

VI. 157.1

2nd copy

71

IWSA 72

**INTERNATIONAL
WATER SUPPLY ASSOCIATION
ASSOCIATION INTERNATIONALE
DES DISTRIBUTIONS D'EAU**



1972
International Water Supply Association
for Community Water Supply

1972

**NINTH CONGRESS
11-14 September**

**NEUVIEME CONGRES
11-14 Septembre**

NEW YORK

**Executive Board
Conseil d'administration**

President

Dr Koloman Megay (Austria)

Vice-President

Fred Merryfield (USA)

Vice-President Elect

Leonard Millis (Great Britain)

Past-President

Prof. Dr Ing. K. Hünerberg (Germany)

Past-President

B. M. Nilsson (Sweden)

Past-President

Florentino Briones (Spain)

Members

Belgium	A. Achten
France	G. Huvelin
Great Britain	Councillor T. W. Newson
Japan	T. Nishikata
Netherlands	C. Van der Veen
Spain	J. A. Linati Bosch
USA	E. F. Johnson
USSR	Prof. F. A. Chevelev

Secretary General

Ronald Fairall

Official Interpreter

Dr P. Descroix (France)

**Scientific and Technical Committee
Comité scientifique et technique**

Chairman

Dr E. Windle Taylor (Great Britain)

Vice-Chairmen

W. Christensen (Denmark)

A. Achten (Belgium)

Members

Algeria	M. Benblidia
Austria	H. Varetza
Belgium	G. Bury
Bulgaria	L. Georgiev
Finland	P. Erkola
France	L. Féline
Germany	Dr H. Tessendorff
Great Britain	S. G. Barrett
Israel	R. Gurevitz
Italy	Prof. L. Mendia
Japan	T. Nishikata
Netherlands	G. Wijnstra
Poland	Prof. H. Stamatello
Portugal	A. Lencastre
South Africa	R. J. Laburn
Spain	R. Urbistondo
Sweden	P. S. Hallquist
Switzerland	E. Trüeb
Tunisia	T. Delloua
USA	R. Hazen
USSR	Prof. Dr. D. Minz

Ex-Officio

President	Dr Koloman Megay
Vice-President	Fred Merryfield
Secretary General	Ronald Fairall

Official Interpreter

Dr P. Descroix (France)

FOREWORD

Over eight hundred water supply experts from some 40 countries gathered at the New York Hilton, New York City, U.S.A. in September 1972 to attend the Ninth International Water Supply Congress.

This volume contains a set of papers published by the International Water Supply Association and circulated to congressionists in advance of the Congress.

Each of the papers was presented to and discussed at the Congress and reports on the discussions will be published in forthcoming issues of the Association's Quarterly Bulletin "AQUA" copies of which can be purchased from the Secretary General, International Water Supply Association, 104A Park Street, London, W.1.

ACKNOWLEDGEMENTS

The Secretary General acknowledges the work of Dr. Pierre Descroix, the Official Interpreter of the Association, on the French texts in this Volume and the assistance of Mr. W. O. Skeat, B.Sc., F.I.Mech.E., who undertook the task of editing the papers.

RONALD FAIRALL
Secretary General
January 1973

AVANT-PROPOS

Plus de huit cents experts de l'industrie de l'eau, provenant de quelque quarante pays se sont réunis au New-York Hilton, New-York, U.S.A., en septembre 1972, pour le Neuvième Congrès International des Distributions d'Eau.

Le présent volume contient les rapports publiés par l'Association Internationale des Distributions d'Eau et remis aux Congressistes avant le Congrès.

Chacun de ces rapports a été présenté au Congrès et discuté; les rapports et les discussions seront publiés dans les prochains numéros du Bulletin mensuel de l'Association "AQUA" que l'on peut se procurer auprès du Secrétaire Général, Association Internationale des Distributions d'Eau, 104A, Park Street, Londres W1.

REMERCIEMENTS

Le Secrétaire Général remercie le Dr. Pierre Descroix, Interprète Officiel de l'Association pour l'établissement des textes français de ce volume et M. W. O. Skeat, B.Sc., F.I.Mech.E., qui a accepté la tâche de mettre ces rapports au net.

RONALD FAIRALL
Secrétaire Général
Janvier 1973

Table of Contents

Main Technical Programme:	<i>Pages</i>
No. 1 Progress in Removal of Taste and Odour (DR. G. P. H. VAN HEUSDEN)	A 1- 5
Translation in French	A 6- 8
No. 2 Disposal of Sludge from Sedimentation Plants, with Special Reference to Alum Sludge (E. F. YOUNG)	B 1- 6
Translation in French	B 7-12
No. 3 Plastic Pipes for Water Supply (HEINRICH VON FURER-HAIMENDORF and EDUARD FIGWER)	C 1- 6
Translation in French	C 7-11
No. 4 Mixing of Waters of Different Origin in Distribution Systems (DR. F. TROYANO, PROF. J. RUIZ DE LA TORRE and DR. J. OROMI)	D 1- 7
Translation in French	D 8-12
No. 5 Chemical Oxidation in Water Treatment (J. W. ATKINSON and A. T. PALIN)	E 1- 9
Translation in French	E11-19
No. 6 Optimum Use of Sources of Supply: Technical and Economic Aspects (A. WIENER)	F 1- 5
Translation in English	F 7-11
No. 7 Re-use of Waste Water for Industrial and Household Purposes (DR. G. J. STANDER)	G 1- 7
Translation in French	G 8-12
No. 8 The Reliability of Water Systems from Source to Consumer (J. TRIBUT)	H 1-21
Summary in English	H23-27
No. 9 Problems of Water Supplies in Severe Climatic Conditions (Cold Climates) (AMOS J. ALTER)	J 1- 6
Translation in French	J 7-11
No. 10 Purification of Drinking Water to Remove Pesticides and Other Poisonous Chemicals: American Practice (GORDON G. ROBECK)	K 1- 4
Translation in French	K 5- 8
No. 11 Artificial Replenishment of Groundwater; Case Reports of Progress and long-term Reports on Yield (G. MASSOULIE, DR. W. FRANK, Y. HARPAZ and T. BLASZYK)	L 1-12
Translation in English	L13-23
No. 12 Recreational Use of Waterworks Gathering Grounds and Reservoirs in Great Britain (KENNETH J. H. SAXTON)	M 1- 4
Translation in French	M 5- 8
Sessions organised by IWSA International Standing Committees:	
Special Commission on Pollution and Protection of Water Sources:	
Subject No. 1 Quality Criteria for Surface Waters: Commission Report	N 1- 4
Translation in French	N14-16
Subject No. 2 Prevention of Micropollution: Its Influence on the General Policy of Pollution Control (C. GOMELLA)	N 5- 6
Translation in French	N17-18
Subject No. 3 Quality Monitoring in Rivers (IR. P. KNOPPERT)	N 7- 9
Summary in French	N19
Subject No. 4 Consequences of Artificial Increase in Temperature of Surface Water in Relation to Water Supply (DR. K. HABERER)	N10-13
Summary in French	N20
International Standing Committee for the Study of Corrosion and Protection of Underground Pipelines:	
Subject No. 1(a) Cathodic Protection of Underground Pipelines with Special Reference to Urban Areas (WALTER G. v. BAECKMANN)	01- 7
Summary in French	07
Subject No. 1(b) Cathodic Protection of Prestressed Concrete Pipes (PROF. J. FRANQUIN)	09-15
Summary in English	016

Tables des Matières

No. 1	Progrès dans l'enlèvement des goûts et odeurs (DR. G. P. H. VAN HEUSDEN)	A 1- 5
	Traduction en français	A 6- 8
No. 2	Elimination des boues de décantation, avec référence spéciale au sulfate d'alumine (E. F. YOUNG)	B 1- 6
	Traduction en français	B 7-12
No. 3	Les conduites en plastique pour l'alimentation en eau (HEINRICH VON FÜRER-HAIMENDORF et EDUARD FIGWER)... ..	C 1- 6
	Traduction en français	C 7-11
No. 4	Mélange des eaux de différentes origines dans les réseaux de distribution (DR. F. TROYANO, PROF. J. RUIZ DE LA TORRE et DR. J. OROMI)	D 1- 7
	Traduction en français	D 8-12
No. 5	L'oxydation chimique dans le traitement de l'eau (J. W. ATKINSON et A. T. PALIN)	E 1- 9
	Traduction en français	E11-19
No. 6	Optimisation de l'emploi des ressources en eau: Technique et Economie (A. WIENER)	F 1- 5
	Traduction en anglais	F 7-11
No. 7	Réutilisation des eaux usées pour les besoins industriels et domestiques (DR. G. J. STANDER)	G 1- 7
	Traduction en français	G 8-12
No. 8	Fiabilité des distributions d'eau du captage au consommateur (J. TRIBUT)	H 1-21
	Résumé en anglais	H23-27
No. 9	Problèmes d'alimentation en eau dans les conditions climatiques sévères (climats froids) (AMOS J. ALTER)	J 1- 6
	Traduction en français	J 7-11
No. 10	Purification de l'eau potable en vue d'enlever les pesticides et autres corps chimiques toxiques. La pratique Americaine (GORDON G. ROBECK)	K 1- 4
	Traduction en français	K 5- 8
No. 11	Réalimentation artificielle des nappes souterraines (G. MASSOULIE, DR. W. FRANK, Y. HARPAZ et T. BLASZYK)	L 1-12
	Traduction en anglais	L13-23
No. 12	Utilisation pour la récréation des réservoirs et de leurs bassins versants en Grande Bretagne (KENNETH J. H. SAXTON)	M 1- 4
	Traduction en français	M 5- 8
Commission Spécial sur la Pollution et la protection des Ressources en eau:		
Sujet No. 1	Critères de qualité des eaux de surface: Rapport de la Commission	N 1- 4
	Traduction en français	N14-16
Sujet No. 2	Prévention de la Micropollution: son importance dans l'élaboration d'une politique générale de lutte contre la pollution (C. GOMELLA)	N 5- 6
	Traduction en français	N17-18
Sujet No. 3	Surveillance de la qualité des eaux de rivières (P. L. KNOPPERT)	N 7- 9
	Résumé en français... ..	N19
Sujet No. 4	Conséquence pour l'alimentation en eau de l'augmentation artificielle de température des eaux de surface (DR. K. HABERER)	N10-13
	Résumé en français... ..	N20
Comité International Permanent pour l'étude de la Corrosion et la Protection des Conduites:		
Sujet No. 1(a)	Protection cathodique des conduites souterraines avec référence spéciale aux régions urbaines (WALTER V. v. BAECKMANN)	0 1- 7
	Résumé en français... ..	0 7
Sujet No. 1(b)	Protection cathodique des tuyaux en béton précontraint (PROF. J. FRANQUIN)	0 9-15
	Résumé en anglais	016

Subject No. 1(c)	The Depassivation of Concrete Reinforcement by an External Anodic Current (I. V. STRIZHEVSKII, B. L. REIZIN and M. S. SHEMOKHANSKAYA)	017-18
	Summary in French	019
Subject No. 2	Practical Measures to be taken in the Transport, Laying and Jointing of Pipes to ensure Protection against Corrosion (Messrs. HUGES, LEGRAND, MERIAUX, POIRIER, POLLET under the Chairmanship of MARC NEVEUX)	020-22
	Translation in English	023-25
Subject No. 3	Experiences with External Plastic Coatings for Steel Pipes (Dipl.-Ing. H. FISCHER)	027-34
	Summary in French	035
Subject No. 4	Internal Cement Mortar Linings for Cast Iron, Ductile Spun Iron, and Steel Pipes (ROBERT S. BRYANT)	037-39
	Summary in French	040
International Standing Committee on Water Quality and Treatment:								
Subject No. 1	Automation of Water Analysis and its use to Control the Water Purification Process (JOSPEH V. RADZIUL and DR. IRWIN H. SUFFET)	P 1- 7
	Summary in French	P 9
Subject No. 2	Advantages and Disadvantages of Membrane Filtration for the Bacteriological Examination of Water (DR. N. P. BURMAN)	P11-17
	Summary in French	P19
Subject No. 3	Progress in Research into the Effects of Ozone on Water during Treatment and in the Distribution System (CYRIL GOMELLA and JEAN HALLOPEAU)	P20-23
	Summary in English	P24
International Standing Committee on Education and Training of Waterworks Personnel:								
Introductory Statement	R1
	Translation in French	R11
	Management Training (H. W. BARKER)	R 2- 4
	Translation in French	R12-14
	Training Techniques and Method: A United States Position (ROBERT L. REYNOLDS and JOHN H. AUSTIN)	R 5- 6
	Translation in French	R15-16
	Operator Training (J. B. ABRAHAMSE)	R 7- 9
	Translation in French	R17-19
International Standing Committee on Distribution Problems:								
Subject No. 1	The Application of Computers to Water Supply Problems (L. FELINE)	S 1- 8
	Summary in English	S 9
Subject No. 2	Problems of Peak Demand and Remedial Measures (DR. H. TESSENDORFF)...	S10-14
	Summary in French	S15
Subject No. 3	Water Waste Prevention: A Commentary (M. RANDALL and S. G. BARRETT)	S16-18
	French translation	S19-21
Subject No. 4	Cleaning and Re-lining of Pipes (H. RAVIV)	S22-26
	Summary in French	S27-28
International Standing Committee on Problems of Water Supplies in Developing Countries:								
Subject No. 1	The Water Supply Situation in Developing Countries (Ir. T. VERHEUL)	T 1- 4
	Summary in French	T 5
Subject No. 2	Policies affecting the Financing of Urban Water Supply in Developing Countries (HAROLD R. SHIPMAN)	T 6-10
	Summary in French	T11

Sujet No. 1(c) La dépassivation des armatures du béton armé par un courant anodique externe (I. V. STRIZHEVSKII, B. L. REIZIN, et M. S. SHEMOKHANSKAYA)	017-18
Résumé en français... ..	019
Sujet No. 2 Mesures pratiques à prendre pendant le transport, la pose, et l'assemblage des conduites pour assurer leur protection contre la corrosion (Messieurs HUGHES, LEGRANT, MERIAUX, POIRIER, POLLET présidée par MARC NEVEUX)	020-22
Traduction en anglais	023-25
Sujet No. 3 Expériences avec le revêtement externe en plastique des conduites en acier (H. FISCHER)	027-34
Résumé en français... ..	035
Sujet No. 4 Revêtements intérieurs en ciment des conduites en fonte ductile centrifugée et en acier (ROBERT S. BRYANT)... ..	037-39
Résumé en français... ..	040
Comité International Permanent de la Qualité et du Traitement de l'eau:	
Sujet No. 1 Automation des analyses d'eau et son emploi dans le contrôle du traitement des eaux (JOSEPH V. RADZIUL et DR. IRWIN H. SUFFET)	P 1- 7
Résumé en français	P 9
Sujet No. 2 Avantages et inconvénients de la filtration sur membrane pour l'analyse bactériologique de l'eau (DR. N. P. BURMAN)	P11-17
Résumé en français... ..	P19
Sujet No. 3 Progrès sur la recherche sur les effets de l'ozone sur l'eau pendant le traitement et dans le réseau de distribution (CYRIL GOMELLA et JEAN HALLOPEAU)	P20-23
Résumé en anglais	P24
Comité International Permanent de l'Education et la Formation du Personnel des Services d'Eau:	
Introduction	R 1
Traduction en français	R11
Formation des dirigeants (H. W. BARKER)	R2 - 4
Traduction en français	R12-14
Techniques et méthodes de formation: une position aux Etats-Unis (ROBERT L. REYNOLDS et JOHN H. AUSTIN)	R 5- 6
Traduction en français	R15-16
Formation du personnel d'exploitation de distributions d'eau (J. B. ABRAHAMSE)	R 7- 9
Traduction en français	R17-19
Comité International Permanent pour les Problèmes de Distribution:	
Sujet No. 1 L'Informatique et l'eau (L. FELINE)	S 1- 8
Résumé en anglais	S 9
Sujet No. 2 Problèmes de demande de pointe et remèdes (DR. H. TESSENDORFF)	S10-14
Résumé en français... ..	S15
Sujet No. 3 La lutte contre le gaspillage de l'eau (M. RANDALL et S. G. BARRETT)	S16-18
Traduction en français	S19-21
Sujet No 4. Nettoyage et revêtements des conduites (M. RAVIV)	S22-26
Résumé en français... ..	S27-28
Comité International permanent pour les problèmes d'alimentation en eau dans les pays en développement:	
Sujet No. 1 La situation de l'alimentation en eau dans les pays en développement (T. VERHEUL)	T 1- 4
Résumé en français... ..	T 5
Sujet No. 2 Les facteurs qui affectant le financement des distributions d'eau urbaines dans les pays en développement (HAROLD R. SHIPMAN)	T 6-10
Résumé en français... ..	T11

Progress in Removal of Taste and Odour

by

DR. G. P. H. VAN HEUSDEN

Biologist, Municipal Water Works, Amsterdam, Netherlands

1. INTRODUCTION

During its Fourth Congress (1958) the International Water Supply Association discussed a report on "Control of odour and taste in drinking water" by Windle Taylor, of London, in which an extensive survey is given of the whole problem of the disagreeable tastes and odours sometimes present in drinking water. Since that time a vast amount of research in this field has been carried out, and much experience in preventing and removing the nuisance has been gained and published; admittedly, in this short paper, the entire field cannot be surveyed.

Taste and odour in drinking water have been noticed as long as a century ago, and still rank among the foremost water supply problems, especially in highly industrialized and densely populated areas. Owing to the enormous quantities of water which they need,

resort has to be had to rivers, lakes, and other surface waters which may be badly polluted and difficult to purify.

Hundreds of substances, of which many are still unknown, give rise to unpleasant tastes and odours (Table 1, below). They originate from domestic sewage, wastes from chemical industries, from oil-refinery products, and from forms of bacteria, fungi, and algae proliferating in the water, banks, and mud. Moreover—in the river Rhine, for example—the influx of brine has increased to such an extent that the mineral content of the river water sometimes trespasses the threshold of taste. Such waters, needing to be strongly sterilized, also contain substances reacting with the chlorine and thereby stimulating the creation of taste and odour.

However, consumers are now more aware of the deterioration in their environment, and more and more

TABLE 1

Survey of disagreeable tastes and odours sometimes present in drinking water.

- A From pollution of raw water, to be prevented as far as feasible by pollution control; to be removed by treatment.
B Resulting from the installations and treatment within the undertaking; to be prevented and corrected.
C Developing in the distribution system; to be prevented entirely.

	No.	Group	Type of taste or odour	Taste-producing or odorous substances	Caused by	Origin
Inorganic chemical	1	Inspid	Flat; tasteless; insipid	Salts in too low concentration	Rainwater on granitic watershed demineralized water	A B
	2	Mineral	Saline; brackish; bitter	Salts in too high concentration	Desert climate Seawater intrusion Discharge of brines	A A A
	3	Metal	Metallic; astringent	Iron and manganese, copper, zinc, etc.	Anoxic ground water Pollution by metal-industry Dissolved from conduits by aggressive drinking water	A A
	4	pH	Soapy	Alkali; too high pH Acid; too low pH	Softening process Disposal by industry Peat and sphagnum-vegetation	B C A A
	5	Chlorine	Chlorinous; "medicine"-like	Chlorine and chlorine compounds	Chlorination Sterilization	B C A
	6	Sulphur	Sulphurous; putrescent	Sulphur; sulphur compounds; mercaptan; hydrogen sulphide	Decomposition of algae Anoxic sulphate reduction	A B C A B C
Organic chemical	7	Coating	Bituminous; putrescent; chlorinous	Tar; bitumen; plastics	Inferior coating of conduits and reservoirs	B C
	8	Oil	Oily	Oil refinery products	Pollution from oil fields, refineries, transport, and traffic	A
	9	Chemical	Medicine-like, pharmaceutical; aromatic; etc.	Phenol; several other industrial organic chemicals	Pollution by chemical industry, coal-coking, oil-refinery	A
Biological	10	Fungi	Musty; mouldy; earthy; putrescent	Metabolites of bacteria, actinomycetes, and other saprobic organisms	Biodegradable matter in wastes, algae, and accumulations	A B C
	11	Algae	Fishy; grassy; vegetable; other characteristic aromas	Metabolites and decaying matter of algae and other autotrophic organisms	Eutrophic conditions in lakes, reservoirs, open filters	A B

likely to refuse to accept a drinking water which is not in an excellent condition. Removal of taste and odour, and the reduction of pollution have thus become socio-economic as well as technical problems. It has to be decided whether the costs of reducing pollution are to be borne by those causing it or by the downstream water-user. If the cost is to be borne, even in part, by the water-utility, its customers must then accept increases in water charges, due to the new treatment methods (Hartung 1960).* Many measures and processes for the prevention and removal of taste and odour are available (Table 2, below).

2. SENSORY DETECTION AND CONSUMERS' RESPONSE

The measurement of the inorganic substances causing taste and odour, and of the phenol, usually is determined chemically. The other organic substances can also be estimated chemically, but a vast number is perceptible by the human olfactory system in comparatively low concentrations. Notwithstanding the intensive efforts made by qualified chemists using modern techniques (gas-chromatography), an instrument that can match the sense of smell has not been even remotely approached (Rosen 1966). Moreover, masking (antagonism) and enhancement (synergism) are important features in taste and odour perception, providing yet more reasons why physiological response cannot be evaluated quantitatively by chemical analysis.

However, a sensory measurement is not simple; it gives a statistical but not a conclusive result. This is best demonstrated by Fig. 1, derived from the work of Cohen *et al.* (1960). It shows the distribution of the lowest concentration of a substance causing taste and odour which can be perceived by a group of consumers ("threshold odour concentration"). A straight line fits well on the logarithmic-probability grid, indicating a very broad spread in the sensitivity of man. Such log-

* An alphabetical list of references is given on p. A5.

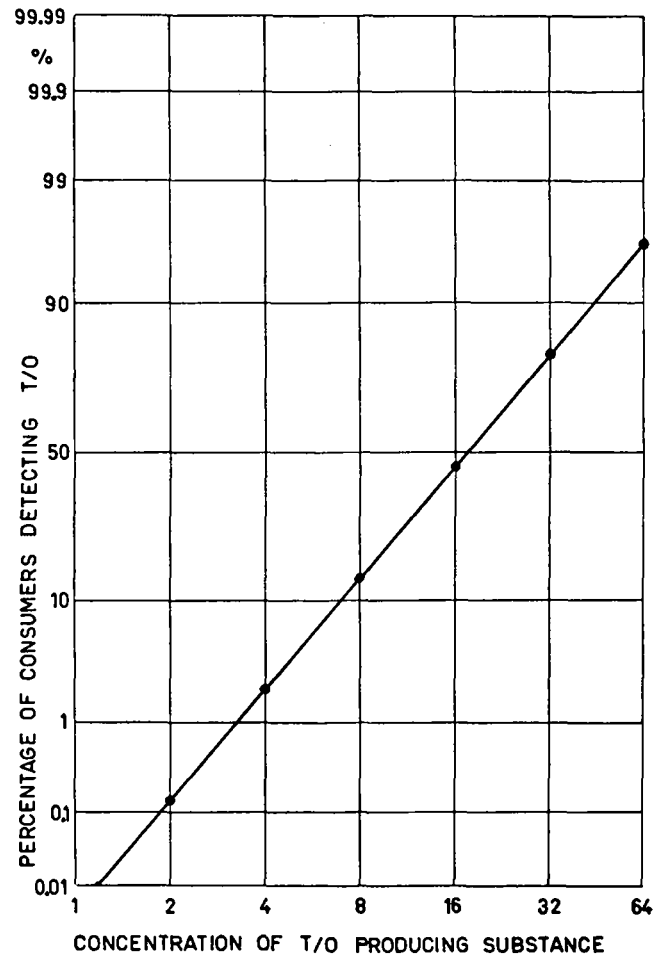


Fig. 1
Concentrations of substances producing tastes and odours

TABLE 2

Methods for prevention and removal of disagreeable tastes and odours in drinking water.

Methods	Taste-producing or odorous substances	Treatment processes
Pollution control	All substances except insipid tastes	Pollution abatement; advanced waste treatment; diversion of sewage and wastes; prevention of pollution; relocation of water intake
Mechanical	Deposits of algae and biodegradable matter Slime growths of bacteria	Removal of organic soils and deposits; periodical cleaning of vegetation; periodical washing and scraping of filter-beds and infiltration galleries; periodical flushing of distribution systems, using swabs
Evaporation	Volatile oils Volatile chemicals Volatile metabolites	Aerators; large open water surface of impounding reservoirs
Oxidation	Reduced iron and manganese sulphide Many organo-chemicals Biodegradable matter	Contact with oxygen in the air; dosing with chlorine, chlorine-dioxide; dosing with potassium permanganate, ozone; biological treatment processes
Adsorption	Metals Oil Many organo-chemicals Metabolites	Iron- or aluminium-hydroxide in coagulation process; calcium hydroxide in softening process; powdered-activated carbon; granular-activated carbon in filters
Sterilization	Algae, fungi, bacteria	Copper sulphate in reservoirs; chlorine in treatment process; chloramine in distribution system
Dilution	Minerals All substances to some degree	With less saline or polluted (ground) water With demineralized water

normal relationships are encountered very often in biological measurements.

A test has to be taken with a large panel of consumers, and their findings have to be evaluated statistically. Then the question arises: at what concentration can the water be regarded as free from taste and odour? Is this condition achieved when half of the panel does not perceive the taste or odour, or when only 5% can distinguish it from pure water? Perhaps a good criterion may be that, say, one-hundredth of 1% of all the consumers, i.e. only the most sensitive, being a small percentage but still a vast number, will be obliged to drink a water tasting or smelling above their limit of perception.

In daily waterworks practice a water is accepted as palatable after being tested by a small selected laboratory-panel functioning as a laboratory instrument for taste and odour detection. However, the panel is neither an unbiased nor a large enough sample of the number of consumers to investigate their responses. That is why a water sometimes produces no complaints from consumers when the laboratory-panel may judge it necessary to dilute with water free from taste and odour as much as four times the original volume (in such a case the threshold odour number is 5) (A.W.W.A. 1971). Changes in the distribution system, and by consumers becoming used to the conditions, or accepting the inevitable, are also important factors.

Bruvold *et al.* and Ongerth (1969) studied the consumers' attitudes and found a straight-line gradual decrease of appreciation of taste and odour with increase in mineral content. Also they could not fix a single upper limit to the allowable mineral content. This fiction of a single threshold value was first abandoned by Swets (1961). In general, we still do not know at what concentration of brine, discharged in a river and easily determined, 100, 10, 1, 0.1, or 0.01% of the consumers will detect it. Nor do we know what mineral concentration is most commonly detected, for water free of salts tastes "flat", and is disliked. Thus grades of taste and odour quality, expressed as percentages, should be settled internationally and the best quality sought.

3. ODOROUS ORGANIC SUBSTANCES

Micro-organisms are still one of the major sources of trouble. Two types can be distinguished: those containing chlorophyll and coming into bloom in quiescent water when mineral nutrients are present (eutrophic conditions) and the colourless ones which mainly thrive in running water when they have the disposal of bio-degradable matter (saprobic conditions). They do not need light, and even are found in chlorinated water in distribution systems (Burman 1965).

Some algae produce metabolites having characteristic smells with a very low threshold odour concentration. Dimethyl-sulphide ($\text{CH}_3\text{-S-CH}_3$) seems to be the cause of the fishy odour of some blue-green algae (Jenkins *et al.* 1967) and their earthy odour has been found to be due to geosmin. Many planktonic algae contain fatty oils with noticeable odours.

Geosmin was earlier found (Gerber *et al.* 1965) to be one of the agents of the persistent musty, earthy odour of the colourless actinomycetes. It is a tertiary alcohol, $\text{C}_{12}\text{H}_{22}\text{O}$ (1,10-dimethyl-9-decalol). Another constituent is mucidone (Dougherty and Morris 1967), a carbonyl compound, $\text{C}_{12}\text{H}_{18}\text{O}_2$. The possible presence of a third component, 2-methyl-iso-borneol, has been demonstrated by Rosen *et al.* (1970) and they think there are more. The saprobic actinomycetes often cause severe troubles in climates that are not too cool (Silvey and Roach 1964). The production of the odorous metabolites seems to depend on the season and the

nutrients available. Decaying algae are excellent sub-ingredients for odour production.

Numerous types of bacteria and fungi cultivated on appropriate substrates produce several taste and odour substances with higher or lower concentrations. However, it is still not known which are of importance in water supply. This field of research on micro-organisms, their substrates, and their products in polluted waters has still largely to be explored. Some smells are intensified by chlorination but removed by super-chlorination (Vaughn 1967). Nothing is known of the kinetics of the reactions involved.

Phenol and phenolic-compounds in low concentration also are known to be very important contributors to tastes and odours, during fifty years of observations. But perhaps their role is over-estimated (Kinney 1960) because they are biodegraded in the polluted water. They originate from many wastes, but mostly from coking plants and petroleum refineries. Especially in contact with the sterilant chlorine, they are very troublesome in producing a medicinal taste or odour. Interior coatings on pipelines in the distribution system also have released phenol-compounds and given rise to complaints of chloro-phenol in drinking water (Kunze 1969).

Burttschell *et al.* (1959) studied these phenol-chlorine derivatives. Mono-, di-, and tri-chlorophenols contribute to the intensity of the medicinal taste and odour, but 2,6-dichlorophenol is most offensive. By increasing the ratio of chlorine to phenol the taste is destroyed. The use of ammonia before chlorination, as sometimes successfully adopted, results in a slower formation of the taste or odour, but also may result in their development later in the distribution system; they will then be apparent to consumers, even when not detectable at the waterworks. Because, in daily practice, the taste and odour depend on so many factors, no direct correlation between the concentration of phenol and the intensity of the taste after chlorination can be found. The same is true of the relationship between actinomycetes and taste and odour.

Chlorine also combines with ammonia, amino-acids, proteins, and urea (Palin 1950)—substances also present in polluted water—to form badly smelling ammonia-chlorine compounds. Nitrogen trichloride is an especially potent danger, but it is volatile and may be removed by aeration (Williams 1966).

The effect of petroleum refining products on the taste and odour of drinking water is feared more and more, not only in surface-water but also in ground-water. The crude oil contains a great variety of chemically distinct fractions, including saturated and unsaturated aliphatic and cyclic hydrocarbons and sulphur and nitrogen compounds. Some have very low threshold odour concentrations. Fortunately some are so volatile that, notwithstanding their low threshold odour concentrations, they are unimportant in practice. Oil in low concentration in water now can be estimated very well owing to the elaborate investigations of mainly German chemists (Holluta 1960, Sontheimer and Kölle 1967, Koppe 1965). The oil fractions are analytically divided between those less or more volatile, and those less or more oxidizable (Kölle *et al.* 1970).

Polluted rivers always contain a mixture of several substances giving rise to taste or odour, which all have to be reduced to below their threshold concentrations. Rosen *et al.* (1963) demonstrated the presence of 11 organic compounds in the Kanawha river. In most rivers, e.g. the Rhine, having a characteristic smell of pollution, it is still unknown which kind of pollutant, intact or partially degraded, contributes most.

Many types of analytical approach are carried out in investigating the organic substances. Mostly the

substances absorbed on activated carbon are extracted (carbon chloroform extract) and analysed (Middleton 1952). In this way not only the substances producing taste and odour but many other pollutants are concentrated; it is standardized routine practice (A.P.H.A. 1965). Extraction by solvent is also carried out (Skrinde and Tomlinson 1963), and concentration by freezing (Baker and Jennings 1970). The volatile substances producing the smell of the water may be collected and analysed directly by gas-chromatography after desorption from the water (Mevius 1969, Rook 1971). Artificial linkage with halogen compounds and detection by electron-capture will make the identification more sensitive (Kawahara 1971).

4. REMOVAL OF TASTES AND ODOURS

Removal of taste and odour depends in practice on the trial-and-error performance of the waterworks operating staff in co-operation with the laboratory panel concerned with taste and odour. The available methods of removal are summarized in Table 2 and, of course, their use will depend on circumstances. Activated carbon is said to be the best aid in removing all taste and odour. Powdered activated carbon is used most. But it also adsorbs other organic substances not contributing tastes or odours, especially those having small and rapidly diffusing molecules (Heil and Sontheimer 1968) and the substances producing taste and odour have to compete with these (Koppe 1967). So the quantities needed sometimes exceed 30 ppm. In such cases prior application of one of the oxidants, chlorine, chlorine dioxide, potassium-permanganate, or ozone is more economic. Nearly always, in practice, such a combination of oxidation and adsorption methods is used.

Two schools may be distinguished: the first, mostly in the New World, prechlorinates the water for disinfection and oxidation and aims at removal of the taste and odour substances by powdered activated carbon. Moreover, dosing with chlorine dioxide is often carried out, especially in the case of phenolic taste and odour problems. Potassium permanganate is also recommended (Cherry 1962, Maloney 1968). In the distribution system a certain amount of chlorine combined with ammonia has to be present to suppress the after-growth of bacteria. Consumers may refuse a drinking water not smelling of chlorine as not being hygienically safe. This, however, is not the whole truth; heavy metals, for instance, are not destroyed by chlorine, are usually not perceived by the consumer, and yet are not harmless.

In Europe, on the contrary, many water supply authorities refuse to distribute a drinking water with a taste or odour of chlorine. Sometimes any chlorination is banned because it intensifies the taste and odour problem (Grim 1969). Instead a biological pretreatment is carried out during the infiltration stages (Haberer 1970), or in storage reservoirs (Nagler 1967), or "bio-coagulation" (a new word, due to Pugh (1957)). In fact, phenols (Mayer 1969), mineral oils (Bringmann and Kühn 1968), and musty odours of actinomycetes (Dickson 1968) can be bio-degraded. The same is true

of ammonia and its compounds. So, by "bio-pretreatment" the amount of chlorine needed is diminished substantially, the taste and odour substances are reduced, and fewer new products are formed. Also the amount of activated carbon required is decreased, and then the use of granular carbon in filters may become acceptable, a process more effective than powdered carbon in reducing the taste and odour concentration.

Filtration often shows shortness of oxygen at the bottom level, and it is known that not all substances producing taste and odour are removed; some new ones are produced by anoxic bio-degradation (Koppe 1965, Boorsma *et al.* 1969). Even after further aerobic bio-oxidation in slow sand filters, activated carbon is needed to improve the taste and odour of Rhine-water leaving the filters. This indicates clearly that not all substances producing taste and odour can be bio-degraded.

Bio-degradation in open reservoirs is less effective, because during cold winters it stops entirely, and in summer troublesome algae develop. However, there is more opportunity for the escape of volatile substances producing taste and odour. Bays, Burman, and Lewis (1970) think that bio-coagulation as a pretreatment before chlorination, as practised by Pugh at Coventry (United Kingdom) seems most promising. It does not demand such vast areas of land as either of the above-mentioned biological processes. It is a common coagulation, but the floc or another substrate is kept in motion during a longer period and may be recycled after sedimentation. Adapted bacteria develop on the floc, forming a bio-activated mass, comparable with that of the well-known activated sludge process in sewage treatment. But in that case, to stay continuously active, during cold winters too, it should be supplied with water that is warmed in some way, perhaps by a power plant. In that way the aerobic metabolism in the river is prolonged and intensified.

The non-biodegradable taste and odour substances and their chlorinated products can be removed, subsequently, only partially by stronger chemical oxidation (Kölle *et al.* 1970). In Europe ozone often is applied (Bauch and Burchard 1970, Eisenhauer 1968, Holluta 1963). It is also a strong sterilizing agent; it reduces the colour (Hallopeau 1964), and it preflocculates the non-odorous humins competing with the taste and odour substances in adsorption on the carbon.

Adsorption on granular activated carbon in filters (Simon and Butgereit 1960, Woodward *et al.* 1964, Hopf 1960, 1969, Flentje and Hager 1964) often is applied as a finishing treatment of the preconditioned water. It only has to reduce the non-oxidizable taste and odour substances such as chlorinated hydrocarbons.

Such a series of treatment processes, however, is complicated and expensive, and in such circumstances the changing of the water-intake to a less polluted source may be considered, notwithstanding the great distance often involved; or the sanitation of the catchment area may be thought advisable.

The aim to distribute drinking water free from taste and odour—not even chlorine—will remain a most important stimulus in water supply research.

SELECTED LITERATURE

- Amer. Publ. Health Assoc. 1965 Standard methods. 12th ed. New York.
- Amer. Water Works Assoc. 1971 Water treatment plant design. New York.
- Baker, R. A., and Jennings, R. 1970 A case study of microorganic contaminants in river water, *Water and Sewage Works*, **117** (2), pp. 412-416.
- Bauch, H., and Burchard, H., 1970 Attempts to improve strongly smelling or toxic effluents by ozone, *Wasser, Luft, und Betrieb*, **14** (4), pp. 134-13.
- Bays, L. R., Burman, N. P., and Lewis, W. M., 1970 Taste and odour in water supplies in Great Britain, *Proc. Soc. Water Treatm. and Examin.*, **19** (2), pp. 136-160.
- Boorsma, H. J., Zoeteman, B. C. J., and Kraaijeveld, A. J. A. 1969 Identificatie van reuken smaakstoffen in grondwater, *H₂O* **2** (4), pp. 326-330.
- Bringmann, C., and Kühn, R. 1968 Biologischer Abbau von Mineralölprodukten im Scheibentauchkörper-Verfahren, *Gesundh. Ingen.*, **89** (6), pp. 179-186.
- Burman, N. P. 1965 Taste and odour due to stagnation and local warming in long lengths of piping, *Proc. Soc. Water Treatm. Examin.*, **14**, pp. 125-131.
- Burttschell, R. H., Rosen, A. A., Middleton, F. M., and Ettinger, M. B. 1959 Chlorine derivatives of phenol causing taste and odor, *JAWWA*, **51** (2), pp. 205-214.
- Bruvold, W. H., and Ongerth, H. J. 1969 Taste quality of mineralized water, *JAWWA*, **61** (4), pp. 170-174.
- Cherry, A. K. 1962 Use of potassium permanganate in water treatment, *JAWWA*, **54** (4), pp. 417-424.
- Cohen, J. M., Kamphake, L. J., Harris, E. K., and Woodward, R. L. 1960 Taste threshold concentrations of metals in drinking water, *JAWWA*, **52** (5), pp. 660-670.
- Dickson, K. L. 1968 Actinomycetes and water quality, *JAWWA*, **60** (4), pp. 379-381.
- Dougherty, J. D., and Morris, R. L. 1967 Studies on the removal of Actinomycete musty tastes and odors in water supplies, *JAWWA*, **59** (10), pp. 1320-1326.
- Eisenhauer, H. R. 1968 The ozonation of phenolic wastes, *J. Water Poll. Contr. Fed.*, **40** (11), pp. 1887-1899.
- Flentje, M., and Hager, D. G. 1964 Re-evaluation of granular-carbon filters for taste and odor control, *JAWWA*, **56** (2), pp. 191-197.
- Gerber, N. N., and Lechevalier, H. A. 1965 Geosmin an earthy-smelling substance isolated from Actinomycetes, *Appl. Microbiol.*, **13**, pp. 935-938.
- Grim, J. 1969 Mikroverunreinigung und Wasseraufbereitung unter spezieller Berücksichtigung der Geruchs- und Geschmacksbekämpfung im Trinkwasser *Gas u. Wasserf.*, **110** (40), pp. 1109-1112.
- Haberer, K. 1970 Grundwasseranreicherung zur Qualitätsverbesserung, *H₂O*, **3** (14), pp. 318-329.
- Hallopeau, J. 1964 Ozonisation, *Proc. Int. Water Supply Assoc., Stockholm*, Rep. No. 4.
- Hartung, H. O. 1960 Effects of pollutants in water supplies, *JAWWA*, **52** (11), pp. 1363-1366.
- Heil, G., and Sontheimer, H. 1968 Erfassung und Charakterisierung organischer Substanzen durch adsorptionskinetische Messungen, *Jhrb. Vom Wasser*, **35** pp. 18-41.
- Holluta, J. 1960 Gefahren der Abgänge von Ölraffinerien für die Wasserversorgung, *Jhrb. Vom Wasser*, **27**, pp. 198-215.
- ibid.*, 1963 Das Ozon in der Wasserchemie, *Gas u. Wasserf.* **104**, pp. 1261-1271.
- Hopf, W. 1960 Versuche mit Aktivkohle zur Aufbereitung des Dusseldorfer Trinkwassers, *Gas u. Wasserf.*, **101** (14), pp. 330-336.
- ibid.*, 1969 Aktivkohle in der Wasseraufbereitung, *H₂O*, **2** (12), pp. 286-291.
- Jenkins, D., Medsker, L. L., and Thomas, J. F. 1967 Odorous compounds in natural waters; some sulfur compounds associated with blue-green algae, *Env. Sc. Techn.*, **1** (9), p. 731-735.
- Kawahara, F. K. 1971 Gas chromatographic analysis of mercaptans, phenols, and organic acids in surface waters with use of pentafluorobenzyl derivatives, *Env. Sc. Techn.*, **5** (3), pp. 235-239.
- Kinney, J. E. 1960 Evaluating the taste and odor control problem, *JAWWA*, **52** (4), pp. 505-519.
- Kölle, W. P., Koppe, P., and Sontheimer, H. 1970 Taste and odour problems with the river Rhine, *Proc. Soc. Water Treatm. Examin.*, **19** (2), pp. 120-135.
- Köppe, P. 1965 Identifizierung der Hauptgeruchsstoffe im Uferfiltrat des Mittelund Niederrheins, *Jhrb. Vom Wasser*, **32**, pp. 33-68.
- ibid.*, 1967 Untersuchungen über die konkurrierende Adsorption an Aktivkohle bei der Trinkwasseraufbereitung, *Gesundh. Ingen.*, **88** (10), pp. 213-317.
- Kunze, H. 1969 Phenolgehalt von Bitumenüberzügen auf Rohren und Formstücken aus Stahl oder Gusseisen, *Wasserwirtsch- Wasser-techn.*, **19** (3), pp. 102.
- Maloney, J. R. 1968 Odor control with carbon and permanganate at Des Moines, *JAWWA*, **60** (10), pp. 1195-1198.
- Mayer, A. 1969 Principes actuels régissant le traitement des effluents phenolés, *L'Eau*, (6), pp. 293-297.
- Mevius, W. 1969 Anreicherung von Geruchsstoffen aus Wasser, *Gas u. Wasserf.*, **110** (14), p. 386.
- Middleton, F. M., Braus, H., and Ruchhoft, C. C. 1952 Fundamental studies of taste and odor in water supplies, *JAWWA*, **44** (6), pp. 538-546.
- Nagler, B. E. 1967 Pretreatment storage and monitoring water quality to reduce pollution, *JAWWA*, **59** (6), pp. 680-684.
- Palin, A. T. 1950 A study of the chloro-derivates of ammonia and related compounds, *British Waterw. Assoc. Congr.*
- Pugh, N. J. 1957 The treatment of doubtful waters for public supplies, *J. Inst. Water Engin.*, **11**, pp. 17-59.
- Rook, J. J. 1971 Headspace analysis in water, *H₂O*, **4** (17), pp. 385-386.
- Rosen, A. A., 1966 Recent developments in sensory testing, *JAWWA*, **58**, (6), pp. 699-702.
- Rosen, A. A., Mashni, C. I., and Safferman, R. S. 1970 Recent developments in chemistry of odor in water: the cause of earthy/musty odour. *Proc. Soc. Water Treatm. Examin.*, **19** (2), pp. 106-119.
- Rosen, A. A., Skeel, R. T., and Ettinger, M. B. 1963 Relationship of river water odor to specific organic contaminants, *J. Water Poll. Contr. Fed.*, **35**, pp. 777-782.
- Silvey, J. K. G., and Roach, A. W. 1964 Studies on microbiotic cycles in surface waters *JAWWA*, **56**, (1), pp. 60-72.
- Simon, M., and Butgereit, W. 1960 Die Beseitigung der Geruchs- und Geschmacksstoffe im Trinkwasser durch Aktivkohle, *Gas u. Wasserf.*, **101** (14), pp. 337-339.
- Skrinde, R. T., and Tomlinson, H. D. 1963 Organic micropollution instrumentation and measurement, *J. Water Poll. Contr. Fed.*, **35**, pp. 1292-1306.
- Sontheimer, H., and Kölle, W. 1967 Untersuchungen zur Problematik der Wasserverschmutzung durch Mineralöl, Erdgas, Petrochem, Erdöl, u. Kohle, **20** pp. 648-655.
- Swets, J. A. 1961 Is there a sensory threshold? *Science*, **134**, pp. 168-177.
- Vaughn, J. C. 1967 Tastes and odors in water supplies, *Env. Sc. Techn.*, **1**, pp. 703-709.
- Williams, D. B. 1966 Elimination of nitrogen trichloride in dechlorination practice, *JAWWA*, **58** (2), pp. 248-254.
- Windle Taylor, E. 1958 Control of odour and taste in drinking water, *Proc. Int. Water Supply Assoc., Brussels*, Subj. **1**, pp. 37-166.
- Woodward, R. L., Dostal, K. A., and Robeck, G. G. 1964 Granular activated-carbon beds for odor removal, *JAWWA*, **56** (3), pp. 287-295.

Progrès dans l'enlèvement des goûts et odeurs

par le

Dr. G. P. M. VAN HEUSDEN

Biologiste, Service Municipal des Eaux d'Amsterdam, Pays-Bas

1. INTRODUCTION

Lors de son Quatrième Congrès (1958), l'Association Internationale des Distributions d'Eau a discuté un rapport sur "la lutte contre les goûts et odeurs dans l'eau potable" rédigé par le Dr. Windle Taylor, Londres. Ce rapport examinait dans son ensemble le problème des goûts et odeurs désagréables parfois présents dans les eaux potables.

Depuis lors, une somme considérable de recherches a été effectuée en ce domaine et une grande expérience pour prévenir et enlever cette nuisance a été acquise et publiée. Dans ce court rapport, préparé pour le Neuvième Congrès (1972), tout n'a pas pu être passé en revue.

Les goûts et odeurs dans l'eau potable ont été notés il y a déjà un siècle et ils restent parmi les problèmes majeurs des distributions d'eau, surtout dans les régions très industrialisées et très peuplées. En raison des énormes quantités que ces régions exigent, il faut recourir aux rivières, lacs, et autres eaux de surface qui peuvent être très polluées et difficiles à purifier. Des centaines de substances, dont beaucoup sont encore inconnues, provoquent des goûts et odeurs déplaisants (Tableau 1)*. Elles proviennent des eaux d'égout urbaines, des eaux usées de l'industrie chimique, des sous-produits des raffineries de pétrole, des métabolites de bactéries, champignons, et algues qui prolifèrent dans l'eau, sur les rives, et dans la vase. En outre, dans le Rhin par exemple, les rejets de sel ont augmenté à un point tel que sa teneur dans l'eau dépasse parfois le seuil de goût. Ces eaux, en outre, exigent une stérilisation énergique, mais contiennent des substances qui réagissent avec le chlore et stimulent donc les goûts et odeurs.

D'un autre côté, le consommateur est devenu plus conscient de la détérioration de son environnement et refuse de plus en plus de boire une eau qui n'est pas parfaite. L'enlèvement des goûts et odeurs et la lutte contre la pollution sont devenus des problèmes socio-économiques aussi bien que techniques. Il faut déterminer si le coût de la lutte contre la pollution doit être supporté par le pollueur ou par l'utilisateur en aval. Si ce coût doit être supporté, même partiellement par le service d'eau, ses abonnés doivent accepter une augmentation de tarifs pour les nouvelles méthodes de traitement (Hartung 1960). Il existe de nombreuses méthodes pour prévenir ou pour élever les goûts et odeurs (Tableau 2)*.

2. DETECTION PAR LES SENS ET REPOSE DES CONSOMMATEURS

La mesure des substances organiques sapides et odorantes et du phénol s'effectue d'habitude chimiquement. Les autres corps peuvent aussi être estimés

chimiquement, mais un grand nombre est perceptible à faible concentration par le système olfactif de l'homme. Malgré les efforts des chimistes qualifiés utilisant des techniques modernes (chromatographie gazeuse), on n'a pas réussi à créer un instrument qui double même de loin le sens de l'odorat (Rosen 1966). En outre, l'antagonisme qui masque les goûts et odeurs et la synergie qui les exalte sont des facteurs importants de leur perception, raison supplémentaire pour que la réponse physiologique ne puisse pas être évaluée quantitativement par l'analyse chimique.

Mais une mesure par les sens n'est pas simple et ne donne que des résultats statistiques et non conclusifs. La démonstration en est faite d'après la Fig. 1*, qui est un graphique dérivé des travaux de Cohen *et al.* (1960). Il montre la distribution de la plus faible concentration d'une substance sapide et odorante perçue par un groupe de consommateurs (concentration d'odeur de seuil). Cette probabilité est une droite dans un graphique logarithmique, ce qui indique un très large éventail de sensibilité humaine. De telles relations logarithmiques se rencontrent très souvent dans les mesures biologiques.

Donc, un essai doit être réalisé avec un groupe nombreux et les résultats doivent être évalués statistiquement. La question est alors soulevée: à quelle concentration l'eau peut-elle être dite insipide et inodore? Quand la moitié du groupe ne perçoit ni goût ni odeur ou quand 5% seulement peuvent distinguer l'eau testée d'une eau pure? Un bon critère est peut-être que, par exemple, un pour cent seulement de tous les consommateurs, qui sont les plus sensibles, est un faible pourcentage, mais un grand nombre, pourra boire de l'eau qui a un goût ou une odeur supérieurs à leur capacité de perception.

Dans la pratique journalière des distributions d'eau, une eau est acceptée comme potable après avoir été goûtée par un petit groupe choisi fonctionnant comme instrument de laboratoire pour les goûts et odeurs. Mais ce groupe n'est pas un échantillon neutre et assez large de la population des consommateurs pour préjuger de leurs réponses. C'est la raison pour laquelle parfois une eau ne soulève pas de plainte des consommateurs alors que les goûteurs jugent nécessaire de la diluer jusqu'à 4 fois avec de l'eau neutre (seuil d'odeur = 5) (A.W.W.A. 1971)*. Des modifications dans le réseau, l'habitude et la résignation des consommateurs jouent aussi un rôle important.

Bruvold *et al.* (1969) ont étudié les attitudes des consommateurs. Ils ont trouvé une diminution linéaire de l'appréciation avec l'augmentation de la teneur en minéraux. Ils n'ont donc pas pu déterminer une limite unique à la teneur en minéraux admissible. Cette fiction de valeur de seuil unique avait été abandonnée pour la première fois par Swets (1961). Nous ne savons toujours

* Pour les tableaux 1 et 2, voir le texte anglais.

* Pour la Fig. 1 et pour la bibliographie, voir texte anglais.

pas quelle est la concentration en sel marin déversé dans une rivière qui sera facilement détectée par cent, dix, un, 0,1 ou 0,01 pour cent des consommateurs. Nous ne savons pas plus quelle est la teneur en minéraux qui est la plus appréciée car l'eau qui ne contient pas de sels a un goût plat et elle est également condamnée. Il est nécessaire de fixer internationalement les teneurs en pour cent de qualité pour le goût et l'odeur et il faut viser à la meilleure qualité.

3. SUBSTANCES ORGANIQUES ODORANTES

Les microorganismes sont toujours l'une des sources majeures de gêne. On peut distinguer deux types: ceux qui contiennent de la chlorophylle et qui forment des fleurs d'eau dans les eaux calmes quand il y a des sels minéraux (situation eutrophe) et ceux qui sont incolores qui prospèrent surtout dans l'eau courante où ils disposent de matières biodégradables (situation saprobie). Ces derniers n'ont pas besoin de lumière et se retrouvent même dans l'eau chlorée des réseaux de distribution (Burman 1965).

Certaines algues produisent des métabolites ayant des odeurs caractéristiques à concentration de seuil d'odeur faible. Le diméthyl sulfuré ($\text{CH}_3\text{-S-CH}_3$) semble être la cause de l'odeur de poisson de certaines algues bleu-vertes (Jenkins *et al.* 1967) et l'odeur terreuse s'est révélée être due à la géosmine. Beaucoup d'algues planctoniques contiennent des huiles essentielles à odeur pénétrante.

On avait auparavant découvert (Gerber *et al.* 1965) que la géosmine était l'un des agents de l'odeur persistante de moisissure ou de terre des actinomycètes incolores. C'est un alcool tertiaire $\text{C}_{12}\text{H}_{22}\text{O}$ (1,10-diméthyl-9-décalol). Un autre constituant est la mucidone (Dougerthy *et al.* 1967), composé carbonyle $\text{C}_{12}\text{H}_{18}\text{O}_2$. Un troisième composant le 2-méthyl-iso-bornéole a été trouvé par Rosen *et al.* (1970) et on pense qu'il y en a d'autres. Les actinomycètes saprobies causent souvent des troubles graves dans les climats pas trop froids (Silvey *et al.* 1964). La production de métabolites odorants semble dépendre de la saison et des corps nutritifs disponibles. Les algues en décomposition sont d'excellents substrats pour la production d'odeurs.

De nombreux types de bactéries et de champignons cultivés sur milieux appropriés produisent diverses substances odorantes à concentration de seuil plus ou moins forte. Mais on ne sait pas encore quels sont ceux qui sont importants pour les distributions d'eau. Ce domaine de recherches sur les microorganismes, leurs substrats et leurs produits dans les eaux polluées reste largement à explorer. Certaines odeurs sont intensifiées par la chloration, mais enlevées par la super-chloration (Vaughn 1967). On ne sait rien de la cinétique des réactions en jeu.

On sait, depuis cinquante ans, que le phénol et ses composés sont de très importants responsables des goûts et odeurs. Mais leur rôle est peut-être surestimé (Kinney 1960) car ils sont biodégradés dans l'eau polluée. Ils proviennent de nombreux résidus, surtout de la fabrication du coke et du raffinage du pétrole. Au contact du chlore surtout, ils produisent une gênante odeur médicinale. Les revêtements intérieurs des conduites de distribution peuvent aussi libérer des composés chlorés et donner naissance à des plaintes de chloro-phénol dans l'eau potable (Kunze 1969).

Burtshell *et al.* (1959) ont étudié ces dérivés chlorophénoliques. Les mono-, di-, et trichlorophénols contribuent à l'intensité des goûts et odeurs médicinaux, mais le 2,6 dichloro-phénol est le plus gênant. Quand on augmente le rapport chlore sur phénol, on détruit le goût. L'emploi d'ammoniaque avant la chloration, parfois utilisé avec succès, ralentit la formation des goûts et odeurs mais ceux-ci peuvent se développer plus

tard dans le réseau. Les consommateurs s'en apercevront alors même s'il ne sont pas décelables à l'usine. En pratique, les goûts et odeurs dépendent de tant de facteurs que l'on ne peut pas trouver de corrélation directe entre la teneur en phénol et l'intensité du goût après chloration. Il en est de même des relations entre actinomycètes et goûts et odeurs.

Le chlore se combine aussi à l'ammonique, aux acides aminés, aux protéines, et à l'urée (Palin 1950) également présents dans l'eau polluée et donne des composés chloraminés malodorants. Le trichlorure d'azote est particulièrement dangereux, mais il est volatil et disparaît par aération (Williams 1964).

La contribution des produits pétroliers aux goûts et odeurs de l'eau potable est de plus en plus à craindre, non seulement dans l'eau de surface, mais aussi dans l'eau souterraine. Le brut contient une grande variété de fractions chimiques distinctes comprenant des hydrates de carbone saturés ou non, aliphatiques et cycliques et des composés du soufre et de l'azote. Certains ont une très basse valeur de seuil d'odeur. Heureusement, certains sont si volatiles que, malgré leur basse valeur de seuil, ils sont pratiquement sans importance. Les faibles teneurs de pétrole dans l'eau peuvent être très bien estimées grâce aux travaux des chimistes surtout allemands (Holluta 1969, Sontheimer, Kölle 1967, Koppe 1965). Les fractions pétrolières sont analytiquement divisées suivant qu'elles sont plus ou moins volatiles, plus ou moins oxydables (Kölle *et al.* 1970).

Les rivières polluées contiennent toujours un mélange de plusieurs substances odorantes qu'il faut réduire au-dessous de leur valeur de seuil. Rosen *et al.* (1963) ont trouvé onze composés organiques dans la Kanawha. Dans la plupart des rivières, par exemple le Rhin, ayant une odeur caractéristique de pollution, on ne sait toujours pas quelle sorte de polluant, intact ou partiellement dégradé, a le plus d'importance.

On utilise de nombreux types de procédés d'analyse pour rechercher les substances organiques. Le plus souvent, les substances adsorbées sur charbon actif sont extraites au chloroforme et analysées (Middleton 1952). On concentre de cette façon non seulement les substances donnant goûts et odeurs, mais bien d'autres polluants. C'est une pratique normalisée (American Public Health Association 1965). On pratique aussi l'extraction par solvant (Skrinde *et al.* 1970). Les substances volatiles, cause du goût de l'eau, peuvent être collectées et analysées directement par chromatographie gazeuse après désorption de l'eau (Mevius 1969, Rook 1971). La liaison artificielle avec des composés halogénés et la détection par capture d'électrons rendent l'identification plus facile (Kawahara 1971).

4. ENLEVEMENT DES GOÛTS ET ODEURS

La méthode de lutte contre les goûts et odeurs doit être recherchée par l'exploitant de la station de traitement avec la collaboration des dégustateurs du laboratoire. Le Tableau 2 résume les procédés utilisables dont l'emploi dépendra naturellement des circonstances. Le charbon actif a la réputation d'être le meilleur moyen de lutte contre tous les goûts et odeurs. Mais il adsorbe aussi la matière organique non productrice de goûts et odeurs, spécialement les corps ayant des molécules petites à diffusion rapide (Heil *et al.* 1968) et les substances productrices de goûts et odeurs sont soumises à leur concurrence (Koppe 1967). En conséquence, les quantités nécessaires dépassent parfois 30 mg/l. Alors, l'application préalable d'un oxydant, chlore, bioxyde de chlore, permanganate de potassium, ou ozone est plus économique. En pratique, on combine presque toujours les deux méthodes, oxydation et adsorption. On peut distinguer deux écoles.

La première école, trouvée surtout au Nouveau Monde, préchlorure l'eau pour désinfection et oxydation et essaie d'enlever les produits générateurs de goûts et odeurs par du charbon actif en poudre. En outre, on ajoute souvent du bioxyde de chlore surtout en présence de phénol. On recommande aussi le permanganate de potassium (Cherry 1963, Maloney 1968). Il faut qu'il reste dans le réseau de distribution une certaine quantité de chloramine pour empêcher les post-croissances de bactéries. Les consommateurs refusent une eau potable qui ne sent pas le chlore comme n'étant pas hygiéniquement sûre. Mais cela n'est pas entièrement exact, car, par exemple, les métaux lourds ne sont pas détruits par le chlore, ne sont pas sentis par le consommateur et, cependant, ne sont pas inoffensifs.

En Europe, au contraire, beaucoup de services d'eau refusent de distribuer de l'eau ayant goût de chlore. Quelquefois, toute chloration est bannie comme intensifiant les goûts et odeurs (Grim 1969). On applique un pré-traitement biologique sous forme d'infiltration (Haberer 1970), conservation en réservoir (Nagler 1967) ou bio-coagulation (néologisme de l'auteur, Pugh 1957). En fait, les phénols (Mayer 1969) les huiles minérales (Bringmann *et al.* 1968) et les odeurs moisies d'actinomycètes (Dickson 1968) peuvent être biodégradées. Le même vaut pour l'ammoniac et ses composés. Le prétraitement diminue donc substantiellement les doses de chlore nécessaires et réduit les substances génératrices de goûts et odeurs tout en en formant moins de nouvelles. La dose de charbon actif nécessaire est également réduite, et on peut alors employer des lits filtrants de charbon granulé qui retiennent les substances génératrices de goûts et odeurs jusqu'à une teneur plus faible qu'avec le charbon en poudre.

L'infiltration amène souvent une disparition d'oxygène dans le sol, et l'on sait que toutes les substances génératrices de goûts et odeurs ne disparaissent pas et qu'il s'en forme d'autres par biodégradation anaérobie (Koppe 1965, Booesma *et al.* 1969). Même après bio-oxydation aérobie ultérieure sur filtres lents, il faut du charbon actif pour améliorer le goût et l'odeur de l'eau du Rhin infiltrée. Cela démontre que toutes les substances génératrices de goûts et odeurs ne peuvent pas être biodégradées.

La bio-dégradation en réservoir est moins efficace

car elle s'arrête complètement pendant les hivers froids et des algues gênantes se développent en été. Mais il y a plus de chances que les substances volatiles s'échappent.

Bays, Burman, et Lewis (1970) pensent que la bio-coagulation comme prétraitement telle qu'elle est pratiquée par Pugh à Coventry (Grande-Bretagne) semble très prometteuse. Elle ne demande pas de surfaces aussi grandes que les deux procédés biologiques susmentionnés. C'est une coagulation classique, mais le floc ou un autre substrat est maintenu en mouvement pendant une période plus longue et peut être recyclé après décantation. Des bactéries adaptées se développent sur le floc, formant une masse bioactive comparable à celle des boues activées pour le traitement des eaux d'égout. Mais alors, pour rester continuellement active même pendant les hivers froids, il faut chauffer l'eau d'une façon quelconque, peut-être grâce à une centrale électrique. De cette façon, le métabolisme aérobie de la rivière est prolongé et intensifié.

Les substances productrices de goûts et d'odeurs non biodégradables et leurs produits chlorés ne peuvent être ensuite détruits que partiellement par une oxydation chimique plus forte (Kölle *et al.* 1970). En Europe, on emploie souvent l'ozone (Buch *et al.* 1970, Eisenhauer 1968, Holluta 1963). C'est aussi un agent stérilisant énergétique, qui réduit la couleur (Hallopeau 1964) et qui préflocule les humines non odorantes qui concurrencent avec les substances génératrices de goûts et odeurs lors de l'adsorption sur charbon actif.

L'adsorption sur lits filtrants de charbon actif granulé (Simon *et al.* 1960, Woodward *et al.* 1964, Hopf, 1960, Flentje *et al.* 1964) est souvent appliquée comme traitement d'affinage à l'eau préconditionnée. Elle n'a plus qu'à retenir les substances génératrices de goûts et odeurs non oxydables comme les hydrates de carbone chlorés.

Mais cette série de traitements est compliquée et coûteuse et dans ces conditions on peut envisager de déplacer la prise d'eau vers une ressource moins polluée, malgré la grande distance que cela suppose parfois, ou d'assainir le bassin versant.

L'ambition de distribuer une eau potable ayant moins de goûts et d'odeurs même sans odeur de chlore, restera l'un des plus importants stimulants de la recherche pour les distributions d'eau.

Choix de références bibliographiques (voir page A5).

Disposal of Sludge from Sedimentation Plants, with Special Reference to Alum Sludge

by

E. F. YOUNG, B.Sc.(Eng.), M.I.C.E., M.I.W.E., M.A.S.C.E.

Formerly Chief Engineer, Water Treatment Department, Binnie and Partners, London (Great Britain)

1. INTRODUCTION

The two products of chemical clarification with alum in municipal water supply are treated water and sludge. Alum sludge is virtually useless, and there is a reluctance to spend more than is necessary to dump it as quickly as possible.

The trouble with sludge is that it is so voluminous. Unless disposed of to a river, estuary, or the sea, it must remain on land or be dumped underground. Satisfactory disposal is difficult in certain areas, notably where lakes or rivers can no longer accept sludge because of environmental problems or land limitation, and where aesthetic considerations make it necessary to change disposal practice.

Mr. C. F. Wertz dealt with aspects of the removal and treatment of sludge in the U.S.A. at the Sixth Congress in Stockholm in 1964^{1*} and Professor A. Chojnacki discussed the recovery, by means of sulphuric acid, of alum coagulant from sludge at the Seventh Congress in Barcelona in 1966.² The present paper reviews the current position on sludge disposal.

2. GENERAL QUESTIONNAIRE

A general questionnaire was circulated to member countries to inquire whether sludge disposal was a particular problem or concern. The results show that it is of concern to relatively few members. The spread of data covering type of raw water, sedimentation tank, and thickness indicates that sludge quantities and characteristics vary according to the raw-water characteristics and the design and manner of desludging of the sedimentation tanks. Appendix A, p. B5, summarizes data on sludge quantities, but excludes information from the U.S.A. and Great Britain, in view of the large volume of published data already available; for those interested, recent reports by the Research Foundation of the American Water Works Association³ and the Water Research Association, United Kingdom,⁴ merit attention.

3. SEDIMENTATION TANKS

The choice of a particular design of sedimentation tank depends on many factors, including raw-water quality and its variation, flow to be treated, practical experience and personal preference, cost, and manner of sludge disposal. For any water, the clarifier selected will often result in different volumes and thicknesses of sludge compared with another design.

The only form of tank in which sludge may be allowed to accumulate for long intervals between manual de-sludging is the horizontal-flow tank. Provided sludge does not become septic, this tank produces sludge at thicknesses (concentrations) between 1.5 and 3.0% w/w (weight for weight), (depending on the silt content) but

large volumes must be removed in comparatively short periods. If disposal to a river is not allowed, thick sludge is often hosed out to lagoons.

Sludge scrapers are often provided in horizontal (or cross-flow) sedimentation tanks. In such cases, the tank depth may be reduced by 20% and a somewhat thinner sludge is continuously produced. Scrapers may operate on a timed basis, scraping sludge to concentrating compartments. Some designs involve blade depths as much as 0.6 m with the object of damming up scraped sludge over outlet pockets, thus assisting further settlement and concentration. Scrapers are essential in upflow (radial) type clarifiers, and concentrations as high as 2% w/w are possible, provided sludge is held in depth.

Solids recirculation contact and sludge blanket clarifiers take many forms. Sludge may be removed in a thin or concentrated state. Removal in a "thin" state involves drawing off a proportion of the blanket (or slurry in circulation) for transmission to an external thickener, supernatant being returned to the clarifier. The more common method is removal from concentrator chambers, the number varying from two to eight, depending on the tank type and raw-water flow, and they may be single- or multiple-hopper compartments at floor or some intermediate level, or they may even be suspended buckets. The object in each case is to provide a space outside the influence of upflow or circulation, to permit the quiescent settling of floc and therefore to reduce its volume. By such means, concentration may be increased manifold (for example from a blanket concentration of 0.08 w/w to 1.5% w/w).

The most convenient way of removing sludge is by gravity discharge, using the hydraulic head of the clarifier. Continuous extraction may be feasible but the usual method is to draw sludge for short periods at infrequent intervals to prevent sludge "piping". Manually pre-set timers enable optimum concentrations to be achieved. Success depends upon adequate chamber volume and sludge valve and pipe capacity. It is suggested that the total rated capacity of all sludge discharge valves (and associated pipework) should amount to 60% of the clarifier flow rates; valve opening should not exceed 1 minute, preferably less; and sludge volumes and sludge concentrations both increase in proportion to the square root of the turbidity figure.

4. SLUDGE CONCENTRATION

Sludge concentration within the sedimentation tank is necessary to reduce loss of water when disposal is effected by direct discharge to lagoon or watercourse. Volumetric savings are significant, particularly where water has been pumped or the source is a stored water.

The use of external secondary sedimentation or thickening tanks enables a thicker sludge to be produced, and this is important when lagooning or mechanical sludge-processing is involved. Supernatant from the

* A numbered list of references is given on p. B6.

thickening tank may be recirculated or discharged to waste if preferred.

If supernatant return to the works inlet is acceptable, it may be possible to dispense with sludge concentration within the sedimentation tanks. Thin blanket or recirculated sludge may be drawn continuously. This method may be preferred when polyelectrolyte dosing of sludge to expedite thickening is contemplated, as it avoids the necessity of synchronizing dosing with sludge flow.

The addition of chemicals to the sludge is increasing. The object may be to accelerate thickening or to modify the sludge characteristics. If the raw water contains silt it will probably be unnecessary to accelerate thickening by chemical treatment. Thicknesses as high as 5% w/w may be possible in a short period even without mechanical stirring. Chemical treatment of the thickened sludge would be necessary if there were disposal to filter press or drainage bed.

However, a stored water may produce a thin sludge containing appreciable hydroxide and organic matter which will not thicken appreciably, even after several days, unless it is first chemically conditioned. Mechanical stirring may then be essential to speed up separation of the water from the floc. Thickening beyond 3% w/w may result in pumping difficulties.

5. CONCENTRATOR CHAMBERS

Concentrator chambers within sedimentation tanks may be likened to thickeners in which there are three distinct zones. The upper zone is a layer in which floc particles settle out under the action of gravity, with little hindrance until a distinct interface occurs between supernatant and slurry. The middle zone is the layer in which settling and consolidation occurs under conditions of hindered settlement until a level is reached at which compression occurs. The bottom layer consists of compressing sludge.

Information on the dynamics of quiescent concentration is sparse, and design is usually empirical. Some useful data have been published by Gates and McDermott⁵ from which it is deduced that, for a stored water having a sludge blanket concentration of 0.08% w/w, the initial subsidence rate in the middle zone would be about 3m/hour and consolidation proceeds until a critical concentration of 0.5% w/w is achieved, beyond which compression occurs.

The total volume of concentrators within sedimentation tanks, as a function of the flow treated, varies widely; the range lies from 25 m³ to 150 m³ of capacity per m³/sec flow treated according to the particular design of sedimentation tank. Depths vary from 2 to 3.3 m.

6. SETTLEMENT AND THICKENING TANKS

Settlement tanks are used for increasing the solids concentration of continuous (or semi-continuous) sludge extractions from sedimentation tanks, particularly where disposal is to sludge lagoons. No chemical treatment is involved, and tanks may be of various shapes, usually without mechanical stirring equipment. Their efficiency, in terms of concentration achieved and quality of supernatant, depends upon the type of sludge, that is, the silt content. They are, in effect, extensions of sedimentation-tank sludge concentrator chambers.

Thickening tanks are used for the same reason as settlement tanks, the essential difference being that thickening involves chemical treatment of the sludge before it enters the tanks. Plain settlement of sludge derived from clarification of stored waters often involves long detention periods to achieve a significant increase in solids concentration; whereas suitable chemical treatment accelerates the process of separation of supernatant, making possible either greater concentrations in the same time or the use of smaller tanks for the same

concentration. Tanks are usually circular in plan, with scrapers and stirring equipment.

The processes of settlement and thickening may be carried out in several ways. The fill-and-draw method involves three tanks in parallel, operating on alternate cycles of filling, settling, and emptying. For example, a 12-hour filling time would be followed by 12 hours settling and 12 hours emptying. Of the 36 hours in the cycle, settlement would effectively average 24 hours. The continuous method involves the admission of sludge continuously (or semi-continuously where sedimentation tank sludge evacuation is timer-controlled) with supernatant and concentrated sludge being removed continuously or intermittently.

Continuous supernatant removal may be achieved by simple gravity displacement by the inflow which is admitted at a depth sufficient to prevent short-circuiting and carry-over of floc. An alternative is the use of a floating arm or the use of the float-level control of pumping between two levels. Concentrated sludge may be pumped (or gravitated where elevation allows) to a lagoon. Where draining beds or pressing is involved, sludge abstraction and chemical treatment accords with the subsequent process cycle. Two tanks may be used in series (particularly where settlement only of a silty sludge is involved) or in two, preferably three, tanks in parallel (where chemical thickening is carried out).

Tank-rating data are sparse. An 8-hour filling time allows for extreme conditions (low temperature, one tank out for maintenance). With continuous inflow, a surface loading of 0.5 m/hour has been used, based on a free particle settlement of 5 m/hour reducing to an initial hindered settlement rate of 3 m/hour at the consolidation zone.

On entering settlement/thickening tanks, reflocculation occurs in a short but variable time—less with thick sludges than those with high organic contents. In “fill and draw” operation, settlement/thickening commences after reflocculation and continues until the sludge/water surface drops to a particular level. After this point is reached, only the heavier particles sink slowly, leaving the upper layers somewhat thinner and generally incapable of being further concentrated even when the thicker sludge below is removed. The thickness achieved is a logarithmic function of time. With continuous supernatant removal and replacement by fresh sludge, concentration continues indefinitely, and variation of concentration with sludge depth is less pronounced once the sludge compression zone is reached. Depth plays a significant part; the weight of solids per unit area has an appreciable effect on the ultimate density, probably as equally important as time.

Sludges with relatively high proportions of organic content show appreciable density gradients after prolonged standing.

Generally, sludge settlement increases concentrations fourfold in 8 hours; and even with stored waters, 2% w/w concentrations are possible after a long enough time. Although silty waters produce sludges which generally attain satisfactory concentrations without chemical conditioning, some treatment could be of use, particularly at times of low temperatures or to improve the performance of an overloaded works.

The surface loading adopted in design may be high if quality of supernatant is not an important criterion. A coagulant aid used in the clarification of the raw water may be found to be beneficial also, in that the sludge produced has a higher initial settling rate; but the final concentration may be less than if the coagulant aid had not been used.

The greater the incoming sludge concentration, the smaller will be the settlement/thickener tank for a particular final concentration. Although initial thickening

might be proportional to the amount of stirring, over a long period the effects of initial concentration and stirring speed are negligible. Damage to thickener scraper-blades may occur if thicknesses become too high, and provision may be made to raise and lower the blades to avoid this.

7. CHEMICAL CONDITIONING

Aluminium chlorohydrate is used extensively in treating sludges derived from sewage treatment, but only limited success has been achieved when conditioning alum sludges. Iron coagulant sludge has been conditioned with lime, but the large quantities necessary add appreciably to the final sludge dry solids. Both iron and alum sludges respond well to treatment with polyelectrolytes.

If added to a thin sludge before entry to the thickening tank, the polyelectrolyte has the effect of virtually instantaneous re-formation into portions of clear liquid and large flocs. Provided agitation of the floc at the entry to the thickener, and subsequently in the thickener, is not so great as to break down the large floc into particles which prove difficult and slow to re-form, all that is necessary is to enable the clear liquid to escape. Simply allowing dosed sludge to settle may not be successful. As the expulsion of clear liquid working upwards increases at increasing heights of sludge, the flow helps to maintain an open structure, further assisting water to escape; this action is a counter-compressive effect. Stirrers fitted with moving and fixed rods prevent rotation en masse and provide passageways for the continuous escape of liquid upwards.

The optimum technique for intimately mixing polyelectrolyte and sludge may be one which involves batch dosing whereby relatively small volumes of sludge are dosed with polyelectrolyte in a high-speed mixer for only a few seconds. The alternative of streaming polyelectrolyte into a batch of sludge (or continuous flow) in a pipeline is attractive as the equipment involved is less complex, but there could be disadvantages. These include localized overdosing, with irreversible absorption and floc breakdown due to high turbulent flow in the pipeline. The latter might be alleviated by somewhat higher polyelectrolyte doses.

The concentration of the thickened sludge may be varied according to the polyelectrolyte dose. For a particular final concentration, the polyelectrolyte dose is proportional to the initial sludge concentration. Trial-and-error testing of a number of polyelectrolytes of a sludge over a period of time, starting in the laboratory and ending on the works, is essential. For example, a sludge from a coloured water from peaty gathering grounds may respond to 2.5 mg/l of one type, whereas a river-water sludge may respond best to 10 mg/l of another. In Great Britain, the choice of polyelectrolyte may be restricted if supernatant is returned to the main works flow, to ensure that prescribed limits are not exceeded.

It has been found that temperature may be important: one polyelectrolyte being suitable at low temperatures with another for higher temperatures. This means that the sludge characteristics may vary, requiring a flexible approach where filter pressing is subsequently practised. There can be difficulties when different coagulant aids are used on parallel streams within a works; each may be effective, but the mixture may cause difficulty. Other difficulties include the mixing of sludges from sedimentation tanks and washwater recovery tanks where pH differences may be significant; too long a period of thickening may result in a concentration so high as to damage stirring mechanisms and to be virtually unpumpable.

Chemical conditioning has profound effects on the draining and filtration characteristics of alum sludges.

In practice, "CST" equipment* used in works has been found useful in forecasting these characteristics and assessing variations according to temperature and dose changes. Recent experience of the effects of polyelectrolytes on specific resistance to filtration and on compressibility are reported on by Hilson.⁶ The deleterious effect of polyelectrolyte overdosing has been explained by Bugg *et al.*⁷ They recommend that dosing should be based on a weight per unit weight, and not weight per unit volume of sludge: overdosing causes greater floc-surface covering by the absorbed polymer, which reduces "bridging" and tends to cause restabilization.

8. SLUDGE LAGOONS

Sludge lagooning is universally practised. Deep lagoons, over 5 m, may enable sludge to be accumulated over many years. Concentrations of 1% w/w at the surface to 14% w/w at the bottom may be achieved with an average of 5% w/w. When filled, the problem arises what to do next. In some cases, thick sludge is draglined out and spread over land or in bunds and the life of the lagoons is extended indefinitely. Although this is a simple and perhaps convenient way to deal with sludge, the real costs may not be as low as they are thought to be.

9. DRAINING AND DRYING BEDS

Sludge dewatering on drying beds has been recently reported on by Gauntlett and Packham.⁸ They concluded that drying beds of suitable construction are effective, provided evaporation is reasonable. This limits the method to those areas where evaporation can be relied on virtually all the year round. The method is labour-intensive, and therefore is possibly only suitable for small works.

Accelerated drainage can be achieved, provided a polyelectrolyte is used because polyelectrolyte conditioning profoundly improves the filtration characteristics of alum sludges.

10. FILTER PRESSING

In terms of time and economics, Coackley and Wilson suggest that filtration is the most successful operation for dewatering sludges.⁹

The filtrability of a sludge is most readily expressed in terms of specific resistance and compressibility coefficient, and these parameters have value in that they are developed from a simple theory of cake formation. Although not necessarily applicable to the prediction of full-scale plant yield, their variation before and after chemical conditioning of a sludge enables works control to be exercised. The cause of difficulty at works incorporating mechanical methods of dewatering sludge may usually be traced to the methods of applying the chemical conditioning.

Considerable development of filter-pressing techniques and operating experience on alum sludges has taken place in Great Britain; those who are interested are referred to recent reports.¹⁰⁻¹² Variations on the conventional flat plate and frame press include continuous-belt and variable-chamber cylinder types. The former involves a short cycle-time and is said to be suitable for free-draining sludges. The latter is not strictly continuous, as accumulated cake must be withdrawn at intervals. Future experience will show how useful they may be in dewatering alum sludges.

Whatever system is considered, the installation should be carefully planned from the engineering point of view. Operations may be extensively mechanized; and only with proper care will satisfactory cakes be produced

* Capillary Suction Time (developed by the Water Pollution Research Laboratory, Great Britain, for works sludge testing).

with minimum attendance. After pressing is complete, the cake must be disposed of; systems in use include breaker bars and elevators, screw-type extractors, loading into skips, and so on, with removal to stockpile, quarry, or spreading area.

An example of integrated development is the sludge conditioning and pressing installation at Oelegen, Belgium.¹³ Water from the Albert Canal is treated by coagulation, sedimentation, and filtration. After extensive studies, pretreatment consisting of primary and secondary thickening prior to pressing was selected. Initial solids of 1% w/w thicken to a controlled 3.5–4.5% solids; a polyelectrolyte is used when necessary. Sludge is pumped under density control, using variable-speed pumps, and lime is dosed before sludge enters a secondary thickener. An 8–12% w/w sludge is finally pressed to a 40% w/w cake.

11. CENTRIFUGING

Many investigations have been undertaken involving the centrifuging of alum sludges, because the process offers the prospect of low space-requirements and of automation. Unfortunately, concentrations proved disappointing (only 6 to 18% w/w) with unsatisfactory supernatant water qualities.

Albertson and Vaughn report that polyelectrolyte conditioning increases the structural strength of alum floc sufficiently to enable solids recovery to reach 17 to 25% w/w.¹⁴ The supernatant, however, may still prevent disposal to watercourse (0.03 to 0.00% w/w). Salmona and Richard also confirm these results by work carried out in France where cakes of 17 to 31% w/w solids have been produced.¹⁵

12. VACUUM FILTERS

Vacuum filters are widely used to dewater sewage sludges, and have proved successful in handling lime-softening sludges. Although they may be considered for alum-sludge dewatering, it is likely that alternative methods, such as filter pressing, are more attractive. They are used to dewater lime-neutralized acidified sludges from alum recovery.¹⁵

13. ALUM RECOVERY

Professor Chojnacki, at the Barcelona Congress in 1966, stated that sulphuric acid regeneration could enable 50 to 60% recovery to be achieved, with minimum pollution of the recovered solution occurring if only 50% of the stoichiometric quantity of sulphuric acid is used.² Alum recovery is carried out at a number of works and many members have stated they are interested in this subject. A number of informative technical papers have been published, which should prove useful to designers.^{16,17,18}

Recovery may be combined with thickening and mechanical dewatering. In the case of a works treating water which is low in suspended solids, drawn from the River Seine, a 0.8% w/w sludge from the sedimentation tanks is dosed with sulphuric acid at pH 3.3. About 0.45–0.70 kg acid per kg dry solids results in a 50–70% recovery of alum, and a sludge of about 6.6% w/w. Calcium carbonate (0.23 kg per kg dry solids) is added to raise the pH to 6, after which it is vacuum-filtered to yield a 30% w/w cake. The recovered alum is not reported to affect adversely the efficiency of removal of phenol, phosphate, and organic substances, compared with fresh alum.¹⁵

The recovery of alum from sludge at a works in Scotland is reported on by Webster.^{17,18} After alum recovery, the 3% w/w acidified sludge is subjected to freezing and thawing. The re-use of alum at this works has not caused any deterioration in the quality of the

treated water; and the saving in chemical cost is significant.

Whether or not it is wise to recover alum depends upon the unit costs of fresh alum and sulphuric acid, the chemical characteristics of the sludge, and the choice available for subsequent sludge handling and disposal. The pH of recovery can be critical; if too high, the efficiency of recovery is reduced, and if too low organic matter is taken into solution. The effect of organic matter taken into solution is to reduce the efficiency, expressed as the ratio, on a weight-for-weight basis, of recovered alum to fresh alum, by as much as 20%. An example of recovery from sludges resulting from the clarification of a highly coloured underground water containing organic matter of humic origin and significant concentrations of iron is at the Zele works in Belgium.¹⁹ Sludge at low concentration is drawn from the sedimentation tanks into two acidification tanks operating in parallel batch cycles. The sludge is acidified to pH 3–3.2. Only a short time is allowed for acidification in order to minimize the solution of organic matter and iron. Polyelectrolyte treatment accelerates decantation, and compressed air is used to promote mixing and flocculation. Operating rules were produced covering a range of initial sludge concentrations. Recovery is 60–70%, which is important, as the coagulant dose is 100 mg/l (9% Al₂O₃).

When comparing the costs of recovered alum with purchased alum, due credit should be given to capital investment as well as the cost of the acid. Recovery must be effected at the works; transport difficulties militate against processing elsewhere.

14. FREEZING AND THAWING

The advantages arising from freezing and thawing sludge are that a gelatinous sludge is converted into a material which drains without difficulty and is easy to handle. Natural freezing is practised successfully in several member countries. The criterion for success, apart from having suitable climatic conditions each year, is that the depth of sludge should not exceed 0.5 m to ensure complete freezing.

Mechanical freezing and thawing techniques have been developed in Great Britain; at the moment there are several installations where various types of sludge are processed. Considerable work has been undertaken by the U.K. Atomic Energy Authority,²⁰ Fylde Water Board,²¹ and the Lanarkshire Water Board.^{17,18}

The process is attractive, and further developments can be expected, covering not only aspects of mechanical reliability and power consumption but also of fundamental technique. Settlement or thickening of the sludge feed, to reduce the volumes involved, is a prerequisite for minimum power consumption. Reported costs show that the mechanical freezing process merits serious consideration where maintenance and attendance are adequate.^{4,18}

15. SLUDGE PUMPING

At low concentrations, alum sludges are easily pumped; but on settling or thickening, difficulties often arise. The concentration at which trouble may occur cannot be predicted; generally, sludges high in organic content may be difficult at concentrations as low as 3% w/w, whereas some sludges containing silt are readily pumped at over 6% w/w.

At these concentrations, sludges exhibit non-Newtonian characteristics, and for purposes of pipe design are considered to be generalized Bingham fluids.²² The wide variation of characteristics of sludges necessitates careful evaluation of laboratory investigations, when pumping over long distances is contemplated. In the design of pipelines handling variable sludges, a com-

promise must be reached between the chance of encountering worse sludges and the economics of catering for them. In some cases, alum sludges become thixotropic, wherein structural breakdown occurs, leading to decreasing shear stress at each constant shear rate, with recovery of the structure when it is allowed to rest; it is time-dependent. This characteristic may lead to difficulties in starting up the pump, so the choice of pump (centrifugal, or screw-type with positive displacement) and particularly of the suction conditions, requires great care.

Practical experience dictates whether limits on concentration are necessary. Consideration of the type of pipeline flow (laminar or turbulent) must be weighed against power consumption and risk of clogging. Automatic operation can involve sequenced back-flushing before pumping, with flushing-out at high velocity afterwards, particularly if flows are irregular and discontinuous. Conventional pressure-relief systems may clog, but bursting-disk units may be used. The ability to pass a foam swab and to acidize a pipeline enables carrying capacity to be assured, and this may be important when

the choice rests between one or two pipelines to carry the sludge over long distances.

16. CONCLUDING REMARKS

A suggestion has been made that the coagulation, using alum, of soft turbid and coloured waters might be superseded by magnesium carbonate and lime dosing at pH 11.²³ A final water containing appreciable carbonate hardness would be produced instead of one low in alkalinity and total hardness; it would be potentially corrosive, despite attempts at stabilization. Recovery of coagulant would lead to a sludge that could readily be dewatered, and to economy in the consumption of chemicals.

It is likely that huge quantities of alum sludge will continue to be produced for many years to come, and problems of disposal will affect more member countries. It is hoped that the references cited in this paper will prove useful and that free interchange of information will continue. At the present time, when data are limited, shrewd interpolations must be made, and knowledge of experience elsewhere can be of great assistance.

APPENDIX A: TYPICAL SLUDGE PRODUCTION

v/v: ratio by volume; w/w: ratio by weight

Country	Sedimentation tank; and concentration of sludge produced (w/w)	Final concentration (w/w)	Remarks
Bulgaria	Various; 1-2% v/v at 0.01-0.1	2-2.5%	Conical thickeners; (4-8 hours); shallow lagoon shallow lagoons
Denmark	2-story horizontal; 0.2% v/v at 0.9%	1.3%	Natural freezing; depth up to 0.7 m
Finland	2-story horizontal; 0.5%	3-5%	Natural freezing unsuccessful due to great depths of sludge
Hungary	Upflow blanket; 0.5-1.5%		Lagoons
India	Scraped upflow; 2-5% v/v at 1-2% (monsoon up to 12% v/v)	—	To river
Ireland	Horizontal 0.12% v/v at 1.9% and upflow blanket 1.3% v/v at 0.2%	2.67%	Shallow lagoons
South Africa	Horizontal 0.5-1.35% v/v at 0.15% and upflow blanket 3% v/v at 0.1%	—	Shallow ponds, and to river and sea
U.S.S.R.	Horizontal 0.04-3% v/v	1-5%	Thickening, draining beds, natural freezing, and sludge pumping used

For other countries, see the following References (p. B6): Europe (general) (2), Belgium (13), France (15), Great Britain (4), U.S.A. (1, 3).

APPENDIX B: DESK STUDY OF SLUDGE QUANTITIES

Estimates of sludge volumes and concentrations can be made at the works design stage, based on raw-water analyses, as follows:

Raw-water quality:-

S = Suspended solids (mg/l); T = turbidity passing laboratory filter paper (JTU); H = colour (Hazen); P = alum strength (% Al_2O_3); D = alum dose (mg/l); w = dry weight of solids/ m^3 treated (g).

Sludge:-

Density, in sedimentation tank concentrator M (kg/m^3).

Density, in thickener outlet M_o (kg/m^3).

Concentration, in sedimentation tank outflow C (% w/w).

Concentration, in thickener outlet C_o (% w/w).

Dry weight (105°C.) solids/ m^3 sludge, from concentrators, W (kg/m^3).

Dry weight (105°C.) solids/ m^3 sludge, from thickener, W_o (kg/m^3).

Flows:-

Average flow from sedimentation tank concentrator, q (l/second).

Flow clarified, Q (m^3 /second).

Rating of sludge valve in each concentrator, q_v (l/second).

Average flow of sludge from thickener, q_t (l/second).

Supernatant from thickener, q_s (l/second).

Capacity of each concentrator pocket, V_c (m^3).

Number of concentrator pockets in sedimentation tank(s), N .

Time of opening of each sludge valve on each cycle, t_1 (seconds).

Time between successive initiation of flow, t_2 (seconds).

Capacity of thickener V_t (m^3).

$$1. w = S + 0.43T + 0.05H + 0.014 PD.$$

$$2. W = \frac{MC}{100} \text{ and } W_o = \frac{M_o C_o}{100}$$

$$3. q = \frac{w}{W} \cdot Q \text{ and } q_v = \frac{t_2}{t_1} \cdot \frac{q}{N}$$

$$4. V_c = \frac{120 Q}{N} \text{ and } V_t = 430 Q$$

$$5. q_t = \frac{W}{W_o} \cdot q \text{ and } q_s = \frac{W_o - W}{W_o} \cdot q$$

Example:-

A river water ($S = 80$, $T = 22$, $H = 20$) dosed with 30 (D) of 14% alum (P) producing 96 g dry solid/m³(w).

Flow treated, 1 m³/second (Q); sludge from concentrators ($N = 8$, $V_c = 15$) 1% w/w (C); $M = 1010$, $W = 10.1$ at $q = 9.5$ with t_1 (28.5) every t_2 (1800 seconds), $q_v = 75$.

Thickener ($V_t = 430$) 4% w/w (C_o); $M = 1080$; $W_o = 43.2$ at $q_t = 2.22$.

Supernatant, $q_s = 7.28$.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author would like to thank Binnie and Partners for enabling him to present this paper. Thanks are also due to F. E. Wallingford for his advice and to the many persons and organizations providing information on sludge processing.

REFERENCES

1. WERTZ, C. F. Special Subject No. 9, "Removal and discharge of sludge," International Water Supply Congress, Stockholm, 1964.
2. CHOJNACKI, A. Special Subject No. 11, "Treatment and use of sludge," International Water Supply Congress, Barcelona, 1966.
3. Research Foundation, American Water Works Association. Disposal of wastes from water treatment plants. AWWA, 1969.
4. CHAPPELL, T. J. W., and BURLEY, M. J. "A review of sludge treatment and disposal practice in the water industry," Water Research Association, Technical Paper TP. 81, 1971 (July).
5. GATES, C. D., and McDERMOTT, R. F. "Characterization and conditioning of water treatment plant sludge," J. AWWA, 1968 (March).
6. HILSON, M. A. "Sludge conditioning by polyelectrolytes," Jour. I.W.E., 1971 (November) 25, No. 8.
7. BUGG, M. H., *et al.* "Polyelectrolyte conditioning of alum sludges." J. AWWA, 1970 (December).
8. GAUNTLETT, R. B., and PACKHAM, R. F. "The dewatering of a clarification sludge on drying beds," Water Research Association, Technical Paper T.P. 80, 1971 (May).
9. COACKLEY, P., and WILSON, F. "Flocculation with special reference to water and waste water engineering," Jour. Filt. Soc., 1971 (January), 8, No. 1.
10. CAPEY, M., *et al.* "Plant testing for the assessment of filter presses," Proc. Filt. Soc. Conf. Filtech, '69; 1970 (May/June).
11. MOMPEI SHIRATO, *et al.* "Fundamental analysis for expulsion under constant pressure," Jour. Filt. Soc. 1970 (May/June).
12. BENN, D. "Sludge disposal by pressing," Jour. I.W.E., 1971 (November) 25, No. 8.
13. VAN DER CRUYCE, A. "Traitement des eaux residuaires dans les usines de traitement d'eau potable", Anseau-Navewa, 1971.
14. ALBERTSON, O. E., and VAUGHN, D. R. "Application of disc-nozzle and solid bowl centrifuges to waste sludges, Proc. 68th Nat. Meeting, A.I.C.E., Houston, Texas, 1971 (March).
15. SALMONA, J., *et* RICHARD, Y. "Traitement des boues des stations d'eau potable avec ou sans récupération du coagulant." Techniques et Sciences Municipales: L'Eau 1970 (Janvier).
16. VAHIDI, I., and ISAAC, P. C. G. "Recovery of waterworks sludge," Proc. Soc. Water Treatment and Exam., 1961, 10, 91.
17. WEBSTER, J. A. "Operational and experimental experience at Daer water treatment works, with special reference to the use of activated silica and the recovery of alum from sludge," Jour. I.W.E., 1966, 20, No. 3, 167.
18. WEBSTER, J. A. "Recovery of aluminium sulphate from sludge at Daer waterworks, Lanarkshire, Scotland," Proc. B.W.A., 1971 (June).
19. Private communication. G. Bury, Société Nationale des Distributions d'Eau, Bruxelles, Belgium.
20. BURNS, R. H. "The Disposal of Solid and Liquid Wastes," Proc. Symposium "Water Treatment in the '70's", S.W.T.E.-W.R.A., 1970 (January), 177.
21. DOE, P. W., *et al.* "Disposal of washwater sludge by freezing." Jour. I.W.E., 1965, 19, 251.
22. BRINDLEY, C., and WHITTAKER, L. "Pipeline flow of water treatment plant sludges," Warren Spring Laboratory CR 513 (MH), Dept. of Trade and Industry, Great Britain, 1971 (Limited distribution).
23. BLACK, A. P., *et al.* "Recovery of calcium and magnesium values," Jour. AWWA, 1971 (October) 63, 10.

Elimination des boues de décantation, avec référence spéciale au sulfate d'alumine

par

E. F. YOUNG, B.Sc.(Eng.), M.I.C.E., M.I.W.E., M.A.S.C.E.

Ingénieur en chef, Département traitement des eaux Binnie et Cie, Londres, Grande Bretagne

1. INTRODUCTION

Les deux produits de la clarification chimique au sulfate d'alumine dans les services d'eau publics sont l'eau traitée et la boue. La boue d'alumine est pratiquement sans valeur et on hésite à dépenser plus qu'il n'est nécessaire pour la mettre en décharge aussi vite que possible.

L'ennui avec la boue, c'est son volume. A moins qu'on ne puisse la verser dans un cours d'eau ou dans la mer, elle doit rester sur le sol ou être enfouie. Il est difficile en certaines régions de s'en débarrasser d'une façon satisfaisante, notamment là où les lacs et rivières ne peuvent plus accepter de boues à cause des problèmes d'environnement, par manque de terrains ou pour des raisons esthétiques.

M. C. F. Wertz a traité de l'enlèvement et de l'élimination des boues aux Etats-Unis au Sixième Congrès, Stockholm, 1964^{1*} et le Prof. A. Chojnacki a discuté de la récupération par l'acide sulfurique du sulfate d'alumine au Septième Congrès, Barcelone 1966.² Le présent rapport traite de la situation actuelle de l'élimination des boues.

2. QUESTIONNAIRE GENERAL

Un questionnaire général a été envoyé aux pays membres pour demander si l'élimination des boues était un problème ou un souci particulier. Les réponses montrent qu'il inquiète relativement peu de pays. La dispersion des chiffres relatifs à l'eau brute, les décanteurs et la concentration montrent que les quantités et les caractéristiques de la boue varient suivant les caractères de l'eau brute et suivant la conception et la mode d'élimination de la boue. L'annexe A (p. B12) résume les chiffres sur les volumes de boues mais ne comprend pas les données relatives aux Etats-Unis et à la Grande-Bretagne, en raison des nombreuses publications existantes sur ce sujet; les rapports récents de la Fondation de recherche de l'American Water Works Association³ et de la Water Research Association, Grande Bretagne⁴, sont, particulièrement intéressants.

3. DECANTEURS

Le choix d'un modèle particulier de décanteur dépend de nombreux facteurs comprenant la qualité de l'eau brute et ses variations, le débit à traiter, l'expérience pratique et les préférences personnelles, le coût et le mode d'élimination des boues. Pour une eau quelconque, le décanteur choisi donnera souvent des volumes et concentrations de boues différentes de celle des autres modèles.

La seule forme de bassin dans laquelle on peut laisser la boue s'accumuler pendant de longues périodes avant nettoyage manuel est la décanteur à cheminement

* Pour la bibliographie, voir texte anglais.

horizontal. Tant que la boue n'entre pas en fermentation, ce bassin produit des boues dont la concentration en poids est de 1,5 à 3% (suivant la teneur en sédiment) mais des volumes importants doivent être enlevés dans des périodes relativement courtes. Si le rejet en rivière n'est pas autorisé, la boue épaisse est souvent refoulée en étang.

On installe souvent des racleurs à boue dans les décanteurs horizontaux. En ce cas, la profondeur du bassin peut être réduite de 20% et l'on obtient en continu une boue un peu moins concentrée. Les racleurs peuvent amener les boues à intervalles de temps programmés dans des concentrateurs. Certains modèles ont des profondeurs de lames atteignant 0,6 m en vue d'accumuler la boue sur les poches d'évacuation pour provoquer une décantation et concentration supplémentaire. Des racleurs sont indispensables dans les décanteurs à surverse (radiaux) où les concentrations peuvent atteindre 2% si la boue est retenue en profondeur.

Les décanteurs à recirculation de solide et à lit de boue sont multiformes. La boue peut être enlevée à l'état concentré ou non. Si la boue est enlevée sans concentration, une partie du voile de boue (ou de la suspension en circulation) est envoyée dans un épaisseur externe, le surnageant étant renvoyé au décanteur. La méthode la plus commune est l'enlèvement à partir de chambres de concentration dont le nombre varie de deux à huit suivant le type de bassin et le sens d'écoulement de l'eau; il peut y avoir des compartiments à trémies simples ou multiples au radier, à un niveau intermédiaire ou même dans des bassins suspendus. L'objet est en chaque cas de réaliser un espace soustrait à l'influence du flot ascendant ou circulant pour permettre une décantation non perturbée du floc et réduire ainsi son volume. On peut de cette façon augmenter plusieurs fois la concentration (par exemple d'un voile de 0,08% à 1,5% en poids).

Le mode le plus pratique d'évacuation de la boue est la gravité grâce à la pression hydraulique du décanteur. On peut pratiquer l'extraction continue, mais la méthode habituelle est de soulever la boue pendant quelques instants à des intervalles espacés afin d'éviter

blocage des conduites par la boue. Des horloges réglées à la main permettent d'atteindre la concentration optimale. Le succès dépend du calcul convenable du volume de la chambre et de la capacité de la vanne et de la conduite de purge. Il est suggéré que la capacité nominale de l'ensemble des vannes de purge (et des conduites correspondantes) représente 60% du débit du décanteur, que le temps d'ouverture de la vanne ne dépasse pas une minute, plutôt moins, et que les volumes et concentrations de la boue augmentent tous deux \propto (turbidité).^{1,2}

4. CONCENTRATION DE LA BOUE

La concentration de la boue dans le décanteur est

nécessaire pour réduire la perte d'eau quand on évacue cette boue directement en étang ou à la rivière. Les économies en volume sont significatives, surtout là où l'eau a été pompée ou provient d'un barrage-réservoir.

L'emploi de bassins extérieurs de décantation ou épaissement permet de produire une boue plus épaisse, ce qui est important quand on emploie le lagunage ou le traitement mécanique de la boue. Le surnageant des épaisseurs peut être recirculé ou si l'on préfère envoyé à l'égoût.

Si le renvoi du surnageant à l'entrée des ouvrages est acceptable, on peut se dispenser de concentrer la boue dans les décanteurs. Le voile ou la boue recirculée peuvent être extraits en continu. On peut préférer cette méthode quand on envisage l'addition de polyélectrolyte à la boue pour accélérer l'épaississement car elle dispense de synchroniser l'addition avec le débit de boue.

L'addition de produits chimiques à la boue est en progression. L'objet peut être d'accélérer l'épaississement ou de modifier les caractères de la boue. Si l'eau brute contient du limon, il sera probablement inutile d'accélérer l'épaississement par produits chimiques. On peut atteindre 5% en poids assez rapidement même sans malaxage mécanique. Le traitement chimique de la boue épaissie serait nécessaire si on emploie un filtre presse ou des bassins de séchage.

Mais une eau de barrage peut produire une boue ayant une teneur appréciable en hydroxyde et en matière organique, qui n'épaissira pas sensiblement même après plusieurs jours si elle n'est pas d'abord chimiquement conditionnée. Un malaxage mécanique peut alors être essentiel pour accélérer la déshydratation du floc. Un épaissement au delà de 3% en poids peut amener des difficultés de pompage.

5. CHAMBRES DE CONCENTRATION

Les chambres de concentration à l'intérieur des décanteurs peuvent être comparées à des épaisseurs comportant trois zones distinctes. La zone supérieure est une couche où le floc décante sous l'action de la gravité sans guère d'entrave jusqu'à ce qu'une interface nette se forme entre le surnageant et la boue. Dans la zone moyenne la consolidation se produit par décantation entravée jusqu'à un niveau où la compression se produit. La couche inférieure est formée de boue en cours de compression.

Les renseignements sur la dynamique de la concentration non perturbée sont rares et l'étude est généralement empirique. Quelques données utiles ont été publiées par Gates et McDermott⁵ d'où l'on déduit que pour une eau de barrage dont le lit de boue a une concentration de 0,08% en poids, la vitesse de chute dans la zone moyenne sera d'environ 3 m/h, la consolidation se poursuivant jusqu'à une concentration de 0,5% au delà de laquelle la compression se produit.

Le volume total des concentrateurs dans les décanteurs en fonction du débit varie beaucoup, entre 25 m³ et 150 m³ de capacité par m³/s de débit traité selon le dessin particulier du décanteur. La profondeur va de 2 à 3,3 m.

6. BASSINS DE DECANTATION ET EPAISSISSEURS

Les bassins de décantation sont utilisés pour augmenter la concentration en solide de la boue extraite en continu (ou semi continu) en particulier quand la boue est évacuée en étang. Ils n'impliquent pas de traitement chimique, et les bassins sont de forme variée, habituellement sans malaxeurs. Leur rendement en termes de concentration réalisée et de qualité du surnageant dépend du type de la boue, c'est-à-dire de sa teneur en limon. Ce sont en fait des extensions des chambres de concentration des décanteurs.

Les épaisseurs sont utilisés dans le même but, la différence essentielle étant que l'épaississement implique un traitement chimique préalable de la boue. La simple décantation de la boue venant de la clarification d'une eau de barrage implique souvent une longue période de rétention pour amener une augmentation significative de la concentration en solides, alors qu'un traitement chimique adapté accélère le processus de séparation du surnageant, ce qui autorise soit une plus grande concentration dans le même temps, soit l'emploi de bassins plus petits pour la même concentration. Les bassins sont généralement de plan circulaire avec racleurs et agitateurs.

La décantation et l'épaississement peuvent être réalisés de plusieurs façons. La méthode discontinue implique trois bassins en parallèle qui travaillent suivant un cycle alterné de remplissage, décantation, et vidange. Par exemple, 12 heures de remplissage seraient suivies des 12 h de décantation, puis 12 h de vidange. Sur les 36 h du cycle, la décantation durerait en moyenne 24 h. La méthode continue implique l'introduction continue de boue (ou semi-continue si l'évacuation des boues du décanteur est programmée), le surnageant et la boue concentrée étant évacués en continu ou semi-continu.

L'évacuation en continu du surnageant peut s'effectuer par simple gravité, l'introduction de la boue étant effectuée à une profondeur suffisante pour éviter courts-circuits et entraînement du floc. Une variante est un bras flottant ou un levier flottant qui règle le pompage entre deux niveaux. La boue concentrée peut être refoulée (ou s'écouler là où le niveau le permet) vers un étang. Là où il y a des lits de séchage ou un filtre presse, l'évacuation de la boue et le traitement chimique dépendent du cycle de traitement subséquent. Un peut utiliser deux bassins en série (en particulier lorsqu'il y a simplement décantation d'une boue limoneuse) ou deux et de préférence trois en parallèle (lorsqu'il y a traitement chimique).

Les données relatives aux épaisseurs sont rares. Un remplissage en 8 heures tient compte des conditions extrêmes (basse température, un bassin hors service pour entretien). Si l'alimentation est continue, on a utilisé une charge superficielle de 0,5 m/h, basée sur la décantation à 5 m/h d'une particule libre qui se réduit à une vitesse de décantation gênée de 3 m/h dans la zone de consolidation.

A l'entrée des épaisseurs se produit une refloculation pendant un temps court, mais variable, plus court avec les boues épaisses qu'avec les boues riches en matière organique. Dans le procédé discontinu, la décantation-épaississement commence après la refloculation et continue jusqu'à ce que l'interface boue-eau tombe à un certain niveau. Ce point atteint, les particules lourdes seules descendent lentement laissant des couches supérieures un peu moins denses qu'il n'est généralement pas possible de concentrer même en enlevant la boue inférieure plus dense. La densité atteinte est une fonction logarithmique du temps. Si le surnageant est évacué et remplacé par de la boue fraîche en continu, la concentration continue indéfiniment et les variations de densité de la boue avec la profondeur sont moins prononcées une fois la zone de compression de la boue atteinte. La profondeur joue un rôle significatif; le poids des solides par unité de surface a un effet appréciable sur la densité finale, probablement aussi important que le temps.

La boue à teneur en matière organique relativement élevée montre des gradients de densité appréciables après repos prolongé.

Généralement la décantation de la boue quadruple la concentration en 8 h, même avec des eaux de barrage, et des concentrations de 2% en poids sont réalisables après un temps suffisant. Bien que les eaux limoneuses produisent des boues qui atteignent généralement des concentrations satisfaisantes sans conditionnement chim-

ique, certains traitements peuvent être utiles particulièrement lorsque la température est basse ou qu'il faut améliorer le rendement d'ouvrages surchargés.

La charge superficielle adoptée au moment de l'étude peut être élevée si la qualité du surnageant n'est pas déterminante. Un adjuvant de coagulation utilisé pour la clarification de l'eau brute peut se montrer aussi bénéfique car la boue produite a une vitesse de décantation initiale plus élevée, mais la concentration finale peut être plus faible que si l'on n'avait pas utilisé d'adjuvant de coagulation.

Plus grande est la concentration de la boue affluente, plus petit sera l'épaississeur pour une concentration finale particulière. Bien que l'épaississement initial puisse être proportionnel à l'importance du malaxage, sur une longue période l'effet de la concentration initiale et de la vitesse de malaxage est négligeable. Les pales de l'épaississeur peuvent être endommagées si l'épaisseur de la boue devient trop considérable et il faut prévoir la possibilité de relever et d'abaisser les pales pour prévenir cet accident.

7. CONDITIONNEMENT CHIMIQUE

On emploie beaucoup le chlorhydrate d'aluminium pour traiter les boues de traitement des eaux d'égout, mais il ne donne que des résultats limités pour conditionner les boues de sulfate d'alumine. La boue coagulée au fer a été conditionnée à la chaux, mais les importantes quantités nécessaires augmentent sensiblement la teneur en matière sèche de la boue finale. Les boues d'aluminium comme celles du fer répondent bien au traitement par polyélectrolytes.

Si on l'ajoute à une boue fine avant l'épaississeur, le polyélectrolyte provoque une reformation pratiquement instantanée en un liquide clair avec de gros floccs. Moyennant que l'agitation du floc à l'entrée puis dans l'épaisseur ne soit pas assez importante pour briser le gros floc en particules qui se montrent difficiles et lentes à reformer, il suffit d'évacuer le liquide clair. Permettre simplement à la boue traitée de décanter peut ne pas être efficace. Comme l'expulsion du liquide clair vers le haut augmente avec l'augmentation de la hauteur de la boue, l'écoulement aide à maintenir une structure ouverte ce qui aide l'eau à s'échapper; cette action a un effet anti-compressif. Des agitateurs pourvus de barres mobiles et fixes empêchent la rotation en masse et créent des passages pour l'écoulement ascendant du liquide.

La technique optimale pour mélanger intimement polyélectrolyte et boue est peut être celle par cuvées, où un volume relativement petit de boue reçoit le polyélectrolyte dans un mélangeur à grande vitesse pendant quelques secondes. L'alternative de verser l'électrolyte dans une cuvée de boue (ou dans un écoulement continu) dans une conduite est attrayante car l'équipement est moins complexe, mais peut avoir des inconvénients. Il se peut en effet qu'il y ait surdosage local avec absorption irréversible et rupture du floc en raison de l'écoulement turbulent en conduite. On peut remédier à ce dernier par un dosage un peu plus important des polyélectrolytes.

La concentration de la boue épaissie peut être réglée d'après la dose de polyélectrolyte. Pour une concentration finale particulière, la dose de polyélectrolyte est proportionnelle à la concentration initiale en boue. Il est essentiel de faire des essais avec un certain nombre de polyélectrolytes pendant un certain temps, en commençant au laboratoire et en finissant à la station de traitement. Par exemple, la boue d'une eau colorée de terrains tourbeux peut répondre à 2,5 g d'un certain type alors qu'une boue d'eau de rivière répondra mieux à 10 mg/l d'un autre type. En Grande Bretagne, le choix du polyélectrolyte peut être restreint si le surnageant est renvoyé en tête de station, pour éviter que les doses réglementaires ne soient dépassées.

La température peut avoir son importance, un type de polyélectrolyte convenant à basse température et un autre pour des températures plus élevées. Cela veut dire que les caractères de la boue peuvent varier, ce qui demande une certaine souplesse si l'on utilise un filtre-pressé. Il peut se produire des difficultés si l'on utilise différents adjuvants de coagulation sur des circuits parallèles dans une station. Chacun d'eux peut être efficace, mais le mélange peut amener des difficultés. D'autres difficultés viennent du mélange des boues des décanteurs et des bassins de récupération d'eau de lavage des filtres quand les différences de pH sont importantes; une période d'épaississement trop longue peut amener une concentration si élevée qu'elle endommage les pales du malaxeur et qu'elle rend la boue impompageable.

Le conditionnement chimique a de profonds effets sur les caractéristiques de drainage et de filtration des boues de sulfate d'alumine. En pratique la mesure du temps de suction capillaire* s'est révélée efficace pour prévoir ces caractéristiques et pour déterminer leurs variations d'après la température et les modifications de dose. Hilson⁶ a rendu compte d'expériences récentes sur l'effet des polyélectrolytes sur la résistance à la filtration et la compressibilité. Les effets néfastes du surdosage de polyélectrolyte ont été expliqués par Bugg *et al.*⁷ Ils recommandent que le dosage soit basé sur la poids par unité de poids et non sur le poids par unité de volume de la boue; le surdosage provoque la couverture d'une plus grande surface de floc par le polymère absorbé qui réduit les liaisons et tend à provoquer une restabilisation.

8. ETANGS A BOUE

Le lagunage de la boue est universellement pratiqué. Les étangs profonds de plus de 5 m peuvent accumuler la boue pendant des années. On peut obtenir des concentrations d'un pour cent en poids à la surface et de 14% au fond, avec une moyenne de 5%. Quand ils sont pleins, le problème se pose de savoir que faire. Parfois, la boue épaissie est draguée, épandue sur des champs ou mise en tas et la vie des étangs est indéfinie. Bien que ce soit une manière simple et peut être commode de se débarrasser de la boue, son prix réel peut ne pas être aussi bas qu'on le pense.

9. LITS DE SECHAGE

Un rapport sur les déshydratations de la boue sur lits de séchage a été fait récemment par Gauntlett et Packham.⁸ Ils concluent que les lits de séchage convenablement construits sont efficaces à condition que l'évaporation soit raisonnable. Cela limite la méthode aux régions où l'on peut compter sur l'évaporation virtuellement toute l'année. Cette méthode exige beaucoup de main d'oeuvre et ne convient donc qu'aux petites stations.

L'addition d'un polyélectrolyte peut accélérer le drainage, car ce conditionnement améliore beaucoup les caractéristiques de filtration de la boue de sulfate d'alumine.

10. FILTRES PRESSE

En termes de temps et d'économie, Coackley et Wilson suggèrent que la filtration est la façon la plus efficace de déshydrater les boues.⁹

La filtrabilité de la boue s'exprime en termes de résistance spécifique et de coefficient de compressibilité; ces paramètres sont valables du fait qu'ils ressortent d'une simple théorie de formation d'un gâteau. Bien qu'elle ne soit pas nécessairement applicable à la prédiction des débits d'une station en vraie grandeur, leur variation avant et après traitement chimique d'une boue permet de

* Méthode mise au point par le Water Pollution Research Laboratory en Grande-Bretagne pour les essais en station de la boue.

contrôler la station. La cause des difficultés rencontrées dans les stations qui pratiquent la déshydratation mécanique de la boue peut ordinairement être rattachée à la méthode d'application du conditionnement chimique.

Un développement considérable des techniques de filtre presse et une expérience pratique sur les boues d'alumine ont été acquis en Grande Bretagne comme il ressort de rapports récents¹⁰⁻¹². Des variantes du type classique à cadre plat comprennent les types à bande continue et la chambre cylindrique variable. Le premier implique un cycle court et conviendrait pour les boues qui se drainent librement; le second n'est pas strictement continu car le gâteau accumulé doit être enlevé périodiquement. L'avenir montrera dans quelle mesure ils peuvent être utiles pour déshydrater les boues d'alumine.

Quel que soit le système retenu, il faut étudier soigneusement l'installation. Les opérations peuvent être intensivement mécanisées et ce n'est qu'avec les soins convenables que l'on produise des gâteaux satisfaisants avec un minimum de personnel. Après pressage, il faut évacuer le gâteau et les équipements utilisés comprennent des barres de rupture et des élévateurs, des extracteurs à vis, le chargement en skip, etc., avec évacuation en tas, en carrière, ou épandage.

Un exemple de conditionnement intégré de la boue avec filtre presse existe à Oelegen, Belgique.¹³ L'eau du Canal Albert est traitée par coagulation, décantation, et filtration. A la suite d'études poussées, on a choisi un prétraitement avec épaissement primaire et secondaire avant pressage. La boue passe de 1% à 3,5-4,5% contrôlés de solides; on utilise un polyélectrolyte lorsque c'est nécessaire. La boue est refoulée à densité contrôlée par des pompes à vitesse variable et reçoit de la chaux avant l'épaisseur secondaire. La boue à 8-12% en poids est finalement pressée en gâteaux à 40% de solides.

11. CENTRIFUGATION

Beaucoup de recherches ont été faites sur la centrifugation des boues d'alumine car ce procédé demande peu de place et se prête à l'automatisation. Mais les concentrations (6 à 18% seulement) sont décevantes et la qualité de l'eau surnageante n'est pas satisfaisante.

Albertson et Vaughn rapportent que le conditionnement sur polyélectrolyte augmente suffisamment la force structurelle du floc pour permettre d'atteindre 17 à 25% de solides.¹⁴ Mais le surnageant ne peut pas être évacué à la rivière (0,03 à 0,09% de solides). Salmona et Richard confirment ces chiffres par des travaux effectués en France et qui ont permis d'atteindre 17 à 31% de solides.¹⁵

12. FILTRES SOUS VIDE

Les filtres sous vide sont très utilisés pour déshydrater les boues d'égout et donnent des bons résultats pour les boues d'adoucissement à la chaux. On peut y penser pour déshydrater les boues d'alumine, mais il semble que les autres méthodes, comme les filtres presse, sont plus attrayantes. On les utilise pour déshydrater les boues neutralisées à la chaux pour récupération du sulfate d'alumine.¹⁵

13. RECUPERATION DU SULFATE D'ALUMINE

Lors du Congrès de Barcelone, le Prof. Chojnacki a indiqué que la régénération à l'acide sulfurique permet une récupération de 50 à 60% avec un minimum de pollution de la solution récupérée si l'on utilise un volume stoechiométrique de 50% seulement d'acide sulfurique.² La récupération du sulfate d'alumine se pratique dans un certain nombre de stations et beaucoup de membres ont indiqué qu'ils étaient intéressés par ce sujet. Il existe un certain nombre d'articles techniques sur le sujet^{16,17,18} que les bureaux d'étude pourront consulter.

La récupération peut être combinée avec l'épaississement et la déshydratation mécanique. Dans une station traitant une eau à faible teneur en solides prise dans la Seine, la boue à 0,8% des décanteurs reçoit de l'acide sulfurique jusqu'au pH 3,3. Une dose de 0,45 à 0,70 kg d'acide par kg de solides donne une récupération de 50 à 70% du sulfate d'alumine et une boue à 6,6% environ. On ajoute du carbonate de chaux (0,23 kg/kg de solide sec) pour élever le pH à 6 après quoi une filtration sous vide donne un gâteau à 30% de solides. Le sulfate d'alumine récupéré n'a pas d'action négative sur l'enlèvement des phénols, phosphates et matières organiques par rapport au sulfate d'alumine frais¹⁵.

Webster^{17,18} rend compte d'une récupération de sulfate d'alumine en Ecosse. Après cette récupération, la boue acide à 3% de solides est congelée et dégelée. La réutilisation du sulfate d'alumine dans cette station n'a pas amené de détérioration de la qualité de l'eau traitée et les économies en réactifs sont appréciables.

L'intérêt de la récupération du sulfate d'alumine dépend du prix unitaire du réactif frais et de l'acide sulfurique, des caractères chimiques de la boue et des procédés possibles de traitement et d'évacuation de la boue. Le pH de récupération peut être critique; s'il est trop élevé, le rendement de la récupération diminue et s'il est trop bas, de la matière organique entre en solution. L'effet de la matière organique mise en solution est de réduire le rendement en poids sulfate d'alumine récupéré sur sulfate d'alumine frais de 20%. Un exemple de récupération à partir des boues résultant de la clarification d'une eau souterraine très colorée contenant de la matière organique humique et d'importantes teneurs en fer est celui de la station de Zele, Belgique.¹⁹ La boue à faible concentration est transférée des décanteurs dans deux bassins d'acidification travaillant en parallèle par cuvées. La boue est acidifiée à pH 3-3,2. Le temps d'acidification est court pour minimiser la mise en solution de la matière organique et du fer. Un traitement par polyélectrolyte accélère la décantation et un brassage à l'air comprimé favorise le mélange et la floculation. Des règles d'exploitation couvrent toute la gamme des concentrations initiales possibles. La récupération est de 60 à 70% ce qui est important car la dose de coagulants est de 100 mg/l (9% d'Al₂O₃).

Quand on compare le coût du sulfate d'alumine récupéré avec le prix d'achat, il faut tenir compte des dépenses d'investissement comme du coût de l'acide. La récupération doit être effectuée à la station, en raison des difficultés de transport.

14. CONGELATION-DEGEL

L'avantage de la congélation-dégel est que la boue gélatineuse est transformée en un produit qui s'égoutte sans difficulté et qui est facile à transporter. Plusieurs pays pratiquent avec succès le gel naturel. Le critère de succès, en dehors d'un climat favorable chaque année, est que la profondeur de la boue ne dépasse pas 0,5 m pour que le gel soit complet.

En Grande Bretagne, des méthodes de congélation-dégel mécanique ont été mises au point, et il y a plusieurs installations traitant divers types de boues. Un travail considérable a été réalisé par l'Atomic Energy Authority,²⁰ le Fylde Water Board²¹ et le Lanarkshire Water Board.^{17,18}

Le procédé semble intéressant et l'on peut s'attendre à de nouveaux progrès couvrant non seulement la fiabilité mécanique et la consommation d'énergie, mais aussi la technique fondamentale. L'épaississement de la boue en vue de réduire les volumes en jeu est une condition préalable pour minimiser la consommation d'énergie. Les coûts indiqués montrent que la congélation mécanique mérite examen sérieux là où l'entretien et la surveillance sont assurés.^{4,18}

15. POMPAGE DE LA BOUE

A faible concentration, la boue d'alumine est facile à pomper; mais après décantation ou épaississement, des difficultés surgissent. La concentration à laquelle ces difficultés peuvent survenir ne peut pas être prédite; elle peut descendre à 3% en poids pour les boues à teneur élevée en matière organique alors que certaines boues limoneuses sont facilement pompées à plus de 6%.

A ces concentrations, les boues ont des caractères non-Newtoniens et, pour l'écoulement en conduite, elles peuvent être considérées comme des fluides de Bingham généralisés.²³ La grande variabilité des caractères des boues impose des études de laboratoire poussées quand on envisage leur refoulement à grande distance. Pour les conduites ayant à transporter des boues variables, il faut atteindre un compromis entre la chance de rencontrer les pires boues et les dépenses pour les évacuer. En certains cas, les boues d'alumine deviennent thixotropiques, une rupture structurale se produisant avec diminution de la force de cisaillement pour chaque force de cisaillement et récupération de la structure au repos; ce phénomène dépend du temps. Ce phénomène peut amener des difficultés au démarrage des pompes; le choix de la pompe (centrifuge ou volumétrique à vis) et particulièrement des conditions d'aspiration exige donc un grand soin.

L'expérience montre s'il faut fixer des limites de concentration. Il y a lieu de mettre en balance le type d'écoulement (laminaire ou turbulent) avec la consommation d'énergie et le risque d'engorgement. La marche automatique peut impliquer un lavage en retour avant le pompage et un lavage à grande vitesse ensuite, particulièrement si le débit est irrégulier et discontinu. Les appareils classiques de sécurité peuvent s'engorger, mais on peut utiliser des disques de sécurité. La possibilité de nettoyer la conduite au bouchon de plastique mousse et à l'acide permet de maintenir la capacité de

transport, ce qui est important quand on doit choisir entre une ou deux conduites pour transporter la boue à grande distance.

16. CONCLUSION

On a suggéré que la coagulation au sulfate d'alumine des eaux douces turbides et colorées pourrait être supplantée par un traitement au carbonate de magnésium et à la chaux au pH 11.²³ On obtiendrait ainsi une eau de dureté carbonée appréciable au lieu d'une eau à basse alcalinité et dureté totale et potentiellement corrosive malgré toutes les tentatives de stabilisation. La récupération du coagulant donnerait une boue facile à déshydrater et économiserait la consommation de réactifs.

Il est probable que l'on continuera pendant des années à produire de grands volumes de boue de sulfate d'alumine et les problèmes d'élimination de cette boue intéresseront de plus en plus de pays. Nous espérons que les études citées dans le présent rapport se montreront utiles et que l'échange d'informations continuera. A l'heure actuelle, où les données sont rares, de prudentes interpolations doivent être faites et l'expérience acquise ailleurs peut être d'un grand secours.

REMERCIEMENTS

Le rapporteur remercie MM. Binnie et Cie qui lui ont permis de présenter cette étude. Des remerciements sont également dus à F. E. Wallingford pour ses conseils et aux nombreuses personnes et organisations qui ont fourni des renseignements sur le traitement de la boue.

BIBLIOGRAPHIE

Voir le texte anglais, page B6.

ANNEXE A: PRODUCTION DE BOUE TYPIQUE

Pays	Décanteur et concentration de la boue produite (en poids)	Concentration finale (en poids)	Remarques
Bulgarie	Divers 1 à 2% en volume à 0,01-0,1	2 à 2,50%	Epaississeurs coniques. 4-8 h; étangs peu profonds
Danemark	Horizontal à 2 étages 0,2% en vol. à 0,9%	1,3%	Gel naturel, épaisseur 0,7 m
Finlande	Horizontal à 2 étages 0,5%	3 à 5%	Gel naturel inefficace en raison de la grande épaisseur de la boue
Hongrie	Voile ascendant 0,5 à 1,5%	—	Etangs
Inde	Ascendant raclé 2 à 5% en vol. à 1-2% (en mousson jusqu'à 12% en vol.)	—	A la rivière
Irlande	Horizontal 0,12% en vol. à 1,9% et voile ascendant 1,3% en vol. à 0,2%	2,67%	Etangs peu profonds
Afrique du Sud	Horizontal 0,5 à 1,35% en vol. à 0,15% et voile ascendant—3% en vol. à 0,1%	—	Etangs peu profonds, rivières, et mer
U.R.S.S.	Horizontal 0,04 à 3% en vol.	1 à 5%	Epaississement, lits de séchage, gel naturel, et pompage de la boue

Pour les autres pays voir la bibliographie: Europe en général (2), Belgique (13), France (15), Grande Bretagne (4), Etats Unis (1, 3).

ANNEXE B: ETUDE THEORIQUE DES QUANTITES DE BOUE

Quand on entreprend une étude, on peut estimer les volumes et concentrations de la boue, d'après les analyses de l'eau brute, de la façon suivante:

Qualité de l'eau brute

S = solides en suspension (mg/l), T = turbidité traversant le papier filtre de laboratoire (JTU), H = couleur

(Hazen), P = teneur en alumine (% Al_2O_3), D = dose de sulfate d'alumine (mg/l), w = poids sec des solides/m³ traité (grammes).

Boue:

M = densité dans le concentrateur du décanteur (kg/m³).

M_0 = densité à la sortie de l'épaississeur (kg/m³).

C = concentration à la sortie du décanteur (% en poids).

C_0 = concentration à la sortie de l'épaississeur (% en poids).

W = poids sec (105°C.) de solides par m³ de boue des concentrateurs (kg/m³).

W_0 = poids sec (105°C.) de solides par m³ de boue des épaississeurs (kg/m³).

Debits:

q = débit moyen du concentrateur du décanteur (l/s).

Q = débit clarifié (m³/s).

q_v = débit nominal de vanne à boue de chaque concentrateur (l/s)

q_t = débit moyen de boue de l'épaississeur (l/s)

q_s = débit de surnageant de l'épaississeur (l/s).

V_c = capacité de chaque chambre de concentrateur (m³).

N = nombre de chambres de concentration dans les décanteurs.

t_1 = durée d'ouverture de chaque vanne à boue à chaque cycle (s)

t_2 = intervalle entre deux ouvertures successives (s).

V_t = capacité de l'épaississeur (m³).

$$1. w = S + 0,43 T + 0,05 H + 0,014 PD$$

$$2. W = \frac{MC}{100} \text{ et } W_0 = \frac{M_0 C_0}{100}$$

$$3. q = \frac{w}{W} \cdot Q \text{ et } q_v = \frac{t_2}{t_1} \cdot \frac{q}{N}$$

$$4. V_c = \frac{120 Q}{N} \text{ et } V_t = 430 Q$$

$$5. q_t = \frac{W}{W_0} \cdot q \text{ et } q_s = \frac{W_0 - W}{W_0} \cdot q$$

Exemple:

Une eau de rivière ($S = 80$, $T = 22$, $H = 20$) reçoit 30 (D) de sulfate d'alumine à 14% (P) produisant 96 g/m³ de solide sec (w).

Débit traité 1 m³/s (Q). Boue des concentrations ($N = 8$, $V_c = 15$) 1% en poids (C), $M = 1010$, $W = 10,1$ à $q = 9,5$.

avec t_1 (28,5) tous les t_2 (1 800s), $q_v = 75$.

Epaississeur ($V_t = 430$) 4% en poids (C_0), $M = 1080$, $W_0 = 43,2$ à $q_t = 2,22$.

Surnageant, $q_s = 7,28$.

Plastic Pipes for Water Supply

by

HEINRICH VON FÜRER-HAIMENDORF

Managing Associate, Österreichische, Symalen GmbH, Vienna, Austria

and

EDUARD FIGWER

Technical Manager Österreichische Symalen, GmbH, Vienna, Austria.

1. INTRODUCTION

Like all novelties, plastic pipes were at first widely regarded with suspicion and were received with interest only by a few. The first pipes, which were of polyvinyl chloride (PVC), and were laid in the Bitterfeld area (West Germany) some years before the Second World War, were—because of the then high cost—scarcely more than an experiment. But ten years later, soon after the end of the war, PVC piping began to be laid in greater quantities in Western Europe, particularly in the Netherlands. In the United States, polyethylene (PE) pipes had come into use during the war. In Europe, it was not until the 1950s that polyethylene became available in quantities, and at prices, that permitted its use for water pipes. Since then the use of plastic piping has spread enormously, as illustrated in Figs. 1-5, p. C2, which show its rise in importance and in the ever-increasing proportions now reached by plastics in the total quantity of piping supplied.

The authors survey the use of plastic piping for water supply from the viewpoint of a European country with a water consumption per capita approximately equal to that of the United States.

Although a great many plastic materials have been processed for piping, only two types are currently used for water supply: polyvinyl chloride (PVC) and polyethylene (PE), a distinction being made between high-density polyethylene (HD-PE) and low-density polyethylene (LD-PE), because the two types differ in some of their characteristics.

However, the manufacture of PVC and of PE depends on a characteristic which they both share: plasticity when heated and hardening on cooling. The plastic is fed to extruding machines into which it is conveyed by a worm screw, or pair of screws; the material passes into an externally heated cylinder, where it is kneaded and pressed, after which it is fed under pressure through the head of the extruder over a mandrel. Finally it is extruded into a cooling bath as a plastic product with an annular cross-section. From the cooling bath the pipe is transported away at a steady speed to be cut into uniform lengths by a saw, or to be rolled into rings in the case of polyethylene pipes of smaller dimensions. With large pipes, in particular, this basically simple process can become rather demanding and complicated, for, depending upon the characteristics of the material and other factors, the temperature, design of tools, the preparation and proper mixing of the material, etc., must be controlled within strict limits if pipes of optimum quality and reliability are to be obtained.

2. GENERAL PROPERTIES

The sales promotion of plastic piping has emphasized their many desirable physical and chemical proper-

ties such as flexibility, elasticity, light weight, creep, resistance to combining with other materials, notch-sensitivity, sensitivity to heat and (to some extent) to cold, insulation against temperature and electricity, ultra-violet sensitivity, resistance to corrosion, non-inflammability, and sensitivity to detergents. What matters, however, is the behaviour of plastic pipes in service.

Plastics, differing so greatly from traditional constructional materials, possess characteristics found to be partly advantageous and partly disadvantageous, including the need for greater care in actual use. As an illustration, the flexibility of polyethylene pipes has both advantages and drawbacks; the pipe can be supplied in coils of great length (advantage). On a slight slope pipes must be straightened initially in case air has become trapped in them when coiled (care needed). Due to their flexibility the pipes will follow any turn in the trench and any obstacles can easily be circumvented (advantage). Again due to their flexibility, pipes under pressure might cause strong tension in joints, which must therefore resist tensile stresses successfully (need for care). The pipes will follow any movement of the soil without damage to themselves (advantage), etc.

So the various characteristics of plastics will have varied effects. Their elasticity makes plastic piping much less sensitive to water-hammer than rigid piping, because the pipe walls will yield to pressure impact but slightly, allowing it to pass without effect. This advantage is borne out by the fact that a PE pipe cannot be used to operate a hydraulic ram, because the pressure of the water will not actuate the ram, but will be taken up by the elastic tube walls.

In choosing the pressure range for a plastic pipe, no attention need be paid to otherwise dangerous water-hammer; it need only equal the continuous operating pressure in the pipe. Under certain conditions the elasticity of plastics is sufficient to balance the effects of elongation due to temperature, a property to be discussed in connection with pipe laying. The creep of plastic piping under pressure demands sufficient wall thickness to prevent enlargement of the pipe diameter. Plastic piping running vertically up walls and across must be fixed at short intervals, otherwise vertical piping will elongate and horizontal piping will sag.

The repellent quality of plastics prevents any serious deposition within a pipe conveying water for human consumption. The smooth surface of the plastic material reduces the friction in the pipe, so that more water flows through a plastic pipe than through a conventional pipe in given circumstances.

Reduction of strength due to rising temperature is of little importance in pipes for water supply. Pipes are dimensioned on a basis of a steady temperature of 20°C for the liquid transported. The elasticity of thermo-

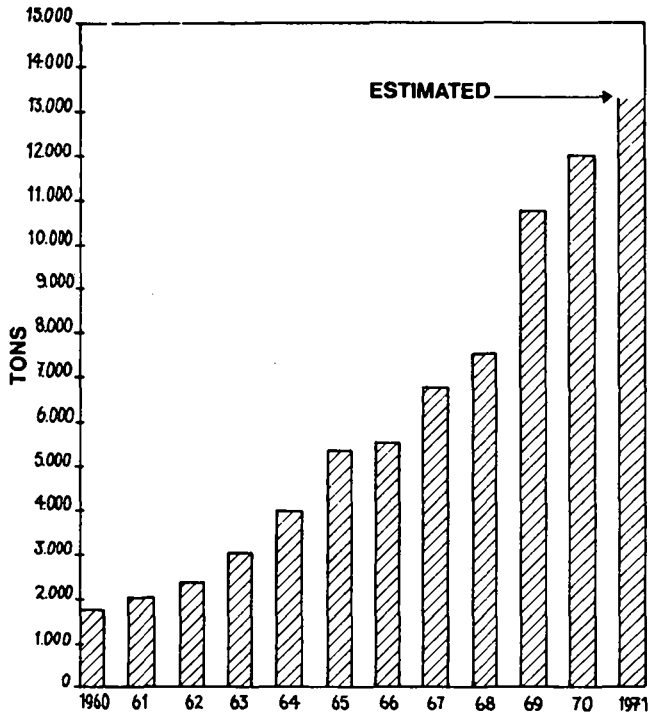


Fig. 1. Total production of plastic pipes in Austria, 1960-71 (Austrian Bureau of Statistics).

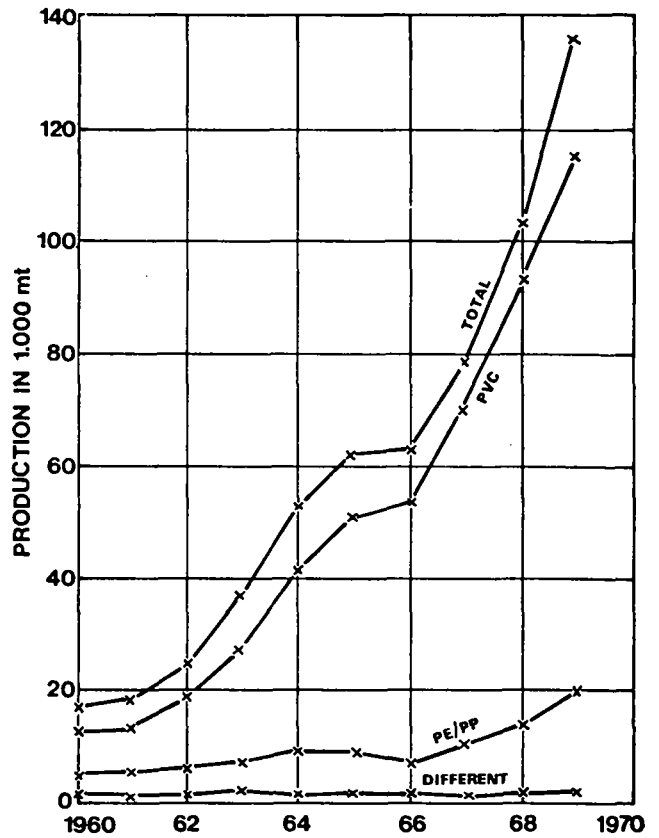


Fig. 2. Production of plastic pipes in West Germany, (1960-70).

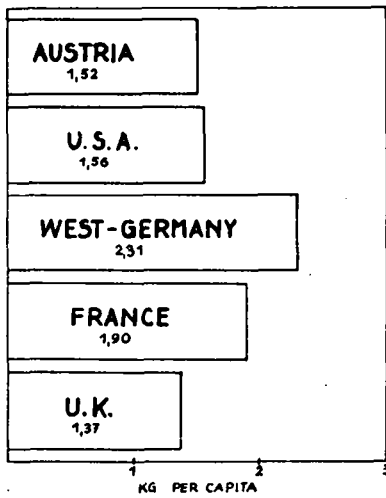


Fig. 3. Consumption of plastic pipes in kg per capita in different countries in 1970.

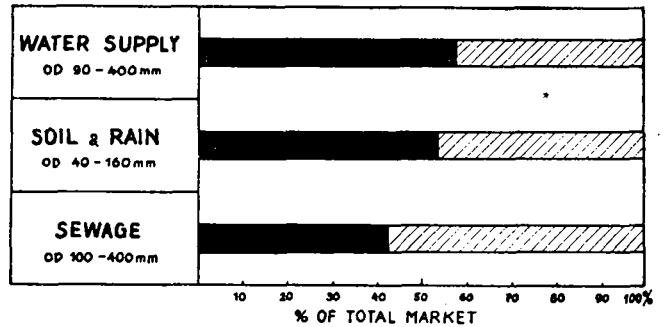


Fig. 4. Percentage share of plastic pipes in various markets in Germany (1969).

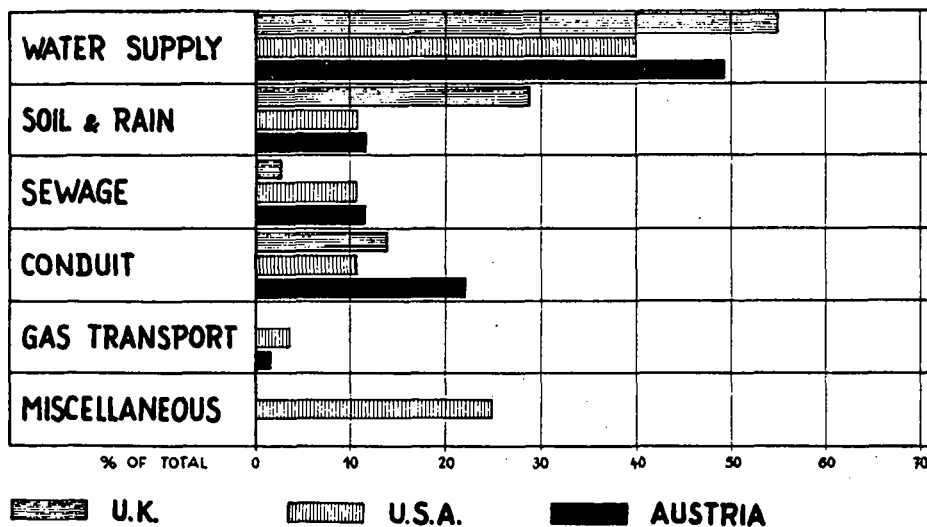


Fig. 5. Utilization of plastic pipes for various applications, as percentages of total Plastic pipes production (1970) in different countries

plastics is reduced by cold, but it is still sufficient to prevent the breakage of plastic pipe conduits in deep-frozen soil, because even at these temperatures the elasticity of PE and of properly processed PVC is sufficient to balance movements caused by the freezing and thawing of the water inside, and the soil outside, the pipe.

The insulating qualities of plastic pipes make the risk of freezing much less than with pipes of traditional material; a very limited daily flow will prevent freezing, even when pipes are laid in shallow trenches.

Because plastic pipes are electrical insulators, it is impossible to thaw a frozen plastic pipeline by electrical means. Here the solution is the injection of hot air or the introduction of hot saline solution through a smaller tube inserted into the pipeline. With sufficient care the "soft" part of the flame of a blowlamp can be used to thaw a frozen plastic pipe out in the open without the pipe being damaged. Where plastic pipes are to be laid under conditions that envisage a longer break in operation during winter, and of subsequent freezing, it is possible to insert a copper wire into the pipe during laying; making it possible to thaw electrically. A further important consequence of the non-conductivity of plastics is the abolition of earthing electrical apparatus via the water supply network. This has led to strong objections by electricity authorities, in many places, against the use of plastic pipes for water supply; but it is largely a question of time before this resistance breaks down in view of the advantages of plastic pipes for house connections.

Everyone knows that plastic pipes are corrosion-proof; but it must be said here once more, with full emphasis, that plastic piping is not attacked by any material contained in running water or in the soil, or in swamps, on the sea, or anywhere else.

Only relatively few substances which attack PVC and PE are used in industry in large quantities, such as strong organic solvents (ketones, phenols, etc.). These might threaten water pipes due to defects in management of industrial premises or because of road accidents; but even so, these substances would be spoiled, or diluted through rainwater or other waste waters, and in any case their effect on the plastic pipes would only last for a relatively short time. No damage would therefore occur to PVC or PE pipes under such conditions. Any serious effects would only come from long-term contact with such substances in a concentrated form.

3. STORAGE, TRANSPORT, INSTALLATION, AND AVAILABLE SIZES

The authors offer the following observations on the storage and transport of plastic pipes, on their installation and jointing, and on suitable sizes for various applications.

(i) Storage and Transport

PVC piping.—Store on flat surface; socketed pipes in layers, lying evenly on sets of three laths placed at right-angles to the pipes. Height of the pile 2.5 to 3m; less in hot countries due to risk of deformation.

Pipes should be supported along whole length during transport; if necessary, extend loading surface by supports. Unload carefully during cold spells; do not throw off truck.

PE piping.—Up to 110 mm outside diameter (OD) in rings, whose diameter must not exceed 3m because of rail loading-gauges. A vertical arrangement needs less space; support is necessary.

Pipes with OD over 110 mm can be stored in lengths as desired.

Due to flexibility, transport is possible on several rail vehicles coupled together.

(ii) Permissible Duration of Storage

PVC piping.—Discolouration possible. In countries with intense solar radiation (Israel, Mexico) deformation has been observed occasionally, but practically no effective deterioration in the characteristics of the material.

PE piping.—Unlimited resistance to radiation and weather action, due to protection through carbon-black pigmentation.

(iii) Installation

The normally valid local regulations for the installation (pipe-bed, depth, etc.) should be observed for plastic piping. Plastic pipes are, however, often used under abnormal conditions; and during the past 20 years, at least, they have proved their stability under such conditions as:—

Pipe trench blasted into the rock, being thus without bedding material; pipes laid in trenches afterwards filled with the excavated material.

Siphon pipes laid in river gravel, without any protection.

Pipelines laid in swamps, without any bedding or insulation.

Outdoor pipelines, which though in high mountains never freeze even during cold spells up to -30°C .

Pipelines hit by landslides and left undamaged.

In installation, it is necessary to take account of some of the characteristics of plastics, and not to overstep their limitations.

Flexibility.—The minimum radius of curvature in LD-PE pipelines must equal 20 times the pipe diameter; for HD-PE it must be greater. Change of direction if PVC pipes must not exceed 1° to 2° in every individual tube, depending upon its diameter. The change in direction must be taken up by the pipe length and must not have any effect on the socket.

Pipelines not under pressure may suffer slight oval deformation due to earth pressure, but they will never collapse.

High coefficient of thermal expansion for 10°C .—For PVC, this coefficient is 0.001; for PE it is 0.0018.

Laying in the soil.—Due to the friction between pipe and soil, thermal expansion or shrinking does not lead to any change in the length of the elastic pipe.

PE pipes in a trench must not be stretched but laid loosely, particularly during warm weather.

Open-air installation.—The sockets of PVC pipes take up all changes of length.

Expansion loops must be fitted for PE pipes and solvent-welded PVC pipes.

(iv) Jointing

Extensive equipment for the jointing of PVC and PE pipes is available, particularly adaptors to take standardized flanges and screw threads, for connection to armatures, water meters, cast iron, steel, and asbestos cement pipes, etc.

For PVC pipes:—

(a) *Not resistant to tension:* insert sockets with profile rubber gasket formed on the pipe, or stuck on. Fittings, partly in PVC, partly in coated cast iron, specially suited for laying in soil.

(b) *Resistant to tension:* plain sockets for solvent welding adhesives formed on the pipes, or glued on. Fittings equipment, produced in PVC up to 160 mm OD, available. Careful assembly necessary; contamination through dirt or moisture must be prevented; will

generally be used for internal installation.

For PE pipes:—

(a) *Resistant to tension, LD PE:* extensive jointing equipment based on the skewing of the pipe wall between fixed elements or the insertion of the elastic pipe in sockets with a specially formed inner wall. Material: plastic, brass, iron.

(b) *Resistant to tension, HD PE:* for small diameters, similar to LD PE; for large diameters, butt-welding of pipe to pipe, or pipe to a flange adaptor, holding a backing-flange (metal) in its place.

(c) *Saddles for mains tapping:* branchings can be made under pressure. The saddles have to circle the main fully; they must fit exactly, be fitted with an elastic gasket, and be broad enough to allow the pressure effect to be distributed to a relevant pipe-section. Strong pressures on plastic piping (especially HD PE pipes) by narrow metal saddles (e.g. fixture by means of a steel band) should be avoided.

(v) Fields of Use and Pipe Dimensions

Type of Plastic	Dimension, OD	Purpose
PVC piping	Generally up to 315 mm; exceptionally up to 600 mm.	Trunk mains; urban and rural networks; pipelines.
PE piping LD PE	Generally up to 125 mm; exceptionally higher.	House mains; small distributor mains; rural small-diameter water mains; pipelines including those in marshy or rocky areas; small siphon-pipelines; small pipelines through lakes and fjords.
HD PE	Generally up to 400 mm; exceptionally up to 1200 mm.	As for LD pipes (market share varied according to region); large siphon pipelines; large mains in lakes and in the sea.

4. EXPERIENCES AND EXPECTATIONS

The first plastic pipes in Europe doubtless consisted simply of polyvinyl chloride or polyethylene. But afterwards additives, at first chosen more or less by guesswork, were used, to allow the primary material to be processed conveniently. Primitive extruders were used to produce, as far as possible, a circular section and constant wall thickness. Their products were sold as plastic tubes, joined with just as primitive fittings. Nevertheless such pipes have been in use for 20, 25 and even 30 years, and have proved themselves in service.

In the meantime there has been an enormous development in the plastics field. To-day, hundreds of types of plastic materials are produced, each having been developed for a special purpose, e.g. the production of pressure pipes, in our case. Stabilizers have undergone a similar development, and to-day's automatically controlled extruders with two to four screws scarcely have anything more than the name in common with the small single-screw extruders of the old days. However, neither the proof given by the piping material produced then, nor the progress of technology in the meantime, will be taken as the reason for the use of plastic piping to-day; rather, consideration will be given especially to long-term tests undertaken everywhere, but particularly in Europe and the U.S.A.

In these tests, the passage of time is simulated in two different ways, depending respectively on increased pressure and increased temperatures. For instance a pipe initially under 10 kg/cm² is first subjected to 50 kg/cm² pressure and the time to rupture is recorded. Then tests for the rupture time under pressures of 40,

30, and perhaps 25 kg/cm² are carried out. The rupture time at 20 kg/cm² will generally be too long for convenience. The results will lie on a curve at first flattening and finally nearly horizontal. Plotted logarithmically, they will show a slightly inclined straight line. Such experiments are undertaken at a temperature of 20°C, taken to be the standard temperature. Similar tests are then undertaken with rising temperature, up to 80°C. Obviously a thermoplastic material will possess only little mechanical strength at such high temperatures.

We can now extrapolate the rise in strength as temperatures drop, and from this we derive the expected operational life of a pipe at normal temperature. Directives have been compiled as to the short-term and medium-term stresses which a plastic pipe has to withstand so as to enable one to conclude that it will have a life of at least 50 years in service. According to these approximate values, e.g. according to the German standards (DIN) and the Austrian standards (ÖNORM) a 10 kg/cm² PVC pipe should withstand pressures up to 42 kg/cm² at 20°C and to 17 kg/cm² at 60°C for an hour. In fact, PVC pipes of first-class manufacture will withstand these conditions for 50 to 100 hours. It can be safely assumed, therefore, that the effective service life of a first-class pipe will be much longer than 50 years; probably a multiple of that figure. It must also be stated that the assumed normal temperature of 20°C already contains an important safety reserve, because the temperature in pipes for drinking water in temperate zones is, in general, definitely lower than 10°C.

Most industrial countries have issued standards for plastic pipes to guarantee their quality. These standards establish the test conditions for plastic pipes and name the authorities conducting the tests. For the standards issued in Austria for the different types of plastic pipes it is assumed that a State-authorized testing institute will take samples annually from the stocks and from the current production of the pipe manufacturer, and will subject these samples to detailed tests at the expense of the manufacturer. The manufacturer himself is also obliged to execute regular tests.

Plastic pipes required to fulfil such test conditions must withstand stresses far beyond the normal. It has been observed that water pipes of polyethylene have withstood severe stressing caused by heavy landslides, in which they were hit by large quantities of earth and rubble and were shifted out of their position. Some of the pipes even showed the effects of stretching without having ruptured. Polyethylene pipelines have continued in operation after the wooden bridges supporting them were torn away in Alpine regions. Pipes left hanging free after the collapse continued to function. PVC pipelines with insert sockets would not withstand such stressing because the pipes would be pulled out of the sockets. Moderate earth movements on slopes, as well as erosion by considerable changes of ground-water in river "flats" and the like, have been withstood by PVC pipes without damage.

Plastics, from a chemical viewpoint, are organic substances. The claim that damage has resulted from rodent infestation is no longer important since plastic pipes have not only been used for potable water, but also for sewers, known to be favourite haunts for rats. Numerous studies have been made of the resistance of PVC and PE to insect attack; at the Vienna Academy for the Soil Sciences PE pipes were deposited in the nests of termites for more than two years and these insects never attacked them in any way.

In 1967 some news items were published concerning possible attacks on PVC by another enemy, namely, bacteria. There had been some press reports concerning investigations carried out at the National Physical Laboratory, Teddington, England, where experiments

on the effect of bacteria on plasticized PVC had led to the isolation of several micro-organisms which were able to utilize some of the usual plasticizers as a carbon source. The bacteria have attacked the plasticizer, while the investigations clearly showed that there had been no attack on the PVC itself. This is a parallel to the attack on coated cables of plasticized PVC, by mice attracted by the flavour of some types of plasticizers. The common reason in both cases is that living organisms are not able to use the high-molecular hydrocarbons of a synthetic resin. The authors would therefore point out that the ingredients of PVC intended for long-term use never contain any plasticizers.

Water mains must be of a material that is more than just stable and durable. They must not impair the quality of water. The chief characteristics are those readily observed by the consumer: temperature, taste, and possible carbon dioxide content and odour. Plastic pipes have a favourable effect on water temperature. Heat conductivity is much lower than that of all other materials for the transport of water, so that with even limited flow, and with pipes in rather shallow ground, the water conveyed by them remains fresh in summer.

During the 1950s there was some talk of impairment of the taste and smell of water in new polyethylene pipes. The polyethylene raw material then available was not yet sufficiently stabilized against the influence of the processing temperature in the extruder, so that oxidation products of PE were formed on the surface of the pipe wall and entered the potable water. So in the morning, in new water pipes, when water was first drawn, an impairment in taste was noticeable, and in some cases it occurred every morning for several weeks. By then, the last oxidized ethylene molecules had diffused from the pipe wall, and the impairment ended. There were practically no complaints as to smell. Since the 1960s such complaints of taste have no longer been received: the stabilization of polyethylene has progressed so much in the meantime.

Polyethylene is not, strictly, impermeable to gas. Anybody can note this for himself, if he puts a strong-smelling substance in a bag of polyethylene film, which will be impermeable to water if its thickness is about 0.03 mm, but which will allow gases, i.e. the smell of a substance, to pass through. Amounts quickly permeating a film of 0.03 mm in thickness will not readily pass through a wall of several millimetres thickness. The oxygen contained in water will therefore not be able to escape through the walls of a polyethylene pipe; nor will gaseous materials or the smell of swamp water, manure, or town's gas, that has percolated into the soil, be able to reach the water passing through a polyethylene pipe.

One case which gained publicity in the 1950s has never been cleared up completely. In a town in Germany domestic water pipes were installed next to an old gas pipe, which had become leaky due to bombing in the Second World War. The inhabitants of the houses affected noted gas smell or gas taste in the drinking water, in the same way that it was noticeable in all the soil around, due to leakages from the old gas main. Whether the taste of the water came really from the gas or from impurity flushed out of the new pipe itself was never clearly established. The permeability of polyethylene to gas is, in any case, so low that polyethylene pipes have been used recently for natural gas.

In earlier years new polyethylene pipes were said to taint the taste of drinking water with noticeable quantities of oxidation products. The health authorities of different countries have dealt with this question with commendable zeal, not always with entirely suitable legal arguments. Everywhere the legislative machinery

functions slowly, and this is why it was possible, in the second half of the Twentieth Century for plastics to be classified under laws, passed in the Nineteenth Century, which were concerned, for instance, with substances contained in paints.

No serious difficulties arose with polyethylene pipes; the colouring materials and stabilizers were added in such small quantities that there was no reason for any serious intervention. For PVC, however, the situation was different. In its pure state, PVC is sensitive to heat, and has to be protected against damage during processing by the addition of stabilizers. The most effective of these stabilizers are lead compounds, and in many countries proof had to be adduced that these lead compounds are so closely integrated in the PVC, that only a minimum and hygienically insignificant residue exists. In many countries the total content of lead in the compound, consisting of plastics, stabilizers, lubricants, and colour, was limited to about 2% of the total weight. During the extrusion of the pipe a small amount of the lead contained in the compound is precipitated, and diffuses to the interior and exterior surface of the pipe-wall. During the flushing of the pipes after mainlaying, this slight accretion is washed out, after which the dissipation of lead throughout the pipe is really negligible, even when water has been standing in it for a long time. There are nevertheless countries where the use of lead stabilizers is not permitted in the production of water pipes, so costlier and less efficient tin and other stabilizers are used, causing the industry extra expense and serious difficulties. However, it is gradually becoming recognized everywhere that in the present state of the technology, stabilization with lead compounds is the economic method most favourable for the pipe quality and is without objection from the hygienic viewpoint.

Bacteria must be mentioned again. Plastics cannot be a culture medium for bacteria; but about 10 years ago a discussion took place on the influence of plastic pipes on the number of bacteria in water. It was begun by a publication, according to which an increase of the number of germs had been observed in water in plastic pipes at elevated temperature, compared with water in pipes of other materials. Investigations undertaken to confirm this allegation have brought no proof of this. Discussion of this topic has been dropped, and the hygienic suitability of plastic piping to-day is generally accepted everywhere.

According to one's point of view, one may just allow, for plastic pipes, that the disadvantages feared have not been realized; or one may accept, that they do possess numerous advantages. Figures cited at the beginning of this report show that plastic pipes are increasingly favoured by water engineers. This can be illustrated further by noting the diameters and operating pressures that were, during the last twenty years, held to be the limits for the economic use of plastic pressure piping.

	Diameter, inches	Working pressure, kg/cm ²
1950	2	8
1955	2	10
1960	4	12
1965	8	16
1970	16	20

These dimensions have been surpassed for special purposes. At present, pressure pipes 24 inches in diameter are already available. Development is not only tending naturally towards larger dimensions: new materials are appearing, and are becoming important. After the patents for the low-pressure process have expired,

high-density polyethylene will be offered in still greater quantities and at lower prices, and will increase its share in the market. Polybuten allows the production of pressure pipelines for hot water up to 90°C. Pressure pipes made from glass fibre-reinforced polyester resin, the tensile strength of which is far greater than that of all thermoplastics, are not used much in water supply, for various technical and economic reasons; but combina-

tions of an interior thermoplastic pipe with a glass-fibre reinforced polyester as an outer skin are under tests at present. In the laboratories of the large raw-material manufacturers new materials are under development, promising to open up new applications.

It will be the task of the plastics industry to meet the demand of the water industry for materials for such applications.



Les conduites en plastique pour l'alimentation en eau

par

HEINRICH VON FÜRER-HAIMENDORF

et

EDUARD FIGWER

Oesterreichische Symalen GmbH, Vienne, Autriche

1. INTRODUCTION

Comme toutes les nouveautés, les conduites en plastique furent d'abord généralement regardées avec suspicion et ne reçurent d'intérêt que de peu de monde. Les premières conduites, qui étaient en chlorure de polyvinyle (PCV) et qui ont été posées quelques années avant la seconde guerre mondiale dans la région de Bitterfeld (R.F. Allemagne) n'étaient, en raison de leur prix élevé, guère plus qu'une expérience. Mais dix ans plus tard, peu après la fin de la guerre, on a commencé à poser en Europe de l'Ouest de grandes quantités de conduites en PCV, particulièrement aux Pays-Bas. Aux Etats-Unis on avait commencé à utiliser pendant la guerre des conduites en polyéthylène (PE). En Europe, ce n'est pas avant 1950 que le polyéthylène fut disponible en quantité et à des prix qui permettaient son emploi pour les conduites d'eau. Depuis lors l'emploi des conduites en plastique s'est énormément répandu comme le montre la Fig. 1 qui montre son importance croissante et les proportions toujours plus grandes qu'il prend dans le total des conduites posées.

(Pour les Tableaux 1-5, voir le texte anglais.)

Les auteurs étudient l'emploi des conduites en plastique pour l'alimentation en eau du point de vue d'un pays européen dont la consommation en eau par tête est approximativement égale à celle des Etats-Unis.

Bien que l'on ait utilisé de nombreux plastiques, deux types seulement sont d'un emploi courant: le chlorure de polyvinyle et le polyéthylène, une distinction étant faite entre le polyéthylène haute densité (PE-HD) et le polyéthylène basse densité (PE-BD); ces deux types diffèrent par certaines de leurs caractéristiques.

Mais la mise en oeuvre de PCV et du PE dépend des caractères qu'ils ont tous les deux: plasticité à chaud et durcissement lors du refroidissement. Le plastique est introduit dans une extrudeuse dans laquelle il est poussé par des vis d'alimentation. Il traverse en cylindre chauffé par l'extérieur où il est malaxé et comprimé après quoi il est poussé par la tête de l'extrudeuse sur un mandrin. Finalement il sort dans un bain de refroidissement ayant acquis sa section annulaire. Du bain de refroidissement, le tube est transporté à vitesse constante pour être coupé à longueur constante par une scie ou pour être roulé en couronne dans le cas des tubes en PE de petite dimension. Avec les gros tubes, en particulier, ce procédé basiquement simple peut devenir délicat et compliqué car, suivant les caractéristiques du matériaux et d'autres facteurs, la température, la forme des outils, la préparation et le mélange convenable du produit, etc., doivent être contrôlés dans des limites strictes si l'on veut obtenir des tubes de qualité et de fiabilité maximales.

2. PROPRIETES GENERALES

La publicité des tuyaux en plastique insiste sur leurs nombreuses propriétés physiques et chimiques favorables: flexibilité, élasticité, faible poids, fluage, résistance à la combinaison d'autres matériaux, sensibilité aux entailles, sensibilité à la chaleur et dans une certaine mesure au froid, aux ultra-violets, résistance à la corrosion, non inflammabilité, et sensibilité aux détergents. Mais ce qui compte est la tenue des conduites en plastique en service.

Les plastiques, qui diffèrent grandement des matériaux de construction traditionnels, possèdent des caractéristiques partiellement avantageuses et partiellement désavantageuses y compris le besoin de plus grands soins lors de l'utilisation. Par exemple, la flexibilité du polyéthylène a à la fois des avantages et des inconvénients. Les tuyaux peuvent être fournis en couronnes de grande longueur (avantage); sur une pente légère, les tuyaux doivent d'abord être redressés pour éviter que de l'air n'y soit emprisonné (attention nécessaire). En raison de leur flexibilité, les tuyaux peuvent suivre tous les changements de direction de la tranchée et peuvent contourner les obstacles (avantage). Mais en raison de leur flexibilité, les conduites sous pression peuvent amener des tensions aux joints qui doivent donc pouvoir résister à la tension (attention nécessaire). Les conduites suivront tous les mouvements du sol sans dommage pour elles-mêmes (avantage), etc.

Ainsi, les diverses caractéristiques des plastiques auront des effets divers. Leur élasticité fait que les conduites en plastique sont bien moins sensibles aux coups de bélier que les conduites rigides, car les parois céderont, mais légèrement, à l'impact de la pression, ce qui lui permet de passer sans dommage. Mais on ne peut pas utiliser une conduite en plastique pour alimenter un bélier hydraulique car la pression de l'eau ne fera pas fonctionner la bélier, mais sera absorbée par la paroi élastique de la conduite.

Quand on choisit la gamme de pression pour une conduite en plastique, il n'y a donc pas lieu de tenir compte des coups de bélier qui autrement sont dangereux; il suffit qu'elle soit égale à la pression de service continue dans la conduite. Dans certaines conditions, l'élasticité des plastiques est suffisante pour compenser l'élongation due à la température, propriété qui sera discutée en relation avec la pose des conduites. Le fluage des conduites plastiques sous pression exige une épaisseur de paroi suffisante pour éviter l'élargissement du diamètre de la conduite. Les conduites plastiques posées contre des murs doivent être maintenues par des supports à faible intervalle car autrement les conduites verticales s'allongeront et les conduites verticales s'affaisseront.

Les parois lisses font qu'il n'y aura pas de dépôts notables dans les conduites plastiques transportant l'eau potable, et la perte de charge est réduite de sorte qu'une

conduite plastique transporte plus d'eau qu'une conduite classique dans les mêmes circonstances.

La réduction de résistance due à l'augmentation de température est de peu d'importance dans les conduites pour alimentation en eau. Ces conduites sont dimensionnées en tenant compte d'une température constante de 20°C pour le liquide transporté. L'élasticité des thermoplastiques est réduite par le froid, mais elle est toujours suffisante pour empêcher la rupture des conduites dans le sol gelé, car même à ces températures oélasticité du PE et celle du PCV proprement mis en l'œuvre est suffisante pour compenser les mouvements causés par le gel et le dégel de l'eau transportée et en sol extérieur.

Les propriétés isolantes des conduites plastique font que le risque de gel est bien moindre qu'avec des conduites traditionnelles; un écoulement très limité empêchera le gel, même quand les conduites seront posées en tranchées peu profondes.

Les conduites plastiques étant des isolants électriques, il est impossible de décongeler électriquement une conduite plastique gelée. La solution est alors l'injection d'air chaud ou l'introduction d'une solution saline chaude par un tuyau plus petit inséré dans la conduite. Avec suffisamment de soin, on peut utiliser l'extrémité de la flamme d'une lampe à souder pour dégeler une conduite plastique posée en plein air sans endommager la conduite. Si des tuyaux plastiques doivent être posés dans des endroits où ils ne seront pas utilisés en hiver et où ils risquent de geler, il est possible d'y insérer lors de la pose un fil en cuivre permettant la décongélation électrique. Une autre conséquence importante de la non-conductivité du plastique est que l'on ne pas l'utiliser pour la mise à la terre des appareils électriques par le réseau de distribution d'eau. Cela a amené en beaucoup d'endroits une forte résistance des services d'électricité contre l'emploi de plastique pour les conduites d'eau; mais cette résistance disparaîtra avec le temps en considération des avantages du plastique pour les branchements domestiques.

Chacun sait que les conduites plastiques résistent à la corrosion; mais on doit répéter avec insistance que les conduites plastiques ne sont attaquées par aucun corps contenu dans l'eau courante ou dans le sol, les marais, la mer, etc.

Quelques rares substances attaquant le PCV et le PE sont utilisées dans l'industrie en grandes quantités, comme les solvants organiques forts (cétones, phénols, etc.). Ils peuvent menacer les conduites d'eau en raison de défauts dans l'aménagement des bâtiments industriels ou d'accidents routiers; mais même en ce cas, ces substances seraient souillées, ou diluées dans l'eau de pluie ou d'égout, et en tout cas leur effet sur les conduites plastiques ne durerait pas longtemps. Un PCV ou PE ne subirait donc de dommages dans ces conditions. Il ne pourrait y avoir d'effet que s'il y avait contact prolongé avec ces substances sous forme concentrée.

3. CONSERVATION, TRANSPORT, POSE, ET TAILLES DISPONIBLES

On peut faire les observations suivantes sur la conservation et le transport des tuyaux plastiques, sur leur pose et leur assemblage et sur les tailles qui conviennent aux divers emplois.

(i) Conservation et Transport

Tuyaux en PCV.—Stocker sur une surface plate; les tuyaux à emboîtement en couches reposant uniformément sur des jeux de trois voliges perpendiculaires aux tuyaux. Hauteur des piles 2,5 à 3 m; moins en pays chaud en raison des risques de déformation. Les tuyaux doivent être soutenus sur toute leur longueur pendant le

transport; si nécessaire prolonger par des supports les surfaces de chargement. Décharger avec soin pendant les périodes froides; ne pas jeter depuis le camion.

Tuyaux en PE.—Jusqu'à 110 mm de diamètre extérieur (DE) en couronnes dont le diamètre ne doit pas dépasser 3 m à cause du gabarit des chemins de fer. La pose verticale exige moins de place; soutenir si nécessaire. Les tuyaux de DE supérieur à 110 mm peuvent être stockés en longueurs à la demande.

La flexibilité permet le transport sur plusieurs wagons accouplés.

(ii) Durée de Conservation Admissible

Tuyaux en PCV.—Décoloration possible. Dans les pays où le rayonnement solaire est intense (Israël, Mexique) on a quelquefois observé des déformations, mais pratiquement pas de détérioration dans les caractéristiques du matériau.

Tuyaux en PE.—Résistance illimitée à l'action des radiations et des intempéries grâce à la protection par le pigment au noir de fumée.

(iii) Pose

Les règles locales en vigueur pour la pose (lit de pose, profondeur, etc.) doivent être observées pour les conduites plastiques. Mais ces conduites sont souvent utilisées dans des conditions anormales et depuis 20 ans au moins elles ont prouvé leur stabilité dans des conditions comme:

Tranchée creusée à l'explosif dans le rocher et pose sans lit de matériaux meublés, les tuyaux posés dans la tranchée comblée avec les matériaux d'excavation;

Siphons posés dans le gravier d'une rivière sans aucune protection;

Conduites posées dans des marais sans lit de sable ni protection;

Conduites en plein air qui, même en haute montagne, ne gèlent jamais même par des froids de -30°C;

Conduites prises sans dommage dans des glissements de terrain.

Lors de la pose, il est nécessaire de tenir compte de certaines caractéristiques des plastiques et de ne pas dépasser leurs limitations.

Flexibilité.—Le rayon de courbure minimal des conduites PE-BD doit être au moins 20 fois le diamètre du tuyau. Pour le PE-HD, il doit être plus grand. Les changements de direction pour les conduites en PVC ne doivent dépasser 1° à 2° pour chaque tuyau, selon son diamètre. Les changements de direction doivent être absorbés par le fût du tuyau et ne pas avoir d'effet sur les emboîtements.

Les conduites qui ne sont pas sous pression peuvent subir une légère ovalisation sous la pression des terres, mais ne s'écraseront jamais.

Coefficient de dilatation pour 10°C.—Ce coefficient est de 0,001 pour le PCV, de 0,0018 pour le PE.

Pose dans le sol.—En raison du frottement entre le sol et la conduite, la dilatation ou la contraction n'amènent pas de changement dans la longueur des conduites plastiques. Les conduites en PE ne doivent pas être tendues dans la tranchée, mais posée lâches, surtout en temps chaud.

Pose en plein air.—Les emboîtements des conduites en PCV absorbent tous les changements de longueur.

Il faut prévoir des boucles de dilatation pour les conduites en PE et des conduites en PCV à joint collé.

(iv) Assemblage

Il existe de nombreux accessoires pour l'assemblage des tuyaux en PCV et en PE, en particulier des adaptateurs pour les brides normalisées et les joints filetés, pour

les vannes, compteurs d'eau, conduites en fonte, acier et amianté ciment, etc.

Pour les conduites en PCV

Ne résistant pas à la tension: emboitements avec tores en caoutchouc formés sur le tuyau ou collés. Accessoires en partie en PCV, en partie en fonte revêtue, convenant particulièrement pour la pose dans le sol.

Résistant à la tension: emboitements complets pour les adhésifs à base de solvant formés sur le tuyau ou collés. Il existe des accessoires en PCV jusqu'à 160 mm DE. L'assemblage soigneux est indispensable; il faut éviter la contamination par la boue ou l'humidité; utilisé généralement pour les installations intérieures.

Pour les Conduites en PE

Résistant à la tension, PE-BD: nombreux joints basés sur le pincage de la paroi du tuyau entre des éléments fixes ou sur l'insertion du tuyau dans un emboîtement dont la paroi interne est spécialement préparée. Matériau: plastique, laiton, fer.

Résistant à la tension, PE-HD: pour les petits diamètres, comme pour BD; pour les grands diamètres, soudure en bout tuyau à tuyau, ou tuyau à adaptateur à bride tenant une contre bride en place.

Branchements: les branchements peuvent être réalisés sous pression. Les colliers doivent faire le tour complet de la conduite; les colliers doivent être exactement ajustés, être pourvus d'un anneau élastique, et être assez larges pour répartir la pression sur une section de conduite assez large. Il faut éviter les fortes pressions sur les conduites plastiques, surtout le PE-HD, par des colliers en métal étroit (par ex., fixation par une bande d'acier).

(v) Domaines d'emploi et dimension des conduites

Type de plastique	Dimension, DE	Utilisation
PCV	Généralement jusqu'à 315 mm; exceptionnellement jusqu'à 600 mm.	Conduites principales; réseaux urbains et ruraux; adductions.
PE-BD	Généralement jusqu'à 125 mm; exceptionnellement plus.	Tuyauterie intérieure; petits tuyaux de distribution conduites rurales de faible diamètre; conduites, y comprend marais et rochers; petits siphons; petits conduites traversant lacs et estuaries.
PE-HD	Généralement jusqu'à 400 mm; exceptionnellement jusqu'à 1200 mm.	Comme pour BD (le marché se répartit suivant les régions); grands siphons; grandes conduites dans les lacs et la mer.

4. EXPERIENCES ET AVENIR

Les premières conduites en plastique posées en Europe étaient simplement en chlorure de polyvinyle ou en polyéthylène. Mais ensuite on a utilisé des additifs, choisis un peu au hasard, pour permettre de travailler convenablement les matières primaires. On utilisait des extrudeurs primitifs pour produire autant que possible une section circulaire et une épaisseur de parois constante. Les produits étaient vendus comme tuyaux en plastique et assemblés par des joints tout aussi primitifs. Cependant ces tuyaux sont en service depuis 20, 25, ou 30 ans et ont montré leur valeur en service.

Entre temps, il y a eu des progrès considérables dans le domaine des plastiques. Aujourd'hui il y a des centaines de matières plastiques, dont chacune a été mise au point pour un but spécial, par ex., la production de tuyaux sous pression dans notre cas. Les stabilisateurs ont réalisé de semblables progrès, et les extrudeurs

d'aujourd'hui à commande automatique et à deux à quatre vis au lieu de la vis unique d'autrefois. Cependant, ni les preuves données par la matière pour tuyau produite alors, ni les progrès techniques réalisés entre temps ne sont des raisons pour justifier aujourd'hui l'emploi de conduites plastiques; mais il convient plutôt d'examiner les essais de grande durée réalisés partout, mais surtout en Europe et aux Etats-Unis.

Dans ces essais, on simule l'écoulement du temps de deux façons, par augmentation de la pression ou par augmentation de la température. Par ex., un tuyau initialement à 10 kg/cm² est d'abord soumis à une pression de 50 kg/cm² et l'on note le temps d'éclatement. Puis on fait des essais de rupture à 40, 50, et peut être 25 kg/cm². Le temps de rupture à 20 kg/cm² est généralement trop long pour être utilisable. Les résultats s'inscrivent sur une courbe qui tend vers l'horizontale. Calculée logarithmiquement, elle montre une ligne droite à faible inclinaison. Ces expériences sont réalisées à 20°C prise comme température normale. Des essais analogues sont réalisés à des températures croissantes, jusqu'à 80°C. Une matière thermoplastique n'a évidemment qu'une faible résistance mécanique à des températures aussi élevées.

Nous pouvons maintenant extrapoler l'augmentation de résistance quand la température diminue et en dériver l'espérance de vie en service d'une conduite à température normale. On a rédigé des instructions sur les contraintes à court terme et à moyen terme auxquelles un tuyau doit résister pour que l'on puisse en conclure qu'il durera au moins 50 ans en service. D'après ces valeurs autrichiennes (ONORM) un tuyau de PCV pour 10 kg/cm² doit résister à 40 kg/cm² à 20°C et à 17 kg/cm² à 60°C pendant une heure. En fait, les tuyaux en PCV de première classe résisteront dans ces conditions pendant 50 à 100 h. On peut donc admettre sans crainte que la vie effective en service d'un tuyau de première classe dépassera largement 50 ans et sera probablement un multiple de ce chiffre. On doit aussi dire que la température normale de 20°C contient déjà une importante réserve de sécurité car la température dans les conduites pour l'eau potable dans les zones tempérées est inférieure 10°C.

La plupart des pays industrialisés ont publié des normes pour garantir la qualité des tuyaux plastiques. Ces normes énoncent les conditions d'essai pour les tuyaux plastiques et désignent les administrations qui réalisent ces essais. Dans les normes publiées en Autriche pour les différents types de tuyaux plastiques, il est prescrit qu'un Institut d'essai reconnu par l'Etat prendra chaque année des échantillons dans les stocks et dans la production courante du fabricant et soumettra ces échantillons à des essais détaillés aux dépens du fabricant. Le fabricant lui-même est tenu à exécuter des essais réguliers.

Les tuyaux en plastique auxquels on demande de satisfaire à ces essais doivent supporter des efforts dépassant de beaucoup la normale. On a observé que les conduites d'eau en polyéthylène ont résisté aux contraintes sévères causées par des glissements de terrain au cours desquels elles étaient frappées par de grandes quantités de terre et de débris et entraînées hors de leur emplacement. Certaines de ces conduites ont accusé sans se rompre les résultats des tensions. Des conduites en polyéthylène ont continué à fonctionner après que les ponts en bois qui les supportaient aient été enlevés dans des régions alpines: les conduites qui pendaient librement après l'effondrement continuaient à fonctionner. Les conduites en PVC à emboîtement ne résisteraient pas à de tels efforts car les tuyaux seraient arrachés de leurs emboîtements. Mais des mouvements de terrain modérés sur des pentes aussi bien que l'érosion par des variations considérables des eaux souterraines

dans les vallées ont été supportées par des conduites en PCV sans dommage.

Les plastiques, du point de vue chimique, sont des substances organiques. Les dommages causés par les rongeurs ne jouent plus un rôle important car les conduites en plastiques n'ont pas seulement été utilisées pour l'eau potable, mais aussi pour des égouts qui sont l'habitat favori des rats. De nombreuses études ont été faites sur la résistance du PCV et du PE aux attaques des insectes ; à l'Académie pour la science des sols de Vienne, on a déposé des tuyaux en PE dans des nids de termites et, au bout de deux ans, ces insectes ne les avaient attaqués en aucune façon.

En 1967, quelques études ont été consacrées à l'attaque possible du PCV par un autre ennemi, les bactéries. Il y a eu certains articles consacrés aux recherches effectuées au Laboratoire national physique de Teddington, Angleterre, sur l'effet des bactéries sur le PCV plastifié, qui avaient conduit à isoler plusieurs micro-organismes capables d'utiliser certains des plastifiants usuels comme sources de carbone. Les bactéries ont attaqué les plastifiants usuels mais les recherches ont parfaitement démontré qu'il n'y avait pas eu d'attaque sur le PCV lui-même. Parallèlement, on a constaté des attaques de cables revêtus de PCV plastifié par des souris attirés par la saveur de certains types de plastifiants. La raison commune dans les deux cas est que les organismes vivants ne sont pas capables d'utiliser les hydrates de carbone de poids moléculaire élevé des résines synthétiques. Les auteurs font ressortir que les ingrédients utilisés pour le PCV qui doit durer longtemps ne contiennent jamais de plastifiants.

Les conduites d'eau doivent être faites d'une matière qui soit plus simplement stable que durable. Ils ne doivent pas nuire à la qualité de l'eau. Les caractéristiques principales sont celles dont le consommateur est facilement conscient : température, goût, odeur, et teneur possible en acide carbonique. Les conduites en plastiques ont un effet favorable sur la température de l'eau. Leur conductivité thermique est beaucoup plus basse que celle de toutes les autres matières utilisées pour le transport de l'eau, de sorte que, même pour un faible débit et avec des conduites faiblement enterrées, l'eau qu'elles transportent reste fraîche en été.

Au cours des années 1950, on a un peu parlé de goûts et odeurs donnés à l'eau par les conduites neuves en polyéthylène. Le polyéthylène brut alors disponible n'était pas suffisamment stabilisé pour l'influence de la température de mise en oeuvre dans l'extrudeur, de sorte qu'il se formait des produits d'oxydation du PE à la surface des tuyaux, lesquels produits étaient dissous par l'eau potable. De la sorte, le matin, dans les conduites neuves, la première eau tirée avait un goût notable qui, en certains cas se renouvelait chaque matin pendant plusieurs semaines. Mais alors, la dernière molécule d'éthylène oxydée étant diffusée de la paroi de la conduite, la gêne cessait. Il n'y avait pratiquement pas de plainte relative à l'odeur. Depuis les années 1960, on ne reçoit plus de telles plaintes au sujet du goût : la stabilisation du polyéthylène a progressé entre temps.

Le polyéthylène n'est pas strictement imperméable au gaz. Tout le monde peut le remarquer en mettant une substance à odeur forte dans un sac en polyéthylène, qui sera imperméable à l'eau si son épaisseur atteint 0,03 mm mais qui permettra au gaz c'est-à-dire à l'odeur de passer. Les gaz qui traversent facilement un film de 0,03 mm ne traverseront pas une paroi de plusieurs mm d'épaisseur. L'oxygène contenue dans l'eau ne pourra donc pas s'échapper par les parois d'une conduite en polyéthylène, pas plus que les gaz ou l'odeur de l'eau de marécage, du purin, ou du gaz de ville infiltrés dans le sol ne pourront atteindre l'eau dans une conduite en polyéthylène.

Un cas qui a reçu une certaine publicité dans les années 1950 n'a jamais été complètement éclairci. Dans une ville d'Allemagne, des conduites d'eau étaient installées près d'une vieille conduite de gaz ou se produisaient des fuites dues aux bombardements de la guerre. Les habitants des immeubles affectés ont noté une odeur et un goût de gaz dans l'eau potable, de la même façon qu'on pouvait les noter dans le sol alentour en raison des fuites de la vieille conduite de gaz. Il n'a jamais été possible de déterminer si le goût de l'eau venait réellement du gaz ou des impuretés contenues dans la nouvelle conduite elle-même. La perméabilité du polyéthylène au gaz est, de toute manière faible, que l'on a récemment utilisé des conduites en polyéthylène pour le gaz naturel.

Dans les premières années on a prétendu que les conduites neuves en polyvinyle donnaient un goût et une couleur à l'eau potable à cause de quantités notables de produits d'oxydation. Les autorités sanitaires de différents pays ont traité cette question avec un zèle louable, mais avec des arguments juridiques pas toujours entièrement satisfaisants. Dans tous les pays, la machine législative fonctionne lentement et c'est pourquoi il était possible dans la seconde moitié du 20ème siècle de classifier le plastique sur la base de lois votées au 19ème siècle et qui visaient par exemple les substances contenues dans les peintures.

Il n'y a pas eu de difficultés sérieuses avec les conduites en polyéthylène ; les colorants et les stabilisants étaient employés en quantité si faible qu'il n'y avait pas de raison d'intervention sérieuse. Mais pour le PCV la situation était différente. A l'état pur, le PCV est sensible à la chaleur et doit être protégé par l'addition de stabilisants contre les dommages pendant la mise en oeuvre. Les plus efficaces de ces stabilisants sont les composés du plomb et, dans beaucoup de pays, il fallut apporter la preuve que ces composés sont si étroitement intégrés au PCV qu'il n'en existe qu'un résiduel minimum et hygiéniquement sans importance. Dans beaucoup de pays, la teneur totale en plomb dans le composé formé de plastique, stabilisants, lubrifiants, et colorants a été limitée à environ 2% du poids total. Pendant l'extrusion des tuyaux, une petite quantité du plomb contenu dans le mélange est précipitée et diffuse à la surface intérieure et extérieure des tuyaux. Pendant le lavage des conduites après pose, ce léger dépôt est entraîné, après quoi la diffusion du plomb dans la conduite est réellement négligeable, même quand l'eau a séjourné pendant longtemps. Il y a cependant des pays où l'emploi de stabilisants à base de plomb n'est pas autorisé pour la production de tuyaux destinés à l'eau potable, de sorte qu'il faut utiliser des stabilisants plus coûteux et moins efficaces à base d'étain ou d'autres corps, ce qui entraîne pour l'industrie des dépenses supplémentaires et des difficultés sérieuses. Mais on se rend compte peu à peu dans tous les pays que, dans l'état actuel de la technique, la stabilisation par les composés du plomb est la méthode la plus favorable pour la qualité du tuyau et qu'elle est sans inconvénient du point de vue hygiénique.

Il faut revenir sur les bactéries. Les plastiques ne sont pas un milieu de culture pour bactéries, mais il y a dix ans environ une discussion a eu lieu au sujet de l'influence des conduites en plastique sur le nombre de bactéries dans l'eau ; elle avait débuté par la publication d'un article d'après lequel on avait observé dans l'eau contenue dans des conduites en plastique à température élevée une augmentation du nombre des germes comparée à l'eau contenue dans des tuyaux en autre matière. Les recherches entreprises pour confirmer cette allégation n'ont pas apporté de preuves. La discussion sur ce sujet est tombée et l'on reconnaît généralement partout que les conduites en plastique sont hygiéniquement satisfaisantes.

Suivant le point de vue, on peut admettre que pour les conduites plastiques, les inconvénients que l'on craignait ne sont pas réalisés, ou l'on peut accepter qu'elles possèdent de nombreux avantages. Les chiffres cités au début de ce rapport montrent que les conduites plastiques ont la faveur croissante des distributeurs d'eau. On peut illustrer également ce fait en notant les diamètres et les pressions de service qui depuis 20 ans sont admises comme limites à l'emploi économique des conduites plastiques sous pression.

	Diamètres en mm	Pression de service, kg/cm ²
1950	50	8
1955	50	10
1960	100	12
1965	200	16
1970	400	20

Ces dimensions ont été dépassées pour des emplois spéciaux.

D'ores et déjà, sont disponibles des conduites sous pression de 600 mm. Le progrès tend naturellement

non seulement vers les plus grandes dimensions, mais vers l'utilisation de nouveaux matériaux. Après que les brevets pour la fabrication du polyéthylène basse pression aient expiré, le polyéthylène à haute densité sera offert en quantités encore plus grandes et à plus bas prix et augmentera la part qu'il prend sur le marché. Le polybutène permet de produire des conduites sous pression pour l'eau chaude jusqu'à 90°C. Les conduites sous pression faites de polyester renforcé à la fibre de verre dont la résistance à la traction est bien supérieure à celle de tous les thermoplastiques ne sont pas beaucoup utilisées en distribution d'eau pour diverses raisons techniques et économiques ; mais on essaye actuellement une combinaison de tuyaux dont l'intérieur est en thermoplastique et l'extérieur d'un polyester renforcé à la fibre de verre. Dans les laboratoires des fabricants de matières brutes de nouveaux matériaux sont à l'étude qui promettent d'ouvrir de nouveaux emplois.

Ce sera la tâche de l'industrie des plastiques de couvrir la demande de l'industrie de l'eau en matériaux pour ces emplois.

Mixing of Waters of Different Origin in Distribution Systems*

by

Dr. F. TROYANO

Dirección General de Obras Hidráulicas, Madrid

Prof. J. RUIZ DE LA TORRE

Centro de Estudios Hidrográficos, Madrid

Dr. J. OROMI

Sociedad General de Aguas, Barcelona

1. APPROACH TO THE PROBLEM

(i) Natural Mixtures

The mixture of waters of different natures is a normal phenomenon in our environment. Each time a watercourse receives a feeder whose waters contain varying quantities of dissolved salts by virtue of having passed through different geological formations, a mixture occurs. However, a certain time afterwards (a certain distance downstream from the point of mixture) the water will have characteristics relating to both contributions but in almost perfect balance with its environment.

Actually, complete balance will never be reached. Any system tends to move toward its balance with a certain velocity, which is variable and subject to a great number of influences such as interaction with the soils of the stream bed, meteorological changes, the activity of living organisms and subterranean contributions from the slopes; but in general terms the velocity decreases as balance is approached.

The different variables move toward their balance at different velocities. For example, variation in the content of dissolved O_2 and CO_2 is relatively slow. The series of balances of the carbonic chain is quite rapid; for a specific content of dissolved CO_2 , the values of H_2CO_3 , CO_3H^- , and CO_3^{2-} concentrations will attain in minutes the corresponding state of equilibrium. The speed of interaction with a limestone substratum, however, is very variable, and at times very slow.

What nature will not permit in any case is the existence of strong imbalances during a long period, which is equivalent to saying that regardless of the composition of a natural water, in normal circumstances it will not be very unbalanced. A series of mechanisms^{1,†}, among which the carbonic system has been studied most (although perhaps it is not the most important) and among which are included the processes of mineral dissolution and deposit, ion exchange, photosynthesis, biological respiration, aeration, and many others (some of which, it may be, are not even localized), all tend together to reduce natural water to some limits we could describe as short deviations from balance. Naturally, the mere mention of these mechanisms implies some minimum conditions for their action to be possible, for example, the existence of dissolved oxygen for aerobic biological processes and the presence in the environment of the minerals necessary for making the chemical balances. In natural surface waters (if they are going to be used for supply), these conditions generally appear, although in surface waters special cases can occur due to the nature of the terrain crossed. An abundance of residual water or of industrial waste can also affect the cited basic mechanisms in surface waters.

* Shortened version, for publication.

† A list of numbered references is given on p. D7.

Nature is provided with a series of mechanisms permitting the reduction of water mixtures to conditions bordering on balance. Time is needed for this, plus a certain quantity of elements generally present in their natural environment. The mere listing of these conditions tells us where the artificial mixture of waters during, or immediately before, distribution will limit their normal process of approach to balance: the shortness of time, and the confined space, together with limitation of the availability of relevant materials.

(ii) Mixture in Distribution

Hereafter, a "mixture in distribution", or simply a "mixture", denotes one which has been carried out in the system, or in the reservoirs feeding it. In general, such a mixture may be necessary, optional, or impossible (Fig. 1).

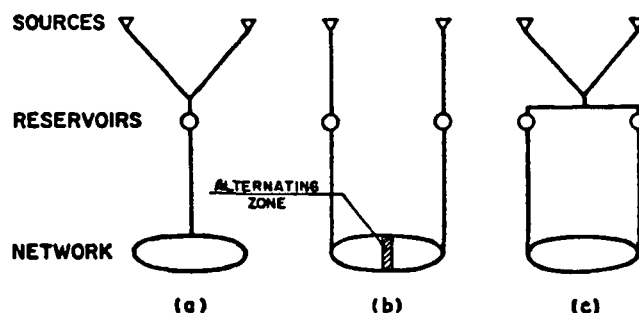


Fig. 1. Mixtures in distribution systems.

A branched system with a single reservoir (a) will imply the need of mixture. If there are several reservoirs, mixture will be optional in many cases; choice will have to be made between serving different zones with different waters (b), or mixing all the sources, thus carrying the same mixture to all the reservoirs (c). Excessive separation of the sources can make mixture impossible, forcing a solution of type (b). Finally, combinations of these cases may appear.

The procedures relating to the studies presented in this report, as applied to a particular case or other analogous cases, may be used with all the aforesaid systems. In each case the study must commence from suppositions in line with existing conditions, but some preliminary considerations can set the pattern for specific treatment of the problem.

Above all, it is necessary to bear in mind that mixture does not always produce problems; more often it brings benefits. The notable fact that the mixture of two waters, both in equilibrium with calcium carbonate, can become unbalanced after mixing² has created a complex of fear of mixture, overlooking, first, that the mixture of two unbalanced waters can also result in

balance, and second, that other considerations apart from carbonic equilibrium must be borne in mind.

For example, the mixture in equal parts of two waters containing 50 and 2,000 p.p.m. of total dissolved solids will always be dependent upon obtaining water of a more acceptable salinity for the community as a whole; and this is independent of the carbonic balance, a problem which can be treated separately. In the case of very pure, acid, and unstable waters (such as those obtained by means of some desalting processes), mixture with a natural water of more normal characteristics is generally beneficial in regard to the effects of corrosion and for human consumption, and can advantageously be substituted for any other treatment to which it is made subject. In other cases mixing improves the quality of the resulting water if one of the components contains important oligo-elements (F^- , I^- , etc.) that any other lacks. The important contribution of Dr. K. E. Oehler³ to the previous Congress of the I.W.S.A., in which all the basic aspects of water mixture were distinguished, is in our opinion excessively inclined, although perhaps consciously, toward consideration of the negative aspects of mixture.

From Fig. 1, it is evident that in case (a) only the negative aspects of the mixture need be studied to attempt their correction in the mixture or in one of the components. In the event of mixture becoming impossible, creating a situation of type (b), only the zone of alternation (see Ref. 3, p. H11), that is, that served alternatively with water from different sources, constitutes a problem; and it is this zone (materials and receptivity by the users) which must be made the object of study. On the other hand, if mixture is optional, a previous decision must be made as to whether to use a type (b) or (c) design.

The conclusions of Dr. Oehler in the cited study, with which the authors are fully in agreement, are that: (1) practically no mixture occurs within the system, but rather alternations of the type defined before; and (2) alternation must be avoided wherever possible. This second conclusion is derived from the fact that every water, according to its composition and environment (temperature, materials in contact, velocity, characteristics of the pipe surface, etc.), tends to equilibrate with a solid phase, which in scale-forming waters is formed at the expense of the dissolved salts, and in aggressive waters (when existing) at the expense of the contact material.

The protective nature of this solid phase is due in both cases to the formation of a film which isolates the water from the pipe material. This is valid both for materials in which corrosion increases with the oxygen content, such as iron, copper, brass, lead, etc., and for those in which the oxygen effect is protective, such as stainless steel and aluminium. In both cases what the protective coating or layer does is to prevent or decrease diffusion towards the pipe of the corrosive element and of the corrosion products towards water. The chemical and structural nature of this film depends upon two factors, the water and the pipe, and in general requires considerable time to form a defined and compact crystalline structure.

Alternations of quality naturally interfere in this process, preventing the "maturation" of a stable insulation, with possible loss of its protective nature in local zones, provoking corrosion by pitting. In as much as the alternation zone generally will be comparatively large due to variations in flow of the different sources and in consumption by the different sectors, the authors come to the conclusion, paradoxically contrary to the fears inspired by mixture, that *when a system must be fed by waters from different sources, it is always preferable to mix these waters prior to distribution.*

After reaching this conclusion, which the authors considered necessary to establish firmly as a starting point, and from which they believe very few extreme cases can be excepted (for example, complete separation of the zones served by the different waters—generally a bad solution from the economic viewpoint due to possible variations in flow or in the costs of the different sources), the following two matters can now be dealt with:—

- (1) Predetermining the problems which mixture can cause, starting from the known characteristics of the sources and of the structural systems of impounding, storage, and distribution.
- (2) Study of the problems which can occur in the alternation zones, for those cases in which mixture is impossible.

In a particular case—supplying water to the city of Ceuta—the following studies have been made. The method may be applied to other cases, with the necessary modifications; but the decisive influence of specific factors in each situation makes desirable the avoidance of possibly harmful generalizations. Nevertheless, the process, which would have to be followed in the average case for a study of the two problems indicated in the preceding paragraph, may be summarized as follows:

Problems of mixture

The process to follow is:—

- (a) Determination of the chemical and biological characteristics of the different sources;
- (b) Determination of the different stream flows and their seasonal variation;
- (c) Predetermination of the characteristics of the different mixtures which become possible as time goes on;
- (d) Predetermination of the necessary corrections.

The activities corresponding to item (c) have been developed in this report in a special manner, as regards carbonic balance. The aspect of necessary corrections has not been developed because of the lack of any difference between one water and a mixture of waters in this respect; it constitutes a different subject from that dealt with here.

Problems of alternation (balancing)

No theoretical approximation appears sufficient in this situation, due to the enormous variety of possible conditions. An accumulation of experimental knowledge is the only feasible course. A small contribution in this direction has been attempted in the studies carried out in Ceuta, which are described below.

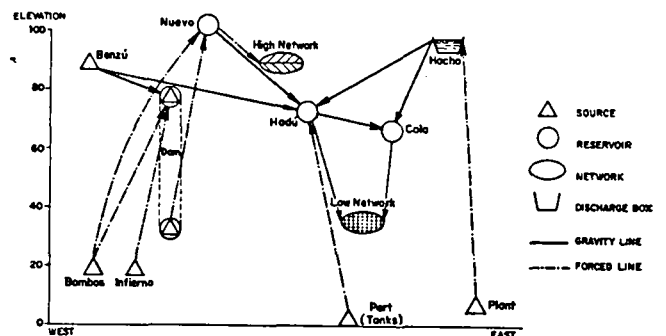


Fig. 2. Reservoir system and distribution network.

2. THE PARTICULAR CASE OF CEUTA

Owing to limitations imposed by the Scientific and Technical Committee of the I.W.S.A., it is not pos-

sible in this shortened version of the paper to include a detailed description of the Ceuta water supply or the town's sea-water conversion plant. Fig. 2, however, shows a diagram of the final reservoir system and distribution network.

3. STUDIES UNDERTAKEN

(i) Theoretical Chemical Study

The theoretical problem is reduced to calculation of the characteristics of a water which is a mixture of several, commencing from analysis of each of these. A first consideration would be the influence of temperature. The temperature to consider would be that of the mixture, which depends upon that of the components and their proportions. Except in the case of the Ceuta sea-water conversion plant a temperature of 20°C has been supposed for all components. While not underestimating the influence of temperature variation, a more exact analysis taking into account variations from day to night and from one day to the next would be impossible.

Therefore, if we suppose that various waters are mixed in different proportions at like temperature, and if we know the ionic composition of each component, the characteristics of the mixture will be those corresponding to a weighted mixture of the different ions, except in cases where *an ion changes nature by means of a certain reaction, the species produced remaining in solution, precipitating or freeing itself in gas form*. Consequently, the content of any ion will be that corresponding to the application of the law of mixtures to the contents of the components, except in cases in which the indicated effects appear; fortunately, for normal waters, these are reduced in practice to:—

- Changes in the components of the carbonic system CO_2 , CO_3H_2 , CO_3H^- and $\text{CO}_3^{=}$ which will not obey the law of mixtures since they will undergo rapid transformations in attaining the balance corresponding to their temperature and total ionic composition. Their calculation will be made later.
- Precipitations of CO_3Ca , CO_3Mg , and $\text{Mg}(\text{OH})_2$, as well as the products of the oxidation-reduction reactions, especially those containing Fe and Mn, whose reduced forms are relatively soluble and stable in the absence of oxygen, but which on being oxidated produce precipitations. These last reactions, while quantitatively of slight importance, are mentioned because they cause specific problems in supply. In the same way can be mentioned the problems caused by the aluminium compounds (specifically in flocculated waters) and by precipitations of silica whose colloidal forms may have their stability altered by physico-chemical modifications produced by mixture.
- Release of CO_2 . Although of possible importance in small proportions, either by over-saturation or as a result of the carbonic balance reached by the system, in normal conditions of supply and not over-extended time, bearing in mind the significant volumes of the mixtures, one need not consider the possibility of this phenomenon. However, if the duration time of the mixture prior to consumption, and of its agitation, were important, a more appropriate study would be necessary taking into account the partial CO_2 pressure in the atmosphere in contact with the mixture.

The normal process for determining the proportions of the different species intervening in the carbonic system of a mixture will now be indicated, starting from the components. The most exact method is to determine the total CO_2 for each water (Van Slyke method), apart from its ionic composition. Starting from the pH and balance constants, corrected on the basis of the ionic force, we can determine the following two values:—

$$\text{CO}_2 \text{ total (Van Slyke)} \dots \dots \dots (1)$$

$$[\text{CO}_3\text{H}^-] + [\text{CO}_3^{=}] + [\text{OH}^-] - [\text{H}^+] \dots \dots \dots (2)$$

The second of these values is obtained starting from the total CO_2 and the pH as follows:—

$$[\text{CO}_3\text{H}^-] = \frac{[\text{CO}_2 \text{ total}] K_1' [\text{H}^+]}{[\text{H}^+]^2 + K_1' [\text{H}^+] K_2'} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{CO}_3 = \frac{[\text{CO}_2 \text{ total}] K_1' K_2'}{[\text{H}^+]^2 + K_1' [\text{H}^+] + K_1' K_2'} \dots \dots \dots (4)$$

$$[\text{OH}^-] = \frac{K_w'}{[\text{H}^+]} \dots \dots \dots (5)$$

The two values mentioned are maintained at constant weight on mixing. Clearly the first does this if CO_2 is not released and if there are no carbonate deposits; the second is likewise maintained with both hypotheses, for all transformations take place equivalent to equivalent within the system, except in reactions which give rise to precipitations or release of gases, as already indicated.

If n waters are mixed in proportions $x_1, x_2 \dots x_n$, so that $x_1 + x_2 + \dots x_n = 1$, and the values [1] and [2] of each are known, then

$$[\text{CO}_2 \text{ total}]_m = \sum X_i [\text{CO}_2 \text{ total}]_i \dots \dots \dots (6)$$

$$[\text{CO}_3\text{H}^-]_m + 2[\text{CO}_3^{=}]_m + [\text{OH}^-]_m - [\text{H}^+]_m = \sum X_i ([\text{CO}_3\text{H}^-]_i + 2[\text{CO}_3^{=}]_i + [\text{OH}^-]_i - [\text{H}^+]_i) \dots \dots \dots (7)$$

the suffix m referring to the mixture.

The ionic composition of the mixture may be obtained from these two values, adding the following equations:—

$$[\text{H}^+]_m [\text{OH}^-]_m = K_w' \dots \dots \dots (8)$$

$$\frac{[\text{CO}_3\text{H}^-]_m [\text{H}^+]_m}{[\text{CO}_3\text{H}_2]_m} = K_1' \dots \dots \dots (9)$$

$$\frac{[\text{CO}_3^{=}]_m [\text{H}^+]_m}{[\text{CO}_3\text{H}^-]_m} = K_2' \dots \dots \dots (10)$$

which produces ($K_w', K_1',$ and K_2' known suppositions) a system of five equations with five unknowns. Now these are the constants corresponding to the mixture; as the ionic force of this mixture is not known, a first estimate must be made using the constants corresponding to a component (for greater approximation) and approaching the final solution by an iterative method.⁵

If, as in the Ceuta waters, there is no significant proportion of ions originating from weak acids different from those of the carbonic system, the value 2 coincides with the TAC, the determination of which by means of automatic titration is more rapid and accurate than determination of the CO_2 total by manometry, especially if the CO_2 content is low. In these cases the previous process can be carried out calculating the TAC and the pH for each water. To reduce to the previous system of calculation it is enough to take into account that the total CO_2 can be calculated, starting from the TAC and the pH by the following system of equations:—

$$[\text{TAC}] = [\text{CO}_3\text{H}^-] + 2[\text{CO}_3^{=}] + [\text{OH}^-] - [\text{H}^+] \dots \dots \dots (11)$$

$$[\text{H}^+] [\text{OH}^-] = K_w' \dots \dots \dots (12)$$

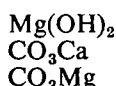
$$\frac{[\text{CO}_3\text{H}^-] [\text{H}^+]}{[\text{CO}_3\text{H}_2]} = K_1' \dots \dots \dots (13)$$

$$\frac{[\text{CO}_3^{=}] [\text{H}^+]}{[\text{CO}_3\text{H}^-]} = K_2' \dots \dots \dots (14)$$

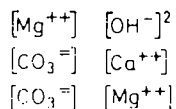
$$[\text{CO}_2 \text{ total}] = [\text{CO}_3\text{H}_2] + [\text{CO}_3^{=}] \dots \dots \dots (15)$$

After determining the ionic composition of the mixture by the method cited, it will be necessary to check that there have been no deposits which actually change that composition, by means of the precipitation

of insoluble salts, of which only the following merit practical consideration:—



For this it is enough to check the products:—



with the respective solubility products corrected on the basis of the ionic force. If all these products are inferior to those of solubility, the ionic composition obtained is final; if to the contrary, the concentration of OH^- or $\text{CO}_3^{=}$ can be deduced and the remaining variables thereby determined.

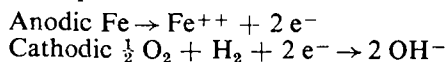
It must not be forgotten then that the *theoretical possibility of producing precipitates will govern the form in which the mixture must be made* to avoid the problems which can arise therefrom.

Obtaining the composition of the water mixture thus enables the Langelier index, and thereby the scale-forming or aggressive characteristics of the final water to be determined. Nevertheless, it is advisable to remember the limitations of this last finding, since in the mixture water, as in any water, even though the Langelier index is positive it can happen that aggressiveness is produced due to the existence of silica or colloidal organic matter which will determine the precipitation of calcium carbonate on its particles instead of on the pipe surfaces, the speed of corrosion being high even though I is positive.

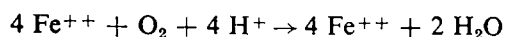
These limitations, and many others abounding in the literature, must be borne in mind at the moment of determining the aggressive or scale-forming characteristics of a water, a problem independent of that of the mixture now being studied.

With the intention, however, of furthering understanding of this point, some additional observations on the various limitations of the Langelier index, in interpreting the aggressive or scale-forming quality of a water, are included. For example, the total salinity, apart from influencing the activity of the ions, influences the quality of the precipitate.⁶ Indeed, it has been observed in metal pipes that when the layer of oxide, which covers the iron parts in contact with the water, contains more than 3% of uniformly distributed calcium, corrosion is halted rather abruptly. However, varying phenomena can occur in very soft waters, for some oxides poor in calcium are protectors whereas others relatively rich in calcium are not. This is due to the fact that the protective effect of the iron oxide-calcium carbonate layer depends upon its quality and structure, which are notably influenced by the ions contained in the water. In effect, in the presence of high chloride content the precipitate hollows out, becoming spongy and lightly set or bonded, and losing its protective nature in localized areas, with pit corrosion taking place.

It has been observed that CO_3Ca deposited from soft water is less a protector than that deposited from hard water. This is due to the different buffer capacities of these two deposits. The corrosion reactions are:—



The subsequent oxidation of the ferrous ions produces



This provokes a notable increase in the $p\text{H}$ near the metallic surface, which creates a joint precipitation of ferric salts and calcium carbonate, favoured in waters

of slight bicarbonated hardness and for this reason of low buffer capacity.

This rapid initial deposit in soft waters is more amorphous than in hard waters and their protective nature is thus lessened.

The authors will not discuss further the variables to be taken into account for study of the real aggressiveness of a water, a problem transcending the limits of water mixture with which the present report is concerned. However, for the case in which a source is a desalting plant (which will produce a soft water whose ionic content is practically reduced to Cl^- and Na^+), the limitations mentioned must be borne in mind.

(ii) Biological Study

The mixture of waters of different origins evidently can have important influence in the behaviour of live organisms contained in the water. Again, the number of variables is far too high to attempt to obtain theoretical conclusions *a priori* on the consequences resulting from a certain mixture.

A first influence can result from change in certain physical or chemical variables such as temperature and $p\text{H}$, which can determine change in the existing populations prior to mixture, to others more adapted to the resulting environment. Among waters of similar nature and origin, and therefore of similar characteristics (including temperature), these phenomena will not have too much importance.

In the case of Ceuta, there is nevertheless a water (that of the Plant) of a temperature distinctly different from the others (30°C in the Plant which can descend to some 28°C in the Cola Reservoir). Its $p\text{H}$ is also very low, although it does increase considerably, even before the head distribution reservoir.

A second problem previously mentioned,³ specifically in the mixture of a ground-water having slight contamination with a previously treated surface water, is that substantial bacterial growths are produced in the distribution system.

The authors believe this problem can be explained in a more general manner: if two waters are mixed, one containing a small number of stabilized organisms and the other having no organisms but rather nutrients, if the environmental conditions are adequate, a massive growth will occur of the organisms of the first water at the expense of the nutrients of the second water.

Both problems have been studied with respect to Ceuta, and the second study has been extended to other localities for the reasons indicated.

Influence of the Mixture through Changes in Temperature, pH, etc.—Analysis at the origins, with respect to bacterial content, gave fairly constant results for the waters of Benzú and the Plant, yet there was great variation in the number of coliforms in Bombas water—logical when considering that the latter is a subalveous water impounded at slight depth and subject to the variations of the surface water of the stream. A type analysis of the origins is shown below. Water from the Dam is not included; it must be treated before being released for consumption. The coliform figure for Bombas is not very informative, due to its variability.

	Aerobia per ml.	Coliforms per 100 ml.	Class
Plant in Cola Reservoir ..	1,650	0	
Benzú ..	30	20	<i>Esch. Freundii</i>
Bombas ..	1,700	1,300	<i>Enterobacteria Esch. coli</i>

Clostridium type anaerobic sporulates were not detected.

Due to the contamination of the Bombas water, it is chlorinated prior to being sent to the Dam or for

supply. In any case, the mixture of this water with that of Benzú does not alter the conditions, since their temperatures and pH are very close. Only the mixture of Benzú and Plant, generally done without prior chlorination, can give some indication of whether the populations are affected by the change of the variables already mentioned.

Thus studies were initiated on the action which mixture with Plant water exercises on the organisms contained in the Benzú water. Analysis of this water shows a low content of aerobic germs (30 per cm³) and coliforms (20 per 100 cm³), these last being localized as *Escherichia Freundii*. The only result produced by dilution with water from the Plant was the approximately proportional dilution of the number of colonies, so that it can be estimated that, except with very large dilutions, whose results are difficult to detail, no phenomenon of growth or disappearance of the existing species was produced. These results were foreseeable, since the Plant water does not contribute either organisms or nutrients, and thus it practically does not alter the stable situation existing in the other water, provided temperature and pH change do not come to affect the species contained.

Influence of the Nutrients in the Waters Treated.—Without a doubt the Dam water, due to its complexity and variability, can contribute nutrients to the organisms present in the other waters even after being treated and chlorinated; provided, naturally, that the residual chlorine is not enough to sterilize, after mixture, the water contributing the organisms. Thus, commencing from the first filling of the storage basin (December 1970), a limnological study was made of the basin for the purpose of learning its interior biological processes over a long period of time. The study includes observation of a series of physical, chemical, and biological parameters, with the addition of basic information relative to the direct-supply reservoir, which can give information on seasonal particulars or variations in the quality of the stored water.

For the physico-chemical observations, a fixed point was selected close by the water intake tower, situated in the deepest part of the reservoir. The parameters determined in each of the stations or seasons of the year are:—

Temperature and dissolved oxygen at different depths.

Transparency, turbidity, colour, pH, NH₄⁺, NO₂⁻, and NO₃⁻ in surface, medium-level, and bottom samples.

Samples, also taken at three levels, are fixed with lugol, in order to obtain the plankton inventory in the laboratory.

Observations of temperature and oxygen enable the dynamics of the reservoir in its annual cycle to be known. At present, to complete a cycle, the winter campaign is lacking; it will begin in January 1972. However, given the minimum temperatures of Ceuta and its surroundings, it can be predicted that there is no winter stratification, inasmuch as the water temperature is held above 4°C. In the autumn campaign (1st December 1971) there was no thermocline.

Stratification commences in spring and extends until the autumn. The authors' first observations, May 1971, gave a thermocline between 5 and 10 m depth. In August 1971, in the middle of the hottest period, the thermocline extended between 6 and 12 m in depth. Fig. 3 shows the distribution of temperature and dissolved oxygen corresponding to the series of observations made.

Study of the dynamics of the storage reservoir is of great interest. Indeed, during the stratification periods the basin actually contains two (or three) classes of water of different quality and physico-chemico-biological nature. Thus supply may be made, alternatively or in different conditions of mixture, of epilimnion, hypolimnion, and thermocline waters (the last is a transition

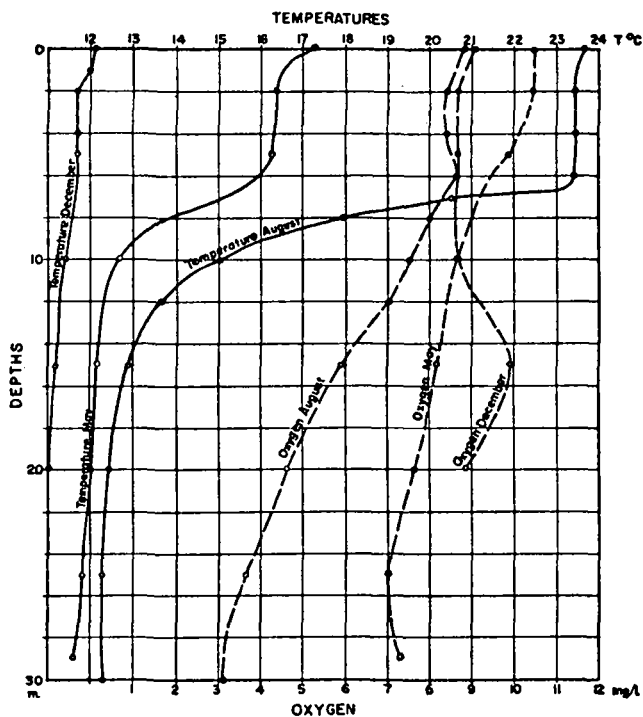


Fig. 3. Ceuta Dam: water temperatures and oxygen contents at various depths.

and can be equivalent actually to a mixture of the others). On the other hand, during the phases of more or less intense turbulence or convection, limited here to the winter, the content of the reservoir homogenizes, giving a single type of water. Water proceeding from the Arroyo de las Bombas, in the stratification periods, will flow in the epilimnion. Table 1 shows a series of comparative values corresponding to the samples of May, August, and September.

The plankton inventories give predominantly non-social diatoms of extended cells, along with chloroficeas, dynoficeas, and chrysoficies. The plankton fauna are still scarce and principally comprise ciliates, copepodes, and rotifers. Prior to the last sample-taking, avenues of muddy water were produced in the feeding ravine producing, in consequence, loss of transparency, change of colour, and the deposit, by forced sedimentation, of a large portion of the plankton. The reservoir, in the

TABLE 1

	Surface	Median	Deep
Turbidity (J.T.U.)	1-8-7	6-8-5	8-0-18
Colour (Un.)	0-5-35	6-3-30	18-0-48
pH	8.2-8.7-8.0	8.2-8.3-8.1	8.0-8.1-8.0
NH ₄ ⁺ (mg/l of N)	0.15-0.41-0.48	0.41-0.37-0.53	0.30-0.31-0.46
NO ₂ ⁻ (mg/l of N)	0.003-0.005-0.007	0.001-0.003-0.008	0.005-0.004-0.003
NO ₃ ⁻ (mg/l of N)	0.0-0.0-0.0	0.0-0.0-0.1	0.0-0.0-0.7

convection phase, undergoes a washing of its waters, with storage of nutrients in the bottom sediments, enveloped or covered by a layer of clay. After obtaining the samples for 1972 the authors will make more precise diagnostic testing of the present storage reservoir and a considered prediction about its probable evolution. It is important to note the absence, until now, of noxious cyanoficeas.

Three-quarters of the reservoir basin comprises primary soils and their drift; the remaining quarter is secondary sandstone and quartzite. There are outcrops, along the edges of the reservoir, of old isolated limestone, of no importance in the general formation of siliceous soils. The soils are neutral (Mediterranean red soils) and in the secondary areas the soils are acidic. In the vegetal cover we find five predominating types: cork remains with forests of ferns (*Quercus suber* and *Pteridium aquilinum*), helianthemum (on the base of *Cistus monspeliensis*, *C. crispus*, *Lavandula stoechas*), artificial repopulation of *Eucalyptus camaldulensis* and repopulation of *Pinus radiata*.

These substrata, soils, and vegetation, in an insular climate, give run-off on the basis of neutral, or predominantly acid, waters. It is therefore important that, in the stratification period, basic waters are found. The authors attribute this to decomposition of the vegetation at the bottom of the reservoir, which was only partly cleared and burned, and to the dissolution of the ashes of that portion eliminated. The basicity of the waters of the reservoir favour the conditions of mixture but, due to the causes named, it will constitute a long-lasting property unless there is a considerable increase of plankton.

At certain periods some constituents of the plants of the reservoir basin can have an influence on the quality of the water. Thus the reservoir may receive essential oils of various abundant labiates (*Lavandula stoechas*, *Calamintha grandiflora*, etc.), tannins (*Quercus suber*), and resins (*Cistus monspeliensis*, *Eucalyptus camaldulensis*), apart from the possible humic soil acids.

It is difficult to formulate conclusions before having obtained repeated data, at least in two-year homologous periods. Nevertheless, regarding the biological study, the authors can advance the following comments.

The storage reservoir has two phases: convection in winter and stratification in the remaining three seasons. The plankton is of good quality, foretelling oligotrophic and oligosaprobic waters. The nutrient load is reduced. However, this reservoir will probably suffer rapid eutrophication. This degrading process will be delayed by the contributions from muddy waters which, when the precipitation of the clay has occurred, will effect a washing of the waters. Commencing with the appearance of dangerous cyanoficeas (*Oscillatoria*, *Microcistis*, etc.), oscillations in level can produce notable alterations and can cause harm in the supply waters, due to the climate of the region. Indeed, as slopes covered with bentonic cyanoficeas remain out of the water, these die and their bodies, in a hot and humid atmosphere, are decomposed by bacteria and actinomycetes which produce as waste substances complex materials giving the water bad taste and colour; frequently they are toxic.

In summary, and from the viewpoint of interest to the authors, the load of nutrients in the water of the reservoir can be important, and can be partly present in the waters even after treatment, above all at the times when deeper water must be supplied. Treatment should include final chlorination; and if the residual chlorine is terminated at some point in the system in which there is circulation of Benzú water, there will be appropriate conditions for a growth of the germs contributed by the latter.

Verification of this fact in the system is impossible at the present time, since the waters of the dam are not yet utilized after normal treatment (the corresponding station being under construction), but rather after superchlorination which assures the presence of residual chlorine in the entire system. Likewise, as a safety measure, the waters of Benzú and even of the Plant are chlorinated, so that no bacterial growth is possible. The authors would point out here that they are not satisfied with the plan of superchlorination as a security device against water-borne diseases, at least for countries where the chlorine taste is not yet acceptable to the people. When not used to this kind of taste, consumers will change to bottled water for drinking; besides the high cost of the latter, the problem of controlling it is not always an easy one. The authors think water must be treated, by as early a date as possible, with no more than the correct chlorine dose to give a residual that is tolerated by people without any difficulty.

To complete this study it was deemed convenient to make direct verification of the problem already mentioned, of bacterial growths occurring in the distribution system, when mixing waters, one of which is carrying the bacteria and another the nutrients. This was done in Barcelona, fed with surface water from the Llobregat River, with conventional treatment followed by chlorination. Naturally it is very difficult to find distribution mains without residual chlorine at any given moment (although in reality this must occur in different places and at different times), so the authors merely took water from a certain point and eliminated the residual chlorine with $S_2O_3Na_2$. A well water (Estartit) was used as a source of germs.

Tables 2 and 3 show the results obtained. Three mixtures were made in the proportions as shown, and maintained exactly as the original waters at room temperature and in darkness, protected from accidental contamination.

Over a period of time, samples were taken and seeded in nutritive agar and cultivated in plates, incubated at 20°C and 37°C, during four days for the first and two for the second.

The data obtained show intense increase in the number of bacteria, especially those growing at 20°C, which generally correspond to saprophytes and less demanding organisms than those growing at 37°C. Maximum growth occurs at approximately 24 hours after mixture, and the greatest increase corresponds to sample E, where the dilution of the deep-water contributor of the micro-organisms is found in a less proportion, which facilitates the use of the nutrients contributed by water B.

However, the authors do not believe this fact can be generalized, much less related directly to the usual data obtained in water analysis. In effect, the determination of organic matter by methods of total oxidation includes, in the evaluation, a heterogeneous group of oxidizable substances, of different biological value, the latter not maintaining a direct relation with its oxidizability. It is for this reason that the quantitative data of the organic matter lacks significance, especially with respect to the quality of substances which a water can contribute to the mixture, thereby favouring the development of micro-organisms proceeding from other components of the mixture. These would be stabilized in their own media, resulting in exhaustion of nutrients and perhaps an accumulation of inhibitors. For example, dilution may have a counter-effect on these inhibitors, while the elimination of limiting factors promotes the growth.

4. CONCLUSIONS

The work done enables some general conclusions to be reached (in addition to those strictly applicable to the problem studied) which can be useful in themselves,

TABLE 2

Results: Seed at 20°C

	7-12-71			8-12-71		9-12-71
	13 h.	17 h.	24 h.	11 h. 30 m.	20 h.	10 h.
A: Estartit	4270	6710	6800	7080	7170	212
B: Barcelona	0	0	0	0	0	0
C: 75% A	3280	5185	5116	12140	1220	112
D: 50%	2135	4575	4516	23162	1340	1096
E: 75% B	1090	1830	4612	97600	1162	106

TABLE 3

Results: Seed at 37°C

	7-12-71			8-12-71		9-12-71
	13 h.	17 h.	24 h.	11 h. 30 m.	20 h.	10 h.
A: Estartit	976	1037	2684	2700	2730	815
B: Barcelona	0	0	0	0	0	0
C: 75% A	754	842	976	984	916	784
D: 50%	488	549	488	496	416	378
E: 75% B	285	305	2640	2700	915	836

and above all a starting point for obtaining new experiences in the field, largely unexplored, of mixtures of waters.

1. The mixture of waters can produce changes in the aggressive or scale-forming nature of their components if they do not have available the materials necessary for obtaining new balance and/or the time for balancing with the said materials.

2. A certain period of storage in contact with certain rock surfaces (for example, in natural reservoirs) gives to the mixtures some fairly constant characteristics dependent upon the environment, in addition to the original nature of their components.

3. A system fed with different waters from different points will not provide an appreciable mixture of them. Zones of alternation will appear in the system, served with waters of different origins at intervals depending upon the consumption in the different zones and the flows of the different sources.

4. The problems with mains, for users, which an alternation of the type referred to in Conclusion 3 can produce, are always greater than those arising from a previous mixture. Previous mixture is therefore recommended. To achieve this, the supply system should include, where economically possible, the necessary installations for mixing.

5. The chemical composition of a water mixture can be calculated starting from that of its components and the mixture proportions, the approximation obtained being very acceptable (at least in the case studied). From this composition the aggressive or scale-forming nature of the mixture and its total aggressiveness may be determined.

6. Very pure waters, such as those obtained in a desalting plant, are aggressive. Their almost exclusive content of Cl^- and Na^+ ions will make difficult the formation of a protective film in the mains, even after subjection to the classic treatment of injection of caustic soda, or after contact beds, though these treatments

easily raise their pH.

7. Distillates obtained in desalting plants, despite their aggressive nature (Conclusion 6), nevertheless have very low total aggressiveness. Treatment of the mixture with water of sufficient buffer capacity, even in a small proportion of the latter, may be preferable to traditional treatments with a view to diminishing or eliminating aggressiveness.

8. Temperature and pH variations which the mixture produces do not appear to have great influence (for the waters studied) on the organisms present therein, within the limits of $\pm 5^\circ\text{C}$ and differences of one pH unit, which the authors have studied.

9. Experiences confirm the possibility of anomalous bacterial growths arising from the mixture of a treated water with one in which very few organisms exist, at normal temperatures in the system. The water treated contributes the nutrients, and it is precisely the mixtures with greater content of treated water which experience the most notable growths.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are indebted to the Hydrographic Confederation of Southern Spain for its collaboration in the work carried out, and to the organizations to which they belong, for the facilities for the execution and finance of this work.

REFERENCES

1. WEBER, Walter J., Jun., and STUMM, Werner. 1963 *Journ. A.W.W.A.*, 55, 1553, "Mechanism of Hydrogen Ion Buffering in Natural Waters".
2. NAURIN, A. J. 1969 (1st October) *Terres et Eaux*, No. 61, "Le problème de l'eau de consommation en 1969".
3. OEHLER, K. E. 1969 8th Congress, International Water Supply Association (Vienna), Special Subject No. 5, "The Use of Mixed Water of Different Origins".
4. BLUMENTHAL, Maurice, publications on the geology of Southern Spain and Northern Morocco.
5. WHIPPLE, G. C., and FAIR, G. M. 1954 (4th Ed.) "The Microscopy of Drinking Water", Chapman and Hall, London; John Wiley, New York.
6. LEGRAND, Luc, and POIRIER, Georges 1972 "Théorie des eaux naturelles", Eyrolles, Paris.

Mélange des eaux de différentes origines dans les réseaux de distribution

par le

Dr. F. TROYANO

Direction Générale des Travaux Hydrauliques, Madrid

Professeur J. RUIZ DE LA TORRE

Centre d'Etudes Hydrographiques, Madrid

Dr. J. OROMI

Société des Eaux, Barcelone

(1) DEFINITION DU PROBLEME

(i) Mélanges naturels

Le mélange d'eaux de natures différentes est un phénomène normal dans la nature. Il se produit à chaque fois qu'un fleuve reçoit un affluent dont la composition minérale est différente parce qu'il a passé sur des sols de géologie différente. Après un certain parcours, l'équilibre tend à s'établir. Mais cette tendance à l'équilibre, troublée à l'interaction des sols et les influences météorologiques et biologiques se fait à vitesse décroissante en approchant de l'équilibre.

La variation en teneur d'O₂ et CO₂ dissous est lente, alors que celle de la chaîne carbonique H₂CO₃, CO₃H⁻ et CO₃⁼ se réalise en quelques minutes pour une teneur en CO₂ constante. Mais l'interaction avec le substrat calcaire est très variable et parfois lente.

Dans la nature, quelle que soit sa composition, l'eau est à peu près à l'équilibre. Une série de mécanismes l'eau est à peu près à l'équilibre. Une série de mécanismes^{1*} parmi lesquels le système carbonique est le plus étudié (quoique peut-être pas le plus important), dissolution et précipitation des sels, échange d'ions, photosynthèse, respiration biologique, aération, etc., tendent à amener l'eau à peu près à l'équilibre. Ces mécanismes impliquent naturellement certaines conditions pour leur action, existence d'oxygène dissous pour l'activité biologique aérobie, présence dans la nature des minéraux nécessaires. Pour les eaux de surface, les conditions sont généralement remplies, mais certains types de terrains encaissants ou des déversements d'eaux usées peuvent troubler ces mécanismes.

Mais, lorsqu'on mélange artificiellement des eaux juste avant leur distribution, deux conditions manquent pour permettre à l'équilibre naturel de se réaliser: le manque de temps et le manque d'espace qui entraîne une limitation des matériaux disponibles.

(ii) Mélange dans le réseau

Dans le réseau, le mélange peut être obligatoire (Fig. 1) † (a) s'il y a un seul réservoir recevant l'eau de tous les captages, facultatif s'il y a plusieurs réservoirs (b) et (c) ou impossible si les captages sont trop éloignés (b). La présente étude est valable pour tous ces cas et leurs combinaisons.

Il faut se rappeler que le mélange des eaux n'amène pas toujours des problèmes mais le plus souvent des avantages. Le fait notable que le mélange de deux eaux en équilibre carbonique peut produire une eau non en équilibre carbonaté² a créé un complexe de crainte. On oublie d'abord que le mélange de deux eaux non équilibrées peut donner une eau équilibrée, et ensuite qu'il y a d'autres considérations en jeu. Ainsi le mélange d'une eau à 50 et d'une eau à 2 000 mg/l de

sels dissous est bénéfique, indépendamment de la question de l'équilibre carbonique qui peut être traité à part. De même les eaux très pures, acides, et instables comme celles que l'on obtient par certains procédés de dessalement s'améliorent par mélange avec une eau naturelle, ce qui peut remplacer tout autre traitement. De même, si une eau contient d'importants oligoéléments (F⁻, I⁻, etc.) dont l'autre manque. L'importante étude du Dr. K. E. Oehler³ au dernier Congrès était à notre avis trop inclinée, peut-être consciemment, vers les aspects négatifs du mélange.

Revenant à la Fig. 1, il est évident que dans le cas a, il suffit d'étudier les aspects négatifs du mélange pour essayer de corriger le mélange ou l'un de ses composants. Dans le cas b, seule la zone d'alternation³ (ref. 3, p. H21) constitue un problème à étudier. Si le mélange est facultatif, on doit choisir entre le schéma b ou c.

Les conclusions du Dr. Oehler sur lesquelles nous sommes complètement d'accord sont que (1) il n'y a pratiquement pas de mélange dans le réseau, mais plutôt des balancements; (2) les balancements doivent être évités autant que possible. En effet, toute eau, suivant sa nature et son environnement (température, vitesse, nature et caractéristique du matériau en contact, etc.) tend à l'équilibre avec une phase solide qui, dans les eaux incrustantes, se forme aux dépens des sels dissous et, dans les eaux agressives, aux dépens de la paroi. Il se forme une couche protectrice qui empêche ou diminue la diffusion vers la conduite des éléments corrosifs et vers l'eau des produits de corrosion. Ce film, dont la nature dépend à la fois de l'eau et de la conduite, demande un long temps avant de prendre sa forme cristalline compacte. Les balancements gênent la maturation de cette isolation stable qui peut localement perdre sa valeur protectrice, amenant corrosion et piqûres. Ces balancements étant dus aux variations d'alimentation et de consommation dans les différents secteurs, on arrive à la conclusion que *lorsqu'un réseau doit être alimenté en eaux de différentes origines, il est toujours préférable de mélanger ces eaux avant distribution.*

Ce principe posé, auquel il y a très peu d'exception (zones de desserte complètement séparées, ce qui est économiquement une mauvaise solution), nous pouvons maintenant traiter les deux questions suivantes:

étude préalable des problèmes que peut amener le mélange, à partir des caractéristiques connues des captages et de la structure des réservoirs et du réseau;

étude des problèmes qui peuvent survenir dans la zone de balancement quand le mélange est impossible.

Nous avons fait pour Ceuta les études décrites ci-dessus. La méthode est applicable à d'autres cas, en tenant

* Pour la bibliographie, voir p. D7.

† Pour les Figures 1, 2, et 3, voir le texte anglais.

compte des facteurs spécifiques et en évitant toute généralisation dangereuse.

Problèmes de mélange

Le procédé à suivre est:

- détermination des caractères chimiques et biologiques des différents captages;
- détermination des débits de ces captages et de leurs variations saisonnières;
- prédétermination des caractères des différents mélanges possibles suivant l'époque;
- prédétermination des corrections nécessaires.

Le point (c) a été spécialement développé dans le présent rapport en ce qui concerne l'équilibre carbonique, contrairement au point (d) car il n'y a pas de différence à ce point de vue entre une eau et un mélange d'eaux.

Problèmes de balancement

On ne peut pas faire à ce sujet d'approximation théorique suffisante en raison de la variété des situations. Nous proposons une courte étude basée sur les études réalisées à Ceuta.

(2) LE CAS PARTICULIER DE CEUTA

En raison du manque de place, cette version abrégée de notre rapport ne comporte pas de description détaillée du service des eaux de Ceuta et de son usine de dessalement d'eau de mer. La Fig. 2 donne un diagramme du réseau et des réservoirs existants.

(3) ETUDES REALISEES

(i) Etude chimique théorique

Le problème théorique se réduit au calcul des caractères d'une eau qui est un mélange de plusieurs autres et suppose donc d'abord l'analyse des composants de chacune d'elle. Nous avons admis que la température de chacune de ces eaux est de 20°C, sauf pour l'eau dessalée.

Donc, supposant que les eaux sont mélangées en différentes proportions à la même température et connaissant la composition ionique de chaque composant, la composition du mélange sera celle correspondant au mélange pondéral des différents ions, sauf lorsqu'un ion change de nature sous l'influence de certaines réactions, le produit pouvant rester en solution, précipiter ou s'éliminer sous forme gazeuse. En pratique dans les eaux normales, ces réactions sont exceptionnelles et se réduisent aux suivantes:

- changement dans les composants du système carbonique CO_2 , CO_3H^- et $\text{CO}_3^{=}$ qui subissent de rapides transformations pour atteindre l'équilibre correspondant à la température et à la composition ionique totale (voir ci-dessous).
- précipitation de CO_3Ca , CO_3Mg , et $\text{Mg}(\text{OH})_2$ et des produits des réactions d'oxydo-réduction, spécialement ceux qui contiennent Fe et Mn, dont les formes réduites sont relativement solubles en l'absence d'oxygène, mais qui précipitent quand ils sont oxydés. Ces réactions, quoique relativement peu importantes, amènent des problèmes dans les distributions d'eau. Mentionnons également les problèmes causés par les composés de l'aluminium (eau floculée) et par le silice dont les formes colloïdales peuvent être précipitées par les modifications physico-chimiques dues au mélange.
- dégagement de CO_2 . Ce phénomène n'est important que si le mélange est conservé longtemps et soumis à agitation avant distribution. Il faut faire une étude spéciale tenant compte de la pression partielle de CO_2 dans l'atmosphère.

Pour obtenir les proportions des diverses espèces du système carbonique dans un mélange, la méthode la plus exacte (Van Slyke) est de déterminer le CO_2 total de chaque eau, indépendamment de sa composition ionique. A partir du pH et des constantes d'équilibre,

corrigées d'après la force ionique, on peut déterminer es deux valeurs suivantes:

$$\text{CO}_2 \text{ total (Van Slyke)} \dots \dots \dots (1)$$

$$[\text{CO}_3\text{H}^-] + [\text{CO}_3^{=}] + [\text{OH}^-] - [\text{H}^+] \dots \dots \dots (2)$$

La seconde de ces valeurs s'obtient à partir du CO_2 total et du pH de la façon suivante:

$$[\text{CO}_3\text{H}^-] = \frac{[\text{CO}_2 \text{ total}] K_1' [\text{H}^+]}{[\text{H}^+]^2 + K_1' [\text{H}^+] + K_1' K_2'} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{CO}_3 = \frac{[\text{CO}_2 \text{ total}] K_1' K_2'}{[\text{H}^+]^2 + K_1' [\text{H}^+] + K_1' K_2'} \dots \dots \dots (4)$$

$$[\text{OH}^-] = \frac{K_w'}{[\text{H}^+]} \dots \dots \dots (5)$$

Ces deux valeurs sont conservées en poids constant dans le mélange, sauf en cas de dégagement de CO_2 ou précipitation.

Si l'on mélange n eaux en proportions $x_1 + x_2 + \dots + x_n = 1$ et connaissant les valeurs de (1) et (2) de chacune des eaux, on aura:

$$[\text{CO}_2 \text{ total}]_m = \sum X_i [\text{CO}_2 \text{ total}]_i \dots \dots \dots (6)$$

$$[\text{CO}_3\text{H}^-]_m + 2[\text{CO}_3^{=}]_m + [\text{OH}^-]_m - [\text{H}^+]_m = \sum X_i ([\text{CO}_3\text{H}^-]_i + 2[\text{CO}_3^{=}]_i + [\text{OH}^-]_i - [\text{H}^+]_i) \dots (7)$$

l'index m se référant au mélange.

La composition ionique du mélange s'obtient de ces deux valeurs et des équations suivantes:

$$[\text{H}^+]_m [\text{OH}^-]_m = K_w' \dots \dots \dots (8)$$

$$\frac{[\text{CO}_3\text{H}^-]_m [\text{H}^+]_m}{[\text{CO}_3\text{H}_2]_m} = K_1' \dots \dots \dots (9)$$

$$\frac{[\text{CO}_3^{=}]_m [\text{H}^+]_m}{[\text{CO}_3\text{H}^-]_m} = K_2' \dots \dots \dots (10)$$

qui donnent (K_w' , K_1' , et K_2' supposés connus) un système de cinq équations à cinq inconnues. Mais il y a les constantes correspondant au mélange; comme la force ionique de ce mélange n'est pas connue, il faut faire une première estimation en utilisant les constantes correspondant à un composant et rechercher la solution finale par itération.

Lorsque, comme à Ceuta, il n'y a pas de proportion significative d'ions d'acides faibles autres que ceux du système carbonique, la valeur (2) coïncide avec le TAC dont la détermination par titrimètre automatique est plus rapide que celle du CO_2 total par manométrie, surtout si le CO_2 total est faible. Dans ce cas, on peut faire le calcul en partant du TAC et du pH de chaque eau à l'aide du système d'équations suivant:

$$[\text{TAC}] = [\text{CO}_3\text{H}^-] + 2[\text{CO}_3^{=}] + [\text{OH}^-] - [\text{H}^+] \dots \dots (11)$$

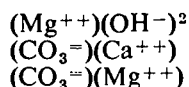
$$[\text{H}^+] [\text{OH}^-] = K_w' \dots \dots \dots (12)$$

$$\frac{[\text{CO}_3\text{H}^-] [\text{H}^+]}{[\text{CO}_3\text{H}_2]} = K_1' \dots \dots \dots (13)$$

$$\frac{[\text{CO}_3^{=}] [\text{H}^+]}{[\text{CO}_3\text{H}^-]} = K_2' \dots \dots \dots (14)$$

$$[\text{CO}_2 \text{ total}] = [\text{CO}_3\text{H}_2] + [\text{CO}_3^{=}] \dots \dots \dots (15)$$

Il est ensuite nécessaire de vérifier qu'il n'y a pas de précipitation de sels insolubles, qui sont pratiquement $\text{Mg}(\text{OH})_2$, CO_3Ca et CO_3Mg . Il suffit pour cela de vérifier les produits:



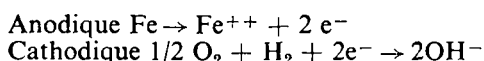
avec les produits respectifs de solubilité corrigés d'après la force ionique. Si ces produits sont supérieurs à la solubilité, on en déduit les concentrations en OH^- ou $\text{CO}_3^{=}$ et on calcule les variables restantes.

Il ne faut pas oublier alors que la possibilité théorique de produire des précipités conditionnera la façon dont le mélange devra être fait.

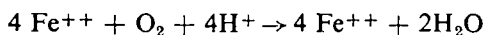
Ayant la composition du mélange, on peut déterminer l'index de Langelier et, par conséquent, le caractère en tartrant ou agressif de l'eau finale. Mais il faut se rappeler que même quand l'indice de Langelier est positif, il peut y avoir une corrosion si l'eau contient de la silice ou de la matière organique colloïdale.

En outre, la salinité totale, outre qu'elle intervient dans l'activité des ions, influence la qualité du dépôt.⁶ Dans les eaux très douces, certains dépôts d'oxyde pauvres en calcium sont protecteurs alors que d'autres relativement riches ne le sont pas, car l'effet protecteur du dépôt d'oxyde de fer—carbonate de calcium dépend de sa qualité et de sa structure. En présence d'une forte teneur en chlorure, le dépôt devient spongieux et mal adhérent et perd par place son caractère protecteur, d'où corrosion par piqûres.

De même, le CO_3Ca déposé par une eau douce est moins protecteur que s'il est déposé par une eau dure. Ceci est dû à leur capacité tampon différente. Les réactions de corrosion sont



L'oxydation subéquente de l'ion ferreux donne:



Cela provoque une augmentation du pH près de la surface métallique et une précipitation commune des sels ferriques et du carbonate de calcium, favorisée dans les eaux à faible dureté bicarbonatée et par conséquent faiblement tamponnées.

Ce dépôt initial rapide dans les eaux douces est plus amorphe que dans les eaux dures et sa valeur protectrice est donc plus faible. C'est un point dont il faut se souvenir lorsqu'une partie de l'eau provient d'une usine de dessalement, ce qui fait que les seuls ions qu'elle contient sont pratiquement Cl^- et Na^+ .

(ii) Etude biologique

Il est difficile de prévoir l'influence biologique d'un mélange d'eaux de qualités différentes en raison du grand nombre de variables, mais, en général, le mélange d'eaux de nature, d'origine et de températures différentes, amènera peu de changement.

Mais, dans le cas de Ceuta, d'une part, on reçoit l'eau chaude de l'usine de dessalement dont la température est de 30°C et descend à 28°C dans le réservoir Cola. D'autre part, on mélange une eau de surface, traitée avec une eau souterraine légèrement polluée. Or, lorsqu'une eau contenant un petit nombre d'organismes stabilisés est mélangée à une eau stérile, mais contenant des sels nutritifs, une croissance massive d'organismes peut se produire dans le réseau.

Influence du changement de température, pH, etc., lors du mélange.—Le réseau de Ceuta est alimenté par l'usine de dessalement, des sources à Benzú et des captages d'eau alluviale à faible profondeur à Bombas. Les deux premières eaux ont une composition assez constante, celle de Bombas présente une contamination variable due aux variations de niveau du fleuve. En outre, une station de traitement au Barrage donne de l'eau traitée de bonne qualité. Les chiffres relevés sont les suivants:

	Aérobic/ ml	Coliformes/ 100 ml	
Eau dessalée au réservoir Cola ..	1 650	0	
Sources Benzú ..	30	20	<i>Esch. Freundii</i>
Puits Bombas ..	1 700	1 300	<i>Enterobacter Esch. coli</i>

On n'a pas trouvé de sporulés anaérobies type Clostridium.

Les eaux de puits de Bombas sont chlorées avant mélange avec les eaux de source de Benzú et il ne se produit pas de modifications, étant donné que leur pH et température sont semblables.

Les études faites ont montré que le mélange de l'eau de l'usine de dessalement avec celle de Benzú n'amène pas d'autre résultat qu'une dilution proportionnelle des colonies existantes, car l'eau dessalée ne contient pas de sels nutritifs.

Influence des sels nutritifs dans l'eau traitée.—L'eau du barrage, en raison de sa complexité et de sa variabilité peut incontestablement amener des sels nutritifs aux organismes existant dans les autres eaux, même après avoir été traitée et chlorée, si le chlore résiduel n'est pas suffisant pour neutraliser après mélange les organismes présents dans les autres eaux. Aussi, une étude limnologique approfondie du bassin a-t-elle été entreprise dès sa mise en eau.

Le point de prélèvement est à proximité de la tour de prise d'eau, au point le plus profond du réservoir. Les paramètres mesurés périodiquement sont:

température et oxygène dissous aux différentes profondeurs;

transparence, turbidité, couleur, pH, NH_4^+ , NO_2^- et NO_3^- en surface, à mi-profondeur et au fond;

plancton à trois profondeurs également; il est fixé au lugol.

Les observations de la température et l'oxygène permettent de connaître la dynamique du cycle annuel du réservoir.

La stratification commence au printemps et dure jusqu'à l'automne. En mai 1971, le thermocline était entre 5 et 10 m, en août 1971, au milieu de la période la plus chaude, entre 6 et 12 m (Fig. 3).

Le réservoir contient donc lors des périodes de stratification des eaux de deux natures différentes: l'épilimnion et l'hypolimnion (et les eaux du thermocline qui sont un mélange des deux précédentes). En hiver, période de turbulence ou de convection, il n'y a plus qu'un seul type d'eau. Les eaux de l'Arroyo de las Bombas, en période de stratification, s'écoulent dans l'épilimnion. Le Tableau 1 montre une série de valeurs comparatives mesurées en mai, août, et septembre.

Le plancton est constitué essentiellement de diatomées allongées isolées, avec des chlorophycées, des dynophycées, et des chrysophycées. La faune est rare: ciliés, copépodes, et rotifères. Avant la dernière prise d'échantillon, des courants de densité ont amené turbidité, changement de couleur et sédimentation forcée d'une grande partie du plancton. Lors des phases de convection, le bassin subit une décantation des eaux au cours de laquelle les sels nutritifs se déposent au fond et sont recouverts d'une couche d'argile. Jusqu'à présent, on n'a pas trouvé de cyanophycées dangereuses.

Le bassin versant est composé pour les 3/4 de sols primaires et de leurs débris, le 1/4 restant de grès et quartzites secondaires, avec en bordure des restes de calcaires isolés sans importance. Ces sols sont neutres (sols rouges méditerranéens) ou acides (secondaire). La végétation est composée de fougères, d'hélianthèmes, et de boisements d'eucalyptus et de pins.

Le ruissellement dans ce bassin est donc neutre ou acide, mais en période de stratification, on trouve des eaux basiques dues probablement à la décomposition de la végétation du fond du bassin qui n'a été que

TABLEAU 1

	Surface	Moyen	Profond
Turbidité (JTU)	1-8-7	6-8-5	8-0-18
Couleur	0-5-35	6-3-30	18-0-48
pH	8,2-8,7-8,0	8,2-8,3-8,1	8,0-8,1-8,0
NH ₄ ⁺ (mg/l N)	0,15-0,41-0,48	0,41-0,37-0,53	0,30-0,31-0,46
NO ₂ ⁻ (mg/l N)	0,003-0,005-0,007	0,001-0,003-0,008	0,005-0,004-0,003
NO ₃ ⁻ (mg/l N)	0,0-0,0-0,0	0,0-0,0-0,1	0,0-0,0-0,7

partiellement enlevée et à la cendre des parties brûlées. A certaines périodes, l'eau de ruissellement peut recevoir des huiles essentielles des labiées qui sont abondantes, des tannins (chênes), et des résines (cistes, eucalyptus) sans compter les acides humiques des sols acides.

A l'heure actuelle, on peut dire que le réservoir passe par deux phases: convection en hiver, stratification le reste de l'année. Le plancton est oligotrophe ou oligosaprobe. Il y a peu de sels nutritifs et les arrivées d'argile contribuent à les emprisonner dans les dépôts. Mais les variations de niveau amènent l'exposition à l'air et la décomposition par des bactéries et des actinomycètes des cyananophycées benthiques, d'où production de substances qui donnent à l'eau de mauvais goûts et qui sont toxiques.

Pour ce qui nous concerne, la charge en sels nutritifs peut être importante surtout quand on puise l'eau du fond. Le traitement doit comporter une chloration finale, mais il est à craindre que si le chlore disparaît dans des parties du réseau où l'on trouve de l'eau de Benzú, il y ait une croissance de germes. Il faudra donc procéder à une superchloration et à une chloration des eaux de Benzú et même de celle de l'usine de dessalement. Ceci malheureusement ne résoudra peut-être pas la question des maladies hydriques, car la population n'est pas habituée au goût du chlore et aura tendance à utiliser de l'eau en bouteille qu'il n'est pas facile de contrôler.

Des expériences directes ont été faites à Barcelone pour mesurer l'effet du mélange des eaux. Pour cela, on a mélangé l'eau traitée du Llobregat, débarassée de son chlore par S₂O₃Na₂ et de l'eau de puits utilisée comme source de germes. Les Tableaux 2 et 3* donnent les résultats constatés. Il en résulte une augmentation intense des bactéries qui se développent à 20°C, lesquelles sont moins exigeantes que ceux qui se développent à 37°C. L'augmentation la plus importante est celle de l'échantillon E où le volume d'eau de puits dilué était plus faible, d'où meilleure utilisation des sels nutritifs.

Nous ne voyons cependant pas que ce fait puisse être généralisé et encore moins rattaché d'une façon directe aux résultats obtenus par les analyses courantes. La détermination de la matière organique par oxydation totale englobe un groupe hétérogène de substances organiques dont la valeur biologique n'est pas en relation directe avec leur oxydabilité. Elle ne permet donc pas de connaître les substances qui, après mélange, favoriseront le développement de microorganismes venant d'une autre eau et qui étaient stabilisés dans cette eau, soit par épuisement des sels nutritifs, soit par accumulation d'inhibiteurs. Par exemple, la dilution peut contrebattre l'effet de ces inhibiteurs et éliminer ainsi un facteur limitant la croissance des microorganismes.

(4) CONCLUSION

Ce travail permet d'énoncer des conclusions générales (en dehors de celles qui s'appliquent strictement au

problème étudié) qui sont un point de départ pour de nouvelles expériences à réaliser dans le domaine encore peu étudié du mélange des eaux.

1. Le mélange des eaux peut amener des changements du caractère agressif ou entartrant des composants si ce mélange ne contient pas tous les corps nécessaires à la réalisation d'un nouvel équilibre ou si le temps nécessaire pour réaliser cet équilibre manque.

2. Une certaine période de mise en réserve au contact de certains faciès rocheux (par exemple dans un réservoir naturel) donne au mélange des caractères assez constants qui dépendent de l'environnement et de la nature originelle des composants.

3. Un réseau alimenté en différents points par des eaux de nature différente ne provoquera pas le mélange de ces eaux. Des zones de balancement apparaîtront dans le réseau suivant la consommation des différentes zones et les débits des diverses adductions.

4. Les problèmes pour les conduites et les usagers amenés par ces balancements sont toujours plus graves que ceux que provoque un mélange péalable. Il est donc recommandé de réaliser ce mélange et de prévoir dans le réseau les dispositifs nécessaires.

5. La composition chimique d'un mélange d'eau peut être calculée en partant de celle de ses composants et des proportions du mélange. L'approximation obtenue est très acceptable (au moins dans le cas étudié). De cette composition on peut déduire le caractère agressif ou entartrant du mélange et déterminer son agressivité totale.

6. Les eaux très pures, comme celles de l'usine de dessalement, sont agressives. Comme elles contiennent presque exclusivement des ions Cl⁻ et Na⁺, elles forment difficilement une couche protectrice dans les conduites, même après traitement par la soude ou par lits de contact, bien que ces traitements élèvent leur pH.

7. Mais ces eaux de dessalement, malgré leur caractère agressif, n'ont qu'une agressivité très faible. Leur mélange avec une eau de capacité tampon suffisante, même si cette dernière est en faible proportion, est préférable aux traitements classiques visant à diminuer leur agressivité.

8. Les variations de température et de pH amenées par le mélange ne semblent pas avoir grande influence (pour les eaux étudiées) sur la croissance des organismes, pour les ordres de grandeur de ±5°C et un pH que nous avons étudiés.

9. L'expérience confirme la possibilité de croisances bactériennes anormales après mélange d'une eau traitée avec une eau où existent très peu d'organismes, à température normale dans le réseau. L'eau traitée apporte des sels nutritifs et ce sont les mélanges qui contiennent le plus d'eau traitée qui subissent les croisances les plus importantes.

* Pour les Tableaux 2 et 3, voir le texte anglais.

(5) REMERCIEMENTS

Nous sommes reconnaissants à la Confédération hydrographique du Sud de l'Espagne pour sa collaboration à nos travaux, aussi bien qu'aux organisations auxquelles nous appartenons pour les facilités qu'elles ont accordées à l'exécution et au financement de ces travaux.

BIBLIOGRAPHIE

(Voir le texte anglais, page D7.)

Chemical Oxidation in Water Treatment

by

J. W. ATKINSON B.Sc., P.A.I.W.E., F.C.S.

Chief Chemist, Manchester Corporation Waterworks,

and

A. T. PALIN B.Sc., Ph.D., F.R.I.C.

Chemist and Analyst, Newcastle and Gateshead Water Company, Great Britain.

The oxidizable impurities in polluted waters comprise organic matters of various types, both nitrogenous and non-nitrogenous, ammoniacal compounds, oxidizable metals, and other inorganic reducing agents. Those chemical oxidants which have practical application in the treatment of water destined for human consumption are relatively few in number. The agent in widest use is undoubtedly chlorine, although for some more specialized purposes—for example, the removal of certain types of taste and odour, the oxidation of iron and manganese, and the bleaching of organic colour—recourse may be had to other chemicals, principally chlorine dioxide, ozone, and potassium permanganate.

In any study of the relative behaviour and efficacy of these various agents, it would indeed be a considerable simplification if their properties as chemical oxidants bore a direct relation to their redox potentials. On such a basis it would then be possible to present a list of the available chemicals of practical use in order of their oxidizing powers, thus facilitating the selection of the appropriate chemical to give the required degree of oxidative treatment for a particular water-purification process. Such a list would go from the weakest, chloramine, through hypochlorite ion, chlorine dioxide, hypochlorous acid, and potassium permanganate, to the strongest, ozone.

The difficulty, however, of relating performance to oxidation-reduction potential, and thereby deriving a basis of selection, stems from a number of factors. First, the magnitude of the potential provides no indication of the rate at which the oxidation reaction will proceed. This is well illustrated in the differences between chlorine dioxide and hypochlorous acid in their reactions with manganese. Thus the oxidation of manganous ion by chlorine dioxide is practically instantaneous, whereas oxidation by hypochlorous acid may require hours or even days, despite its higher potential. Second, the picture becomes even more complicated because of differences in chemical properties. Taking ammonia as an example, it has been shown that chlorine forms chloramines, whereas chlorine dioxide does not. The chemical behaviour of the particular oxidant under consideration must therefore be taken into account.

It may be that, under some conditions, the advantages of using the stronger oxidant are offset by undesirable features associated with its specific chemical behaviour. For instance, chlorine, although the most widely used, has the disadvantage of forming addition products with such compounds as phenols to give objectionable tastes and odours. With other pollutants it may form intermediate compounds of unknown toxicity, or partially oxidized compounds capable of promoting and sustaining aftergrowths in distribution systems.

The study of chemical oxidation in water treatment must, therefore, take into account a variety of factors

some of which are peculiar to particular oxidants. The discussion in the present paper is confined to chlorine, chlorine dioxide, ozone, and potassium permanganate.

PART 1: CHLORINE

The behaviour of chlorine as a chemical oxidant is profoundly influenced by the presence of ammonia in water. It is well known, for instance, that these two react very rapidly to form chloramines which have much lower oxidation reduction potentials, a fact which is made use of in certain circumstances for the purpose of restraining the development of chlorophenol tastes and odours. But the most important feature associated with the presence of ammonia and related compounds lies in their relationship with breakpoint chlorination. In past years much research has been centred on this type of chlorination process. With certain waters it had been observed that by applying different chlorine doses and then, after a contact period, determining the corresponding residuals a dose-residual curve could be plotted which displayed a marked hump and dip. The point of the minimum residual at the tip became known as the break-point and it was found in practice that superior results, for instance in removal of tastes and odours, could often be obtained by chlorinating waters beyond this point.

It is now known^{1*} that the break-point in chlorination results from the initial rapid formation of chloramine-type compounds and their subsequent decomposition by continuing reactions among themselves and with excess chlorine. Thus the chemical nature of the chlorine-consuming substances in water is evidently of considerable importance in determining the behaviour of the water when chlorinated.

Concentrations of chlorine, and those of its compounds which are included in residual chlorine determinations, are expressed in terms of their available chlorine content. Where no reaction has taken place with substances present in the water, the chlorine remains in a "free" state which, for the pH range of natural waters, implies that it exists in solution as hypochlorous acid or hypochlorite ion or as a mixture of these two forms. Chlorine which has reacted to produce chloro-derivatives of sufficient reactivity to appear as residual chlorine when tested, is described as "combined chlorine".

Perhaps the best indication of the importance of performing this differentiation in testing chlorinated water is afforded by the present practice of classifying chlorine processes on the basis of the type of residual produced. Modern chlorination is now identified either as "free residual chlorination" or as "combined residual chlorination".

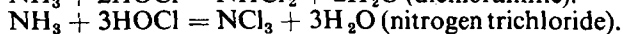
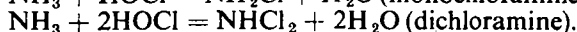
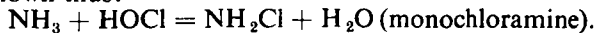
The distinction is important, not only from the bacteriological point of view, where the rate of kill is so

* A numbered list of references is given on pp. 5, 8, 9.

greatly dependent upon the form in which the chlorine is present, and this applies even more markedly to virucidal action, but because of its influence upon the course of chemical oxidation processes. Against this background the chlorine-ammonia reactions and their final products may now be considered in more detail.²

Ammonia

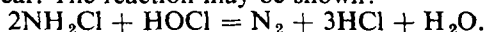
The reactions between chlorine and ammonia proceed most rapidly in the intermediate pH range, and the formation of the chloro-substituents may be shown thus:



As a general rule for the formation of the chloramines, it may be stated that (a) low pH and (b) high initial chlorine/ammonia ratio favour the formation of the more highly chlorinated derivatives.

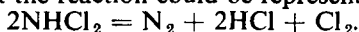
The volatility of these compounds increases from NH_2Cl to NCl_3 and so, from a waterworks point of view, does their nuisance value as causal agents of objectionable chlorinous tastes and odours. Their general properties when present in these low concentrations in water are summarized below.

Monochloramine, NH_2Cl , is fairly stable in the presence of excess ammonium ion, but is decomposed by excess free chlorine. This decomposition becomes rather slower above pH 8, but one or the other, depending on the relative amounts initially present, will eventually disappear. The reaction may be shown:

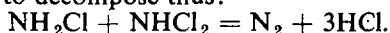


In the ammonia-chlorine or chloramine treatment of waters, the residuals produced consist almost entirely of NH_2Cl unless the pH is appreciably below 7.

Dichloramine, NHCl_2 , gradually decomposes although, as was the case with monochloramine, the presence of ammonium ion has a stabilizing influence. In solutions containing mainly dichloramine its decomposition is often accompanied by an increase in the free chlorine concentration, although the net loss of available chlorine is always very considerable. It is thought that the reaction could be represented:



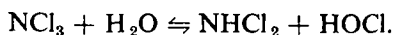
Mixtures of NH_2Cl and NHCl_2 are again fairly stable in the presence of ammonium ion but tend, otherwise, to decompose thus:



Nitrogen trichloride NCl_3 (trichloramine) when found in chlorinated waters is always accompanied by a considerable excess of free chlorine and the mixtures can be fairly stable. It necessarily follows that the appearance of nitrogen trichloride in water can only follow the practice of free residual chlorination. With combined residual chlorination there is no risk of producing this most objectionable compound.

The relative proportions of NCl_3 and Cl_2 are determined by pH and possibly, to some extent, by any dichloramine present. Nitrogen trichloride is not found in waters containing appreciable amounts of monochloramine.

The equilibrium which seems to exist between free chlorine and nitrogen trichloride may be represented thus:



On removing the free chlorine (i.e. the hypochlorous acid) the return to a state of equilibrium by further hydrolysis of NCl_3 is a fairly slow process.

Nitrogen trichloride is readily removed by aeration. Its presence in water was formerly supposed to be incompatible with pH values over 4.4, but it is now known to form at pH values up to 8 if the initial Cl/N ratio is high enough.

Consideration must now be given to the final decomposition products of the continuing break-point reactions. If, at these low concentrations in water, the final product of the oxidation of ammonia by chlorine is nitrogen, then available chlorine and ammonia-nitrogen should disappear in a ratio of 7.6/1. The observed ratio, however, is invariably greater than this and the divergence, which increases with increasing initial Cl/N ratio, appears to be associated with the appearance of small amounts of nitrate.

The reduction of available chlorine by ammonia reaches a maximum at the break-point of the chlorine dose-residual curve. The Cl/N ratio at this critical point is, as noted above, somewhat greater than 7.6/1 but being governed to some extent by pH, cannot be given a precise value. For the pH range 7 to 8 within which the effect is most pronounced, the ratio has a value lying between 8.2/1 and 8.4/1.

In the free residual chlorination of water the presence of ammonia is clearly disadvantageous because so much chlorine is required for its oxidation before reasonably stable free chlorine residuals are produced. The nitrogen trichloride often associated with this type of residual can also be a source of trouble in practice because of the objectionable chlorinous odours imparted to the water by even quite small concentrations. Elimination of such odours may require special procedures involving aeration or dechlorination.

If removal of nitrogen trichloride is incomplete so that a residue persists in finished waters, or if its continuing formation results from slow reactions between organically combined nitrogen and residual free chlorine in the distribution system, then consumer complaints will almost certainly arise. To overcome this problem Williams³ has developed a treatment sequence whereby the free residual chlorination process is followed by a stage of complete dechlorination. The resultant trace of ammonia resulting from the reduction of the nitrogen trichloride is then fortified by the addition of more ammonia. This permits more chlorine to be added in a final stage at a chlorine/ammonia ratio which prevents re-formation of nitrogen trichloride and permits a true chloramine residual to go into supply.

It will be apparent that any process designed to remove ammonia from water prior to free residual chlorination would lead to substantial economies in the amount of chlorine required. Attention has therefore been paid to biological pretreatment processes designed to convert ammonia to nitrate, and to ammonia-stripping processes using air after raising the pH of the water. Nevertheless, except for unusually high levels of contamination, the use of superchlorination to oxidize ammonia and so permit the maintenance of free chlorine residuals may still remain economically acceptable in comparison with other methods of ammonia-removal, with the advantage, compared with biological oxidation, that the principal end-product is nitrogen.

Nitrogenous Organic Matter

The application of chlorine to waters containing nitrogenous organic matter may lead to the formation of complex chloramines and similar substitution products. Experiments⁴ carried out with amino-acids in neutral waters show that chlorination results initially in the formation of the corresponding monochloramino-acid accompanied by traces of the dichloro-derivative. In the absence of excess chlorine these products are of varying stability. A solution containing monochloramino-acetic acid in a concentration equivalent to about 2.5 mg/l available chlorine showed no loss after standing 4 hours. Other solutions, such as those derived from leucine and tyrosine, lost about half their available chlorine content in this time. Chloro-derivatives of cystine were most unstable.

In these studies the effect of varying the pH of the water was not investigated but, by analogy with the chlorine-ammonia reactions, it seems reasonable to conclude that increased proportions of the dichloramino-acids would appear at lower pH values.

In solutions containing an excess of free chlorine, decomposition was greatly accelerated; and with a fixed amino-nitrogen content and a variable chlorine dose, the break-point type of chlorine dose-residual curve can be produced. Chlorination of solutions containing proteins gives results which follow the same general pattern and are capable of being explained on the basis of those obtained with the individual amino-acids.

Reactions between chlorine and low concentrations of urea in water are slow, and there is gradual loss of free chlorine. As happens also in the chlorination of dilute solutions of urine, nitrogen trichloride may appear, and this is of some significance in the treatment of swimming pools by free residual chlorination as its presence may cause discomfort to bathers.

It was concluded that the principal reaction under these conditions is governed by the rate at which ammonium ions are produced from urea; and, as this change is very slow, a condition arises where, in the presence of appreciable amounts of free chlorine, a high chlorine/ammonia ratio is obtained, so leading to the formation of some NCl_3 , even in neutral waters, and an overall loss of available chlorine. Analysis generally shows no more than traces of other forms of combined chlorine.

In more recent work on the nature of the combined residual chlorine of swimming bath water Lomas⁵ has investigated the effect of chlorinating various nitrogenous compounds known to be present in urine. It was generally concluded that combined chlorination would eventually destroy the bulk of these compounds or of their initially formed chloro-derivatives with the exception of creatinine, the chloro-substitution product of which was stable in the presence of chlorine and appeared in the dichloramine fraction of residual chlorine tests. The stability of chlorcreatinine could lead to a build-up of the compound in swimming-bath water.

Allen⁶ has similarly reported that the behaviour of chlorine towards nitrogenous compounds varies considerably with the nature of the compound. It reacts rapidly with ammonia and amino-acids, more slowly with proteins, peptones, and urea, and not at all with hippuric acid. With compounds containing amino-groups, such as amino-acids and proteins, it forms organic chloramines. These, it was stated, may decompose in time or may react with further chlorine. Confirmation has also been provided by Ingols *et al.*,⁷ who showed that alanine forms an organic monochloramine according to the following equation:



This compound slowly decomposes on standing. If a higher dose of chlorine is used, oxidative deamination occurs, with formation of pyruvic acid:



Reactions of chlorine with compounds containing the sulphhydryl group are of interest, not only because of the presence of this type of compound in many waste waters, but because sulphhydryl groups occur in the original enzyme systems of micro-organisms, and are thought by many to constitute a major point of attack in the lethal action of chlorine. Ingols *et al.*⁷ showed that if six equivalents of chlorine (3 molecules of HOCl) were added to cysteine at pH 8, a sulphonyl amino-acid was formed:



With eight equivalents of chlorine, monochloramine

was formed, but disappeared in the course of about one hour; and with a higher dose of chlorine the amino-group was eliminated and nitrogen was evolved.

The general effect of organic nitrogen on the break-point has been discussed by Morris.⁸ There are two major types of reaction. The first is a straightforward reduction causing chlorine demand, increasing the needed ratio of applied chlorine to ammonia-nitrogen for the break-point, and rendering the break-point less distinct. Often this effect could be treated as additive; but with some forms of nitrogenous organic material, oxidation of the carbon occurred only after the break-point had been exceeded. The second is the occurrence of break-points with the nitrogenous organic compounds, most importantly the amino-acids. These acids formed chloramine-type compounds as readily as ammonia and gave break-points at nearly the same ratio of chlorine to ammonia. Here the reactions occurred simultaneously with those of ammonia, and could be superimposed. Other nitrogenous compounds like methylamine form chloramines along with ammonia, but were rather stable and did not exhibit break-points. Still others, such as peptides and amides, became chlorinated only at or beyond the break-point. So there was no general pattern of behaviour.

Non-nitrogenous Organic Matter and Colour

Organic matter in water may add appreciably to the chlorine demand and, in so doing, provide a measure of the extent of any oxidation. Such measure becomes more meaningful if the expression "chlorine demand" is qualified by "chlorine dose" and "contact period". The final products of the complete breakdown of many organic substances under the action of chlorine will be carbon dioxide, hydrochloric acid, and water. But many others produce chlor-addition or chloro-substitution products, some of which may impart tastes and odours or other undesirable properties to the water. Best results in chemical oxidation are generally to be obtained by using free residual chlorination, possibly to levels which necessitate subsequent dechlorination although, as a general rule, it is desirable to apply appropriate pretreatment for organic removal prior to chemical oxidation.

Bearing in mind the diversity of organic compounds likely to be present in polluted waters, it is of course to be expected that some will be practically inert towards chlorine. For instance in examining a number of non-nitrogenous organic compounds including glucose, laevulose, mannite, maltose, lactose, sucrose, raffinose, cholesterol, and sodium oleate, Guiteras and Schmelkes⁹ found that, over a 15-minute period, only laevulose consumed an appreciable amount of chlorine. Similar investigations by Allen and Brooks¹⁰ showed that negligible quantities of chlorine were absorbed by solutions of sodium palmitate, sodium acetate, glycerol, starch, acetaldehyde, furfural, methyl alcohol, ethyl alcohol, lactose, and glucose. Substances with appreciable chlorine demands included acetone, ascorbic acid, and catechol.

The commonest colours exhibited by waters containing organic matter are yellow and brown. The compounds producing colour are of vegetable origin, and are mainly derived from the water-soluble and peptizable constituents of soil humus and, in some areas, peat. The presence in water of at least two classes of humic substances, the humic and the fulvic acids, can be demonstrated; and their behaviour in oxidation processes for their removal is different.¹¹ These acids are believed to contain carboxylic and phenolic groups. While organic colouring matter usually responds without difficulty to removal processes involving coagulation and filtration, it is also possible to effect substantial improvement by chemical oxidation, using free available

chlorine.

The total extent of colour removal which is practicable by free residual chlorination cannot be forecast, but usually from 40% to 80% may be expected. The effect is usually that of bleaching, but it has been pointed out¹² that other mechanisms may be implicated. Thus chlorine may assist in the flocculation and precipitation of suspended colloidal matter by the oxidative destruction of a protecting organic colloid. In the removal of colour from peaty moorland water chlorine was found more effective than chlorine dioxide.¹³ Studies on the comparative reaction characteristics of chlorine and chlorine dioxide with certain typical materials such as urea, peptone, and glucose showed that the reactivity of chlorine dioxide is not greater and is usually less than that of chlorine.¹⁴

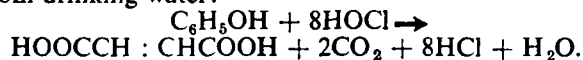
In addition to organic material of natural origin, trade wastes may contribute a variety of organic compounds to water; and it is impossible except by experiment, which itself depends upon the availability of suitable analytical techniques, to assess the extent of any removal of oxidation processes. Residues of organic chemicals used as pesticides and herbicides in agriculture may also gain access in trace amounts. These may impart objectionable tastes and odours; in addition, the long-term effects on human beings are not well known. Aly and Faust¹⁵ have reported that neither permanganate nor chlorine removed 2,4-D herbicides (2,4-dichlorophenoxy acetic acid derivatives) although the former was effective in removing 2,4-DCP (2,4-dichlorophenol) by oxidation. Studies by Robeck *et al.*¹⁶ showed that chlorine and potassium permanganate did not remove chlorinated hydrocarbons. In the case of parathion oxidation resulted in its conversion to a different but more toxic compound.

Tastes and Odours

As long ago as 1919 Houston¹⁷ referred to the taste- and odour-destroying properties of chlorine and in later reports described several experiences, adding that the more chlorine used the more certain would be the absence of taste after dechlorination. General experience has since established beyond doubt that many of the taste- and odour-producing compounds that occur in water are easily oxidized and decomposed by chlorine, although it is essential to chlorinate to a free chlorine residual and to allow an adequate reaction period. Bays *et al.*¹⁸ drew attention to the fact that, from consideration of the oxidation potential of the oxidizing agents normally employed in water treatment, the bias is strongly towards the use of ozone; but, presumably because of economics and the intermittent nature and short duration of most taste and odour troubles, chlorine still appears as the prime oxidizing agent used in Britain. It is generally agreed, however, that unless super-chlorination (breakpoint) and dechlorination is practised, when using chlorine, and unless the greatest possible contact time is allowed, there may be little or no improvement for tastes and odours of an earthy or musty character.

Phenols and related compounds present a special problem since the merest traces in a water although not detectable by taste may on undergoing chlorination produce chlorphenol tastes and odours so objectionable as to make the water undrinkable. A considerable amount of work has been carried out on the taste-producing action of chlorine on small amounts of phenolic substances in water. Burttschell *et al.*¹⁹ found that 2-chlor-, 2,4-dichloro-, and 2,6-dichlorophenol were the compounds essentially causing taste. Much depended on the ratio of chlorine to phenol, and where this was high enough no taste-giving compounds were produced. After the first stage of the formation of chlorphenols, the oxidation by chlorine splits the ring-

structure and produces maleic acid derivatives; on these reactions depends the removal of phenol contamination from drinking water:



Lee and Morris²⁰ have concluded that chlorination for this purpose should be conducted with maximum possible free chlorine in the pH range 7 to 8. Ammonia is chlorinated about a hundred times faster than phenol, so that if ammonia is present in the water, chlorphenol tastes are virtually avoided. Thus although free residual chlorination is normally the preferred treatment at waterworks Whitlock¹² recommends that where phenolic tastes arise from bituminous pipe-linings in distribution systems the free chlorine be converted to chloramine by addition of ammonia as the final stage of treatment.

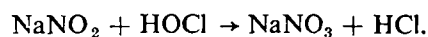
It appears that the reactions between chloride dioxide and phenols lead to the formation of the less odorous trichloroquinone, with further oxidation at higher chlorine dioxide levels to maleic acid. The use of high doses of chlorine dioxide is not recommended, however, for final treatment²¹ as even small residues irritate the tongue and cause many consumer complaints. Chlorine dioxide is easily converted into the chlorite ion, the toxicity of which seems to be high enough to limit the dosage of chlorine dioxide to 0.3 mg/l as prescribed in Western Germany.

Oxidizable Metals

Only two metals need be considered, namely, iron and manganese. In both cases the preferred method of removal is preliminary oxidation and precipitation as hydroxides. Oxidation should, where practicable, be effected by aeration, but the addition of chlorine may be of value in the oxidation stage of the treatment. Manganese is oxidized by free residual chlorine, but the reaction rate is slow unless the pH is high, say about 10.0. The dose of chlorine should be selected to provide about 1.25 mg/l free chlorine for each mg/l manganese to be oxidized. Iron is more readily oxidized over a wider pH range, say 7.0 and above, and each mg/l requires about 0.6 mg/l of chlorine. It is stated that oxidation is aided by adding 0.2 mg/l copper sulphate, the copper acting as a catalytic agent.²² Oxidation of iron and manganese by chlorine is generally less effective and very much slower than by potassium permanganate. Prior application of chlorine, however, to oxidize some of the reducing substances present may lead to economies in the use of the more costly oxidant. In manganese removal, chlorine dioxide also requires a high pH to be effective, but is much faster than chlorine. Chloramines do not enter to any appreciable extent into these oxidation reactions.

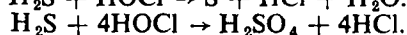
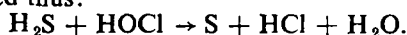
Other Inorganic Reducing Agents

Reactions between chlorine and other inorganic reducing agents in water are generally rapid. Nitrites, traces of which may arise from reduction of nitrate by contact with iron or other metals, or from contamination by sewage or industrial wastes, are readily oxidized by chlorine to nitrate, although this confers no advantage from a water-quality point of view, and simply represents a loss, although usually quite small, of available chlorine. Taking sodium nitrite, for example, the reaction proceeds thus:



The only other inorganic reducing agent likely to be present in water is hydrogen sulphide, and this may lead to complaints of odour. Its appearance in underground waters is usually associated with the activities of sulphate-reducing bacteria under anaerobic conditions. In grossly polluted surface-waters it may also arise from general bacterial decomposition when natural re-aeration is insufficient to overcome dissolved-oxygen

depletion. Depending upon their relative proportions, chlorine may oxidize sulphide either to elemental sulphur or sulphate, according to reactions which may be represented thus:



Practical experience suggests that the second reaction predominates. Where sulphide levels are appreciable, this corresponds to a high chlorine demand, in which circumstances oxidation by chlorine is best carried out as a secondary process after the bulk of the sulphide has been removed by aeration.

REFERENCES

1. Palin, A. T., Jour. I. San. Engs., 1945, **44**, 98.
2. Palin, A. T., Jour. IWE, 1950, **4**, 565.
3. Williams, D. B., Jour. AWWA, 1966, **58**, 248.
4. Palin, A. T., Water and Water Eng., 1950, **54**, 151, 189, 248.
5. Lomas, P. D. R. Jour. Assoc. Pub. Analysts 1967, **5**, 27.
6. Allen, L. A., Effluent and Water Treatment Convention, London, 1961.
7. Ingols, R. S., *et al.*, Ind. Eng. Chem., 1953, **15**, 996.
8. Morris, J. C., Water Treatment in the Seventies, SWTE, 1970, p. 175.
9. Guiteras, A. F., and Schmelkes, F. C., J. Biol. Chem., 1934, **107**, 235.
10. Allen, L. A., and Brookes, E., Proc. Soc. Applied Bact., 1952, **15**, 155.
11. Packham, R. F., Proc. SWTE, 1964, **13**, 316.
12. Whitlock, E. A., Water and Water Engineering, 1953, **57**, 12.
13. Palin, A. T., Jour. IWE, 1948, **2**, 61.
14. Ingols, R. S., and Ridenour, G. M., Jour. AWWA, 1948, **40**, 1207.
15. Aly, O. M., and Faust, S. D., Jour. AWWA, 1965, **57**, 221.
16. Robeck, G. G., *et al.*, Jour. AWWA, 1965, **57**, 181.
17. Houston, A. C., 13th Ann. Report, Metropolitan Water Board, London, 1919.
18. Bays, L. R., *et al.*, Jour. SWTE, 1970, **19**, 136.
19. Burttschell, R. G., *et al.*, Jour. AWWA, 1959, **51**, 205.
20. Lea, G. F., and Morris, J. C., Int. J. Air and Wat. Pollut., 1962, **6**, 419.
21. Van Haaren, F. W. J., Water Treatment in the Seventies, SWTE, 1970, p. 113.
22. Cox, C. R., Operation and Control of Water Treatment Processes, WHO, 1964, p. 215.

PART 2a: CHLORINE DIOXIDE

Historical

For many years chlorine has been the mainstay of all the disinfection processes used in waterworks practice. Possibly this is partly because of its cheapness, but it is also a chemical which is relatively easy to handle and use with appropriate care. However, as the demand for water continues to increase, and as sources which years ago would not have been considered are now being looked at more closely, it has become increasingly apparent that, although it is relatively simple to produce a bacteriologically safe water, it is not always easy to produce a taste-free product.

Following successful work in the U.S.A. in the early 1940s, particularly on the Niagara Falls plant of New York, the use of ClO₂ spread rapidly in North America, and Aston²³ summarized these developments in a paper in 1950.

The use of ClO₂ was previously as a taste-remover, the regulations in force in many States in the U.S.A. stipulating minimum figure of 0.4 mg/l of residual chlorine to ensure satisfactory disinfection.

There are no set standards for residual chlorine in Great Britain, but it is interesting to note that chlorine dioxide was first used for taste removal there in 1961,²⁴ following the normal method of disinfection.

The main reason for chlorine dioxide application on the river Dee scheme was because of intermittent chlorophenolic tastes in the treated water. The river received discharges of chemical wastes several miles upstream of the abstraction point, and even some of the salmon taken from this well-known river were becoming tainted. Information had been received where similar

discharges to the river Severn had seriously affected the manufacture of packaging materials, thus imparting objectionable tastes to some packaged foods such as soft drinks, and chlorine dioxide had been used with marked success. Masschelein²⁵ has also described similar experiences with food-packaging materials.

It was also shown that higher taste-free residuals of ClO₂ could comfortably be carried into the distribution system without consumer complaint—its stability being on a par with that of chloramines—and that the bacteriological control of the water throughout the system was as good as with chlorination, or even chloramination. This has been recently shown by Wallwork *et al.*²⁶

Up to 1950, several papers by Ridenour²⁷⁻³⁰ demonstrated the satisfactory disinfecting effects of ClO₂, and it was also shown that ClO₂, in the doses used, did not enhance or produce bad tastes. Equally, high values of ammonia did not present a "chlorine demand"; and one conclusion reached was that it could be possible for ClO₂ treatment to be less costly than Cl₂ treatment. As with some other oxidants, it soon became apparent that pre-treatment of the water to remove particulate matter was an aid to efficient ClO₂ treatment.

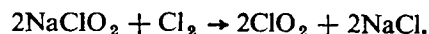
In 1950, Piper³¹ published a report in which it was claimed that pre-treatment with ClO₂ gave very good bacteriological control, but these results do not agree with those obtained by Atkinson²⁴ when treating a polluted river water. It was found that pre-treatment with ClO₂ at doses of 1.0 mg/l prior to the alum coagulation stage, i.e. the stage where breakpoint chlorination was practised, gave a final water free from *E. coli* but which required further chlorination to remove Cl perfringens. The original treatment of breakpoint pre-chlorination followed by post filtration ClO₂ at 0.5 mg/l was the better process. These findings were echoed by Granstrom and Lee.^{32a,b}

It is doubtful whether anyone will argue with four of the conclusions reached by Ingols³³ in 1950 on the use of ClO₂. These were:

- (a) ClO₂ is a very effective bactericide, virucide, and sporicide and cysticide in waters of low organic-matter content.
- (b) Only the reduction of the ClO₂ itself, not of the chlorite ion, is effective in killing bacteria.
- (c) ClO₂ can be used safely for emergency conditions in a water supply by carrying higher residuals than normal, and
- (d) Although ClO₂ may be more costly than chlorine under similar conditions, it will frequently produce a more palatable supply.

Preparation of Chlorine Dioxide

As chlorine dioxide is a highly toxic and explosive gas, in waterworks it is usually made on site by reacting a chlorine solution of 500-1000 mg/l with a sodium chlorite solution at pH 2.5, so that ClO₂ is formed in solution according to the equation



Experimental work by Granstrom and Lee³² showed that the reaction proceeds stoichiometrically; but to ensure complete reaction, an excess of chlorine is used. Work done by Palin³⁴ in 1948 and reported in 1950 indicated other methods of small-scale preparation, and further work by the same author resulted in the publication of methods of its determination in 1960.

In 1966, a paper by Adams *et al.*³⁵ summarized work done on measurements of chlorine, chlorine dioxide, chlorite ion, and chloramines, and also included details of the methods of standards preparation and analytical techniques; but in 1966 Masschelein³⁶ reported a spectrophotometric method of analysis which is

almost specific for chlorine dioxide determination, using ACVK.

Toxicity of Chlorine Dioxide

In 1960, Enger³⁷ reported on the possible harmful action on human health of chlorine-dioxide treated water; several laboratory workers were stated to have experienced a feeling of weakness and gastrointestinal troubles following the consumption of water containing 0.7 mg/l ClO_2 . The source of this water was the river Rhine, and it is possible that the troubles could have been caused by reaction products, for no other cases had been reported of similar disorders.

Musil *et al.*³⁸ recommended that the chlorite residual should be nil, mainly because of its effect on the oxidation of haemoglobin and the possible harmful effects on young babies. Berndt^{39a} also recommended that chlorite should be absent, but Hopf⁴⁰ claims that its presence can be advantageous.

In a later paper by Berndt,^{39b} much space was devoted to a comprehensive review of water-treatment processes, and it was suggested that, particularly with water for bathing, with continuous chlorine dioxide treatment, a gradual enrichment of chlorine takes place. This enrichment of chlorine was shown to be due to the reduction of ClO_2 during the oxidation step. It was also stated that chlorine dioxide is pH-dependent, since in alkaline medium it is reduced to chlorite and in acid medium it results in chloride; and the possibility of disproportionation of ClO_2 increases with the alkalinity of the water.

In spite of any suggestions of illnesses associated with chlorite, Silvey⁴¹ has proposed the use of chlorine dioxide as a means of controlling actinomycetes in the distribution systems, at doses up to 8 mg/l. However, Van Haaren⁴² has pointed out that in West Germany it is felt that the toxicity is great enough to limit the maximum applied dose to 0.3 mg/l.

Taste and Odour Control

One of the earliest references in literature in Great Britain⁴³ summarized the results of chlorine dioxide usage in the United States and Canada, and listed its satisfactory applications for reducing tastes and odours from the chlorination of water containing algae and decomposing vegetation, phenolic substances, sewage effluents, and some industrial and oil wastes. This reference also stressed the value of the maintenance of a residual throughout the distribution system.

Water at Columbia, Pa.,⁴⁴ was drawn from a river, badly polluted with sewage and trade effluents and particularly mine water. The chemical treatment applied included activated carbon, and chlorine dioxide was added purely for controlling phenolic wastes from coke oven effluents. It was found that when ClO_2 was added to the cleared water, discoloration occurred; and when added to the sedimentation tanks, increased filter-clogging was caused. These difficulties were overcome by adding the ClO_2 to the raw water and to the clear well.

Palin's paper³⁴ in 1948 discussed ClO_2 in water treatment, including preparation, showing that its use reduced taste and odours, particularly if of phenolic origin, and also overcame some algal taste troubles.

Widemann,⁴⁵ in 1957, reported on the effects of phenolic pollution at Basle waterworks. This was a contamination of ground-water supply by gasworks effluents from a cracked sewer; the trouble took some five years to clear, during which time the phenolic concentration averaged 0.03 mg/l.

The use of chlorine dioxide coupled with ozone as a final treatment following full chemical processing of the "mouldy-tasting" river Sarthe water, was described by Bouille⁴⁶ in 1957, but the use of ClO_2 was described there as for disinfection only.

Work was done on several polluted German rivers by Rummel and Bauer.⁴⁷ Their results showed that sometimes even after the usual chemical and filtration treatment certain objectionable tastes and, or, odours persisted. Ozonization at 0.5–1.0 mg/l was found to be good but chlorine dioxide was not always successful. These conclusions are identical to those of Atkinson from his work on the river Dee in England.

The need for pre-chlorination prior to chlorine dioxide dosing in certain circumstances was demonstrated by Shevchenko *et al.*⁴⁸ in 1966. The special circumstances appeared to be when mono- and poly-hydroxy phenols were present; these workers showed that the effectiveness of chlorine dioxide was in the order: mono-hydroxy phenols, humic substances, di- and tri-hydroxy phenols, petroleum products. They also confirmed that the presence of ammonia does not affect the quantity of ClO_2 required.

An interesting paper by Wallwork *et al.*²⁸ in 1969 described experiences on the river Test in Southern England. This paper related the problems of identification of the phenols present, and gave details of the use of chlorine dioxide to combat the difficulties. The dose applied was up to 0.5 mg/l, and even with 0.2 mg/l of phenol present, the results were very good. Among the advantages of ClO_2 over Cl_2 were:

- (a) The potency as a bactericide was unaffected by increasing pH.
- (b) High threshold of taste.
- (c) High stability in the distribution system, and
- (d) No combination with ammonia.

At Christmas 1969, the citizens of Huddersfield, England,⁴⁹ found that their drinking water had a strong chlorphenolic taste. The cause was quickly traced to unofficial dumping of phenolic wastes from phenol formaldehyde production. Analysis showed that the phenol level in the impounding reservoir was 3 mg/l. The source was taken out of service until this level had fallen to 0.3 mg/l and then a dose of 0.8 mg/l ClO_2 was successfully applied. Over a period of weeks the level of phenol fell but the ClO_2 dose was maintained at 0.4 mg/l until the phenol disappeared.

Oxidizable Metals and Colour

In his 1947 paper on taste and odour, Kain⁴⁴ came to the conclusion that ClO_2 appeared to be more valuable for iron and manganese removal than for phenol oxidation. He felt that phenols could be combated by increased chlorination. Some eleven years later, Griffin⁵⁸ published a paper entitled "Demanganization with chlorine and chlorine dioxide" in which he highlighted some of the difficulties of manganese removal in the presence of iron. He showed that, although manganese frequently occurs with iron in water, it cannot always effectively be removed by the normal iron removal process, since manganese is more slowly oxidized; chlorine dioxide appeared to have definite advantages over chlorine. These findings were echoed by Baker⁵¹ in 1959 who, in a paper on chlorine compounds, also stated that iron is oxidized by free chlorine and chlorine dioxide more rapidly than by chloramines and organic chlorine compounds, but that manganese is oxidized practically only by free chlorine and chlorine dioxide. In passing he stated that chlorine dioxide alone for phenol removal was impracticable; pre-chlorination is also required.

Ingols's⁵² paper "Manganese in process water of the textile industry" raised some of the troubles which can occur in the bleaching and the dyeing industry, with particular reference to staining and shade changing due to manganese hydroxide. Chlorine dioxide was more useful for manganese removal than potassium permanganate, chlorine, or ozone.

Not a large amount of specific work has been done

on colour removal, but Palin³⁴ is on record as having stated that ClO_2 is less efficient than chlorine for decolourizing peat-stained waters. Samdal's⁵³ work on the "Bleaching of pure waters" involved ClO_2 and Cl_2 experiments on waters containing humic acids and with colours of 20–50°H. However, his conclusion was that ozone was preferable to coagulation and chlorine bleaching!

Samdal and his colleague Myhrstad⁵⁴ carried out further work on the use of chlorine dioxide on the coloured water at Norway's Baerum waterworks, now utilizing ozone for colour removal, and their interesting results are reported in a paper entitled "Behaviour and determination of chlorine dioxide".

Finally the work of Brink⁵⁵ in 1962 on "Disinfection and oxidation of industrial wastes" is noteworthy since it includes results on the use of sodium hypochlorite, chlorine, chlorine dioxide, and ozone; but attention is also drawn to the use of these materials for cyanide-waste treatment.

PART 2b: OZONE

Ozone's oxidation powers are used in water treatment to obtain one or more of the following results:

- (i) To remove colour, whether caused by iron and manganese or by peaty matter,
- (ii) To eliminate tastes and odours, including those which may occur due to the presence of chlorophenolic substances,
- (iii) To remove pesticides and other organic materials such as synthetic detergents, herbicides, etc., and
- (iv) To disinfect water and to render any viruses inactive.

The methods of ozone production, injection, and measurement have been discussed earlier (I.W.S.A. Stockholm, 1964), and there is no intention of continuing that discussion in this paper. The topic under discussion is simply oxidation; and Gomella⁵⁶ has suggested that the oxidizing reaction of ozone may follow one or more of these reactions:

(i) Direct oxidation by the loss of one of the oxygen atoms. This powerful reaction is comparable to those of other common oxidizing agents.

(ii) Direct oxidation by the addition of one ozone molecule to the oxidized substance, this being the first stage in the chemical process of ozonolysis, i.e. the formation of unstable ozonides and the ensuing "cracking" of these oxidized compounds. According to Harries,⁵⁷ the ozone is attached directly to the double bonds, and aldehyde groups are subsequently formed at the "cracking" point. Harries also states that it is not necessary for the carbon chain to break first at the double bond; fission may take place as well at a bond next to the double bond, thus leading to a large variety of breakdown products. It can therefore be seen how the breakdown of colouring matter is accompanied. It is worth mentioning at this stage the formation of the so-called "scum" or, as reported by Van Haaren,⁵⁸ the fatty-looking materials which occur after ozonization of peaty waters, especially in the presence of iron. This adequately demonstrates that, with such waters, ozonization should only be used for final treatment, following the appropriate pre-treatment, e.g. colour removal.

(iii) Oxidation by catalytic effect promoting the oxidizing role of the oxygen in the ozonized air. This process is not truly catalytic, since the ozone is not recovered intact afterwards, but this is the process believed by some workers to be that which gives ozone its bactericidal and virucidal properties by directly destroying proteins and amino-acids. It cannot be stressed enough that ozone dose and contact time must be adequate—ozone appears to have an "all or none" effect (Bringmann,⁵⁹ Ingols and Fetner,⁶⁰ Hoather⁶¹). Nevertheless direct oxidation, involving the loss of one

atom of ozone, is responsible for some of the better-known ozone effects, i.e., soluble ferrous iron salts are precipitated as insoluble ferric compounds, manganese being similarly oxidized; but it has also been shown that the direct oxidation involving ozonide formation is of great importance, this reaction being responsible for the complete removal of taste and odour and colour and at least for the partial removal of other micropollutants, e.g. pesticides and detergents.

Taste and Odour

Particularly with river-derived potable waters, tastes and odours may arise from natural or man-made pollution (Hallopeau⁶²). In general, natural pollution may appear as follows:

- (a) Colour matter, e.g. humic and fulvic acids, algae and other planktonic matter (the latter possibly developing because of the fertilizers used on the watershed), and
- (b) Mineral matter, e.g. iron and manganese, dissolved or carried along by the water in its passage over or through the ground.

Man-made pollution is that caused by man's activities:

- (c) Industrial and domestic wastes, e.g. detergents, tars, glycerides, and particularly effluents from chemical works.
- (d) Agricultural: fertilizers, pesticides and herbicides.

The destructive type of oxidation (iii) (p. 7) is required for successful taste and odour treatment. Other oxidants can sometimes be useful, but ozone can even remove the chlorophenol tastes which sometimes appear in waters after chlorination. Moore⁶³ has referred to the use of ozone in the soft-drinks industry where chlorination will not always remove the flat "earthy" tastes. He does, however, mention that if too much ozone is used, the residual ozone can affect the flavours of the product so that the removal of excess ozone is desirable, for which process storage is better than cascading. In his paper, mention is also made of the undesirable presence of manganese, causing enhanced colour.

Colour Removal

Historically, ozone was used initially for disinfection only, but in later work its value as a bleaching agent has been more widely appreciated (Whitson,^{64a,b} Nyberg,⁶⁵ Brekken,⁶⁶ O'Donovan⁶⁷). In many waters of Northern England and Scotland there is often a high colour associated with peaty matter. Generally the colour is removed by the accepted chemical coagulation methods; but, following detailed experimental work, Manchester finally decided to build a treatment plant incorporating ozone for colour removal. The overall process consists of pre-chlorination up to 3 mg/l and contact, which removes up to 50% of the colour and also disinfects the water; rapid sand filtration; followed by terminal ozonization up to 3 mg/l and pH correction to 8.5. This process is very similar to that of the Loch Turret Water Board (Campbell^{68a,b}) but it incorporates rapid filtration instead of Microstraining.

The colour of the Manchester raw water, up to 30° Hazen, is almost solely derived from the humic acids, but there are traces of iron and manganese which are not in sufficient concentration to create serious problems. It has been observed that the presence of manganese in the water gives a transient pink colour on ozonization, the colour later becoming brown (Palin⁶⁹).

Black and Christian,⁷⁰ in a paper in 1963, have suggested a mode of action of ozone on colouring matter. The ozone reacts with the complex molecular bands on the humic and fulvic acids, and the colour-producing materials remain in the water but without their colour-conferring properties. Van Haaren⁵⁸ has paid particular

note to humic acids and ozone. These workers also confirm Manchester's findings about the economic advantages of pre-chlorination followed by terminal ozonization.

It has been reported that pH correction following ozonization could cause a colour return; but throughout Manchester's work, no problems of this nature were experienced. Hall⁷¹ has reported that, following ozonization for colour removal of a Scottish water, large amounts of iron and organic matter were deposited in the mains and service reservoirs, resulting in consumer complaints and also in large populations of *Asellus* and other organisms living on the detritus.

Oxidizable Matter

Often the colour in water is related to the presence of iron and manganese (Whitson 1947⁷²) but normally these materials would be removed by other means before ozonization for, as shown by Palin, the oxidation of iron and manganese can sometimes impart a higher colour to the water. Rawson and Fuller⁷³ have stated that iron and manganese do interfere with ozonization processes, but the effects are negligible up to 1.6 mg/l Fe and 0.20 mg/l Mn. However, in certain circumstances, ozone will react with organically bound Fe and Mn to produce insoluble hydroxides (Ingols and Fetner⁷⁴), thus giving the phenomenon of flocculation, as mentioned in Boucher's⁷⁵ work on the demicellization process.

A similar reaction has been found in the precipitation of some polyphenols, and this procedure has been used in Central France, at Roanne.

It is interesting to note that manganese removal usually requires a suitable oxidant coupled with a pH of not less than 8.5; ozone will oxidize manganese to a suitable precipitated (insoluble) state at a pH of not less than 6.5.

Phenols, Herbicides, Etc.

Much work has been done internationally on the oxidation of phenol materials, and it has been shown clearly that, at the levels of ozonization required to eliminate bacteria and viruses, phenols and similar materials are readily broken down.

Some work in the U.S.S.R. on the river Dnieper, where phenols and related compounds can be present up to 10 mg/l, has shown that pH control and appropriate ozone contact-levels are necessary. Pre-chlorination reduces the rate of destruction of the higher phenols, but makes de-odorization easier.

Buecher *et al.*⁷⁶ have paid particular attention to the chemicals under the general heading of Pesticides. These are broadly classified under sub-headings, namely, chlorinated hydrocarbons, and organophosphorus. Nicholson⁷⁷ showed that the organophosphorus compounds are relatively easily hydrolysed, but the chlorinated hydrocarbons are very resistant. Ozone was found by Buecher to be a suitable material with which to treat these persistent chemicals. This work confirmed that high doses of ozone were necessary. Swenson⁷⁸ has given information on the value of ozonization following the so-called Montebello incident, when the weedkiller 2,4-D had been discharged near a water service. The main troubles were related to taste and odour problems, but were obviously long-term effects because of the slow release of the materials from the ground to the water.

Gomella⁵⁶ has also briefly discussed the effect of ozone on detergents and, from his own experiences in France, has noted that up to 90% removal can be obtained when the treatment includes final ozonization of 2.5-4.0 mg/l. He has further shown that the amount of ozone required by detergents is of the order of 3 mg ozone per mg ABS.

REFERENCES

- (a) Chlorine Dioxide
23. Aston, R. N., Jour. AWWA, 1950, **42**, 151.
 24. Atkinson, J. W., Wat. and Wat. Eng., 1962, **4**, 146.
 25. Masschelein, W., Chem. Ind. Gen. Chim., 1967, **97** (3), 346.
 26. Wallwork, J., Bentley, M., and Symonds, D., Proc. SWTE, 1969, **18**.
 27. Ridenour, G. M., *et al.*, Wat. and Sew. Wks., 1949, **96**, 279.
 28. Ridenour, G. M., Jour. AWWA, 1949, **41**, 537.
 29. Ridenour, G. M., *et al.*, Wat. and Sew. Wks., 1950, **97**, R.-83-5.
 30. Ridenour, G. M., and Ingols, R. S., Jour. AWWA, **39**, 561.
 31. Piper, F. V. H., Public Wks. (N.Y.), 1950, **81**, No. 1, 46 and 48.
 - 32a. Granstrom, M. L., and Lee, G. F., Jour. AWWA, 1958, **50**, 1453.
 - 32b. Granstrom, M. L., and Lee, G. F., Public Wks., 1957, **88**, 90.
 33. Ingols, R. S., Jour. IWE, 1950, **4**, 581.
 34. Palin, A. T., Jour. IWE, 1948, **2**, 61.
 35. Adams, Proc. SWTE, 1966, **15**, 117.
 36. Masschelein, W., Anal. Chem., 1966, **38**, 1839.
 37. Enger, M., Gas und Wasserfach, 1960, **101**, 340.
 38. Musil, J., *et al.*, Sb. Vysoke, Skoly, Chem. Technol. Praze, Technol. Vody, 1965, **8**, 32.
 - 39a. Berndt, H., Zeutr. Bakteriell. Parasitenk., Abt. I Org., 1963, **191**, 1.
 - 39b. Berndt, H., Arch. Hyg. Bakteriell., 1965, **149**, 10.
 40. Hopf, W., Gas und Wasserfach, 1967, **108**, 852.
 41. Silvey, J. K. G., *et al.*, Jour. AWWA, 1950, **42**, 1018.
 42. Van Haaren, F., Joint SWTE/WRA Symp., 1970, **115**.
 43. Anon., Wat. and Wat. Eng., 1948, **51**, 48.
 44. Kain, T. H., Taste and Odour Control Jour., 1947, **13**, No. 8.
 45. Widemann, O., Vom Wasser, 1957, **24**, 50.
 46. Bouille, S., Eau, 1957, **44**, 3.
 47. Rummel, W., and Bauer, K., Wasserwirtsch.-Wassertech., 1964, **14**, 240.
 - 48a. Shevchenko, M. A., Ukr. Khim. Zh., 1963, **29**, 1332.
 - 48b. Shevchenko, M. A., Ukr. Khim. Zh., 1966, **32**, 1235.
 49. Robinson, R., Private Communication.
 50. Griffin, A. E., Jour. New Eng. WWA, 1958, **72**, 321.
 51. Baker, R. J., Jour. AWWA, 1959, **51**, 1185.
 52. Ingols, R. S., La Tribune Cebedeau, 1966, **20**, 271.
 53. Samdal, J. E., Tidsskr. Kjemi. Bergsvet. Metallurgi, 1959, **19**, 225.
 54. Myhrstad, J. A., and Samdal, J. E., Jour. AWWA, 1969, **61**, 205.
 55. Brink, R. J., Univ. Ill. Eng. Exp. Sta., Circ. 71, 1962, **59**, No. 46.
- (b) Ozone
56. Gomella, C., La Tribune Cebedeau, 1967, **20**, 397.
 57. Harries, W., Ann., 1905, **343**, 311; Ber., 1909, **42**, 3305; Ber. 1912, **45**, 936.
 58. Van Haaren, F., Joint WRA/SWTE Symp., 1970, **115**.
 59. Briggmann, G., Z. Hyg. Infekt., 1954, **139**, 133.
 60. Ingols, R. S., and Fetner, R. H., J. Gen. Microbiol., 1956, **15**, 381.
 61. Hoather, R. C., Jour. IWE, 1948, **2**, 358.
 62. Hallopeau, J., IWSA (Stockholm), 1964, Gen. Rep. No. 4.
 63. Moore, A. H., Proc. SWTE, 1959, **8**, 150.
 - 64a. Whitson, M. T. B., J. Inst. C.W.E., 1943, **2**, 83.
 - 64b. Whitson, M. T. B., Wat. and Wat. Eng., 1944, **47**, 202.
 65. Nyberg, I., Vattenhygien, 1962, **18**, 38.
 66. Brekken, O., Teknisk Ukeblad, 1964, **111**, 201.
 67. O'Donovan, D. C., Jour. AWWA, 1965, **57**, 1167.
 - 68a. Campbell, R. M., Jour. IWE, 1963, **17**, 333.
 - 68b. Campbell, R. M., and Pescod, M. B., Jour. IWE, 1965, **19**, 101.
 69. Palin, A. T., Wat. and Wat. Eng., 1953, **57**, 271.
 70. Black, A. P., and Christian, R. F., Jour. AWWA, 1963, **55**, 753.
 71. Hall, R. I., Joint SWTE/WRA Symp., 1970, **125**.
 72. Whitson, M. T. B., Jour. IWE, 1947, **1**, 464.
 73. Rawson, A. E., and Fuller, A. H., Jour. IWE, 1947, **1**, 56.
 74. Ingols, R. S., and Fetner, R. H., Proc. SWTE, 1957, **6**, 8.
 - 75a. Boucher, P. L., Water Treatment Symp., Adelaide, 1965.
 - 75b. Boucher, P. L., 22nd Purdue Ind. Waste Conf., Lafayette, Indiana, 1967.
 76. Buecher, C. A., Dougherty, J. H., and Skrinde, R. T., Congress of Seattle, 1963.
 77. Nicholson, H. P., Jour. AWWA, 1959, **51**.
 78. Swenson, H. A., Proc. SWTE, 1962, **11**, 84.

PART 3: POTASSIUM PERMANGANATE

Although first introduced by Houston⁷⁹ in 1913, it is only in the last decade that any substantial use has been made of potassium permanganate as a chemical oxidant in water treatment. The purple permanganate colour serves as its own indicator, and the appropriate dose is conveniently determined by jar tests using periods

corresponding to plant residence times. The normal point of addition is in the rapid mix at the pretreatment stage, where it is compatible with all the usual pretreatment chemicals. The permanganate dose is not critical, and any excess is removed in the filters. At the same time it will be appreciated that unnecessary over-dosing with this relatively expensive chemical is to be avoided.

Filtration is required in all cases where the treatment is used, in order to ensure complete removal of the insoluble hydrated manganese dioxide which is formed. A process of aeration or of chlorination may be applied before the permanganate, since the resulting oxidation of some of the reducing substances present in the water, such as ferrous iron, will lead to economies in the more costly oxidant. It is recommended,⁸⁰ however, that oxidation by chlorine ahead of permanganate should not be carried out if organic contaminants are present, particularly phenolic compounds, which when chlorinated could give rise to the formation of chloro-derivatives causing serious taste and odour problems.

Organic Matter

It appears that permanganate treatment is beneficial in the removal of organic colour due to humic and fulvic acids. In addition to organic matter of natural origin, the presence in water of residues from newly developed and relatively non-degradable synthetic or organic chemicals may introduce new problems in the production of wholesome water. In dealing with such trace organics by potassium permanganate treatment, it was shown⁸¹ that some fractions of the residues were readily oxidized, some were mildly resistant, and some exhibited extremely limited oxidation.

In continuing studies⁸² the effects of permanganate on certain pure organic compounds were investigated, in order to assist the interpretation of the permanganate reactions in natural river-waters. Various mechanisms were proposed for the oxidation of the compounds examined; and it was concluded, *inter alia*, that aldehydes, amines, aromatic alcohols, and keto acids were readily oxidized whereas carboxylic acids, ketones, aliphatic alcohols, hydroxy acids, amino acids, and some esters were not readily oxidized. The benzene ring of phenol and aniline was apparently broken by oxidation with permanganate.

Taste and Odour

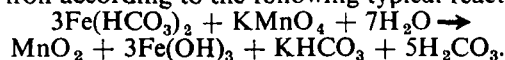
In American practice potassium permanganate has been found effective in removing tastes and odours, and the precipitated hydrated manganese dioxide may play a secondary role as an adsorbent. Tastes and odours which have been removed by such oxidation and adsorption include those caused by industrial wastes, agricultural chemicals, fish poisons, decayed vegetation, and actinomycetes. Potassium permanganate will destroy tastes and odours characterized as musty, earthy, woody, grassy, fishy, medicinal, chemical, and iodoform. Many of the organic compounds causing these tastes and odours have not been identified. Analysis of carbon filter extracts has indicated the presence of organic acids, aldehydes, ketones, nitrates, alcohols, esters, carbamates, mercaptans, and olefines.⁸³

Occasional use of permanganate has been made in

England for the purpose of removing earthy and musty odours produced by organic matter and biological growths. Considerable success has been reported,⁸⁴ for instance, in treating river Severn water with potassium permanganate in a dose of 1 to 2 mg/l after carbon treatment. The use of carbon in conjunction with permanganate is also used in America where it has been recommended that when carbon is used it should be applied after the permanganate colour has disappeared.⁸⁵

Iron and Manganese

Theoretically 1 mg/l of ferrous iron requires 0.94 mg/l of potassium permanganate for oxidation to insoluble ferric iron according to the following typical reaction:



In practice the dose is usually much lower at about two-thirds the iron content, this being accounted for by secondary oxidation reactions.⁸⁰

In the case of manganese, the applied dose is usually in the vicinity of the theoretical dose for oxidation to insoluble tetravalent manganese, namely about twice the amount of manganese as indicated by the following reaction:



It has been claimed, however, that the hydrated manganese dioxide, in acting as a filter aid, can lead to some reduction in theoretical demand.

Potassium permanganate provides much more effective oxidation of iron and manganese than does chlorine, and the reaction is independent to the amount of soluble iron or manganese that can be so oxidized.⁸³ The reactions are rapid, except in the presence of appreciable concentrations of oxidizable organic matter or hydrogen sulphide, when reaction periods of up to 20 minutes may be required before filtration.

Sulphides

In the oxidation of sulphides by permanganate, approximately two-thirds of the sulphides are converted to sulphate, the balance apparently remaining as elemental sulphur absorbed in the floc produced.⁸⁷ Each mg/l of hydrogen sulphide requires approximately 6.2 mg/l of permanganate at essentially neutral pH values and normal ground-water temperatures. For complete removal it is necessary to add permanganate to the point where any further addition would produce a fairly permanent pink.

REFERENCES

79. Houston, A. C., 13th Ann. Report, Metropolitan Water Board, London, 1919.
80. Welch, W. A., Jour. AWWA, 1963, 55, 735.
81. Spicher, R. G., and Skrinde, R. T., Jour. AWWA, 1963, 55, 1174.
82. Spicher, R. G. and Skrinde, R. T., Jour. AWWA, 1965, 57, 472.
83. Humphrey, S. B., and Eikelberry, M. A., Water and Sewage Works, 1961, 108, 204.
84. Lewis, W. M., Proc. SWTE, 1966, 15, 50.
85. Hopkins, E. S., and Bean, E. L., Water Purification Control, 4th Ed., Baltimore, U.S.A., 1966, p. 196.
86. Cox, C. R., Operation and Control of Water Treatment Processes, WHO, 1964, p. 215.
87. Willey, B. F., *et al.*, Jour. AWWA, 1964, 56, 475.

L'Oxydation chimique dans le traitement de l'eau

par

J. W. ATKINSON et A. T. PALIN

Grande Bretagne

Les impuretés oxydables des eaux polluées comprennent des matières organiques de divers types, azotées ou non, des composés ammoniacaux, des métaux oxydables et d'autres agents inorganiques réducteurs. Les oxydants chimiques qui ont une application pratique dans le traitement de l'eau destinée à la consommation humaine sont relativement peu nombreux. L'agent le plus largement utilisé est le chlore, bien que pour certains buts spéciaux, comme l'enlèvement de certains types de goûts et d'odeur, l'oxydation du fer et du manganèse, et la destruction de couleur organique, on puisse faire appel à d'autres réactifs, surtout le bioxyde de chlore, l'ozone, et le permanganate de potassium.

Dans toute étude concernant le comportement relatif et l'efficacité de ces divers agents, ce serait une simplification considérable si leurs propriétés comme oxydants chimiques étaient en relation directe avec leur potentiel redox. Partant de cette base, il serait alors possible de dresser une liste des réactifs d'usage pratique dans l'ordre de leur pouvoir oxydant, ce qui faciliterait le choix du réactif approprié pour donner le degré requis de traitement oxydant pour un procédé particulier de purification de l'eau. Une telle liste irait, du plus faible, la chloramine, par l'ion hypochlorite, bioxyde de chlore, acide hypochloreux, permanganate de potassium, au plus fort, l'ozone.

Mais la difficulté de relier le rendement au potentiel d'oxydo-réduction et d'en tirer une base de sélection, vient de plusieurs facteurs. D'abord, la grandeur du potentiel ne donne pas d'indication sur la vitesse à laquelle la réaction d'oxydation se produira. Cela est illustré par les différences entre le bioxyde de chlore et l'acide hypochloreux dans leur réaction avec le manganèse. L'oxydation de l'ion manganéux par le bioxyde de chlore est pratiquement instantanée alors que par l'acide hypochloreux elle peut demander des heures ou des jours malgré son potentiel plus élevé. Deuxièmement, la figure se complique encore en raison des différences de propriétés chimiques. Avec l'ammoniacque, par exemple, on a montré que le chlore forme des chloramines, mais pas le bioxyde de chlore. Il faut donc tenir compte du comportement chimique de l'oxydant particulier considéré.

Il se peut qu'en certaines conditions l'avantage d'employer l'oxydant le plus fort soit balancé par des traits indésirables de son comportement chimique spécifique. Le chlore, par exemple, bien que le plus utilisé, a l'inconvénient de former avec des composés comme le phénol des produits d'addition qui donnent des goûts et odeurs désagréables. Avec d'autres polluants, il peut former des composés intermédiaires de toxicité inconnue ou partiellement oxydés capables de promouvoir des post-croissances dans les réseaux de distribution.

L'étude de l'oxydation chimique dans le traitement de l'eau doit donc tenir compte d'une variété de facteurs

dont certains sont particuliers à certains oxydants. Le présent rapport discute uniquement le chlore, le bioxyde de chlore, l'ozone, et le permanganate de potassium.

1ère PARTIE: LE CHLORE

Le comportement du chlore comme oxydant chimique est profondément influencé par la présence d'ammoniacque dans l'eau. On sait qu'ils réagissent très rapidement pour former des chloramines qui ont un potentiel d'oxydation-réduction bien plus faible, fait que l'on utilise parfois pour restreindre le développement de goûts et odeurs de chloro-phénol. Mais le trait le plus important associé à la présence d'ammoniacque et de ses composés est leur relation avec la chloration au break-point. De nombreuses recherches ont été centrées sur ce type de chloration. Avec certaines eaux en appliquant des doses de chlore puis, après un temps de contact, en déterminant les résiduels correspondants, on obtient une courbe qui montre un sommet et un creux marqués. Le résiduel minimum dans le creux est appelé break-point, et l'expérience montre que l'on obtient souvent des résultats supérieurs, par exemple dans l'enlèvement des goûts et odeurs, en chlorant l'eau au-delà de ce point.

On sait^{1*} que le break-point vient de la formation initiale rapide de composés type chloramine et de leur décomposition subéquente par des réactions continues entre elles et avec le chlore en excès. Donc la nature chimique des substances qui absorbent du chlore est d'importance considérable pour déterminer le comportement de l'eau quand on la chlore.

La concentration du chlore et de ceux de ses composés qui sont comprises dans les déterminations de chlore résiduel est exprimée en terme de chlore disponible. S'il n'y a pas eu de réactions avec les substances présentes dans l'eau, le chlore reste "libre" ce qui, dans la zone des pH des eaux naturelles, implique qu'il existe en solution comme acide hypochloreux ou ion hypochlorite ou en mélange de ces deux formes. Le chlore qui a réagi pour former des dérivés chlorés de réactivité suffisante pour apparaître comme chlore résiduel à l'analyse est dit "chlore combiné".

La meilleure indication de l'importance qu'il y a à faire cette différence quand on analyse l'eau chlorée est donnée par l'usage actuel de classer les procédés de chloration d'après le résiduel produit. On distingue ainsi la "chloration au chlore résiduel libre" et la "chloration au chlore résiduel combiné".

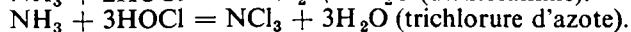
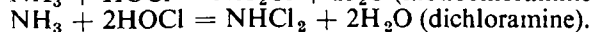
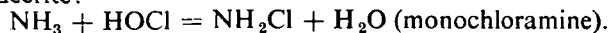
La distinction est importante non seulement au point de vue bactériologique, car la vitesse de destruction des organismes dépend largement de la forme sous laquelle le chlore est présent, et ceci est encore plus valable pour l'action virulicide, mais en raison de son influence sur les processus d'oxydation chimique.

* Pour la bibliographie, voir le texte anglais pp. 5, 8, 9.

Nous pouvons donc considérer plus en détail les réactions chlore-ammoniaque et leurs produits finaux.²

Ammoniaque

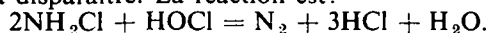
Les réactions entre chlore et ammoniaque se produisent très rapidement dans la zone des pH moyens et la formation des chloro substitués peut être ainsi décrite:—



En règle générale, (a) un pH faible, et (b) une teneur initiale chlore/ammoniaque élevée favorisent la formation des dérivés les plus chlorés.

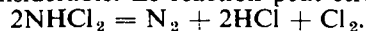
La volatilité de ces produits augmente de NH_2Cl à NCl_3 et en même temps, du point de vue du distributeur d'eau, leur nocivité comme cause de goûts et odeurs chlorés désagréables. Leurs propriétés générales à faible concentration dans l'eau sont les suivantes.

La monochloramine NH_2Cl est assez stable en présence d'un excès d'ion ammonium, mais elle est décomposée par un excès de chlore libre. Cette décomposition se ralentit au-dessus de pH 8 mais l'un ou l'autre, suivant les quantités initialement présentes, pourra disparaître. La réaction est:

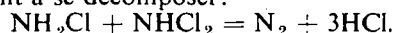


Dans le traitement à l'ammoniaque et chlore ou chloramine, les résiduels produits consistent presque entièrement en NH_2Cl à moins que le pH ne soit sensiblement inférieur à 7.

La dichloramine NHCl_2 se décompose graduellement mais, comme pour la monochloramine, la présence d'ions ammonium a une influence stabilisante. Dans les solutions qui contiennent principalement de la dichloramine, sa décomposition s'accompagne souvent d'une augmentation de la concentration en chlore libre bien que la perte nette en chlore disponible soit toujours considérable. La réaction peut être écrite:



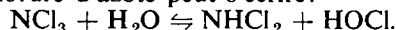
Les mélanges de NH_2Cl et NHCl_2 sont également assez stables en présence d'ions ammonium, mais autrement elles tendent à se décomposer:



Le trichlorure d'azote NCl_3 (trichloramine) lorsqu'on le trouve dans l'eau chlorée est toujours accompagné d'un grand excès de chlore libre et les mélanges sont toujours assez stables. Il s'ensuit que l'apparition de trichlorure d'azote dans l'eau ne peut survenir que lors de chloration au chlore résiduel. De cette façon, il n'y a pas de risque de produire des composés désagréables.

Les proportions relatives de NCl_3 et Cl_2 sont déterminées par le pH et dans une certaine mesure par la dichloramine présente. On ne trouve pas de trichlorure d'azote dans les eaux contenant des quantités appréciables de monochloramine.

L'équilibre qui semble exister entre le chlore libre et le trichlorure d'azote peut s'écrire:—



Si on enlève le chlore libre (c'est-à-dire l'acide hypochloreux) le retour à l'équilibre par hydrolyse de NCl_3 est assez lent.

Le trichlorure d'azote disparaît facilement par aération. On croyait que sa présence dans l'eau était incompatible avec des pH supérieurs à 4,4, mais on sait maintenant qu'il part se former jusqu'à pH 8 si le rapport initial Cl/N est assez élevé.

Il faut maintenant examiner les produits de décomposition finale des réactions continues au break-point. Si, à ces faibles concentrations dans l'eau, le produit final de l'oxydation de l'ammoniaque par le chlore est l'azote, le chlore disponible et l'azote ammoniacal doivent disparaître pour le rapport 7,6/1. Mais le rapport observé est invariablement plus grand et cette divergence, qui augmente lorsqu'on augmente le rapport

Cl/N initial, semble associée à l'apparition de faibles teneurs en nitrate.

La réduction du chlore disponible par l'ammoniaque atteint un maximum au break-point de la courbe de chlore résiduel. Le rapport Cl/N à ce point critique est légèrement supérieur à 7,6/1 mais dépend dans une certaine mesure du pH. Pour la gamme de pH de 7 à 8 dans laquelle cet effet est le plus prononcé, ce rapport va de 8,2 à 8,4/1.

Dans la chloration de l'eau au résiduel libre, la présence d'ammoniaque est désavantageuse car il faut consommer beaucoup de chlore pour l'oxyder avant d'obtenir un chlore résiduel libre suffisamment stable. Le trichlorure d'azote souvent associé à ce type de résiduel peut être aussi en pratique une source de trouble en raison des odeurs chlorées désagréables qu'il donne à l'eau même en faible concentration. L'élimination de ces odeurs peut exiger un traitement spécial, aération ou déchloration.

Si l'enlèvement du trichlorure d'azote est incomplet ou si sa formation continue résulte d'une réaction lente entre l'azote combiné organique et le chlore résiduel libre dans le réseau de distribution, il y aura certainement des plaintes des consommateurs. Pour résoudre ce problème, Williams³ a mis au point un traitement où la chloration au chlore résiduel est suivie d'une déchloration complète. La trace d'ammoniaque résultant de la réduction du trichlorure d'azote est alors renforcée par une addition d'ammoniaque. Cela permet d'ajouter finalement plus de chlore à un rapport chlore/ammoniaque qui empêche la reformation de trichlorure d'azote et permet de distribuer une chloramine résiduelle vraie.

On voit que tout procédé tendant à enlever l'ammoniaque de l'eau avant chloration au résiduel libre amènera de substantielles économies de chlore. On s'est donc orienté vers les procédés biologiques de prétraitement pour convertir l'ammoniaque en nitrate et vers le stripping utilisant de l'air après élévation du pH de l'eau.

Mais, sauf pour les niveaux de contamination exceptionnellement élevés, la superchloration pour oxyder l'ammoniaque et permettre ainsi de maintenir un résiduel de chlore libre reste encore économiquement acceptable en comparaison des autres méthodes d'enlèvement de l'ammoniaque avec l'avantage par rapport à l'oxydation biologique que le principal produit final est de l'azote.

Matière organique azotée

L'addition de chlore à des eaux contenant de la matière organique azotée peut conduire à la formation de chloramines complexes et produits de substitution similaires. Des expériences⁴ sur des acides aminés en eaux neutres montrent que la chloration aboutit initialement à la formation de l'acide monochloraminé correspondant accompagné de trace du dérivé dichloré. En l'absence de chlore en excès, ces produits sont de stabilité variable. Une solution contenant de l'acide monochloramino-acétique à concentration équivalent à environ 2,5 mg/l de chlore disponible n'a pas montré de pertes après 4 heures de repos. D'autres solutions dérivées de la leucine et de la tyrosine ont perdu environ la moitié de leur chlore disponible dans le même temps. Les dérivés chlorés de la cystine sont très instables.

Dans ces études, on n'a pas recherché l'effet des variations du pH de l'eau mais par analogie avec les réactions du chlore sur l'ammoniaque, il semble raisonnable de conclure que des proportions plus grandes d'acides dichloroaminés apparaîtraient à pH plus bas.

Dans les solutions contenant un excès de chlore libre, la décomposition s'accélère et avec une teneur fixe en azote aminé et une dose variable de chlore, on peut produire une courbe type break-point. La chloration de solutions contenant des protéines donne des résultats

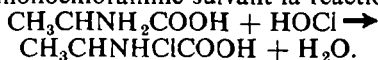
analogues dont l'explication est la même que pour les acides aminés individuels.

Les réactions entre le chlore et de faibles concentrations d'urée dans l'eau sont lentes, avec une perte graduelle du chlore libre. Comme pour la chloration de solutions diluées d'urine, il fait apparaître du trichlorure d'azote, ce qui a son importance dans le traitement des piscines par chloration au résiduel libre car sa présence peut gêner les baigneurs.

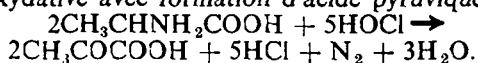
On a conclu que la réaction principale dans ces conditions est gouvernée par la vitesse à laquelle des ions ammonium sont produits à partir de l'urée et, comme cette réaction est très lente, on arrive à une situation où, en présence de quantités appréciables de chlore libre, on atteint un rapport Cl/NH₃ élevé, ce qui mène à la formation de NCl₃, même en eaux neutres et à une perte de chlore disponible. L'analyse montre qu'il n'y a que des traces d'autres formes de chlore combiné.

Dans un travail récent sur la nature du chlore résiduel combiné dans l'eau de piscine, Lomas⁵ a recherché de la chloration de divers composés azotés dont on connaît la présence dans l'urine. En général, la chloration amène la destruction de la majeure partie de ces composés ou de leurs dérivés chlorés initialement formés, à l'exception de la créatine dont le produit de substitution chloré est stable en présence de chlore et apparaît dans la fraction dichloramine des analyses de chlore résiduel. La stabilité de la chlorocréatine peut amener une concentration de ce produit dans l'eau des piscines.

Allen⁶ a de même reconnu que le comportement du chlore à l'égard des composés azotés varie considérablement avec la nature du composé. Il réagit rapidement avec l'ammoniaque et les acides aminés, plus lentement avec les protéines, la peptone et l'urée, et pas du tout avec l'acide hippurique. Avec les corps contenant le groupe aminé, comme les acides aminés et la protéine, il forme des chloramines organiques qui peuvent se décomposer avec le temps ou réagir avec un nouvel apport de chlore. Confirmation a encore été apportée par Ingols *et al.* qui ont montré que l'alanine forme une monochloramine suivant la réaction



Ce corps se décompose lentement avec le temps. Avec une dose plus élevée de chlore, il se produit une déamination oxydative avec formation d'acide pyruvique



Les réactions du chlore avec les corps contenant le groupe sulphydryl sont intéressantes non seulement à cause de la présence de ce type de corps dans beaucoup d'eaux usées, mais parce que le groupe sulphydryl se trouve dans les systèmes enzymatiques de nombreux microorganismes et que beaucoup pensent qu'il constitue un point important d'attaque dans l'action létale du chlore. Ingols *et al.*⁷ ont montré que si l'on ajoute six équivalents chlore (3 molécules de HOCl) à de la cystéine au pH 8, on forme un acide sulphonyl aminé



Avec huit équivalents chlore, il se forme de la monochloramine qui disparaît en une heure environ; à dose plus élevée de chlore, le groupe amine est éliminé et l'azote se dégage.

L'effet général de l'azote organique sur le break-point a été discuté par Morris.⁸ Il y a deux grands types de réactions. La première est une réduction directe qui amène une demande en chlore, ce qui augmente la proportion de chlore employée par l'azote ammoniacal pour le break-point et rend ce point moins distinct. Cet effet peut souvent être qualifié d'additif, mais avec

certaines formes de corps organiques azotés l'oxydation du carbone ne se produit qu'après que le break-point a été dépassé. La seconde est l'apparition du break-point avec les corps organiques azotés, surtout les acides aminés. Ces acides forment aussi rapidement que l'ammoniaque des composés du type chloramine et donnent des break-points avec une dose de chlore presque comme l'ammoniaque. Ces réactions se produisent en même temps que celles de l'ammoniaque et peuvent s'y superposer. D'autres corps azotés comme la méthylamine forment des chloramines en même temps que l'ammoniaque mais sont plutôt stables et ne manifestent pas de break-point. D'autres encore tels que les peptides et les amides ne réagissent avec le chlore qu'au break-point ou au-delà. Il n'y a pas de mode de comportement général.

Matière organique non azotée et couleur

La matière organique dans l'eau peut ajouter d'une façon appréciable à la demande en chlore et ce faisant donner une mesure de toute oxydation. Cette mesure prend plus de sens si l'on remplace l'expression demande en chlore par "dose de chlore" et "période de contact". Les produits finaux de la destruction de nombreuses substances par le chlore seront de l'acide carbonique, de l'acide chlorhydrique, et de l'eau. Mais beaucoup d'autres donnent des produits chlorés d'addition ou de substitution dont certains peuvent donner à l'eau des goûts et odeurs ou d'autres propriétés indésirables. Les meilleurs résultats sont généralement obtenus en oxydation chimique en utilisant la chloration à résiduel libre, éventuellement à des niveaux qui exigent une déchloration subséquente, bien qu'en général il soit désirable de pratiquer un prétraitement approprié pour enlever la matière organique avant l'oxydation chimique.

En se rappelant la diversité des corps organiques qui peuvent être présents dans les eaux polluées, on peut s'attendre à ce que certains soient pratiquement inertes à l'égard du chlore. Par exemple, étudiant un certain nombre de corps organiques non azotés, dont le glucose, lévulose, mannite, maltose, lactose, sucrose, raffinose, cholestérol et oléate de sodium, Guiteras et Schmelkes⁹ ont trouvé qu'en 15 min. seule la lévulose consommait une quantité appréciable de chlore. Les mêmes recherches faites par Allen et Brookes¹⁰ ont montré que des solutions de palmitate et acétate de sodium, glycérol, amidon, acétaldéhyde, furfurol, alcool méthylique, lactose, et glucose absorbent des quantités négligeables de chlore. Les substances ayant une demande appréciable en chlore comprennent acétone, acide ascorbique, et catéchol.

Les couleurs les plus communes des eaux contenant de la matière organique sont le jaune et le brun. Les produits responsables de ces couleurs sont d'origine végétale et dérivent généralement des constituants hydrosolubles et peptisables de l'humus du sol et, en certaines régions, de la tourbe. La présence dans l'eau d'au moins deux classes de substances humiques, les acides humiques et fulviques, peut être démontrée et leur comportement lors des processus d'oxydation est différent.¹¹ On pense que ces acides contiennent des groupes carboxyliques et phénoliques. La matière organique colorante est enlevée habituellement sans difficulté pour les processus de coagulation et de filtration, mais il est également possible d'amener une amélioration substantielle par oxydation chimique au chlore disponible libre.

On ne peut pas prévoir la mesure totale dans laquelle la décoloration par chloration au chlore résiduel libre, mais on peut prévoir entre 40 et 80%. D'autres mécanismes qu'une simple décoloration peuvent être en jeu.¹² Ainsi, le chlore peut aider à la floculation et à la précipitation des matières colloïdales par destruction oxydative d'un colloïde organique protecteur. Pour la

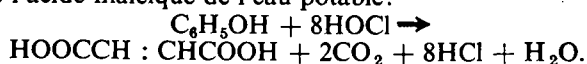
décoloration de l'eau des marais tourbeux, le chlore s'est montré plus efficace que le bioxyde de chlore.¹³ L'étude des réactions comparées du chlore et du bioxyde de chlore avec certains matériaux typiques comme urée, peptone et glucose ont montré que la réactivité du bioxyde de chlore n'est pas plus grande mais habituellement inférieure à celle du chlore.¹⁴

Outre les corps organiques d'origine naturelle, les eaux usées industrielles apportent à l'eau toute une série de composés organiques et il est impossible de déterminer la possibilité de les enlever par oxydation, sauf par des expériences qui dépendent elles-mêmes de l'existence de techniques analytiques convenables. On retrouve aussi des traces de produits chimiques organiques utilisés en agriculture, pesticides et herbicides. Ils peuvent donner des goûts et odeurs désagréables et, en outre, leur effet à long terme sur les hommes sont mal connus. Aly et Faust¹⁵ ont montré que ni le permanganate ni le chlore n'enlèvent les herbicides 2,4 D (dérivés de l'acide 2,4 dichlorophénoxy acétique bien que le premier puisse oxyder le 2,4 DCP (2,4 dichlorophénol). Robeck *et al.*¹⁶ ont montré que le chlore et le permanganate de potassium n'enlèvent pas les hydrates de carbone chlorés. L'oxydation du parathion produit un composé différent mais plus toxique.

Goûts et Odeurs

Dès 1919 Houston¹⁷ a mentionné les propriétés du chlore pour la destruction des goûts et odeurs et a montré dans plusieurs expériences ultérieures que plus on utilisait de chlore, plus certaine serait l'absence de goût après déchloration. L'expérience générale a prouvé depuis que beaucoup de corps odorants et sapides trouvés dans l'eau sont facilement oxydés et décomposés par le chlore si l'on atteint un résiduel de chlore libre et un temps de contact suffisant. Bays *et al.*¹⁸ ont attiré l'attention sur le fait que la considération des potentiels d'oxydation des agents oxydants normalement employés tend à faire préférer l'ozone, mais sans doute pour des raisons économiques et à cause de la nature intermittente et de la courte durée de la plupart des poussées de goût et d'odeur, le chlore est toujours l'agent oxydant le plus utilisé en Grande-Bretagne, mais il est généralement admis qu'à moins de pratiquer superchloration (break-point) et déchloration, et de laisser le temps de contact le plus long possible, il y aura peu ou pas d'amélioration pour les goûts et odeurs de terre ou de moisi.

Les phénols et composés phénolés posent un problème spécial car la moindre trace dans l'eau, bien qu'elle ne soit pas détectable au goût, peut donner avec le chlore des goûts de chlorophénol assez désagréables pour rendre l'eau imbuvable. Un grand nombre de travaux ont été consacrés sur la production de produits sapides par action du chlore sur des traces de produits phénolés dans l'eau. Burttschell *et al.*¹⁹ ont montré que le 2-chloro, 2,4-dichloro et 2,6-dichlorophénols étaient les composés sapides essentiels. Tout dépend du rapport chlore/phénol qui s'il est assez élevé, ne produit pas de composés sapides. Après le premier stade de formation des chlorophénols, l'oxydation par le chlore brise la structure cyclique et produit des dérivés de l'acide maléique de l'eau potable:



Lea et Morris²⁰ ont conclu que la chloration faite dans ce but doit être conduite avec le maximum de chlore libre dans l'intervalle de pH 7 à 8. L'ammoniaque est chloré environ cent fois plus vite que le phénol de sorte que s'il y a de l'ammoniaque dans l'eau on évitera virtuellement les goûts de chlorophénol. Ainsi, bien que la chloration au chlore résiduel soit le traitement normalement préféré en distribution d'eau, Whitlock¹²

recommande que, là où des toûts phénoliques proviennent du revêtement bitumineux des conduites de distribution, le chlore libre soit converti en chloramine par addition d'ammoniaque en stade final du traitement.

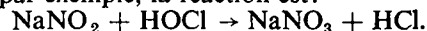
Il apparaît que les réactions entre bioxyde de chlore et phénol conduisent à la formation de trichloroquinone moins odorante et par nouvelle oxydation à plus haute dose de bioxyde de chlore, d'acide maléique. Mais l'emploi de fortes doses de bioxyde de chlore n'est pas recommandé pour le traitement final²¹ car même de faibles résiduels irritent la langue et provoquent des plaintes. Le bioxyde de chlore se transforme facilement en ion chlorite dont la toxicité semble assez élevée pour que la dose de bioxyde de chlore soit limitée à 0,3 mg/l comme prescrit en Allemagne de l'Ouest.

Métaux oxydables

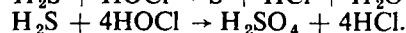
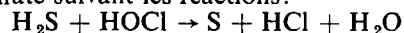
Deux métaux seulement sont en jeu, le fer et le manganèse. Dans les deux cas, la méthode préférée d'enlèvement est l'oxydation préliminaire et la précipitation comme hydroxydes. L'oxydation se fait si possible par aération, mais l'addition de chlore peut être utile au stade oxydation du traitement. Le manganèse est oxydé par le chlore résiduel libre mais la vitesse de réaction est faible à moins que le pH soit élevé, environ 10. Il faut fournir 1,25 mg/l de chlore libre par mg/l de manganèse à oxyder. Le fer est plus facilement oxydé dans une plus large gamme de pH, au moins 7,0, et chaque mg/l demande environ 0,6 mg/l de chlore. Il est dit que l'oxydation est aidée si l'on ajoute 0,2 mg/l de sulfate de cuivre, le cuivre agissant comme catalyseur.²² L'oxydation du fer et du manganèse par le chlore est généralement moins efficace et beaucoup plus lente que par le permanganate de potassium mais une application préalable de chlore pour oxyder certaines des substances réductrices présentes peut conduire à des économies dans l'emploi de l'oxydant plus coûteux. Pour enlever le manganèse, le bioxyde de chlore exige aussi un pH plus élevé pour être efficace, mais il est plus rapide que le chlore. Les chloramines n'entrent pas dans une mesure sensible dans ces réactions d'oxydation.

Autres agents inorganiques réducteurs

Les réactions entre le chlore et d'autres agents réducteurs inorganiques sont en général rapides. Les nitrites, dont des traces peuvent venir de la réduction des nitrates au contact du fer ou d'autres métaux ou de la contamination par les eaux usées urbaines ou industrielles, sont facilement oxydés par le chlore en nitrates, ce qui n'apporte aucun avantage au point de vue qualité de l'eau et représente simplement une perte généralement faible de chlore disponible. Si l'on prend le nitrate de sodium, par exemple, la réaction est:



Le seul autre agent réducteur inorganique qui risque de se trouver dans l'eau est l'hydrogène sulfuré qui peut provoquer des plaintes pour l'odeur. Si l'apparition dans l'eau souterraine est liée à l'activité de bactéries sulfate réductrices en anaérobiose. Dans les eaux de surface très polluées, il peut aussi provenir d'une décomposition bactérienne générale lorsque la réaération naturelle est insuffisante pour combattre la diminution de l'oxygène dissous. Suivant leurs proportions relatives, le chlore peut oxyder le sulfure soit en soufre élémentaire, soit en sulfate suivant les réactions:



La pratique montre que la seconde réaction prédomine là où les niveaux d'hydrogène sulfurés sont appréciables, cela correspond à une forte demande en chlore, et en ce cas, il vaut mieux garder l'oxydation par le chlore comme processus secondaire après que le gros de l'hydrogène sulfuré ait été éliminé par aération.

BIBLIOGRAPHIE

(Voir le texte anglais, page 5.)

2a. BIOXYDE DE CHLORE

Historique

Pendant de nombreuses années, le chlore a été la base de tous les procédés de désinfection pratiquement utilisés en distribution d'eau. C'est peut-être en partie à cause de son bon marché, mais aussi parce que c'est un réactif relativement facile à manipuler et à utiliser. Mais comme les besoins en eau continuent à s'accroître et comme on commence à envisager l'emploi de ressources qui, il y a quelques années, auraient été dédaignées, il devient de plus en plus évident que s'il est relativement simple de produire une eau saine, il n'est pas toujours facile d'obtenir un produit sans goût.

Après des travaux couronnés de succès aux Etats-Unis au début des années 40, particulièrement à l'usine Niagara Falls de New-York, l'emploi de ClO_2 se répandit rapidement en Amérique du Nord, et Aston²³ a résumé ses progrès dans un rapport de 1950.

L'emploi de ClO_2 visait à l'origine à enlever les goûts, la réglementation en vigueur dans beaucoup d'Etats américains stipulant un résiduel de chlore de 0,4 mg/l pour assurer une désinfection satisfaisante.

Il n'y a pas de norme fixée pour le chlore résiduel en Grande-Bretagne, mais il est intéressant de noter que le bioxyde de chlore y a été employé pour la première fois en 1961 à la suite de la méthode normale de désinfection.

La raison principale de l'emploi du chlore au captage de la Dee vient des goûts de chlorophénol qu'avait par moments l'eau traitée. La rivière reçoit des eaux usées d'usines chimiques à plusieurs kilomètres du point de rejet, et il arrivait même que les saumons pris dans cette rivière fameuse fussent teintés. Des rejets similaires dans la Severn avaient sérieusement affecté la fabrication de produits de conserve, donnant des goûts désagréables à des produits emballés comme la limonade, et le bioxyde de chlore avait été utilisé avec succès. Masschelein²⁵ avait généralement décrit des expériences semblables dans l'industrie de la conserve.

Il était aussi démontré que l'on pouvait confortablement introduire dans le réseau un résiduel assez élevé de ClO_2 sans plaintes des consommateurs, sa stabilité se comparant avec celle des chloramines, et que le contrôle bactériologique dans le réseau était aussi bon qu'avec le chlore ou la chloramine. Cela a été récemment démontré par Wallwork *et al.*²⁶

Jusqu'à 1950, plusieurs rapports de Ridenour²⁷⁻³⁰ ont démontré le pouvoir désinfectant satisfaisant de ClO_2 , et il a également été montré que ClO_2 , aux doses utilisées, n'augmentait ni ne produisait de mauvais goûts. De même, les teneurs élevées en ammoniac ne produisent pas une "demande de chlore", et l'une des conclusions est qu'il pourrait être possible que le traitement au ClO_2 soit plus économique que le traitement au chlore. Comme avec certains autres oxydants, il fut vite évident que le prétraitement de l'eau pour enlever les matières en suspension aide à l'efficacité du traitement au ClO_2 .

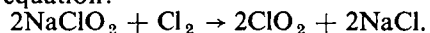
En 1950 Piper³¹ a publié un rapport où il disait que le prétraitement au ClO_2 donne de très bons résultats bactériologiques, mais ces résultats ne sont pas conformes à ceux obtenus par Atkinson²⁴ traitant une eau de rivière polluée. Celui-ci a trouvé que le prétraitement au ClO_2 à 1,0 mg/l avant coagulation au sulfate d'alumine, stade où le break-point était pratiqué, donnait une eau débarassée d'*E. coli*, mais exigeait une post-chloration pour enlever *Cl. perfringens*. Le traitement original de préchloration au breakpoint suivi par post-chloration au ClO_2 à 0,5 mg/l était le meilleur procédé. Les résultats ont été retrouvés par Granstrom et Lee.^{32a,b}

Il est difficile de contester les quatre conclusions d'Ingols en 1950 sur l'emploi du ClO_2 , à savoir:

- ClO_2 est très efficace comme bactéricide, virulicide, sporicide, et cysticide dans les eaux à faible teneur en matière organique.
- C'est la réduction de ClO_2 lui-même et non l'ion chlorite qui est efficace pour tuer les bactéries.
- ClO_2 peut être utilisé en toute sécurité en cas d'urgence en employant des doses plus élevées que la normale.
- Bien que ClO_2 soit plus coûteux que le chlore, il produit souvent une eau plus agréable au goût.

Préparation du bioxyde de chlore

ClO_2 est un gaz très toxique et explosif. On le produit donc généralement sur place par action d'une solution de chlore à 500-1000 mg/l avec une solution de chlorite de sodium à pH 2,5. ClO_2 est formé en solution suivant l'équation:



Les travaux de Granstrom et Lee³² ont montré que la réaction est stœchiométrique; mais pour que la réaction soit complète, on emploie un excès de chlore. Palin³⁴ en 1959 a indiqué d'autres méthodes de préparation à petite échelle, et de nouveaux travaux par le même auteur ont amené à la publication en 1960 de méthodes d'analyse de ce corps.

En 1966, un rapport d'Adams *et al.*³⁵ a résumé les travaux sur la mesure du chlore, bioxyde de chlore, ion chlorite, et chloramines, et donné le détail des méthodes de préparation normalisée et des techniques analytiques, mais en 1966 Masschelein³⁶ a indiqué une méthode spectrophotométrique d'analyse qui est presque spécifique pour la détermination de ClO_2 avec l'acide chrom violet.

Toxicité du bioxyde de chlore

En 1960 Enger³⁷ a signalé l'action nuisible potentielle pour l'homme de l'eau traitée au ClO_2 ; plusieurs laborantins avaient éprouvé un sentiment de faiblesse et des troubles gastrointestinaux après consommation d'eau contenant 0,7 mg/l ClO_2 . L'eau était prise dans le Rhin, et il est possible que ces troubles aient été dus à des produits de réaction car aucun autre cas de désordres semblables n'a été signalé.

Musil *et al.*³⁸ recommandent que le résiduel de chlorite soit nul en raison de ses effets sur l'oxydation de l'hémoglobine et de ses dangers possibles pour les bébés. Berndt^{39a} recommande aussi que le chlorite soit absent mais Hopf⁴⁰ prétend que sa présence peut être avantageuse.

Un rapport ultérieur de Berndt^{39b} consacre de longs développements à une revue exhaustive des procédés de traitement de l'eau, et suggère particulièrement que dans les piscines traitées en continu au bioxyde de chlore il se produit un enrichissement continu en chlore, en raison de la réduction de ClO_2 pendant le stade d'oxydation. Il a été également établi que le bioxyde de chlore dépend du pH, car en milieu alcalin il est réduit en chlorite et en milieu acide il donne du chlorure, et la possibilité de déséquilibre du ClO_2 augmente avec l'alcalinité de l'eau.

En dépit des suggestions de maladies associées au chlorite Silvey⁴¹ a proposé l'emploi du bioxyde de chlore pour contrôler les actinomycètes dans le réseau à des doses atteignant 8 mg/l, mais Van Haaren⁴² a signalé qu'en Allemagne Fédérale l'opinion est que la toxicité est telle que la dose maximale appliquée est 0,3 mg/l.

Lutte contre les goûts et odeurs

L'une des premières références en Grande-Bretagne⁴³

a résumé les résultats obtenus par l'emploi du bioxyde de chlore aux États-Unis et au Canada et donné la liste de ces applications pour réduire les goûts et odeurs dus à la chloration de l'eau contenant des algues, végétaux en décomposition, phénol, eaux d'égout, et certaines eaux usées industrielles et pétrolières. Elle insiste aussi sur l'intérêt de maintenir un résiduel dans tout le réseau.

L'eau de Columbia, Pa.,⁴⁴ était puisée dans une rivière très polluée par des eaux usées domestiques et industrielles, en particulier de mines. Le traitement chimique appliqué comprenait du charbon actif, et l'on ajoutait du bioxyde de chlore uniquement pour lutter contre les résidus phénoliques des effluents de cokeries. On a trouvé que lorsque l'on ajoutait ClO_2 à l'eau décantée, il survenait une coloration et lorsqu'on l'ajoutait dans les décanteurs, le colmatage des filtres était augmenté. Ces difficultés ont été surmontées en injectant ClO_2 à l'eau brute et à l'eau traitée.

Le rapport de Palin³⁴ en 1948 a discuté du traitement de l'eau par ClO_2 y compris la préparation, montrant que son emploi réduisait goûts et odeurs, particulièrement d'origine phénolique et certains troubles de goûts dus aux algues.

Wideman⁴⁵ en 1957 a rendu compte des effets de la pollution phénolique au service des eaux de Bâle. Il y avait contamination de l'eau souterraine par l'égout fissuré d'une usine à gaz; il fallut cinq ans pour venir à bout de ce problème; pendant ce temps la concentration en phénol fut en moyenne de 0,03 mg/l.

Bouille,⁴⁶ en 1967, a décrit l'emploi du bioxyde de chlore couplé avec l'ozone en traitement final après traitement chimique complet de l'eau de la Sarthe à goût de moisissure, mais ClO_2 n'était utilisé que pour la désinfection.

Rummel et Bauer⁴⁷ ont travaillé sur plusieurs rivières allemandes polluées, et ont montré que parfois après les traitements habituels et filtrations certains goûts et odeurs désagréables persistaient. L'ozonation à 0,5-1,0 mg/l se montre efficace, mais le bioxyde de chlore ne l'était pas toujours. Ces conclusions sont analogues à celles d'Atkinson sur la Dee en Grande Bretagne.

Shevchenko *et al.*⁴⁸ en 1966 ont démontré la nécessité de préchloration dans certaines circonstances avant d'injecter le bioxyde de chlore. Ces circonstances spéciales semblaient dues à la présence de mono- et de polyhydroxydes. Ces chercheurs ont montré que l'ordre d'efficacité du bioxyde de chlore était: monohydroxy phénol, substances humiques, di- et tri-hydroxy phénol, produits pétroliers. Ils ont aussi confirmé que la présence d'ammoniac n'affecte pas la dose de ClO_2 requise.

Un intéressant rapport par Wallwork *et al.*²⁶ en 1969 a décrit des expériences sur l'eau de la Test en Angleterre du Sud. Il mentionne le problème d'identification des phénols présents, et donne des détails sur l'emploi du bioxyde de chlore pour combattre les difficultés. La dose appliquée atteignait 0,5 mg/l, et même avec 0,2 mg/l de phénol les résultats étaient bons. Parmi les avantages de ClO_2 sur Cl_2 se trouvent:

- (a) Le pouvoir bactéricide n'est pas affecté par l'augmentation du pH;
- (b) Seuils de goûts élevés;
- (c) Grande stabilité dans le réseau;
- (d) Pas de combinaison avec l'ammoniac.

A Noël 1969 les citoyens de Huddersfield, Grande Bretagne,⁴⁹ découvrirent que leur eau potable avait un fort goût de chlorophénol. La cause fut rapidement attribuée au déversement clandestin de résidus de production de formaldéhyde. Les analyses montrèrent que la teneur en phénol de l'eau du barrage réservoir atteignait 3 mg/l. Ce captage fut mis hors service jusqu'à ce que cette teneur se soit abaissée à 0,3 mg/l et à ce moment on employa avec succès une dose de 0,8 mg/l

ClO_2 . En quelques semaines, la teneur en phénol diminua mais la dose de ClO_2 fut maintenue à 0,4 mg/l jusqu'à disparition du phénol.

Métaux oxydables et couleur

Dans son rapport de 1947 sur les goûts et odeurs, Kain⁴⁴ arrivait à la conclusion que ClO_2 se prêtait mieux à l'enlèvement du fer et du manganèse qu'à l'oxydation du phénol. Il pensait que le phénol pouvait être combattu par une augmentation de la dose de chlore. Onze ans plus tard, Griffin⁵⁰ publiait un rapport intitulé "Démanganisation par le chlore et le bioxyde de chlore" où il soulignait certaines difficultés d'enlèvement du manganèse en présence du fer. Il montrait que, bien que le manganèse se rencontre fréquemment avec le fer dans l'eau, il ne peut pas toujours être efficacement enlevé par les procédés normaux de déferrisation car le manganèse s'oxyde plus lentement; le bioxyde de chlore paraissait avoir des avantages certains sur le chlore. Ce résultat a été confirmé par Baker⁵¹ en 1959 dans un rapport sur les composés du chlore, établissant que le fer est oxydé plus rapidement par le chlore libre et le bioxyde de chlore que par les chloramines et les composés organiques chlorés, mais que le manganèse n'est pratiquement oxydé que par le chlore libre et le bioxyde de chlore. En passant, il établissait que le bioxyde de chlore seul pour enlever le phénol était impraticable: il faut également une préchloration.

Le rapport d'Ingols⁵² "Manganèse dans l'eau de l'industrie textile" soulevait quelques-uns des problèmes que l'on rencontre dans l'industrie du blanchiment et de la teinture, avec références particulières aux taches et aux changements de couleur dues à l'hydroxyde de manganèse. Le bioxyde de chlore était plus utile pour enlever le manganèse que le permanganate de potassium, le chlore, ou l'ozone.

Il y a peu de travaux spécifiques sur l'enlèvement de la couleur, mais Palin³⁴ a établi que ClO_2 est moins efficace que le chlore pour décolorer les eaux tourbeuses. Le travail de Samdal⁵³ sur "l'enlèvement de la couleur des eaux pures" comprenait des expériences avec ClO_2 et Cl_2 sur des eaux contenant des acides humiques et dont les couleurs atteignaient 20 à 50 degrés Hazen. Mais sa conclusion était que l'ozone est préférable à la coagulation et au traitement par le chlore.

Samdal et Myhrstad⁵⁴ ont fait d'autres travaux sur l'emploi du bioxyde de chlore pour l'eau colorée du service des eaux de Baerum en Norvège, utilisant maintenant l'ozone pour l'enlèvement de la couleur, et leurs intéressants résultats font l'objet d'un rapport intitulé "Comportement et détermination du bioxyde de chlore".

Enfin, le travail de Brink⁵⁵ en 1962 sur "la désinfection et l'oxydation des résidus industriels" est remarquable en ce qu'il comprend des résultats sur l'emploi de l'hypochlorite de sodium, du chlore, du bioxyde de chlore, et de l'ozone, mais l'attention est aussi attirée sur l'emploi de ces corps pour le traitement des eaux résiduaires cyanurées.

2b. OZONE

Le pouvoir oxydant de l'ozone est utilisé en traitement d'eau pour obtenir un ou plusieurs des résultats suivants:—

- (i) Pour enlever la couleur provenant du fer et du manganèse ou de la tourbe;
- (ii) Pour éliminer les goûts et odeurs y compris ceux dus à la présence de chlorophénols;
- (iii) Pour enlever les pesticides et autres corps organiques tels que détergents synthétiques, herbicides, etc.;
- (iv) Pour désinfecter l'eau et inactiver les virus.

Les méthodes de production, d'introduction et de mesure de l'ozone ont été discutées au Congrès de

Stockholm 1964 de l'AIDE, et nous n'avons pas l'intention de reprendre cette discussion. Le sujet en discussion est simplement l'oxydation; et Gomella⁵⁶ a suggéré que les réactions d'oxydation de l'ozone peuvent suivre l'une ou l'autre de ces voies:

(i) Oxydation directe par perte de l'un des atomes d'oxygène. Cette réaction puissante est comparable à celle des autres agents oxydants habituels.

(ii) Oxydation directe par addition d'une molécule d'ozone à la substance oxydée, première étape du processus chimique d'ozonolyse, c'est-à-dire formation d'ozonides instables, puis craquage de ces composés oxydes. Selon Harries l'ozone est attachée directement aux doubles liaisons et il se forme ensuite des groupes aldéhydes aux points de craquage.

Harries indique également qu'il n'est pas nécessaire que la chaîne carbonée se brise d'abord à la double liaison; la fission peut aussi bien se produire à une liaison proche de la double liaison, ce qui amène une grande variété de produits de craquage. On peut donc voir comment la destruction de la matière organique s'accomplit. Nous devons mentionner à cet endroit la formation de ce que l'on appelle "écume" ou comme signalé par Van Haaren⁵⁸ le produit d'allure grasseuse qui se produit après ozonation des eaux tourbeuses, spécialement en présence de fer. Cela montre qu'avec de telles eaux, l'ozonation ne doit être utilisée que pour le traitement final après prétraitement approprié, c'est-à-dire enlèvement de la couleur.

(iii) Oxydation par effet catalytique favorisant le rôle oxydant de l'oxygène dans l'air ozoné. Ce processus n'est pas réellement catalytique puisque l'ozone n'est pas retrouvée intacte par la suite, mais certains chercheurs pensent que ce processus est celui qui donne à l'ozone ses propriétés bactéricides et virulicides par destruction directe de protéines et des acides aminés. On ne peut donc assez insister sur le fait que la dose d'ozone et le temps de contact doivent être appropriés: il semble que l'ozone ait un effet "tout ou rien" (Brigmann,⁵⁹ Ingols et Fetner,⁶⁰ Hoather⁶¹).

Cependant, l'oxydation directe impliquant la perte d'un atome d'ozone est responsable de certains des effets les mieux connus de l'ozone, les sels ferreux solubles étant précipités en sels ferriques insolubles, le manganèse étant semblablement oxydé, mais on a aussi montré que l'oxydation directe avec formation d'ozonides a une grande importance, cette réaction étant responsable de la disparition complète des goûts, odeurs, et couleur, et au moins pour l'enlèvement partiel d'autres micropolluants tels que pesticides et détergents.

Goûts et odeurs

En ce qui concerne particulièrement l'eau potable provenant des rivières, les goûts et odeurs peuvent provenir de pollutions naturelles ou artificielles (Hallopeau⁶²). La pollution naturelle se présente généralement de la façon suivante:—

- (a) Matière colorée, telle qu'acides humiques et fulviques, algues et plancton, ces derniers pouvant se développer à cause des engrais utilisés dans le bassin versant;
- (b) Matières minérales telles que fer et manganèse dissous ou entraînés par l'eau dans son passage sur ou dans le sol.

La pollution artificielle est provoquée par les activités humaines:—

- (c) Eaux usées industrielles et domestiques telles que détergents, goudrons, glycérides, et particulièrement effluents des usines chimiques;
- (d) Agriculture: engrais, pesticides, et herbicides.

L'oxydation destructive du type (iii) est nécessaire pour enlever les goûts et odeurs. D'autres oxydants sont parfois utiles mais l'ozone peut même enlever les

goûts de chlorophénol qui apparaissent parfois dans les eaux après chloration. Moore⁶³ a mentionné l'emploi de l'ozone dans l'industrie des boissons édulcorées où la chloration n'enlève pas toujours les goûts terreux. Il mentionne cependant que si l'on utilise trop d'ozone, l'ozone résiduelle peut affecter la saveur du produit et que l'enlèvement de l'ozone en excès est désirable, ce pourquoi un certain temps de contact est préférable à l'aération par cascade. Dans son rapport, il fait également allusion à la présence de manganèse qui renforce la couleur.

Enlèvement de la couleur

Historiquement, l'ozone a été d'abord utilisée seulement pour la désinfection, mais ultérieurement sa valeur comme agent décolorant a été largement appréciée (Whitson,^{64a,b} Nyberg,⁶⁵ Brekken,⁶⁶ O'Donovan⁶⁷). De nombreuses eaux du Nord de l'Angleterre et d'Ecosse sont souvent très colorées par la tourbe. Généralement, la couleur est enlevée par les méthodes chimiques de coagulation classique, mais après un travail de recherches approfondies, la ville de Manchester a finalement décidé de construire une station de traitement utilisant l'ozone pour l'enlèvement de la couleur. Le procédé consiste à préchloration jusqu'à 3 mg/l ce qui après contact enlève jusqu'à 50% de la couleur et désinfecte également l'eau, puis filtration rapide suivie d'ozonation finale à 3 mg/l et correction de pH à 8,5. Ce procédé est très semblable à celui du service des eaux du Loch Turret (Campbell^{68a,b}) mais utilise la filtration rapide au lieu de micro-tamassage.

La couleur de l'eau brute de Manchester, qui atteint 30 degrés Hazen, vient presque uniquement des acides humiques, mais il y a également des traces de fer et de manganèse qui ne sont pas suffisantes pour créer de sérieux problèmes. On a observé que la présence de manganèse dans l'eau donne par ozonation une couleur rose temporaire qui devient ensuite brune (Palin⁶⁹).

Black et Christian⁷⁰ dans un rapport de 1963, ont suggéré un mode d'action de l'ozone sur la matière colorante. L'ozone réagit avec les bandes moléculaires des acides humiques et fulviques et les matières colorantes restent dans l'eau, mais sans les propriétés qui leur donnent de la couleur. Van Haaren⁵⁸ a étudié particulièrement les acides humiques et l'ozone. Ces chercheurs confirment également les résultats obtenus à Manchester sur les avantages économiques de la préchloration suivie par une ozonation finale.

On a indiqué que la correction des pH après ozonation pourrait amener un retour de la couleur, mais lors des travaux de Manchester ce problème ne s'est pas rencontré. Hall⁷¹ a reporté qu'après ozonation pour décoloration d'une eau écossaise, de grandes quantités de fer et de matières organiques se sont déposées dans les conduites et les réservoirs de distribution, d'où plaintes des consommateurs, et que de nombreuses Aselles et autres organismes se sont développés sur ces détritus.

Matières oxydables

La couleur de l'eau est souvent due à la présence de fer et de manganèse (Whitson 1947⁷²) mais normalement ces matières sont enlevées par d'autres méthodes avant ozonation, car Palin a montré que l'oxydation du fer et du manganèse peut quelquefois augmenter la couleur de l'eau. Rawson et Fuller⁷³ ont établi que le fer et le manganèse interfèrent avec l'ozonation mais cet effet est négligeable jusqu'à 1,6 mg/l Fe et 0,20 mg/l Mn. Cependant, en certaines circonstances, l'ozone réagira avec Fe et Mn organiquement liés pour produire des hydroxydes insolubles (Ingols et Fetner⁷⁴), d'où le phénomène de floculation mentionné dans le travail de Boucher^{75a} sur la démicellisation.

On a retrouvé une réaction similaire dans la précipitation de certains polyphénols et ce procédé a été utilisé dans le Centre de la France à Roanne.

Il est intéressant de noter que l'enlèvement du manganèse exige habituellement un oxydant convenable et un pH d'au moins 8,5 ; l'ozone le manganèse à l'état précipité à un pH d'au moins 6,5.

Phénols, herbicides, etc.

Beaucoup de travaux ont été consacrés à l'oxydation des phénols, et il a été démontré qu'au niveau d'ozonation exigé pour éliminer bactéries et virus, les phénols et corps analogues sont facilement détruits.

Certains travaux sur le Dnieper en U.R.S.S., où les phénols et corps analogues peuvent exister jusqu'à 10 mg/l, ont montré qu'un contrôle du pH et des niveaux convenables de contact de l'ozone sont nécessaires. La préchloration réduit la vitesse de destruction des phénols élevés mais facilite la désodorisation.

Buecher *et al.*⁷⁶ ont particulièrement étudié les pesticides, classés sous les rubriques hydrates de carbone chlorés ou organo-phosphorés. Nicholson⁷⁷ a montré que les organo-phosphorés sont relativement faciles à hydrolyser, mais que les hydrates de carbone chlorés sont très résistants. Buecher a trouvé que l'ozone convenait pour traiter ces corps persistants. Son travail confirme qu'il faut de fortes doses d'ozone. Swenson⁷⁸ a donné des informations sur la valeur de l'ozonation après ce que l'on a appelé incident de Montebello au cours duquel du 2,4-D a été déversé près d'un captage. Les principaux troubles concernaient le goût et l'odeur, mais il y avait évidemment des effets à long terme en raison du passage lent des matériaux du sol à l'eau.

Gomella⁵⁶ a également brièvement discuté l'effet de l'ozone sur les détergents et, d'après sa propre expérience en France, il a noté que l'on peut enlever jusqu'à 90% quand le traitement comprend une ozonation finale à 2,5-4,0 mg/l. Il a en outre montré que la quantité d'ozone nécessaire était de l'ordre de 3 mg d'ozone par mg d'ABS.

BIBLIOGRAPHIE

(Voir le texte, page 8)

TROISIÈME PARTIE: PERMANGANATE DE POTASSIUM

Bien qu'il ait été utilisé pour la première fois par Houston⁷⁹ en 1913, ce n'est que depuis dix ans que l'on a pratiquement employé le permanganate de potassium dans le traitement de l'eau. La couleur pourpre de ce produit est son propre indicateur, et la dose convenable se détermine facilement par jar test en utilisant les durées correspondant aux temps de séjour dans les ouvrages. Le point normal d'introduction est au mélange rapide lors du prétraitement, où il est compatible avec tous les réactifs de prétraitement usuels. La dose de permanganate n'est pas critique et l'excès est retenu par les filtres. En même temps, il faut éviter un surdosage de ce réactif relativement coûteux.

Son utilisation doit être chaque fois suivie d'une filtration pour retenir le bioxyde de manganèse insoluble qui est formé. On peut employer une aération ou une chloration avant le permanganate car l'oxydation de certaines substances réductrices présentes dans l'eau, comme le fer ferreux, économisera l'oxydant plus coûteux. Mais on recommande⁸⁰ de ne pas chlorer avant le permanganate s'il y a des contaminants organiques, surtout phénols, qui peuvent donner des dérivés chlorés causant de sérieux problèmes de goûts et d'odeurs.

Matière organique

La traitement au permanganate est avantageux pour l'enlèvement de la couleur organique due aux acides humique et fulvique. Outre la matière organique d'origine naturelle, la présence dans l'eau de résidus de produits

synthétiques ou organiques nouveaux peut amener de nouveaux problèmes pour la production d'une eau saine. En traitant ces traces de produits organiques par le permanganate, on a montré⁸¹ que certaines fractions de ces résidus sont facilement oxydées, d'autres sont moyennement résistantes et certaines subissent une oxydation extrêmement limitée.

Ensuite⁸² on a recherché les effets du permanganate sur certains composés organiques purs, pour aider à interpréter les réactions du permanganate dans les eaux de rivière naturelles. Divers mécanismes ont été proposés pour l'oxydation des composés étudiés: la conclusion a été entre autres que les aldéhydes, amines, alcools aromatiques et acides carboxyliques, cétones, alcools aliphatiques, acides hydroxyles, acides aminés, et certains esters ne sont pas facilement oxydés. L'anneau benzénique du phénol et de l'aniline semble facilement brisé par l'oxydation due au permanganate.

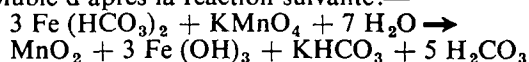
Goûts et odeurs

En Amérique, le permanganate s'est révélé efficace pour enlever les goûts et odeurs et le bioxyde de manganèse hydraté précipité peut jouer un rôle secondaire comme adsorbant. Les goûts et odeurs enlevés par cette oxydation-adsorption comprennent ceux des eaux usées industrielles, des corps pour l'agriculture, des poissons, de la végétation en décomposition, et des actinomycètes. Le permanganate détruit les goûts et les odeurs dits de moisi, de terre, de bois, d'herbe, de poisson, médicinales, chimiques, et d'iodoforme. La plupart des composés organiques provoquant ces goûts et odeurs n'ont pas été identifiés. L'analyse d'extraits sur filtre à charbon a indiqué la présence d'acides organiques, aldéhydes, cétones, nitrates, alcools, esters, carbamates, mercaptans, et oléfines.⁸³

On a occasionnellement employé du permanganate en Angleterre pour enlever les odeurs de moisi et de terre produites par la matière organique et les croissances biologiques. On a eu un succès remarquable⁸⁴, par exemple, en traitant l'eau de la Severn à 1 à 2 mg/l de permanganate en conjugaison, et il est recommandé de n'appliquer le charbon actif qu'après que la couleur du permanganate ait disparu.

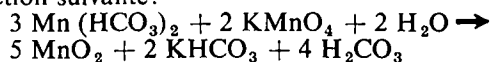
Fer et manganèse

Théoriquement, 1 mg/l de fer ferreux exige 0,94 mg/l de permanganate pour son oxydation en fer ferrique insoluble d'après la réaction suivante:—



En pratique la dose est habituellement plus faible, environ les deux tiers de la teneur en fer, ce que l'on attribue à des oxydations secondaires⁸⁰.

Dans le cas du manganèse, la dose employée est habituellement voisine de la dose théorique pour l'oxydation en manganèse tétravalent insoluble, c'est-à-dire deux fois le montant de manganèse indiqué par la réaction suivante:—



Mais on a prétendu que le bioxyde de manganèse, agissant comme adjuvant de filtration, peut conduire à quelque réduction des besoins théoriques.

Le permanganate assure une oxydation bien plus efficace du fer et du manganèse que le chlore, et la réaction est indépendante de la quantité de fer ou manganèse soluble qui peut être ainsi oxydée⁸³. Les réactions sont rapides, sauf en présence de concentrations appréciables de matière organique oxydable ou d'hydrogène sulfuré, où il faut jusqu'à 20 min. de contact avant la filtration.

Sulfures

Dans l'oxydation des sulfures par le permanganate, environ les $\frac{3}{4}$ des sulfures sont convertis en sulfates, le

solde étant apparemment adsorbé comme soufre élémentaire par le floc produit⁸⁷. Chaque mg/l d'hydrogène sulfuré exige environ 6,2 mg/l de permanganate à pH neutre et température d'eau souterraine normale. Pour enlèvement complet, il faut ajouter du permanganate

jusqu'au moment où toute addition supplémentaire amènerait une coloration rose permanente.

BIBLIOGRAPHIE

(Voir le texte anglais, page 9.)

Optimisation de l'emploi des ressources en eau: Technique et Economie

par

A. WIENER

Président, Water Planning for Israel, Ltd., Tel Aviv.

1. INTRODUCTION

La planification à long terme globale et l'optimisation de l'emploi des ressources en eau prennent de plus en plus d'importance car un nombre croissant de centres urbains en développement rapide doivent rechercher leur eau de plus en plus loin. En général, on n'adopte de planification globale à long terme que lorsque les problèmes d'alimentation en eau deviennent critiques. Dans le cas du réseau de distribution d'eau national de l'Etat d'Israël, utilisé à la fois pour l'irrigation et pour la desserte des collectivités, une stratégie et des critères de développement à long terme visant à une conservation maximale de l'eau ont été établis dès le début de son développement intensif (c'est-à-dire à la création de l'Etat d'Israël en 1948) en vue de tirer au maximum sur les ressources disponibles. Le présent rapport expose brièvement les principes à la base de ce développement, et utilise l'histoire du développement d'Israël pour illustrer ces principes.

2. GEOMETRIE DES RESSOURCES ET DES BESOINS

On peut dresser la carte des relations ressources-besoins en utilisant une géométrie multi-dimensionnelle qui comprend, outre les trois dimensions familières de la géométrie d'Euclide (les deux dimensions du plan et la profondeur, représentée ici par l'énergie potentielle de l'eau) une dimension pour le temps, une pour le débit, une pour la qualité de l'eau (biologique, chimique, et physique). A l'aide d'une telle géométrie, nous pouvons préparer une série de cartes de notre réseau original de ressources (et de ses modifications par les interventions subséquentes de l'homme) et une série de cartes semblables représentant la fonction besoins (à ce stade considérée comme indépendante de la fonction ressources). Je propose d'appeler la première géométrie des ressources et la seconde géométrie des besoins. En raison de la nature stochastique des fonctions représentées dans la géométrie des ressources, la carte des ressources montrera des valeurs paramétriques de distribution probabilistes plutôt que déterministes; en raison des incertitudes liées à la prévision de l'avenir, la fonction besoins devra être représentée par des intervalles de valeurs paramétriques plutôt que par des séries de valeurs uniques dans le temps.

Dans une telle représentation, la mise en valeur de ressources en eau équivaldrait à une "valorisation" de certaines parties de la géométrie des ressources (ou plus exactement des aspects dimensionnels spécifiques de la géométrie des ressources) en accord avec les besoins et spécifications de la géométrie des besoins. Cette valorisation implique des interventions techniques qui, naturellement, supposent des investissements financiers (c'est le travail qu'il faut accomplir pour surmonter les "discordances" entre la géométrie des ressources et celle des besoins). La consommation de l'eau impliquera

à son tour la création d'eaux usées, qui superposeront à la géométrie des ressources une *géométrie des pollutions*. Pour vaincre ou contrebalancer la détérioration de la géométrie des ressources causée par cette superposition, des mesures spécifiques de valorisation seront nécessaires.

Tant qu'une conformité raisonnable prévaudra entre les géométries des besoins et des ressources (cette dernière modifiée par la géométrie de la pollution), nous pouvons confiner la surface de planification des distributions d'eau collectives à des zones spécifiques limitées de besoins et à leurs zones "les plus proches" correspondantes de la géométrie des ressources. Avec le temps, cependant, la géométrie des besoins aura tendance à développer des pôles de croissance rapide et, sauf au cas où la situation des ressources est très favorable, nous pourrions avoir rapidement à faire face à des pôles de besoins dont les exigences ne pourront plus être couvertes par le secteur original de la géométrie des ressources. Nous devrions alors étendre la surface de planification (c'est-à-dire la portion de la géométrie des ressources, y compris la pollution, et des besoins prise en considération dans la planification concrète) et recourir à des interventions de "valorisation" plus extensives et plus complètes. Si ces discordances entre les géométries des ressources et des besoins s'aggravent, nous pourrions finalement être obligés de prendre en considération toute une région ou même le territoire national en entier.

En d'autres termes, au fur et à mesure du développement des pôles de pénurie, notre planification doit s'étendre. Cette escalade de l'extension ne sera naturellement pas limitée à l'expansion des dimensions en plan, mais s'appliquera à toutes les dimensions de la géométrie des ressources, de la pollution et des besoins; elle impliquera le recours à un horizon temporel plus éloigné, des considérations sur la lutte contre la pollution, l'emploi combiné de réservoirs superficiels et souterrains (utilisant à plein les avantages relatifs de l'un et l'autre), l'utilisation de conditions transitoires (surtout en ce qui concerne les formations souterraines) jusqu'à ce qu'on atteigne un état stationnaire et, dans les cas extrêmes, le recours à des ressources inhabituelles moins attractives, la modification du cycle hydrologique dont dépend la géométrie des ressources, et, finalement, l'emploi d'eau douce artificielle.

La stratégie qui gouverne la planification du développement dans une telle situation des ressources serait d'établir les modèles de séquences de développement et de gestion des ressources qui assurerait le plus haut degré de conservation de l'eau qui puisse être justifié dans la situation des ressources existante et anticipée.

Naturellement, les ressources en eau ne constituent pas toujours la pénurie critique et dominante; en beaucoup de pays, la pénurie dominante sera le "travail"

nécessaire pour "valoriser" une géométrie des ressources en eau généralement convenable pour répondre à une croissance rapide de la géométrie des besoins, c'est-à-dire les investissements financiers. Dans de telles situations, la stratégie sera de maximaliser la "valeur actuelle" des courants de services qui peuvent être réalisés avec la ration de capital disponible pour le développement des alimentations en eau collectives.

L'adoption d'un horizon à long terme et d'un espace suffisamment vaste de ressources, besoins, et pollutions ne doit pas être reculée jusqu'à ce que nous soyons effectivement en face d'une situation critique, car un tel délai pourrait nous faire perdre les options de développement les plus attrayantes. Ils doivent être adoptés le plus tôt possible, mais il nous faut nous contenter initialement d'une esquisse de programme grossière servant de principe d'orientation du travail de développement courant. La mise en valeur des ressources hydrauliques de l'Etat d'Israël a été basée sur une telle stratégie.

3. LE RESEAU NATIONAL D'ISRAEL

Israël est une étroite bande de terre qui s'étend sur la partie méridionale du rivage de la Méditerranée orientale; elle est caractérisée par un climat méditerranéen qui varie du semi-aride au nord (avec des chutes de pluie annuelles allant de 400 à 500 mm dans les plaines et les piémonts, à 500 à 700 mm dans les montagnes) à aride dans le sud. La pluie est concentrée à cinq mois d'hiver. Les ressources en eau fournies par ces pluies, bien que quelque peu augmentées par l'écoulement provenant de l'amont des besoins dans l'angle nord-est du pays, drainé par le Jourdain, sont extrêmement limitées. La portion utilisable des ressources en eau d'Israël a été estimée à moins de 1,5 milliards de mètres cubes. Plus de la moitié de ce total est formé d'eau souterraine, surtout dans les deux étroites formations qui s'étendent sur presque toute la longueur de la côte d'Israël, le reste se composant d'eau de rivière, de sources, d'inondations intermittentes, et d'eau d'égout réutilisée.

Une faible partie seulement des ressources en eau actuelles d'Israël était accessible aux peuples qui occupaient le pays aux temps historiques. Il n'est pas étonnant que l'eau ait été le centre d'intérêt des habitants de la Méditerranée orientale depuis des temps immémoriaux. Les chapitres de la Genèse qui décrivent la vie des ancêtres d'Israël en *Canaan*, il y a presque quatre mille ans, abondent en références à l'eau et aux puits. Parmi les restes archéologiques des deux mille ans d'histoire avant et les cinq cents ans après le Christ, les installations pour l'interception, la conservation, et l'utilisation efficace de l'eau sont parmi les plus spectaculaires.

En fait, un bureau d'études moderne, ayant à sa disposition la technique moderne, ne pourrait pas améliorer le système très efficace de conservation de l'eau mis en oeuvre par les *Nabatéens* qui habitaient le désert du *Neguev*. Les Nabatéens ont mis au point, avec une patience et une ingéniosité infinies, des façons très efficaces de conserver les maigres ressources en eau du désert, alimentées par une pluie annuelle extrêmement irrégulière d'environ 150 mm, pour fournir de l'eau aux hommes et aux animaux et pour irriguer les cultures.

A la suite des ravages de la guerre, les ouvrages de conservation de l'eau et les terrasses furent abandonnées et tombèrent en ruine. Ce n'est qu'au début du siècle que la technique moderne de conservation de l'eau rendit possible la conservation et la mise en oeuvre sur une grande échelle des ressources hydrauliques d'Israël. Mais, jusqu'à la formation de l'Etat d'Israël, le domaine de mise en oeuvre des ressources hydrauliques était extrêmement limité: l'irrigation était confinée à moins de 20 000 ha sur environ 450 000 ha de terre arable et

les distributions d'eau étaient insuffisantes et ne pouvaient pas satisfaire la croissance de la population.

Une ère explosive de *croissance de la population et d'expansion* économique suivit. A partir d'une population juive de 650 000 âmes en 1948, Israël supporta pendant quelques années un flot de quelques 200 000 nouveaux immigrants par an. La nécessité de faire pousser aliments et textiles et de fournir de l'eau domestique et industrielle pour cette population rapidement croissante rendit obligatoire un *développement accéléré* des ressources hydrauliques d'Israël, d'autant plus que l'*accent principal*, pendant la première décennie de la croissance d'Israël, était mis sur une *agriculture intensive* qui, avec le climat du pays, est irréalisable sans irrigation. Comme les immigrants étaient rapidement établis dans des villages très dispersés, la nécessité de fournir de l'eau pour leur survie et leur subsistance devint impérative.

Dès le début, les planificateurs comprirent que l'inventaire global de l'eau du pays était extrêmement limité, très inégalement et très défavorablement distribué, et sujet à des fluctuations climatiques assez importantes.

Les ressources hydrauliques d'Israël sont également situées très défavorablement par rapport aux principales régions consommatrices, car les ressources principales sont situées à l'extrême nord-est du pays alors que les besoins sont concentrés au centre et au sud; en outre, le potentiel énergétique de ces ressources est négatif, car près du quart de l'électricité produite en Israël est utilisé pour refouler l'eau aux altitudes requises.

Ce n'est que par une étude et une gestion très poussées des ressources hydrauliques du pays que l'on pouvait trouver une solution satisfaisante aux besoins rapidement croissants à couvrir, et une telle étude, en raison de la rareté de l'eau, devait être conçue dans le cadre d'un plan national d'ensemble. D'un autre côté, la croissance explosive de la population et de l'économie rendaient impératif un prompt démarrage des travaux de développement.

Placé devant cette dichotomie entre la planification à long terme et les besoins à court terme, le planificateur choisit une approche pragmatique, à deux branches: un plan maître général fut dressé dès la première année de la fondation de l'Etat, concurremment avec la sortie de projets à court terme locaux et régionaux. Ces projets, tout en couvrant convenablement les besoins à court terme anticipés, étaient conçus pour s'insérer dans le cadre général du plan maître national.

Grâce à cette approche pragmatique, de rapides progrès furent faits à la fois pour la mise en oeuvre d'une *première génération de projets* basés sur les ressources en eau locales, et pour l'élaboration du plan maître national. Ainsi, le planificateur fut-il bientôt en mesure de produire les plans d'une *seconde génération de projets* conçue pour couvrir les déséquilibres régionaux entre la disponibilité des ressources et les besoins. Ce groupe de projets régionaux de la seconde génération fut d'emblée intégré dans le plan maître national.

A la fin des années 50, la plupart des plans régionaux étaient achevés ou bien avancés, et le travail était commencé sur la principale caractéristique d'intégration du réseau hydraulique d'Israël, le plan du Jourdain représentant la *troisième génération de projets*. Ce projet avait un triple objectif: l'objectif le plus évident était de transférer une partie de l'eau du seul fleuve substantiel d'Israël*, le Jourdain, de l'angle nord-est du pays aux principales régions de consommation du centre et du sud d'Israël; la tâche la moins voyante, mais au moins aussi importante, est d'interconnecter les nombreux réseaux locaux (première génération) et régionaux

*Substantiel pour un petit pays semi-aride comme Israël. Son débit annuel de quelque 1,2 milliards de m³ serait difficilement considéré comme substantiel aux Etats-Unis.

(deuxième génération) construits dans la longue et étroite bande côtière, dans laquelle la majorité des Israéliens vivent et travaillent, en un réseau intégré (Fig. 1).

L'objectif le moins évident, et le plus complexe, du réseau du Jourdain est l'interconnexion du seul réservoir superficiel important d'Israël, la mer de Galilée, avec le très important réservoir régulateur cyclique constitué par les deux principales formations souterraines qui s'étendent du nord au sud le long de la côte. Cette fonction d'intégration et d'interconnexion est réalisée par une grosse conduite en charge de 20 m³/s de capacité qui court de la mer de Galilée jusqu'au centre d'Israël et qui se divise de là vers le sud en deux conduites plus petites à peu près parallèles.

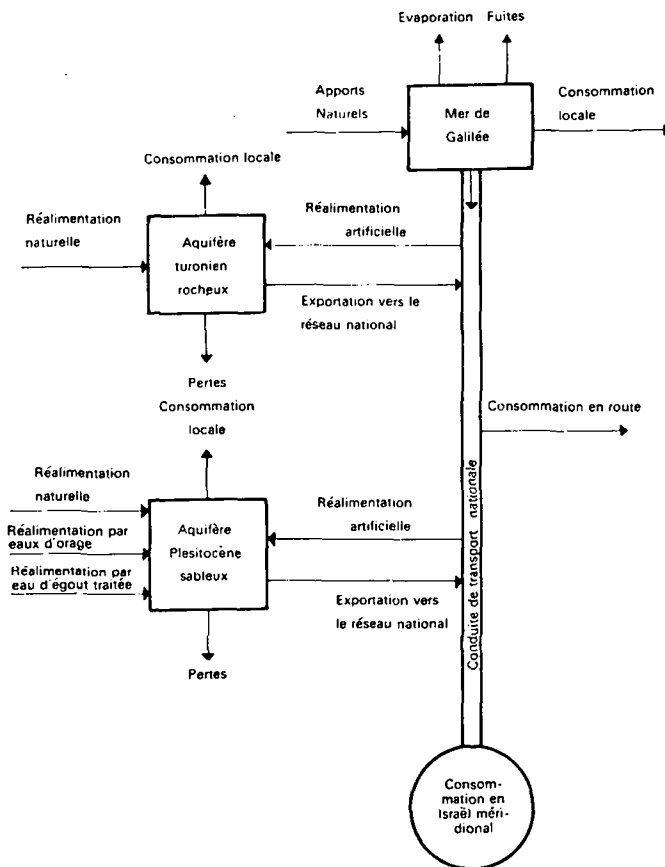


Fig. 1
Réseau hydraulique d'Israël

Deux stations de pompage principales, et un certain nombre de plus petites, relèvent l'eau depuis la mer de Galilée (210 m au-dessous du niveau de la mer jusqu'au niveau dicté par les principaux usages de l'eau (environ 150 m d'altitude). Par superposition de ces ouvrages d'intégration et des réseaux hydrauliques ultérieurement construits, les installations très dispersées de conservation et de distribution d'eau d'Israël ont été transformées en un réseau pleinement intégré. Ainsi, par analogie avec un réseau maillé d'électricité, les diverses ressources en eau superficielle, souterraine, et recyclée peuvent maintenant être utilisées suivant leur disponibilité et les besoins, et un modèle de gestion a été réalisé à l'échelle nationale pour minimiser les pertes du réseau et pour utiliser au mieux l'eau du pays.

L'établissement d'un réseau maillé physique (appuyé par une législation convenable promulguée concurremment) a permis d'établir une politique optimisée de gestion des ressources en eau nationales et de mettre en œuvre cette politique en fonction des conditions climatiques courantes et des besoins en eau.

Pour donner toute la souplesse d'emploi de l'eau,

emploi direct aussi bien que réalimentation des nappes souterraines, qu'un tel réseau implique, le réseau national d'Israël maintient de l'eau de qualité potable dans tout le réseau.

Au stade suivant de développement, quatrième génération de projets, l'attention fut centrée sur ce qu'on appelle habituellement, faute de mieux, les ressources en eau non classiques utilisées principalement de la façon suivante:

Sophistication extrême de la gestion des eaux souterraines, donnant la possibilité d'utiliser non seulement une proportion sans précédent de la réalimentation annuelle courante, mais aussi des stocks non renouvelables accumulés au cours des périodes géologiques, aussi bien que d'introduire des manipulations pour régler et contrôler la salinité de l'eau, qu'elle soit d'origine naturelle ou qu'elle provienne des mesures de gestion de l'eau et de l'activité économique humaine;

Interception des crues intermittentes qui, en raison de leur occurrence sporadique et très concentrée sont difficiles à conserver à des prix économiquement justifiables, par une combinaison de réservoirs souterrains de stockage plus étendus;

Récupération des eaux d'égout, généralement après un traitement complet enlevant non seulement les polluants biologiques, mais aussi la plupart des corps fertilisants inorganiques, combiné avec l'infiltration dans le sol; des volumes moins importants d'eau d'égout sont détournés pour des emplois directs sélectifs après avoir reçu simplement un traitement partiel;

Augmentation des pluies par ensemençement des nuages qui s'est montré réalisable après des expériences à grande échelle s'étendant sur huit ans.

La réalisation, au cours des deux dernières décennies, des quatre générations de projets a rendu possibles d'importants progrès économiques: l'utilisation de l'eau s'est accrue de 17 à environ 95% du potentiel des ressources; l'irrigation est passée de 30 000 à 180 000 hectares, les produits agricoles, provenant surtout des terres irriguées, d'une valeur annuelle inférieure à 70 millions de dollars à presque 600 millions; la population desservie en eau par un réseau convenable a crû de 500 000 à 3,1 millions* et la valeur annuelle de la production industrielle, qui dépend largement de l'eau, de quelques centaines de millions à quatre milliards de dollars.

La cinquième génération de projets qui sera mise en œuvre dans les années soixante dix est nécessairement confinée aux ressources non classiques:

Economie plus poussée de l'eau pour les emplois agricoles, collectifs, et industriels par introduction d'appareils économisant l'eau et d'incitations;

Extension du recyclage des eaux usées;

Emploi sélectif d'eaux saumâtres et dessalement de ces eaux pour les usages sensibles au sel;

Adoption, à la fin de la décade, du dessalement à grande échelle de l'eau de mer; à ce moment, les emplois agricoles d'ordre économiquement inférieur seront soit remplacés par des emplois d'ordre supérieur, soit significativement valorisés dans leur utilisation efficace de l'eau. Comme, à ce stade, le dessalement sera nécessaire à la fois pour couvrir les déficiences quantitatives et pour améliorer par dilution la qualité des distributions existantes, il aura l'avantage économique d'une opération doublement profitable.

Dans les limites du présent rapport, il n'est pas possible de donner une description complète de diverses mesures de "valorisation" adoptées pour couvrir les besoins et pour satisfaire en même temps à la stratégie globale de conservation. Nous nous limiterons donc à un bref exposé sur les plus importantes mesures adoptées.

4. PRINCIPALES MESURES DE VALORISATION ET DE CONSERVATION

(i) Valorisation de la dimension débit (disponibilités).

Les fluctuations du débit superficiel dans le climat semi-aride d'Israël sont extrêmes: même le débit du seul

* Aujourd'hui, toute la population urbaine et rurale d'Israël est alimentée par des réseaux de distribution d'eau et des mesures ont été prises pour couvrir les besoins des populations nomades de Bédouins des régions méridionales et désertiques.

fleuve permanent d'Israël varie de 1 à 9 entre les années extrêmement sèches et les années humides; les fluctuations de la réalimentation des nappes sont semblablement extrêmes et celles des débits annuels des oueds intermittents sont, naturellement, bien plus élevées.

Pour régulariser ces fluctuations, un volume utile de réservoirs de 2 à 2,5 milliards de mètres cubes serait nécessaire. Dans le calcaire plein de failles d'Israël, le seul réservoir superficiel confirmé est la mer de Galilée naturellement douce, qui a un volume total de près de 4 milliards de mètres cubes, dont 500 millions seulement sont utilisables. Il a donc fallu trouver 1,5 à 2 milliards de mètres cubes de stockage souterrain.

La construction des principaux ouvrages de transport et de refoulement du réseau maillé national a permis de consacrer la principale formation hydrogéologique côtière à cette fonction de stockage, ce qui donne la capacité de régularisation nécessaire pour minimiser les déversements à des niveaux justifiables et pour assurer un débit moyen soutenu. Les années humides, l'eau de surface contribue largement à l'alimentation annuelle et les surplus sont infiltrés en sous-sol; les années sèches, l'eau souterraine provenant de la réalimentation courante et de l'eau stockée est puisée sur une plus grande échelle. La souplesse d'exploitation que réalise le passage sur une grande échelle de l'eau de surface à l'eau souterraine et vice-versa permet d'utiliser un grand volume de stockage souterrain en recourant assez peu à la réalimentation artificielle véritable (Fig 2).

Cet ensemble est exploité conformément aux règles opérationnelles optimales établies par simulation sur modèle mathématique.

La nécessité d'utiliser les principales nappes souterraines d'Israël à des fonctions de régularisation a créé un certain nombre de problèmes secondaires:

(a) Comme les formations aquifères sont comprises dans une longue et étroite bande le long du rivage de la Méditerranée, le maintien d'un état stable à l'interface eau douce—eau salée implique la perte en mer d'une partie relativement importante du débit et de l'eau de réalimentation de la nappe. Une méthode a été mise au point pour assurer la continuité de l'écoulement vers la mer aussi longtemps qu'il est nécessaire pour assurer une interface stable, c'est-à-dire jusqu'à une ligne proche de la côte et parallèle à celle-ci, mais pour intercepter la plus grande partie de cet écoulement sur cette ligne et l'utiliser.*

(b) Comme les diverses eaux incorporées dans le réseau national ont des caractères physiques et chimiques différents, et comme ces caractères varient aussi avec les fluctuations climatiques, nous nous voyons contraints à réalimenter en eau de qualité inférieure des nappes dont l'eau est de qualité supérieure et vice-versa. Pour pouvoir contrôler la qualité de l'eau dans le réseau, il a fallu étudier les divers phénomènes de dispersion dans les masses d'eau de caractères différents et définir les lois gouvernant les mouvements relatifs de ces masses d'eau. Un projet pilote pour l'étude des phénomènes en jeu a été récemment achevé et les connaissances acquises sont actuellement appliquées à la planification de l'exploitation du réseau national**.

(c) Pour minimiser le colmatage des puits dans les formations meubles, il a fallu surveiller la qualité de l'eau et adopter des mesures curatives.

(ii) Valorisation des dimensions qualité

Comme bien d'autres distributions d'eau en climat aride et semi-aride, le réseau des eaux d'Israël souffre de problèmes de qualité, les uns naturels, les autres créés par l'homme.

* Collecteurs expérimentaux d'eau souterraine côtière en Israël. FAO/SF/43 ISR/3, Rome 1968.

Projet expérimental commun de collecteurs d'eau souterraine côtière. Tahal—Planification de l'eau pour Israël S.A. et gouvernement d'Israël. Fonds spécial des Nations Unies FAO. PN445, Tel Aviv, Mai 1965.

** Voir programme de développement des Nations-Unies. Etude du stockage de l'eau dans le sol, Israël, rapport final, Rome 1969 (FAO/SF/39/DR 9).

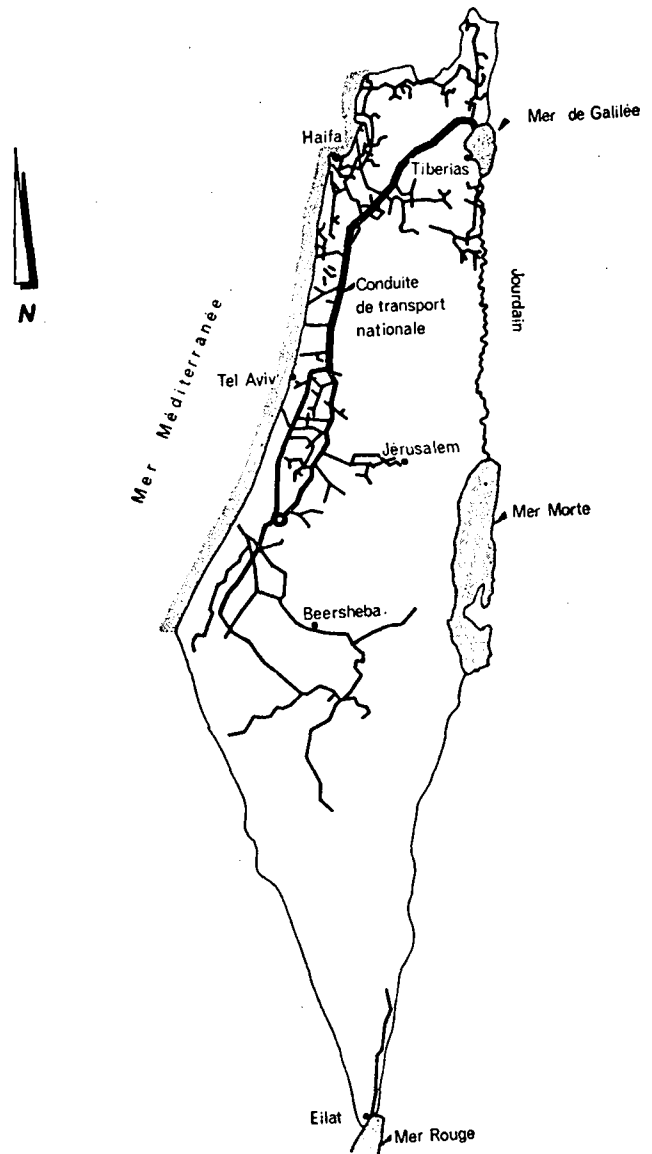


Fig. 2. Réseau hydraulique National d'Israël.

Dans la première catégorie, il faut compter la pollution des eaux douces par les sources très salées (les problèmes de salure de la mer de Galilée et du Bas-Jourdain tombent dans cette catégorie) et l'augmentation progressive de la salinité dans les courants souterrains de la formation (les sources salées les plus importantes que l'on trouve dans la partie nord de la plaine côtière tombent dans cette catégorie). Ce problème de salure de quelques-unes des sources principales d'Israël été presque complètement résolu en interceptant la plus grande partie de l'écoulement souterrain avant qu'il atteigne les formations salifères; ce qui reste du débit des sources salées a été affecté à des usages peu sensibles au sel. Cette manipulation, basée sur la qualité des sources, amène naturellement une valorisation de la dimension débit en transformant le débit variable des sources en une ressource en eau souterraine stable.

Les problèmes d'origine humaine de la pollution chimique peuvent aussi être sous-divisés en deux catégories: la pollution concentrée qui appelle des remèdes immédiats, et la pollution diffuse qui ne peut pas être combattue à moins d'imposer des modifications de base aux procédés de fabrication qui causent la pollution. La principale source de pollution de la première catégorie vient des eaux d'égout des grandes agglomérations. Dans le contexte des ressources d'Israël, les eaux usées sont

considérées comme l'une des principales ressources en eau brute* qui se compare bien, en ce qui concerne la pollution chimique, avec la seule grande ressource en eau encore disponible, l'eau de mer.

Des considérations à la fois d'environnement et de conservation de l'eau font ressortir la nécessité d'un traitement complet, y compris le traitement tertiaire, du plus gros des eaux d'égout, celles de la région du grand Tel Aviv. Pour des raisons opérationnelles et pour assurer une marge de sécurité sanitaire supplémentaire, l'effluent de Tel Aviv, après traitement complet, est réinfiltré dans le sol et n'est réutilisé qu'après une longue période de rétention. La pollution diffuse liée à des activités économiques diffuses (c'est-à-dire l'emploi des engrais par l'agriculture) est beaucoup plus insidieuse et difficile à contrôler. Là, nous n'avons fait que gratter la surface.

Un troisième problème de qualité, qui est étroitement lié aux problèmes évoqués ci-dessus, est l'accumulation graduelle de pollution chimique résultant des multiples réutilisations de l'eau qui font des eaux souterraines de la côte d'Israël des circuits quasi-fermés, ce qui réduit beaucoup les déversements en mer et, par conséquent, l'élimination des minéraux présents dans le circuit. L'accumulation de corps minéraux dans ces formations est aggravée par l'importation d'eau salée des autres bassins et par l'emploi de produits chimiques par l'agriculture et l'industrie. Heureusement, il existe quelques mécanismes retardateurs, apparemment du type adsorption et/ou échange d'ions qui contribuent à réduire fortement cette minéralisation.

Mais une fois que la capacité de ces mécanismes sera épuisée, il faudra prendre des mesures pour maintenir la salinité à l'intérieur des niveaux tolérables. Les mesures peuvent consister en stockages, mélanges, dilution (par exemple, avec de l'eau de mer dessalée) et des extractions de sel des types membranes utilisés en dessalement.

(iii) Valorisation de la souplesse d'exploitation

Les déficiences en eau dans les cycles climatiques extrêmement secs ont tendance à s'ajouter: la faiblesse des pluies amène à la fois une réduction disproportionnée de l'écoulement et des volumes d'eau mis en réserve, et une augmentation de la consommation, surtout en agriculture, pour compenser la déficience de la pluie. Dans les réseaux qui s'appuient pour la régulation exclusivement ou principalement sur des réservoirs en surface, il sera difficile, coûteux, et souvent impossible de construire suffisamment d'ouvrages régulateurs pour amortir ces contingences. Un réseau qui, comme le réseau maillé national d'Israël, incorpore une large fraction de stockage souterrain, possède une grande

* Les distributions d'eau publiques représentent actuellement un quart de l'eau utilisée et atteindront un tiers en 1980.

souplesse intrinsèque, et peut donc absorber des chocs climatiques bien plus grands qu'un réseau classique. Les grandes réserves souterraines peuvent être surexploitées (et réciproquement surchargées) sans inconvénient pendant une période limitée, si l'excès de pompage est compensé dans un temps raisonnable.

La souplesse d'exploitation du réseau ne se limite pas aux aspects quantitatifs mais s'étend aussi aux aspects qualitatifs. Cela est particulièrement important dans un climat et une géologie comme ceux d'Israël où les variations climatiques impliquent souvent des variations de salinité. Les grands volumes d'eau stockés dans les principales formations aquifères d'Israël donnent une grande variété potentielle de possibilités de manipuler la qualité de l'eau: stockage (soit d'eau très salée jusqu'à ce qu'elle puisse être utilement absorbée, ou réciproquement eau faiblement saline à utiliser par la suite pour la dilution), mélange (eaux de différentes salinités donnant un mélange qui ne dépasse pas le seuil de tolérance), etc.

Une autre dimension de souplesse est liée à la fonction de régulation. Le débit fluctuant des eaux de surface doit être régularisé dans des limites étroites de fluctuation pour réduire le coût élevé des ouvrages de transport et de pompage. Quand ce débit régularisé atteint la région de consommation, il doit être dé-régularisé suivant les besoins des divers consommateurs. Cette dé-régularisation saisonnière peut être facilement traitée dans un réseau où les réserves souterraines sont proches des régions de consommation.

5. CONCLUSION

Le réseau national de distribution d'eau d'Israël utilise des mesures extrêmes de conservation et d'intégration pour assurer à la gestion des ressources en eau la souplesse nécessaire pour optimiser l'emploi de ressources précaires. Les problèmes semblables apparaissent dans les régions très industrialisées d'Europe, d'Afrique du Sud, et des Etats-Unis. Quelques-uns des schémas de gestion appliqués avec succès en Israël peuvent se montrer utiles dans ces économies en croissance rapide.

REMERCIEMENTS

Nous avons reçu des rapports et des informations relatifs au sujet de ce rapport provenant de:

R. J. Laburn, Ingénieur en Chef, Administration des eaux du Rand, Afrique du Sud.

Colonel Crahay, Président de la Commission Interministérielle de l'eau, Belgique.

B. Rydz, Administration des ressources en eau, Reading, Grande-bretagne.

Th. G. Martijn, Ingénieur en Chef, Institut National pour l'Alimentation en eau, Pays-Bas.

Optimum Use of Sources of Supply: Technical and Economical Aspects

by

A. WIENER

President, Water Planning for Israel, Ltd., Tel Aviv

1. INTRODUCTION

Comprehensive long-term planning and the optimum use of sources of supply are gaining in importance as an increasing number of rapidly growing urban centres have to look farther and farther for their sources. As a rule, long-term comprehensive planning is adopted only when water supply problems become critical. For the national water supply system of the State of Israel, which serves both irrigated agriculture and community needs, long-term development strategies and criteria, aimed at extensive water conservation, were adopted from the outset of intensive development (i.e. from the establishment of the State in 1948), with a view to "stretching" available resources to the greatest possible extent. The present report opens with a short exposition of the underlying development principles, and then uses the development history of Israel to illustrate them.

2. RESOURCES: GEOMETRY OF THE DEMAND

Resources-demand relationships can be mapped by using a multi-dimensional geometry which comprises, in addition to the three familiar dimensions of Euclidean geometry (the two dimensions of the plane and the third dimension of depth—here represented by the potential energy of water), and the dimension of time, the dimensions of flow, and of water quality (biological, chemical, and physical). Using such a geometry, one could prepare a set of maps of the original resources system (and its modification by man's subsequent interventions), and a similar set of maps representing the demand function (at this stage still considered as being independent of the resources function). The author proposes to call the former "resources geometry" and the latter "demand geometry".

Because of the stochastic nature of the functions represented in resources geometry, resources mapping will exhibit a probabilistic distribution, rather than deterministic parametric values; because of the uncertainties connected with forecasting the future, the demand function will have to be represented by ranges of parametric values rather than by single-value time series. In such a representation, the development of water resources would be equivalent to the "upgrading" of some part of the resources geometry (or, more exactly, of specific dimensional aspects of the resources geometry) in accordance with the requirements and specifications of demand geometry. Upgrading involves engineering interventions which, of course, imply capital outlay (as it were, the work that has to be applied in order to overcome the "discrepancies" between the resources and the demand geometries). Water consumption will, in turn, involve the creation of waste water, which will superimpose upon the resources geometry a "pollution geometry". To overcome or counteract the deterioration of the resources geometry caused by this superimposition,

specific upgrading measures will be needed.

As long as a reasonable extent of conformity prevails between the demand and the resources geometries (the latter modified by the pollution geometry), the planning "space" of community water supplies can be confined to specific limited areas of demand and their corresponding "closest" areas of the resources geometry. In time, however, demand geometry will have a tendency to develop high-rate growth "poles", and, except for very favourable resources conditions, the water-planning authority may be soon faced by demand poles, the requirements of which cannot be met any more by the original sector of the resources geometry. It will therefore, be necessary to expand the planning space (i.e. the portion of resources—including pollution—and demand geometries considered in concrete development planning) and resort to more complex "upgrading" interventions. If these discrepancies between resources and demand geometries continue to build up, one might finally have to consider a whole region or even the whole area of the nation.

In other words, as major scarcity poles develop, the planning approach has to become more comprehensive. This rise in comprehensiveness will, of course, not be confined to the expansion of the plane dimensions, but will apply to all the dimensions of the resources, the pollution, and the demand geometries; it will imply the use of a longer time-horizon, considerations related to pollution control, the combined use of surface and underground water resources (fully utilizing the relative advantages of both), utilization of transients (mainly in connexion with ground-water formations) available until steady-state conditions are reached, and, in extreme cases, the use of less attractive unconventional resources, modification of the natural hydrological cycle upon which the resources geometry depends, and, ultimately, the use of man-made fresh water.

The strategy governing planning of developments in such a situation would be to establish the development sequence and the patterns of water resources management that would ensure the greatest degree of water conservation that could be justified in the prevailing and the expected situation in regard to resources.

As a matter of course, water resources will not always constitute the critical, controlling scarcity; in many developing countries, the controlling scarcity will be the "work" needed to "upgrade" a generally adequate water resources geometry to the requirements of a rapidly expanding demand geometry, i.e. capital investments. In such situation, the governing strategy will be to bring to a maximum the "present worth" of service streams that can be achieved with the amount of capital available for the development of community water supplies.

The adoption of a long-time horizon and of an appropriately comprehensive resources, demand, and pollution space, should not be postponed until one is actually faced with a critical situation, since such a

delay may cause the most attractive development options to be lost. It ought to be adopted at the earliest possible date, even if initial studies are confined to a rough outline programme to give direction for current development work. Development of the water resources of the State of Israel was based on such a strategy.

3. ISRAEL'S WATER GRID

Israel is a narrow strip of land extending over the southern part of the Eastern Mediterranean shore; it is characterized by a Mediterranean climate varying from semi-arid in the north (with an annual rainfall ranging between 400 and 500 mm (16–20 inches) in the plains and foothills, and 500–700 mm (20–28 in.) in the mountains) to arid in the south. Rainfall is confined to five winter months. Water resources yielded by this rainfall—though somewhat augmented by the run-off from higher rainfall areas in the extreme north-eastern part of the country which is drained through the Jordan River—are extremely limited. The total usable portion of Israel's water resources has been estimated at less than 1,500 million m³ of water (about 1,200,000 acre-feet). More than half this total appears in the form of groundwater—mainly in two narrow formations stretching over most of the length of Israel's coastal strip—while the remainder is made up of river water, spring flows, intermittent flood flows, and reclaimed sewage.

Only a very small portion of Israel's present water resources inventory was accessible to the peoples occupying Israel in historic times. No wonder that water was in the centre of interest of the inhabitants of the Eastern Mediterranean from time immemorial. The chapters of Genesis, describing the life of Israel's forefathers in Canaan, almost 4,000 years ago, abound in references to water and wells. Among the archeological remains of the 2,000 years' history before, and the five hundred years after, Christ, installations for the interception, conservation, and effective use of water are among the most spectacular ones.

In fact, a modern planner, with modern technology at his disposal, could not improve upon the most effective system of water conservation, developed close to 2,000 years ago by the Nabatean inhabitants of Israel's Negev desert. The Nabateans evolved over centuries—with infinite patience and ingenuity—most efficient ways of conserving the desert's scant water resources (fed by an extremely irregular annual rainfall of some 6 inches) to provide water for man and beast, and to raise irrigated crops.

As a consequence of the ravages of war, both water-conservation facilities and terraces were abandoned and fell into disrepair. It was only at the beginning of the present century that modern water-conservation engineering made water resources conservation and development on a large scale possible in Israel. However, until the establishment of the State of Israel, the scope of water resources development was extremely limited: irrigation was confined to less than 20,000 ha (50,000 acres) out of a total arable area of about 450,000 ha (1.1 million acres), and community water supplies were inadequate and could not cope with the growth of population.

An explosive era of population growth and economic expansion followed. With a Jewish population of only 650,000 in 1948, Israel supported for some years an annual immigration rate of some 200,000 new arrivals. The necessity to grow food and fibre, and to provide domestic and industrial water for this rapidly growing population made an accelerated development of Israel's water resources mandatory, all the more so since the main emphasis during Israel's first development decade was placed on intensive agriculture, which, in the climate of the country, is not feasible without irrigation. As immigrants were rapidly being settled in widely

scattered villages, the necessity to provide water for their survival and subsistence became imperative.

From the outset, the water planners realized that the country's overall water inventory was extremely limited, most unevenly and unfavourably distributed, and subject to rather high, climatically determined fluctuations. Israel's water resources are also most unfavourably located in relation to the main areas of demand, since the principal resources occur in the extreme north-eastern part of the country, while demand is concentrated in the centre and south; furthermore, the power potential of these water resources is negative, as almost one-quarter of the power generated in Israel is used for pumping up the water to the required elevations.

Only through most careful and comprehensive planning and management of the country's water resources could a satisfactory solution to Israel's rapidly growing water needs be achieved, and such planning, because of the impending scarcity of water, had to be conceived within the framework of an overall national plan. On the other hand, the country's explosively growing population and economy made prompt development imperative.

Faced by this conflict between long-range planning and short-range needs, the planner selected a two-pronged, pragmatic approach: a general overall master-plan was drawn up, within one year of the establishment of the State, concurrently with the formulation of short-term local and regional development projects. These projects, while satisfactorily catering for anticipated short-term needs, were made to fit into the overall framework of the national master-plan.

Following this pragmatic approach, rapid progress was made both on the development of a "first generation" of projects based on local water resources, and on the further elaboration of the national master-plan. Thus, the planner was soon in a position to produce engineering plans for a "second generation" of projects, designed to overcome regional imbalances between resources availability and demand. This second-generation regional project group was from the outset fully integrated into the national master-plan.

By the end of the 1950s, most regional schemes had either been completed or were well advanced in their construction, and work was started on the main integrating feature of Israel's water system, the Jordan River Scheme, representing the "third generation" of projects. This project has a triple objective: the most obvious and conspicuous objective is the conveyance of part of the water of Israel's only substantial river*, the Jordan, from the extreme north-eastern corner of the country to the main areas of demand in central and southern Israel; the less conspicuous, but at least equally important, task is the inter-connexion of the numerous local (first-generation) and regional (second-generation) schemes, constructed in the long and narrow coastal strip, in which the majority of Israelis live and work, into one integrated system (Fig. 1). The least obvious, and most complex, objective of the Jordan system is the interconnexion of Israel's only major surface-reservoir, the Sea of Galilee, with the all-important cyclical regulating reservoir constituted by Israel's two main groundwater formations, which extend from north to south along the coastal strip. The inter-connecting and integrating function is effected by a large-capacity pressure conduit of 20 m³/per sec. (700 cusec.) capacity, running from the Sea of Galilee to central Israel, and branching out from there to the south into two smaller roughly parallel pipelines. Two major (and a number of subsidiary) pumping stations raise the water from the

* "Substantial" in the circumstances of a small and arid country like Israel—its annual flow of less than half a million acre-feet would hardly be considered substantial in the U.S.A.

elevation of the Sea of Galilee (210 m or about 700 ft. below sea level) to the elevation dictated by the principal water uses (about 150 m or 450 ft. above sea level). Through the superposition of these integrating facilities on the existing and subsequently constructed water projects, Israel's widely dispersed water conservation and distribution facilities were transformed into a fully integrated water-grid. Thus, in an analogy to an electricity grid system—the various surface, ground-water, and reclaimed-water resources can now be drawn upon according to availability and demand; and management patterns can be worked out on a national scale for minimizing system losses and for the best overall use of the country's water.

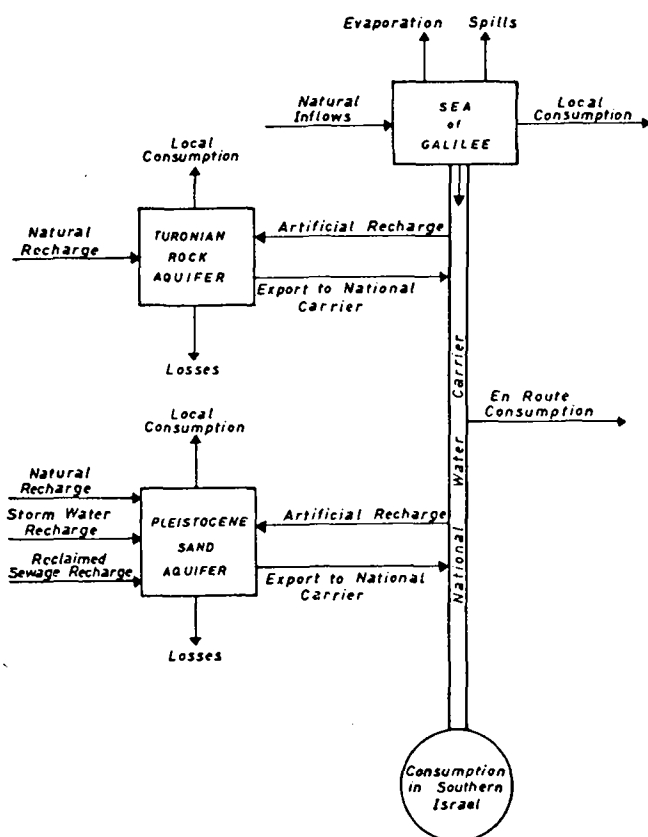


Fig. 1
Israel's National Water Supply System

The establishment of a physical grid (backed up by appropriate legislation concurrently promulgated) has made it possible to lay down an optimum national policy for the management of water resources, and to implement this policy in accordance with current climatic conditions and demands for water.

To provide for the flexibility in water use—direct use as well as recharging underground for storage—that a grid system implies, Israel's water grid maintains potable water quality throughout the system.

In the next stage of development—the “fourth generation” of projects—attention was, *faute de mieux*, focused on what is usually called “unconventional” water resources, used mainly in the following ways:

Ultimate sophistication in ground-water management, which made it possible to use not only an unprecedented proportion of the current annual recharge, but also one-time stocks accumulated over geological periods, as well as to implement manipulative measures to regulate and control water salinity—both salinity of natural origin and salinity originating from water management measures and man's economic activities;

Interception of intermittent flood flows, which, because of their sporadic and highly concentrated occurrence, are difficult to conserve at economically justifiable costs, through a combination of relatively small surface-interception storage and more extensive “hold-over” underground storage;

Reclamation of sewage, mostly through full treatment—removing not only biological pollutants, but also most inorganic nutrients—combined with percolation to underground water formations; smaller sewage flows are diverted for selective direct use after receiving only partial treatment; and

Increasing the rainfall through cloud-seeding, which proved to be feasible in a full-scale experimental operation extending over eight years.

Implementation, over the past two decades, of the four generations of projects has made important economic achievements possible: water utilization has increased from about 17% to about 95% of the resources potential; irrigation has expanded from 30,000 to 180,000 ha (from 75,000 acres to 450,000 acres), farm product (derived mainly from irrigated agriculture) from an annual value of less than \$70 million to almost \$600 million; the population served by adequate piped water supply systems has grown from half a million to 3.1 million*, and the annual value of industrial production, largely dependent on water, from a few hundred million to four thousand million dollars.

The “fifth generation” of projects being implemented in the 1970s is, of necessity, confined to unconventional resources:—

Further conservation of water in agricultural, community and industrial uses, by the introduction of water-saving devices, incentives, etc.;

Expansion of the re-use of reclaimed waste water; Selective use of brackish ground-water, and desalination of such water for salt-sensitive uses;

Introduction, towards the end of the decade, of large-scale desalting of sea water; by then, the economically lower-ranking agricultural uses will be either replaced by higher-ranking uses, or significantly upgraded in their effective water use. Since, at that stage, desalting will be needed both to make up deficiencies in quantity and to improve the quality of existing supplies by dilution, it will have the economic advantage of a dual-benefit operation.

Within the limitations of the present report it is not possible to give a full description of the various “upgrading” measures adopted in order to meet demands and at the same time to comply with the overall conservation strategy. The author will, therefore, confine himself to a brief outline of the most important measures adopted.

4. PRINCIPAL UPGRADING AND CONSERVATION MEASURES

i Upgrading of Flow (Availability) Dimension

Fluctuations of surface run-off in Israel's semi-arid climate are extreme: even the flow of the only perennial river fluctuates at a 1 : 9 ratio between extreme dry and wet years; fluctuations of underground recharge are similarly extreme; and those of annual flows of the intermittent creeks are, of course, much higher. To regulate these fluctuations, an operative storage volume of some 2,000 to 2,500 million m³ (some 2 million acre-feet) would be required. In Israel's faulted limestone geology, the only surface reservoir so far proven is the natural fresh-water Sea of Galilee, which has a total storage capacity of almost 4,000 million m³ (3.5 million acre-feet), out of which only some 500 million m³ (400,000 acre-feet) represent operative storage. Thus, 1,500 to 2,000 million m³ (some 1.5 million acre-feet) of storage space had to be made available from underground storage. The construction of the main conveying and energy-upgrading facilities of the national water-grid system has made it possible to use Israel's principal coastal ground-water formation for storage, and thereby provide the capacity necessary for regulation to reduce “spills” to justifiable levels and to ensure an average sustained yield. In wet years, surface water contributes

* To-day practically the entire urban and rural population of Israel is served by piped water supply systems and provisions have even been made to cater to the needs of the nomadic Bedouin population in the southern desert areas.

a larger share to the annual supply, and surpluses are recharged underground; in dry years, ground-water—derived from current recharge and from water in storage—is drawn upon to a greater extent. The operational flexibility of switching, within a wide range, from surface to underground sources, and, vice versa, makes it possible to use the large underground storage volume with a relatively modest recourse to actual artificial recharge (Fig. 2).

The system is operated in accordance with rules for optimum operation established by simulation on a mathematical model.

The necessity to harness Israel's major ground-water formations for regulation functions created a number of secondary problems:—

- (a) Since the ground-water formations are comprised within a long and narrow strip located along the Mediterranean shore, the maintenance of a steady state at the salt-fresh-water interface involved the loss to the sea of a relatively large portion of the flow (and recharge) within the formation. A method was evolved that provides for the continuation of the seaward flow within the formation, as long as it is needed to maintain the steady state at the interface, i.e. up to a line close to, and parallel to, the shore line, but intercepts most of this flow at this line for re-use.*
- (b) Since the various water sources incorporated into the national system have different chemical and physical characteristics, and since these characteristics also vary with climatic fluctuations, it is necessary to recharge waters of lower quality into aquifers containing water of higher quality (and vice versa). To be able to control the quality aspects of the system, the various dispersion phenomena of bodies of water having different characteristics had to be studied and the laws governing the relative movements of such bodies of water had to be defined. A pilot study of the relevant phenomena was recently completed and the insight gained is being currently applied in the planning of the operation of the national system.**
- (c) To minimize clogging of recharge wells in unconsolidated formations, water quality had to be watched, and various management and remedial measures adopted.

ii Upgrading of Quality Dimensions

Like many other water systems in arid and semi-arid climates, Israel's water system is plagued by quality problems, some natural, some created by man.

The first category includes the pollution of fresh-water resources by highly saline spring discharges (the salinity problems of the Sea of Galilee and of the lower Jordan fall into this category) and the gradual build-up of salinity of underground flows within the formation (the major saline springs, occurring along the northern portion of the coastal plain, create similar conditions). The salinity associated with the Sea of Galilee was greatly alleviated by diverting most of the spring flow discharging above the water line out of the basin, and attempting to decrease underwater discharges. Salinity problems of some of Israel's major springs were almost completely solved by intercepting most of the underground flow before it reached the saline formations; the remaining salt-water outflow of springs was allocated for uses of low salt-sensitivity. This qualitatively directed manipulation of spring flow, of course, results also in an upgrading of the flow dimension, by transforming the fluctuating flow of springs into a firm underground water source.

Man-made problems of chemical pollution can again be divided into two categories: concentrated

* Experimental Coastal Ground-water Collectors, Israel. Final Report. FAO/SF/43/ISR/3. Rome, 1968.

Joint Experimental Coastal Ground-water Collectors Project. Final Report. Tahal—Water Planning for Israel, Ltd., and Government of Israel. United Nations Special Fund; Food and Agriculture Organization. P.N. 445; Tel Aviv, May 1965.

** See United Nations Development Programme. Underground Water Storage Study, Israel. Final Report. Rome, 1969 (FAO/SF/39/DR9).

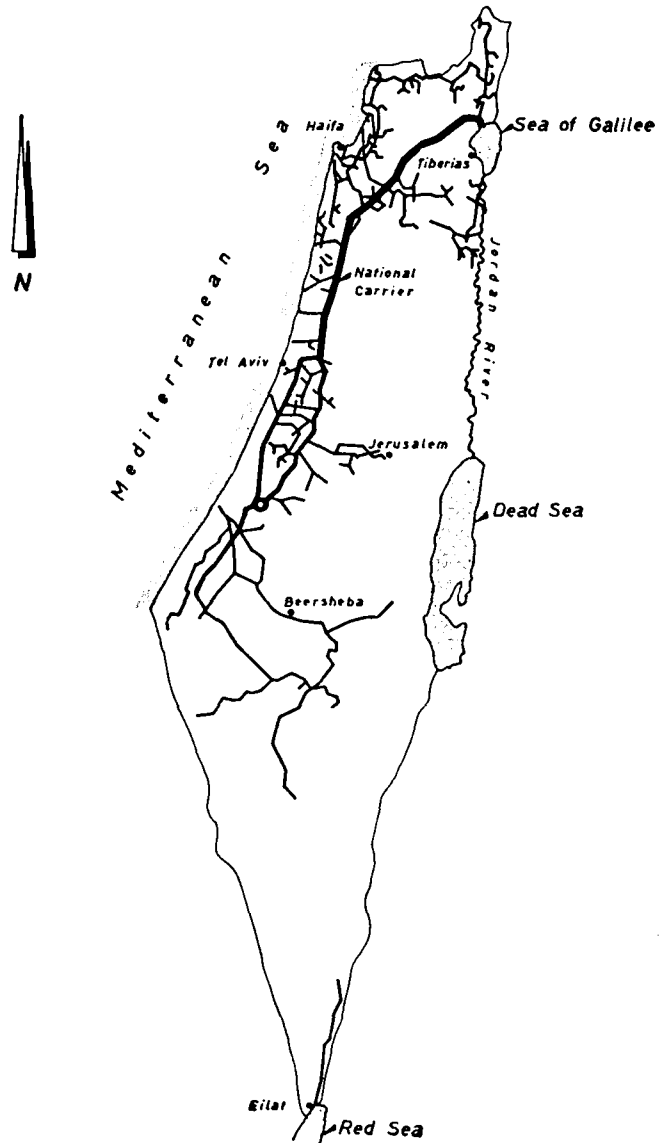


Fig. 2. Israel's national water system.

pollution calling for remedial measures, and diffuse pollution that cannot be remedied unless basic modifications are imposed upon the production process causing the pollution. The major source of pollution in the first category is the sewage of large centres of population. In the context of Israel's resources, waste waters are considered to represent a major raw-water source* that compares well—as far as chemical pollution is concerned—with the only available other remaining major raw-water source, i.e. sea water. Considerations of both environmental and water conservation point towards the need for complete treatment (including tertiary treatment) of the bulk of the sewage from the Greater Tel Aviv area. For operational reasons, and to provide an additional sanitary safety margin, the fully treated effluent of Tel Aviv is recharged underground and re-used only after a prolonged detention period. The diffuse pollution process related to diffuse economic activity (e.g. agricultural use of fertilizers) is much more insidious and difficult to control. Here we have only scratched the surface.

A third problem of quality, closely related to those just mentioned, is the gradual accumulation of chemical pollution as a result of intensive use and re-use

* Community water supplies now account for about one-fourth of water use and will reach one-third in 1980.

of water which turn Israel's coastal ground-water formations into quasi-closed systems with greatly reduced outflows of water to the sea and, consequently, a reduced discharge of minerals out of the system. Mineral accumulation in these formations is compounded by the import of saline water from other basins, and by the use of chemicals in agriculture and industry. Fortunately, some delaying mechanisms exist—apparently of the adsorption and, or alternatively, the ion-exchange type, which help to slow down greatly this mineral accumulation. However, once the capacity of these devices is exhausted, measures for keeping salinity within tolerance levels will have to be adopted. These measures might include storage mechanisms, mixing, dilution (e.g. with desalted sea water) and kindred effects of the salt extraction type of desalting.

iii Upgrading of Operational Flexibility

Water deficiencies in an extremely dry climatic cycle have a tendency to "compound": low rainfall results, on the one hand, both in a disproportional reduction of run-off and of the quantity of water conserved, and on the other in increased consumption of water (mainly in agriculture) to make up for the rain deficiency. In systems relying for regulation exclusively or mainly on surface storage, it will be difficult, costly, and often impossible, to construct sufficient regulating works to provide for these contingencies. A system like the Israel Water Grid, incorporating a large proportion of underground storage, possesses a great inherent flexibility, and can, therefore, absorb much more extreme climatic shocks than a conventional water system. Major underground storage facilities may be safely overdrawn (and conversely overcharged), for a limited time, if the overdraft thus created is made good within a reasonable period.

The operational flexibility of the system is not limited to the quantitative aspects, but extends to qualitative aspects, too. This is especially important in a climate and geology like those of Israel, where climatic variations often imply variations in salinity. The

availability of the extremely large volumes of water stored in Israel's main ground-water formations provides a great potential variety of quality-control measures including storing (either high-salinity water, until it can be usefully absorbed, or conversely low-salinity water to be used subsequently for dilution), mixing (waters of different salinities giving a mixture not exceeding the salinity tolerance level), etc.

A further dimension of flexibility is connected with regulation. The fluctuating flow of the surface-water sources has to be regulated within a narrow range of fluctuation in order to reduce the costs of expensive transporting and pumping installations. When this regulated flow reaches areas of demand, it has to be "de-regulated" to accord with the schedules of the various categories of demand. Such seasonal de-regulation can be easily handled in a system where the underground storage facilities are close to demand areas.

5. CONCLUSION

Israel's national water system uses rather extreme measures of conservation and integration, in order to provide the flexibility in water resources management necessary for optimum use of scarce water-resources. Similar problems are emerging in the highly industrialized areas of Europe, South Africa, and the U.S.A. Some of the management patterns successfully applied in Israel might prove useful in these rapidly growing economies.

- Community water supplies now account for about one-fourth of water use and will reach one-third in 1980.

Note.—Papers and data related to the subject-matter of this paper were received from the following:—

R. J. Laburn, Chief Engineer, Rand Water Board, Republic of South Africa.

General Crahay, Commissaire Royal honoraire au Problème de l'Eau, Belgium.

B. Rydz, Water Resources Board, Reading, England.

Th. G. Martijn, Chief Engineer, Rijksinstituut voor Drinkwater-voorziening, The Netherlands.

Re-use of Waste Water for Industrial and Household Purposes

by

Dr. G. J. STANDER

Past Director of the National Institute for Water Research, South African Council for Scientific and Industrial Research; and currently Vice-Chairman and Chief Executive Officer of the Water Research Commission

1. INTRODUCTION

Waste-water reclamation is nothing new; in fact, the diluting and self-purification capacities of rivers and lakes have been, to this day, purifying sewage and industrial wastes for more than a century.^{1,2*} In earlier times such rivers and lakes were not regarded as sources of public water supply, and watersheds which served as sources of public water supplies were zealously protected against pollution.

Since then, population explosion and industrial development have exhausted, in many areas, the available resources of protected catchments, and recourse has had to be made, to an ever-increasing extent, to the purification of polluted waters to satisfy demand. Records indicate that, as from about 1948 onwards, strict anti-pollution legislation to control pollution of rivers and lakes has been invoked practically throughout the world. In spite of marked improvements due to these measures, serious pollution of basic water supplies is prevalent, and the gap between the supply and demand of clean water is narrowing. The result is that thousands of conventional water-treatment plants in many countries to-day are producing public water from polluted sources; and because of increasing public-health requirements, the quality criteria of drinking water are currently under world-wide review.

↓ The stark reality facing mankind to-day is that the fresh-water resources of many countries are in dire danger. However, during the past decade, the efforts of scientists and engineers, urged by the growing imbalance between demand and supply of clean water, and by the economic and many other advantages of water re-use, and by pollution control, have led to remarkable achievements in waste-water technology in restoring the usefulness of fresh-water supplies, in reclaiming waste water for re-use, and in the treatment of waste waters before discharge to rivers and lakes.³⁻¹³

As anticipated, these achievements have led to new concepts on conventional water purification, waste-water reclamation and re-use, and have also created new horizons of thinking as well as challenges to scientists and engineers engaged in waste-water management and pollution control. From the extensive data so far published, it is obvious that the basic challenge facing scientists and engineers in many countries is the optimization of the fresh-water resources at man's disposal by the most effective routes, not only to meet a growing demand but also to solve water pollution problems aggravated by progressive industrialization and concentration of population masses. Therefore, in the treatment of the subject-matter of this report, all polluted waters are regarded as waste waters, whether from a river or lake, or as an effluent from an industry, or from a municipal sewer.

* A list of numbered references is given on p. G7.

2. CURRENT STATUS OF WATER RECLAMATION FOR RE-USE

The current status of waste-water technology, particularly waste-water re-use, is extensively described in readily available publications.^{1,5-7,9-11,13-17} Although a review of the examples of re-use covered in the relevant literature would prove superfluous, the decision-maker nevertheless needs facts in depth on the potential of waste-water technology to produce water for re-use, to purify polluted river waters to meet public health requirements for drinking purposes, and to control pollution.

An endeavour will therefore be made, in the following paragraphs, to bring into focus basic principles, expertise, and concepts which have emerged under the collective pressures of demands for quality criteria for the many uses of water. These factors will be examined specifically in regard to the key role they will play in giving proper direction to the critical-path planning of water pollution control, waste-water reclamation, water re-use and, generally, of the optimum use of water resources.

Water Quality

The growing scarcity of usable water in countries once blessed with adequate basic fresh-water resources, and the concomitant reactions of various sectors of water users and of the public to the destruction of the usefulness of water resources—particularly where public health, aesthetics, and the many amenities of rivers and lakes are concerned, have resulted in a critical awareness of water quality. As a consequence, water quality criteria and standards have been developed; and the experience gained by their application to water pollution control, public water supply, and waste-water re-use has aroused a world-wide critical appraisal of their reliability and accuracy to detect and measure:

(1) Changes across the whole spectrum of water-quality requirements to safeguard public health, lake and stream life, and the specific needs of public and industrial water supply and of the many other sectors of water users;

(2) The efficiency of conventional water-purification plants and of waste-water reclamation installations in the production of treated water meeting the quality requirements for the particular use to which the water is put; and

(3) The pollution of rivers and lakes.

The tremendous growth in the production of synthetic chemicals and new products for various uses has introduced into the environment sophisticated toxic, carcinogenic, and subtle pollutants. Many of these have proved intractable to degradation by the self-purification processes of rivers and lakes and biological treatment, and can pass through conventional water-purification plants to reach the consumer. Further-

more, the ever-increasing proportions of domestic waste-water — containing these pollutants — reaching rivers and lakes have effected marked changes in the quality of the receiving waters.

The cumulative adverse effects of these pollutants on water quality, public health, and aquatic life have exposed an urgent necessity to revise and extend criteria and parameters in order to judge accurately the quality and safety of water for various uses, and to monitor the performance of the associated water-treatment installations. The complexity posed by this situation brought in its wake the necessity to develop and perfect analytical techniques and automatic monitors, to quantify the various parameters of water quality, particularly viruses and pathogens; to identify specific pollutants such as carcinogens, intractable organic residues, bio-cumulative chemicals, and substances which are known to be inimical to human health and animal and plant life; and to effect "fail-safe" control of water treatment plants. The situation is becoming even more complex due to the increasing concern of conservation and recreational interests to preserve the aesthetic quality of the natural water environment.

The increasing presence of micro-pollutants responsible for tastes and odours in water has become a matter of grave concern to water supply undertakings. Water-quality parameters to measure these qualities accurately are of critical importance because of public sensitivity—in fact, this problem, rather than that of viruses and carcinogens, is currently a much stronger driving force behind the inclusion of tertiary processes in conventional water-treatment plants and behind the application of tertiary treatment to wastewaters before their discharge to rivers and lakes.

Methods for the identification of viruses, particularly the hepatitis virus, must be developed urgently—in order to stop speculation more than anything else. While it is true that a zero *Esch. coli* count in 100 ml. of reclaimed water does not guarantee the absence of virus, it is equally true that conventionally purified water to a zero *Esch. coli* standard is not necessarily free of pathogens; and when one deals with larger quantities of water, e.g. the entire supply, one can be no more certain no one is going to become ill by drinking the conventionally purified water from polluted rivers than one can be certain that no one will become ill by drinking water reclaimed for drinking purposes by advanced techniques.⁸ No one can deny that the problem of viruses in reclaimed water used for drinking has to be resolved; but it is just as much a problem in the thousands of conventional water-purification plants treating polluted river waters.

In view of these considerations, exacting water-quality criteria and parameters are the key to dynamic progress in water pollution control, to waste-water reclamation, both for discharge to rivers and lakes and for domestic and industrial use, and to the up-grading of existing as well as future water purification facilities for public water supply. There is no question that the public's and industry's ever-increasing demand for better-quality water, and the consequent increase in treatment costs to achieve this, will force the pace of applying tertiary treatment to waste water for re-use or before discharge to rivers and lakes, and for up-grading conventional water-treatment plants. Municipalities and industries will soon feel the burden of increased costs for public water supply and effluent disposal into rivers and lakes; needless to say, the pressures of the politician and the shareholder will necessitate a re-appraisal of waste-water management, within the municipal and industrial household, on the

basis of a cost-benefit analysis; this in turn will crystallize the critical-path plans, which will delineate—

(1) The exact economic benefits and procedures whereby these objectives could be achieved; and

(2) The facts and figures for a far-sighted research and development programme to ensure that rivers and lakes will be of the required quality, that waste-water re-use will be an integral part of the water balance, and that optimum pollution-control will be established to obtain more "mileage of use per 1,000 gallons" of water.

Unit Processes and Operation

The physical dilution and self-purification capacities of rivers and lakes have been exploited as a process in the purification of waste-water, ever since the industrial revolution; and to-day, in spite of a greater understanding of the limitations of these processes, man still exploits them for the disposal of sewage and industrial wastes. The modern waste-water biological purification plant constitutes effectively the harnessing of these unit processes under controlled engineering operation. In this man-made waste-water purification system the physical and self-purification capacities of rivers and lakes are not only accelerated manifold in the unit processes of the plant, but the variables can also be controlled. Moreover, the significance of the dilution capacity of the receiving body is minimized.

With the increasing proportions of waste water being discharged into rivers and lakes, it has become obvious that there is an over-confidence in the natural capability of rivers and lakes to maintain the quality of the water at a level suitable for all recognized uses. Furthermore, experience with biological waste-water purification plants, even allowing for their capability in accelerating the natural purification rate of rivers, has exposed notable limitations of natural biological purification processes. This experience has also provided confirmatory evidence that the self-purification processes in rivers and lakes are equally limited in their capability of degrading micropollutants, carcinogenic compounds, and toxic and complex organic substances; in the destruction of viruses, pathogens, and parasites; and in the removal of bio-cumulative substances, phosphates, and nitrogen. Scientists and engineers are very much alive to the limitations of secondary biological treatment processes as a pollution control measure, and have during the past two decades diligently applied themselves to a concerted research and development effort to sharpen the tools of existing waste-water technology in three main directions:—

(1) Reviewing manufacturing processes to:

- (i) Eliminate leaks into waste-water circuits of chemical substances listed as prejudicial to advanced waste-water treatment processes which degrade or remove pollutants before effluents are discharged into the water environment and subsequently used for public supply, or before the effluents are reclaimed for industrial or domestic re-use;
- (ii) Replace wet processes used for cleaning and conveyance of waste materials and by-products, by dry unit processes.

(2) Up-grading waste-water biological treatment plants to remove phosphates, nitrogen, and nitrates; to improve their efficiency in destroying or removing viruses, pathogens, and parasites; and to degrade organic substances listed as toxic, carcinogenic, and bio-cumulative.

(3) Developing new and refining existing physical and chemical unit processes:

- (i) To produce water of a suitable quality for internal recycling in industry or for augmenting supplies of water for industry;

- (ii) As supplementary unit processes to biological waste-water treatment systems, as well as to conventional water-purification plants having polluted water intakes, to produce water conforming to higher quality requirements for the various uses of water, and for the control of pollution.

The objective of the above foregoing detailed considerations is to dispel the many misconceptions regarding advanced waste-water reclamation as evidenced in the available literature. A proper understanding of the objectives of advanced waste-water treatment by all concerned is absolutely necessary for the immediate exploitation of the experiences and lessons of Chanute,⁷ Lake Tahoe,⁶ and Windhoek.⁸ It will be observed from what is reported in this paper and elsewhere¹⁸ that the Windhoek project is being handled in a most responsible manner, and results will progressively be made known in all parts of the world.

The selection of advanced waste-water treatment processes is largely dependent on the character of available raw waters and the quality requirements of the uses envisaged for the reclaimed water. From a technological point of view, the predominance of specific pollutants plays an important role in process selection and in combinations of processes. An indication of the available unit processes and their potential application is given in Fig. 1.¹⁶

For industrial process water and for internal re-use of water, it is evident that by the judicious selection and combination of unit processes it is possible to produce water of virtually any desired quality. In the case, however, of domestic recycling of reclaimed water to augment water supplies, or for recycling in food processing, there are a number of requirements which dictate the selection and operation of unit processes:

- (1) Reliability of unit processes or combinations thereof to produce water of desired quality at all times.
- (2) Automation of unit process operations and operational flexibility to compensate for raw-water quality changes or changes in performance of process units.

- (3) Standby process units to ensure continuity and stability in plant performance.
- (4) Continuous monitoring of certain parameters requiring rapid analytical procedures.
- (5) Rapid identification and quantification of pollutants listed as prejudicial to the particular re-use.
- (6) Fail-safe removal of virus, harmful substances, etc.

It should emphatically be pointed out that these requirements also apply to conventional water-purification plants which have polluted water intakes.

It is worth while to comment here on some specific problems—not only in waste-water reclamation for domestic recycling, but also in the treatment of polluted river water and lake water for public supply—and to elaborate on unit processes which, with further research and development, could offer solutions:

- (1) The efficiency of virus removal by chlorination is largely dependent on the turbidity and organic content of the water. The chlorination of untreated polluted waters most certainly will not destroy viruses. Chlorination is a final unit process in any water or waste-water purification system; and its efficiency in achieving the desired bacterial and viral quality is determined by the proper selection and operation of the preceding unit processes.^{19,20} There seems to be complete unanimity at all responsible levels of professional thinking that, by proper selection and operation of unit processes to produce a water within the desired turbidity range of 0.1 to 1.0 Jackson units, chlorination to the extent of 1 mg/l free chlorine residual, after 30 minutes contact, will ensure a safe water. It stands to reason that in order to ensure virus inactivation, breakpoint chlorination should be applied to give a free available residual chlorine at a pH value which will ensure a free hypochlorous acid concentration. The latest "European Standards for Drinking Water" issued by W.H.O. Regional Office for Europe²¹ recommends a concentration of 0.5 mg/l free residual chlorine for 1 hour for the inactivation of virus. It is mentioned that a redox potential of 650 mV will cause almost instantaneous inactivation of even high concentrations of virus. It further points out that entero-viruses are the most

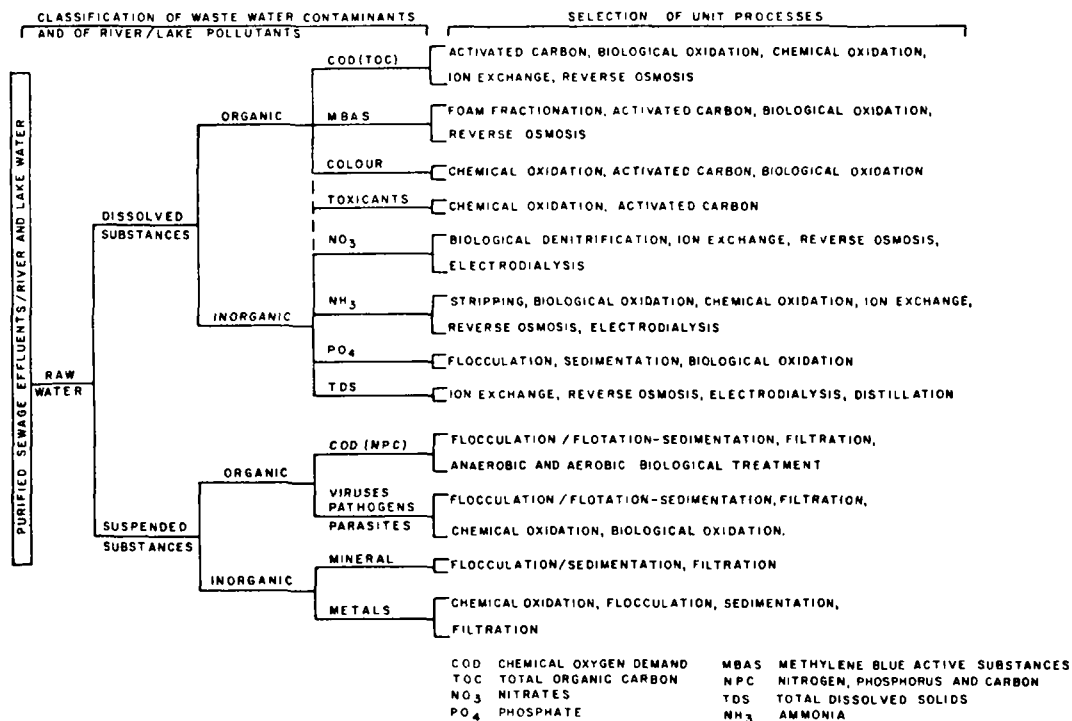


Fig. 1. Classification of waste-water contaminants, and selection of process units.

resistant to chlorination, and if they are absent from chlorinated water, it can be assumed that the water is safe to drink. It further states: "There must be some reservations about the virus of infectious hepatitis, since it has not so far been isolated, but in view of the morphology and resistance of enteroviruses, it is likely that if they have been inactivated, hepatitis virus will have been inactivated also."

(2) Ozonization is regarded as a unit process of great potential in the purification of polluted waters, as well as in the reclamation of waste-waters for industrial and domestic re-use as soon as the problems in connexion with maintaining residual protection and with its rapid decomposition have been overcome. Ozone, like chlorine, is a powerful virucide and its concomitant potency in destroying organic residues, tastes, and odours is claimed to be most effective.

(3) The removal of intractable organic residues which may be carcinogenic, bio-cumulative, and organoleptic (e.g. synthetic detergents) has been a most vexing problem for the water supply and pollution control authorities. The problem has also had a most restricting effect on waste-water reclamation for re-use.

It can now be confidently stated that experience⁶⁻¹² with activated carbon as a unit process has clearly shown its remarkable potentialities for the removal of refractory organics. In conjunction with certain poly-electrolytes and ion exchange materials²² the possibilities are numerous. There is, however, a serious note of warning which emerged from the Windhoek project:¹⁸ activated carbon and ion exchange filters must not be used as unit processes for the removal of viruses and pathogens.

(4) Desalination offers great promise as a unit process in waste-water reclamation for re-use. The build-up of dissolved mineral salts which can be tolerated varies with different uses. In a single cycle of domestic use the total dissolved solids increment is of the order of 200-300 mg/l, and only fractional desalination is necessary to balance this increment when reclaimed waste water is recycled. In this type of application, desalination should be motivated on a proper cost/benefit analysis; the reduction of total dissolved solids (T.D.S.) permits increased "mileage of use per 1,000 gallons" of water; and, therefore, through the diffusion of desalinated water into a reticulation system to maintain a predetermined T.D.S., the costs can be reduced to a level which makes desalination economical by increasing the number of re-use cycles.

Direct and Indirect Re-use of Waste Water

Except in food-processing industries, the internal direct re-use of waste waters is world-wide practice, and waste-water technology is sufficiently advanced to produce industrial process waters of any desired quality. There is an increasing awareness in industry of the water qualities which can be tolerated in unit processes, of the economic benefits and contributions to water-pollution control which may accrue from water re-use, and of the long-term value of efficient use of available water resources.

In regard to domestic use of reclaimed water, however, an objective appraisal of the question of direct and indirect re-use of waste waters is very necessary, since this is a vexing and controversial issue which in some countries has precipitated a stalemate in pollution control, and in waste-water re-use, and in the upgrading of conventional water-purification facilities.

It is necessary to state emphatically that as far as domestic re-use is concerned, waste waters must undergo effective oxidative biological stabilization by any of the recognized systems prior to reclamation. No responsible scientist could, in the light of current status of waste-

water technology, consider the use of raw waste water as intake to such a tertiary plant. As a note of warning, intakes from polluted rivers and lakes can quite easily permit raw waste water which has escaped dilution and self-purification to pass directly into the conventional water-purification plant; the results of many studies on mixing and dilution in rivers and lakes, and on the role of density currents, prove conclusively the validity of this observation. It is, therefore, obvious that the intake waters to water purification plants drawing from such sources must contain raw waste water which has escaped the factors of time-lapse and dilution.

With a clear understanding of the direct and indirect routes which waste water must follow before being reclaimed for domestic supply, we can now move on to constructive thinking and argument.

(1) In the light of recent trends of pollution, municipal water treatment authorities will have to install additional unit processes to produce a finished water which is safe and aesthetically pure. In course of time conventional water-treatment plants may be no different from advanced waste-water treatment plants. This would indeed be a sad situation. Surely then it is imperative to restore the cleanliness of the natural water environment—the longer rivers and lakes are exploited as process units to absorb waste waters, the longer the backdoor to increased pollution will be kept open.

(2) The reservations which have been expressed regarding waste-water reclamation for domestic re-use, namely the risk of (a) infections, (b) chronic toxicity, (c) carcinogenic effects, (d) sex hormone effects, and (e) radiological effects, can also be placed at the doorstep of many conventional water-purification plants treating polluted water. A major proportion of current scientific effort assigned to studying the aforementioned issues of waste-water reclamation, could profitably be diverted to a critical evaluation of many conventional water-treatment plants which have polluted water intakes; this would yield much sooner the practical data urgently needed by the decision maker.

It will certainly go a long way to vindicate the current negative speculations which confuse the decision maker. After all, the responsible scientist and engineer concerned with research and development on advanced waste-water treatment have not as their sole objectives the forcing of reclaimed water down the public's throat—in fact, they are aware that it is already being done by thousands of simple water-purification systems with the concomitant risks to public health. They see their achievements rather as tools to restore the cleanliness of the natural water environment which, after all, is man's rightful heritage.

(3) The Windhoek⁸ and Lake Tahoe⁶ waste-water reclamation projects have unquestionably set the course which the decision makers could follow with fixity of purpose; the objectives of the scientist and engineer concerned with waste-water reclamation are crystal clear.

Although the critical water-supply situation at Windhoek did not allow for a long and detailed epidemiological study before the introduction of reclaimed water, data were available from hospital and laboratory records on incidences of typhoid, other salmonella, shigella and infectious hepatitis cases as far back as 1964.¹⁸

On routine monitoring, no enterovirus was isolated at any time from the final effluent (10-litre samples) or from the effluent of any of the units after breakpoint chlorination of the waste-water reclamation plant (Fig. 2). Enterovirus was, however, isolated from the raw natural-water supplies and from the conventional water-purification plant treating Goreangab Dam water

(Fig. 2 shows the two systems are separated) in 1-litre samples. On one occasion, one enterovirus isolate (less than 1 TCID₅₀/L) was found in the mixed water (SP₁₀, Fig. 2); it is to be noted that the mixed water received chlorination prior to distribution to the city, and at no time was enterovirus found in the distributed water. Exhaustive evaluation of the aforementioned occurrence proved:

- (i) The necessity of installing breakpoint chlorination facilities in the conventional water-purification system before the settling tank (this was not the case before the above-mentioned incident occurred);
- (ii) That the provision of breakpoint chlorination facilities in the design and construction of the reclamation plant circuit before the settling tanks, and the maintenance of a free residual chlorine of 0.5 mg/l after sand filtration prior to the carbon filters, were the key to fail-safe performance of the plant and the production of a safe water. This particular aspect was confirmed by exhaustive tests after the normal closing⁸ of the plant during the winter months when the water demand was low and ammonia concentration in the maturation pond effluent too high for economic breakpoint chlorination. The reclamation plant was operated with an ammonia load beyond its breakpoint capacity and the water bypassed to the river; enterovirus (1 TCID₅₀/L) was isolated in one of the eight carbon filters, thus proving the need for the maintenance of breakpoint chlorination and a free chlorine residual in units prior to carbon filtration;
- (iii) That residual free chlorine, pH, and turbidity are critical parameters for effective breakpoint chlorination to destroy viruses;
- (iv) That before a waste water can be reclaimed for domestic re-use in the particular type of advanced purification plant as used for Windhoek, it must undergo extended biological purification to yield an effluent of predetermined quality suitable as an intake to the reclamation facility. In the case of Windhoek, this consists of biological filters, humus tanks, followed by maturation ponds;

- (v) That the "virgin" water, in this case the Goreangab Dam water purification system, must undergo proper purification and breakpoint chlorination in a separate plant (Fig. 2) before admixture with the final reclaimed water;
- (vi) That improved analytical techniques can conclusively expose undesirable conditions which are inclined to be accepted as absent. For example, the presence of virus in the "virgin" water from a protected catchment was demonstrated. This clearly shows the need for the inclusion of advanced unit processes in conventional water-purification plants;
- (vii) That for economic and effective operation, monitoring, and control, the two treatment systems should be separated completely until the final mixing of the two product waters.

3. DISCUSSION AND CONCLUSION

(1) It is unfortunate that advanced waste-water treatment, and the re-use of reclaimed water, have been almost inseparably linked with direct recycling to the public. This impression is given front-page publicity in an overwhelming proportion of publications, thus crystallizing misconceptions in the minds of the public and the decision maker.

The objective of waste-water reclamation is not, and never has been, to force water reclaimed by advanced techniques down the public's throat. On the contrary, its aims are:

- (i) The development of techniques to produce potable water conforming to the same standards set for public water supply derived from polluted sources, in order to solve the ever-narrowing gap between water demand and supply in developing areas, as in the case of Windhoek,⁸ and, in areas where economics of new water supplies are unfavourable or not available, to plan waste-water re-use as an integral part of the water economy; and
- (ii) The exposure of the incapability of current conventional water-purification facilities to meet the public health requirements for drinking water.

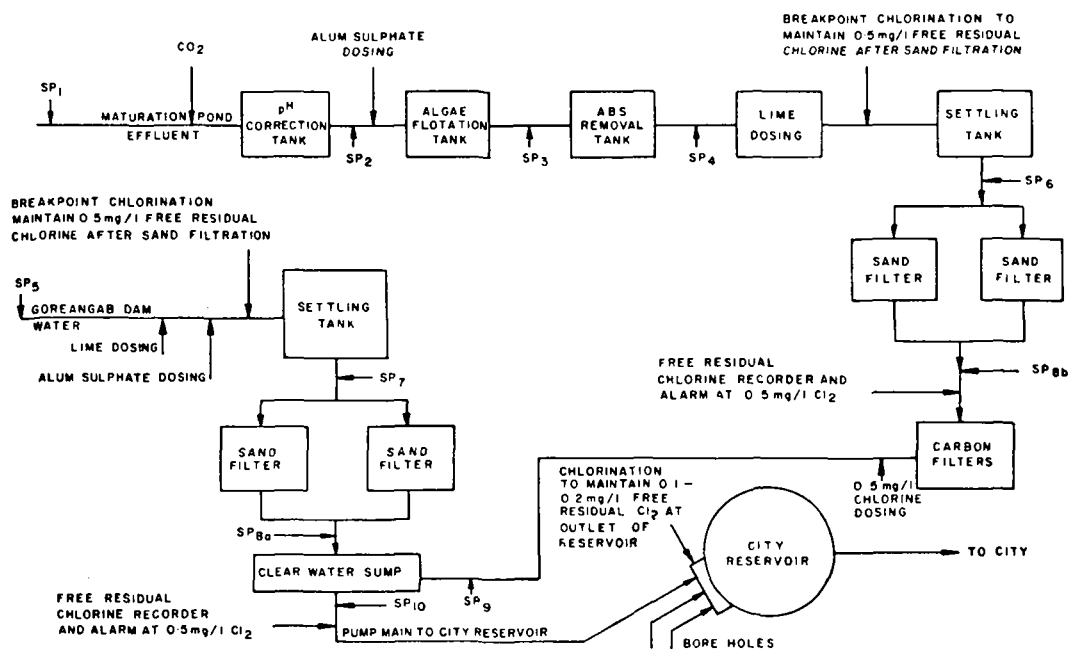


Fig. 2. Existing flow diagram of Goreangab Dam and reclaimed-water purification plant.

(2) The public is lulled into a false sense of security by the belief that the self-purification processes in rivers and lakes provide a more effective safety barrier against viruses, pathogens, carcinogens, organic intractables, toxic and bio-cumulative chemicals, than a properly designed and operated biological purification plant preceding an advanced waste-water reclamation plant. Every responsible scientist and engineer is aware that to-day this is no longer the case. Indirect re-use, via the river, lake, and impoundment has, on the basis of existing facts, certainly not eliminated the problems which public-health opinion ascribes to reclaimed water recycled to the public supply. Scientists and engineers who ascribe to these concepts do a great disservice to the cleaning-up of rivers and lakes.

(3) Public acceptance of the recycling of reclaimed water to the public supply, in admixture with the normal supply, can be a major contribution to waste-water re-use. A comprehensive educational effort is required (i) to make the public aware that their welfare is at stake—they must be convinced that there is a need for such a facility and that the costs are more favourable than any alternative; (ii) to familiarize them with the technical details of the processes, through education, demonstration, and opportunities to visit the purification facilities and ask questions. To quote Mrs. Jessie Rudnick:¹¹ “Lake Tahoe effluent meets USPHS drinking water standards, yet it is not returned to the Lake.

Why? What keeps us from taking that logical next step of re-using the water directly? There appears to be a widespread belief that the public will not accept such a step. I believe that the public *will* accept such a step when given the right information.” Experience with the Windhoek project proved Mrs. Rudnick’s viewpoint conclusively.

(4) Many countries are to-day moving along a critical path with respect to the availability of water resources for further socio-economic development. Superimposed on this problem are the increasing proportions of waste water discharged to rivers and lakes, limiting their usefulness. Because of this, water pollution control, waste-water reclamation in advanced treatment plants for re-use or return to rivers and lakes, and the upgrading of conventional water-treatment plants, must be regarded as an integral part of any country’s water economy. The achievement of this objective requires, at national level, far-sighted research and development effort, planning, and financial input. The public has the right to demand this—after all, water is people.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author wishes to acknowledge the valuable information and help from India, United Kingdom, United States of America, Denmark, Sweden, Russia, Spain, Israel, France, Bulgaria, and South Africa.

(For list of references, see page G7)

REFERENCES

1. Fish, H., "Sewage effluent use in water supply for South-East England". *Effluent and Water Treatment Journal*, 1967 (December), 7, 645.
2. Downing, A. L., "Pollution Control and Related Research in the United Kingdom", London, H.M. Stationery Office.
3. Stephan, David G., and Schaffer, Robert G., "Waste-water Treatment and Renovation Status of Process Development." *Jour. Water Pollution Control Federation*, 1970 (March), part I, 399.
4. Cecil, Lawrence K., "Complete Water Re-use", published in: *Chemical Engineering Progress Symposium Series*, 1967, 63, No. 78, 258, "Water re-use".
5. Weinberger, L. W., and Stephan, D. G., "Waste-water re-use: Has it arrived?", *Jour. Water Pollution Control Federation*, 1968, 40, 529.
6. Sebastian, Frank P., "Waste-water Reclamation and Re-use", *Water and Wastes Engineering*, 1970 (July), 46.
7. Metzler, D. F., "Emergency Use of Reclaimed Water for Potable Supply at Chanute, Kan.", *Jour., A.W.W.A.*, 1958, 50, 1021.
8. Van Vuuren, L. R. J., Henzen, M. R., Stander, G. J., and Clayton, A. J., "The full-scale reclamation of purified sewage effluent for the augmentation of the domestic supplies of the City of Windhoek". Published in: "Advances in water pollution research", *Proceedings of the 5th Water Pollution Research Conference, San Francisco-Hawaii, 26th July-5th August 1970*.
9. Stander, G. J., and Van Vuuren, L. R. J., "The Reclamation of Potable Water from Waste Water". *Jour. Water Pollution Control Federation*, 1969 (March), 41, No. 3, part I, 355. (Paper presented at the Conference of the Institute of Water Pollution Control (S.A. Branch), East London, 13th-17th May 1968.)
10. Stander, G. J., Van Vuuren, L. R. J., and Dalton, G. L., "Current Status of Research on Waste-water Reclamation in South Africa". *Jour. Institute of Water Pollution Control*, 70, No. 2, 213.
11. Advanced Waste Treatment and Water Re-use Symposium, Dallas, Texas, 1971 (January 12th-14th).
12. Gloyna, Ernest F., and Eckenfelder (Jun.), W. Wesley, editors, "Water Quality Improvement by Physical and Chemical Processes", *Water Resources Symposium No. 3, Austin, Univ. of Texas*, 1969 (April).
13. Stander, G. J., and Clayton, A. J., "Planning and Construction of Waste-water Reclamation Schemes as an Integral Part of Water Supply", *Water Pollution Control*, 1971, 70, No. 2, 228.
14. Van Vuuren, L. R. J., Funke, J. W., and Smith, L., "The Full-scale Refinement of Purified Sewage for Unrestricted Industrial Use in the Manufacture of fully bleached Kraft Pulp and Fine Paper". Paper to be presented at the 6th International Conference of the I.A.W.P.R., Jerusalem, 1972 (June).
15. Suhr, L. G., "The Concept of Waste-water Reclamation", Paper presented at the 44th Annual Meeting of the Rocky Mountains Section of the A.W.W.A.-W.P.C.A., 1970 (September), 1.
16. Henzen, M. R., Stander, G. J., and Van Vuuren, L. R. J., "The Current Status of Technological Development in Water Reclamation", paper to be presented at Workshop Session of the 6th International Conference of the I.A.W.P.R., Jerusalem, 1972 (June).
17. Haney, Paul D., "Water Re-use for Public Supply", *Jour. A.W.W.A.*, 1969 (February), 61, No. 2.
18. Nupen, Ethel M., and Stander, G. J., "The Virus Problem in the Windhoek Waste-water Reclamation Project", paper to be presented at the 6th International Conference of the I.A.W.P.R., Jerusalem, 1972 (June).
19. Windle Taylor, E., 41st Rep. bact. chem. biol. Exam. Lond. Waters, 1963-64. "Improvement in Quality of a Sewage Works Effluent during passage through a series of Lagoons."
20. Windle Taylor, E., *et al.*, *Journal Inst. Pub. Hlth. Eng.*, 1968 (April). "The Use of Ozone in the Reclamation of Water from Sewage Effluents."
21. World Health Organization, "European Standards for Drinking Water", 1971.
22. Gaffney, Jerome G., Kunin, Robert, and Downing, Donald G., "Ion Exchange for Industrial Water", *Water Resources Symposium No. 3, Austin, Univ. of Texas*, 1969 (April), 281.

Réutilisation des eaux usées pour les besoins industriels et domestiques

par le

Dr. G. J. STANDER

Ancien Directeur de l'Institut National pour la Recherche sur l'eau du Conseil Sud-Africain pour la Recherche Scientifique et Industrielle, actuellement Vice-Président et Chef de Service de la Commission de la Recherche sur l'Eau

1. INTRODUCTION

Le réutilisation des eaux usées n'a rien de nouveau; en fait, le pouvoir de dilution et d'auto-épuration des rivières et des lacs est utilisé depuis plus d'un siècle pour purifier les eaux usées urbaines et industriels.^{1,2*} Autrefois, ces rivières et lacs n'étaient pas considérés comme source d'alimentation en eau et les bassins versants des captages d'eau potable étaient protégés avec zèle contre la pollution.

Depuis lors, l'explosion de la population et le développement industriel ont épuisé en beaucoup d'endroits les ressources disponibles dans les bassins protégés, et il a fallu recourir de plus en plus, pour satisfaire la demande, à la purification des eaux polluées. Depuis 1948 environ, une stricte législation anti-pollution visant à combattre la pollution des lacs et rivières a été instaurée pratiquement dans le monde entier. Malgré les améliorations sensibles dues à ces mesures anti-pollution, une pollution sérieuse des ressources en eau de base prévaut et l'intervalle entre les ressources et les besoins en eau se rétrécit. Il en résulte que des milliers de stations de traitement d'eau potable, en beaucoup de pays, produisent actuellement de l'eau à partir de ressources polluées et, qu'en raison des exigences croissantes de la santé publique, les critères de qualité de l'eau potable sont en révision dans le monde entier.

La vérité brutale est que les ressources en eau douce de nombreux pays sont en grave danger. Mais, depuis une dizaine d'années, les efforts des chercheurs et des ingénieurs, poussés par le déséquilibre croissant entre les besoins et les ressources en eau, par les avantages économiques et autres de la réutilisation de l'eau et par la lutte contre la pollution, ont amené de remarquables progrès dans la technologie des eaux usées en vue de rétablir la valeur des ressources en eau, de récupérer les eaux usées pour les réutiliser et de traiter les eaux usées avant rejet dans les lacs et rivières.³⁻¹³ Comme prévu, ces travaux ont conduit à de nouveaux concepts sur les traitements classiques de purification de l'eau, l'utilisation, et la réutilisation des eaux usées et ont aussi ouvert de nouveaux horizons à la pensée et des objectifs aux chercheurs et ingénieurs chargés de la gestion des eaux et de la lutte contre la pollution. Des nombreuses études publiées jusqu'ici, il apparaît que l'objectif de base des chercheurs et ingénieurs de nombreux pays est l'optimisation des ressources en eau à la disposition de l'homme par les voies les plus efficaces, non seulement pour couvrir les besoins naissants, mais aussi pour résoudre les problèmes de pollution de l'eau, aggravés par l'industrialisation progressive et par la concentration des masses de population.

Donc, dans le présent rapport, toutes les eaux polluées seront considérées comme eaux usées, que ce soit l'eau polluée d'une rivière ou d'un lac ou l'effluent d'une usine ou d'un égout urbain.

2. SITUATION ACTUELLE DE LA REUTILISATION DES EAUX USEES

La situation actuelle de la technologie des eaux usées, particulièrement la réutilisation des eaux usées, est abondamment décrite dans des publications facilement accessibles.^{1,6-7,9-11,13-17} Une revue des réutilisations signalées dans ces documents serait inutile, mais les responsables ont cependant besoin de faits sur les potentialités de la technologie des eaux usées pour produire des eaux réutilisables, pour purifier les eaux de rivière polluées en vue de répondre aux exigences des services de santé relatives à l'eau potable, et pour lutter contre la pollution. Nous essaierons donc, dans les chapitres suivants, de faire ressortir les principes de base et concepts qui ont émergé sous la pression collective des exigences des critères de qualité spécifiques aux nombreuses utilisations de l'eau, dans la mesure où elle jouent un rôle clé d'orientation dans la voie critique de la planification de la lutte contre la pollution de l'eau, de la récupération des eaux usées, de la réutilisation de l'eau, et, généralement, de l'optimisation des ressources en eau.

Qualité de l'Eau

La rareté croissante des eaux disponibles dans les pays autrefois favorisés de ressources en eau douce convenables, et les réactions concomitantes des divers secteurs des utilisateurs de l'eau et du public à la destruction de la qualité des ressources en eau, notamment en ce qu'elle affecte la santé publique, l'esthétique, et les diverses utilisations des lacs et des rivières, ont amené une prise de conscience de la qualité de l'eau. Il en résulte que l'on a mis au point des critères et des normes de qualité de l'eau et l'expérience acquise lors de leur application à la lutte contre la pollution, à l'alimentation en eau et à la réutilisation des eaux usées, a amené le monde à reconnaître leur valeur et leur exactitude pour détecter et mesurer,

(1) les changements dans tout le spectre des exigences de qualité de l'eau en vue de sauvegarder la santé publique, la vie des lacs et cours d'eau, et les besoins spécifiques des distributions d'eau publiques et industrielles et des nombreux autres secteurs de consommateurs d'eau;

(2) la capacité des stations de purification classiques et des installations de mise en valeur des eaux usées à produire une eau traitée conforme aux exigences de qualité prescrites pour l'emploi particulier auquel l'eau est destinée;

(3) la pollution des rivières et des lacs.

* Pour la bibliographie, voir texte anglais, G7.

Le développement effrayant de la production de corps de synthèse et de nouveaux produits chimiques pour diverses utilisations a introduit dans l'environnement des toxiques sophistiqués, des cancérigènes et des polluants subtils. Beaucoup d'entre eux se sont révélés réfractaires à la dégradation par les processus d'auto-épuration des rivières et des lacs et les traitements biologiques et peuvent traverser les stations de traitement classiques pour atteindre le consommateur. En outre, les quantités toujours croissantes d'eaux d'égout domestiques contenant ces polluants qui atteignent les rivières et lacs ont amené des changements marqués dans la qualité des eaux réceptrices.

Les effets défavorables de ces polluants sur la qualité de l'eau, la santé publique et la vie aquatique ont rendu urgente la nécessité de réviser et d'étendre les critères et paramètres permettant de juger exactement la qualité et la sécurité de l'eau pour les divers usages et de surveiller le rendement des installations de traitement correspondantes. La complexité de cette situation oblige à mettre au point et à perfectionner des techniques analytiques et des analyseurs automatiques pour quantifier les divers paramètres de qualité de l'eau, en particulier les virus et les pathogènes, pour identifier les polluants spécifiques comme les cancérigènes, les résidus organiques indécélabes, les produits biocumulatifs et les substances connues pour porter atteinte à la santé humaine et à la vie des animaux et des plantes, et enfin pour effectuer un contrôle sans défaillance des stations de traitement d'eau. La complexité de la situation s'accroît encore en raison du souci de préserver la qualité esthétique de l'environnement aquatique pour sa conservation et pour la récréation.

La présence croissante de polluants responsables de goûts et odeurs dans l'eau pose maintenant de graves problèmes aux distributions d'eaux. Les paramètres pour mesurer exactement ces qualités de l'eau sont d'une importance critique en raison de la sensibilité de public. En fait, c'est ce problème plutôt que celui des virus et cancérigènes qui est la force agissante qui conduit à inclure un traitement tertiaire dans les stations de traitement classiques et dans le traitement des eaux usées avant rejet dans les milieux naturels.

Des méthodes d'identification des virus, particulièrement du virus de l'hépatite, doivent être mises au point d'urgence pour arrêter la spéculation plus que rien d'autre. Autant il est vrai qu'une numération de zéro *E. coli* dans 100 ml d'eau à réutiliser ne garantit pas l'absence de virus, il est également vrai que l'eau classiquement traitée à la norme de zéro *E. coli* n'est pas nécessairement privée de pathogènes, et, quand on s'occupe de volumes d'eau plus grands, à savoir l'alimentation entière, on ne peut pas plus être absolument certain que l'on ne sera pas malade d'avoir bu l'eau classiquement traitée des rivières polluées que d'avoir bu de l'eau réutilisée pour la boisson par des techniques avancées.⁸ On ne peut nier que le problème des virus dans l'eau de réutilisation destinée à la boisson doit être résolu, mais c'est tout autant un problème dans des milliers de stations de traitement purifiant l'eau de rivières polluées.

Donc, des critères et paramètres de qualité sévères sont la clé du progrès dynamique dans la lutte contre la pollution de l'eau, dans la récupération des eaux pour leur déversement en rivière et pour les emplois domestiques et industriels et pour l'amélioration des installations de traitement de l'eau existantes comme à créer en vue de la distribution publique. Il n'est pas douteux que l'exigence toujours croissante de l'industrie et du public pour une eau de meilleure qualité, et l'augmentation des coûts de traitement pour y parvenir, accéléreront l'emploi des traitements tertiaires pour les eaux usées à réutiliser ou à rejeter en rivière et pour

améliorer les stations de traitement classiques. Les municipalités et les industries sentiront bientôt le poids de ces dépenses pour le traitement de l'eau potable et des eaux usées avant rejet; inutile d'ajouter que la pression des politiciens et des actionnaires obligera à repenser la gestion des eaux usées dans l'économie municipale et industrielle sur la base d'une analyse coût-profit, ce qui, à son tour, cristallisera des études de chemin critique qui détermineront:

(1) les profits économiques exacts et les procédures pour atteindre ces objectifs;

(2) les faits et les chiffres pour un programme de recherche et développement à long terme assurant que les rivières et lacs auront la qualité requise, que la réutilisation des eaux usées formera partie intégrante de la gestion des eaux et que la lutte contre la pollution sera optimisée pour obtenir le meilleur rendement de l'eau.

Processus Unitaires et Exploitations

Depuis la révolution industrielle, les capacités de dilution physique et d'auto-épuration des rivières et des lacs ont été exploitées comme procédés de purification des eaux usées et, de nos jours, malgré la meilleure connaissance de limites de ce procédé, l'homme l'exploite toujours pour évacuer les eaux usées urbaines et industrielles. L'usine de traitement biologique moderne constitue en fait l'utilisation de ce procédé sous le contrôle de la technique. Dans ces stations artificielles de traitement des eaux usées, les capacités physiques et l'auto-épuration des rivières et des lacs ne sont pas seulement plusieurs fois accélérées par le fonctionnement de la station, mais on peut également contrôler les variables. En outre, la capacité de dilution des eaux réceptrices perd de son importance.

Avec l'augmentation des eaux usées déversées dans les lacs et rivières, il est devenu évident que l'on fait trop confiance à la capacité naturelle de ces eaux pour maintenir la qualité de l'eau à un niveau acceptable pour tous les usages reconnus. En outre, l'expérience des stations de traitement biologique, même tenant compte de leur capacité à accélérer la vitesse de purification naturelle des rivières, a révélé de notables limitations aux processus de purification biologique naturels. L'expérience a également confirmé que l'auto-épuration dans les rivières et lacs n'a qu'une capacité limitée pour dégrader les micro-polluants, les composés cancérigènes, les substances organiques toxiques et complexes, pour détruire les virus, pathogènes, et parasites et pour enlever les substances biocumulatives, phosphates et azotes. Les chercheurs et ingénieurs sont très conscients des limitations des procédés de traitement biologiques secondaires comme moyens de lutter contre la pollution et ils se sont appliqués depuis deux décennies à une recherche concertée et à un effort de mise au point pour affiner les outils de la technologie existante des eaux usées en trois directions principales:

1. Révision des procédés de fabrication pour:—
 - (a) éliminer l'introduction dans les circuits d'eaux usées de corps chimiques connus comme nuisibles aux procédés avancés de traitement des eaux usées qui dégradent ou enlèvent les pollutions avant rejet des effluents dans les milieux naturels et leur utilisation pour la distribution d'eau ou avant que ces effluents ne soient récupérés pour l'emploi industriel ou domestique;
 - (b) remplacer les procédés humides de nettoyage et de transport des déchets et sous-produits par des procédés unitaires à sec.

2. Perfectionnement des stations de traitement biologique en vue d'enlever les phosphates, les nitrates et l'azote, d'améliorer leur pouvoir de détruire ou retenir les virus, les pathogènes, et les parasites et de

dégrader les substances organiques connues comme toxiques, cancérigènes, et bio-cumulatives.

3. Mettre au point de nouveaux procédés unitaires physiques et chimiques et raffiner ceux qui existent:—

- (a) pour produire une eau de qualité convenable en vue de son recyclage interne dans l'industrie ou pour diminuer les besoins en eau de l'industrie;
- (b) comme addition aux stations de traitement biologiques, aussi bien qu'aux stations de traitement d'eau potable utilisant des eaux brutes polluées, afin de produire une eau conforme aux exigences de qualité plus strictes pour les diverses utilisations de l'eau et pour la lutte contre la pollution.

Par cette énumération, nous avons voulu dissiper les nombreuses erreurs sur les procédés avancés de récupération des eaux usées qui résultent de la littérature existante. Tous ceux qui s'intéressent à la question doivent nécessairement pouvoir interpréter correctement les objectifs des procédés de traitement avancés des eaux usées pour pouvoir exploiter directement les expériences et leçons de Chanute,⁷ de Lac Tahoe⁸ et de Windhoek.⁸ Dans ce dernier cas, il faut remarquer que, comme il est rapporté dans le présent rapport et ailleurs,¹⁸ le projet est étudié de la façon la plus attentive et les résultats seront progressivement communiqués dans toutes les parties du monde.

Le choix d'un procédé de traitement avancé des eaux usées dépend, dans une large mesure, du caractère des eaux brutes disponibles et des exigences de qualité pour les usages envisagés de l'eau récupérée. D'un point de vue technique, la prédominance de certains polluants joue un rôle important dans le choix du procédé et dans les combinaisons de procédés. Une indication des procédés unitaires disponibles et de leurs applications potentielles est donnée dans la figure 1.¹⁶

Pour l'eau de fabrication industrielle et pour le recyclage interne de l'eau, il est évident que par un choix judicieux et une combinaison des procédés unitaires, on peut produire de l'eau ayant virtuellement n'importe quelle qualité désirée. Mais, dans le cas de récupération pour les besoins domestiques en vue d'augmenter les ressources en eau ou pour le recyclage dans les industries alimentaires, il y a un certain nombre de conditions qui dictent le choix et la mise en oeuvre des procédés unitaires:

- (a) fiabilité des procédés unitaires ou de leur combinaison en vue de produire à tout moment de l'eau de la qualité désirée,
- (b) automatisation de la mise en oeuvre des procédés unitaires et souplesse d'exploitation pour compenser les changements de qualité de l'eau brute ou les changements de rendement des procédés unitaires,
- (c) procédés de réserve pour assurer la continuité et la stabilité de production de l'installation,
- (d) surveillance continue de certains paramètres exigeant des procédures analytiques rapides,
- (e) identification rapide et quantification des polluants connus comme nuisibles pour une réutilisation particulière,
- (f) enlèvement sans défaillance des virus, substances nuisibles, etc.

Il faut mettre l'accent sur le fait que ces exigences s'appliquent également aux stations classiques de production d'eau potable traitant des eaux brutes polluées.

Il est utile de commenter ici certains problèmes spécifiques, non seulement à la récupération des eaux usées pour les besoins domestiques, mais aussi au traitement pour l'alimentation en eau des eaux de lacs et de rivières polluées, ainsi que certains procédés unitaires qui, au prix de nouvelles recherches, pourraient offrir des solutions.

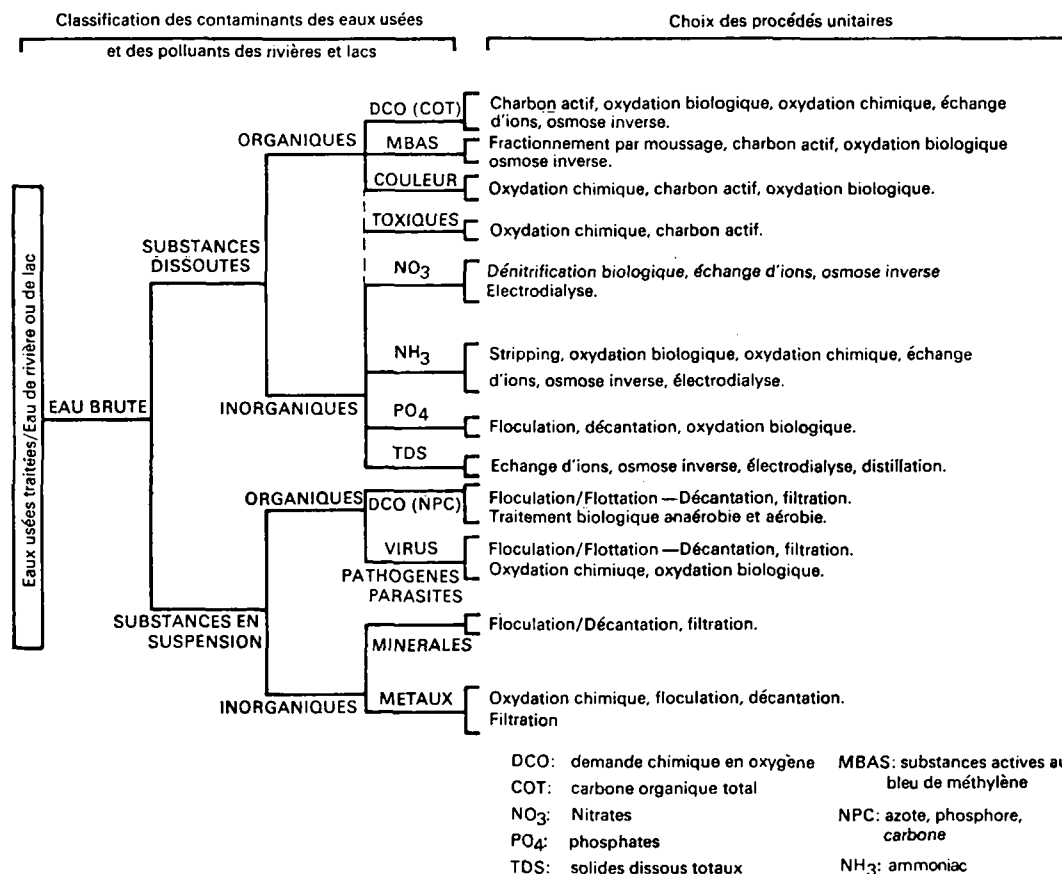


Fig. 1. Classification des contaminants des eaux usées et choix des procédés unitaires.

1. Le rendement de l'enlèvement de virus par la chloration dépend beaucoup de la turbidité et de la teneur en matières organiques de l'eau.

La chloration d'une eau polluée non traitée ne détruira certainement pas les virus. La chloration est un procédé unitaire final dans toute installation de traitement d'eau potable et d'eaux usées, et sa capacité à réaliser la qualité bactérienne et virale désirée est déterminée par la sélection convenable et la mise en oeuvre des procédés unitaires qui la précèdent.

Il y a, semble-t-il, une unanimité complète à tous les niveaux responsables de la pensée professionnelle que, en choisissant convenablement des procédés de traitement produisant l'eau dans la zone de turbidité de 0,1 à 1,0 unités Jackson, la chloration à 1 mg/l de chlore résiduel libre après 30 minutes de contact donnera une eau saine. Il est évident que, pour assurer l'inactivation des virus, il faut employer la chloration au break-point afin d'avoir un résiduel de chlore libre disponible à un pH qui assurera une concentration suffisante d'acide hypochloreux libre. Les dernières "Normes européennes pour l'eau potable" publiées par le bureau régional de l'OMS pour l'Europe¹⁹ recommande une concentration de 0,5 mg/l de chlore libre pendant une heure pour l'inactivation des virus. Elles mentionnent qu'un potentiel redox de 650 mV amènera une inactivation presque instantanée, même de fortes concentrations de virus. Elles indiquent que les entéro-virus sont les plus résistants à la chloration et que, si l'eau chlorée n'en contient pas, on peut admettre que l'eau est bonne à boire. Elles affirment, en outre, "il faut faire certaines réserves à propos du virus de l'hépatite infectieuse car il n'a pas été jusqu'à présent isolé, mais tenant compte de la morphologie et de la résistance des entéro-virus, il est probable que s'ils ont été inactivés, le virus de l'hépatite aura été également inactivé".

2. L'ozonation est considérée comme un procédé unitaire de grandes potentialités pour la purification des eaux polluées, aussi bien que pour le recyclage des eaux usées pour les besoins industriels et domestiques, dans la mesure où le problème du maintien d'une protection résiduelle et de sa rapide décomposition auront été surmontés. L'ozone, comme le chlore, est un virulicide fort et son pouvoir concomitant de détruire la matière organique, les goûts, et les odeurs serait très efficace.

3. L'enlèvement des résidus organiques indécélabiles qui peuvent être cancérigènes, biocumulatifs et organoleptiques (par exemple les détergents synthétiques) pose un problème embarrassant aux responsables de l'alimentation en eau et de la lutte contre la pollution. Ce problème a aussi un effet très restrictif sur le recyclage des eaux usées.

On a maintenant la certitude que les expériences⁶⁻¹² acquises sur l'emploi du charbon actif ont montré ses potentialités remarquables pour enlever la matière organique réfractaire et, en conjonction avec certains polyélectrolytes et échangeurs d'ions,²⁰ ses possibilités sont nombreuses. Mais l'expérience de Windhoek¹⁸ apporte un avertissement sérieux: le charbon actif et les échangeurs d'ions ne doivent pas être utilisés comme procédés unitaires d'enlèvement des virus et pathogènes.

4. Le dessalement offre de grandes promesses comme procédé unitaire pour le recyclage des eaux usées. L'accumulation de sels minéraux dissous qui peut être tolérée varie avec les différents usages. Dans un cycle unique d'utilisation domestique, l'augmentation des solides dissous totaux est de l'ordre de 200-300 mg/l et il suffit d'un dessalement partiel pour compenser cette augmentation si on recycle l'eau d'égout. Dans ce type d'emploi, le dessalement doit être motivé par une analyse correcte coût/profit; la réduction de solides dissous permet une meilleure utilisation de l'eau, et,

par conséquent, si l'on réintroduit l'eau dessalée dans un réseau en vue de maintenir une teneur prédéterminée en solides dissous, les coûts peuvent être ramenés à un niveau qui rend le dessalement économique en augmentant le nombre des cycles d'utilisation.

Réutilisation Directe et Indirecte des Eaux Usées

Sauf dans les industries alimentaires, le recyclage direct des eaux usées est une pratique universelle et la technologie des eaux usées est suffisamment avancée pour produire des eaux de fabrication de toutes qualités désirées.

L'industrie est de plus en plus consciente des qualités d'eaux qui peuvent être tolérées à chaque stade de production, des bénéfices économiques et de la contribution à la lutte contre la pollution de l'eau qui résulte du recyclage de l'eau, et de la valeur à long terme d'un emploi rationnel des ressources en eau disponibles.

En ce qui concerne l'utilisation domestique des eaux récupérées, cependant, il est absolument nécessaire d'estimer objectivement la question de la réutilisation directe et indirecte des eaux usées car cette question est très controversée et a provoqué en certains pays une totale confusion dans la lutte contre la pollution, la réutilisation des eaux usées, et l'amélioration des installations classiques de purification de l'eau.

Il est nécessaire de répéter que, en ce qui concerne la réutilisation pour les usages domestiques, les eaux usées doivent subir, avant toute récupération, une stabilisation biologique oxydante effective par l'un des procédés reconnus. Il n'y a pas de technicien responsable, qui, à la lumière des techniques actuelles de traitement des eaux usées, puisse admettre l'emploi d'eaux usées brutes pour l'alimentation d'une usine de traitement tertiaire. A titre d'avertissement, les prises d'eau dans les rivières et les lacs pollués peuvent en fait permettre à des eaux usées brutes ayant échappé à la dilution et à l'auto-épuration de passer directement dans la station de traitement d'eau potable classique; les résultats de nombreuses études effectuées sur le mélange et la dilution dans les rivières et lacs et sur le rôle des courants de densité ont largement prouvé la validité de cette observation. Il est donc évident que les eaux brutes utilisées pour la production d'eau potable et provenant de ces sources peuvent contenir des eaux usées brutes ayant échappé aux facteurs temps et dilution.

Ayant compris les routes directes et indirectes que l'eau usée doit suivre avant d'être réutilisée pour l'alimentation domestique, nous pouvons maintenant bâtir le schéma suivant:

1. Compte-tenu de l'évolution actuelle de la pollution, les responsables des stations de production d'eau potable devront installer des unités supplémentaires pour produire une eau traitée qui soit saine et esthétiquement pure. Avec le temps, les stations de traitement classiques pourront ne pas être différentes des stations de traitement avancé des eaux usées. Cela sera certainement une triste situation. Il sera alors impératif de restaurer la pureté des milieux aquatiques naturels. Plus longtemps on exploitera les lacs et rivières comme unités de traitement pour absorber les eaux usées, plus longtemps la porte dérobée sera maintenue ouverte à une augmentation de la pollution.

2. On peut également placer sur le seuil de nombreuses stations classiques de traitement des eaux polluées les réserves exprimées en ce qui concerne la récupération de l'eau usée pour les usages domestiques, c'est-à-dire le risque de (a) infections, (b) toxicités chroniques, (c) effets cancérigènes, (d) effets des hormones sexuelles, (e) effets radiologiques. Une grande proportion des efforts scientifiques consacrés à étudier les aspects ci-dessus de la récupération des eaux usées

pourrait avantageusement être transférée à l'étude critique de nombreuses stations de production d'eau potable qui traitent de l'eau polluée; cela donnerait beaucoup plus tôt les données pratiques dont les responsables des décisions ont un besoin urgent. Il sera certainement long de combattre les spéculations négatives actuelles qui troublent les responsables des décisions. Après tout, les chercheurs et ingénieurs chargés de la recherche et du développement sur les traitements avancés des eaux usées n'ont pas comme seul objectif d'obliger le public à avaler de force de l'eau recyclée. En fait, ils savent que cela est déjà pratiqué dans de nombreuses stations simples de traitement de l'eau avec les risques concomitants pour la santé publique. Ils cherchent plutôt à forger les instruments pour restaurer la pureté du milieu hydrique naturel et qui est, après tout, l'héritage légal de l'homme.

3. Les projets de récupération des eaux usées de Windhoek⁸ et du Lac Tahoe⁶ ont incontestablement montré la voie que les responsables peuvent suivre vers le but fixé: les objectifs de chercheurs et ingénieurs intéressés par la récupération des eaux usées ont la clarté du cristal.

3. DISCUSSIONS ET CONCLUSIONS

1. Il est regrettable que, dans l'esprit du public, le traitement avancé des eaux usées et la réutilisation de l'eau traitée ait été inséparablement liés avec le recyclage direct.

Cette impression reçoit une publicité à la première page d'une proportion importante de publications, ce qui cristallise le malentendu dans l'esprit du public et des responsables des décisions. L'objectif de la récupération des eaux usées n'est pas et n'a jamais été d'obliger le public à boire l'eau récupérée pas les techniques avancées. Au contraire, ses buts sont:

- (a) de mettre au point les techniques produisant de l'eau potable conforme aux normes établies pour les distributions d'eau alimentées à partir de ressources polluées, pour résoudre la marge qui se rétrécit sans cesse entre les besoins en eau et les ressources dans les régions en développement, comme dans le cas de Windhoek⁸ et, dans les régions où il est trop coûteux ou impossible de créer de nouvelles adductions d'eau, d'envisager la récupération comme partie intégrale du bilan hydraulique.
- (b) de faire ressortir l'incapacité des installations de traitement d'eau classiques actuelles à satisfaire aux exigences de la santé publique pour l'eau potable.

2. Le public est induit à un faux sentiment de sécurité par la croyance que l'autoépuration dans les rivières et lacs assure une barrière de sécurité plus efficace contre les virus, pathogènes, cancérigènes, matières organiques en trace, toxiques, et corps bio-cumulatifs qu'une station de traitement biologique bien conçue et exploitée précédant une station avancée

de récupération de l'eau usée. Tout chercheur ou ingénieur sait bien que ce n'est plus actuellement le cas. La réutilisation indirecte par l'intermédiaire des rivières, lacs et barrages, d'après les faits connus n'a certainement pas éliminé les problèmes de santé publique que l'opinion associe à l'eau usée récupérée pour la distribution d'eau publique. Les chercheurs et ingénieurs qui s'en tiennent à ce concept desservent très gravement l'assainissement des rivières et des lacs.

3. L'acceptation par le public du recyclage en distribution des eaux traitées en mélange avec les ressources en eau normales peut être une contrainte majeure en vue de la réutilisation des eaux usées. Un effort d'éducation important est nécessaire:

- (a) pour faire comprendre au public que son bien-être est menacé: il faut qu'il soit convaincu que cette disposition est nécessaire et que le prix en est plus favorable que pour toute autre solution;
- (b) pour le familiariser avec les détails techniques de ce procédé par l'éducation, la démonstration, et l'organisation de visites commentées aux ouvrages de traitement. L'auteur cite Mrs. Jessie Rudwick:¹¹ "L'effluent du Lac Tahoe est conforme aux normes du Service de Santé Publique des Etats-Unis pour l'eau potable, et cependant, on ne le renvoie pas au lac. Pourquoi? qui nous empêche de franchir le pas logique suivant et de réutiliser l'eau directement? On semble généralement croire que le public n'acceptera pas cette mesure. Je crois que le public l'acceptera quand on l'informerait convenablement."

L'expérience du projet Windhoek confirme le point de vue de Mrs. Rudwick.

4. De nombreux pays se trouvent sur une voie difficile en ce qui concerne les ressources en eau disponibles pour leur développement socio-économique. Surimposés à ce problème sont les volumes croissants d'eaux usées rejetées dans les rivières et les lacs et qui en diminuent l'utilité. De ce fait, la lutte contre la pollution de l'eau, la récupération de l'eau usée dans des stations de traitement avancées pour sa réutilisation ou son renvoi dans les rivières et les lacs, et le perfectionnement des stations de traitement classiques doivent être considérées comme partie intégrante de l'économie hydraulique de tout pays. La réalisation de cet objectif exige, au niveau national, un effort clairvoyant de recherche et de développement, des plans et des incitations financières. Le public a le droit de l'exiger: après tout, l'eau est le peuple.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à rendre hommage aux renseignements et à l'aide précieuse reçue de l'Inde, de Grande-Bretagne, des Etats-Unis, du Danemark, de Suède, de Russie, d'Espagne, d'Israël, de France, de Bulgarie et d'Afrique du Sud.

BIBLIOGRAPHIE

(Voir le texte anglais, page G7)

Fiabilité des distributions d'eau du captage au consommateur

Rapporteur Général

JACQUES TRIBUT

Directeur Général de la S.A.U.R. (Société d'Aménagement Urbain et Rural) Paris

INTRODUCTION

Le présent Rapport Général a été élaboré en utilisant les éléments contenus dans les Rapports Nationaux des Pays suivants:—

Mr. H. Varetza	Autriche
Mr. J. A. Husen	Danemark
Mr. E. C. Reed, D.F.C.	Grande Bretagne
Mr. A. Vallo	Hongrie
Mr. B. J. Tighe	Irlande
Mr. Y. Gozani	Israël
Dr. M. Roman	Pologne
Prof. D. C. Midgley	Afrique du Sud
Prof. N. Abramov	U.R.S.S.
Mr. C. Van der Veen	Hollande
Mr. K. Tammela	Finlande
Mr. J. Marichal	Vénézuela
Mr. J. Echeverri Carvajal	Colombie
Mr. J. P. Lefebvre	}	Belgique
Mr. L. Preat				
Mr. D. Clara				
Mr. J. A. Vigueras	}	Espagne
Mr. J. Roman de la Nieta				

1. DEFINITION DE LA FIABILITE ET GENERALITES

Il est certain que l'homme, dès qu'il a eu confectionné ses premiers outils, ses premières armes, a établi une échelle de valeurs en fonction de la confiance relative qu'il pouvait accorder à tel ou tel d'entre eux. La technologie des cordes d'arc a certainement évolué dans ce sens et, par exemple, le choix entre les fibres végétales ou les tendons animaux s'est fait en faveur du matériau qui était le moins souvent défaillant au moment crucial. La notion d'instrument fiable, auquel on peut faire confiance, est donc presque aussi vieille que l'humanité elle-même.

Les mêmes mots s'appliquent aussi à des qualités humaines, mais la confiance que l'on peut placer en un individu, si elle est liée à des qualités physiques, dépend aussi de qualités morales. La comparaison s'arrêtera donc là pour nous qui sommes des techniciens. Cependant l'homme, considéré comme une pure machine, a servi de sujet d'étude aux précurseurs qui ont utilisé l'instrument mathématique et plus spécialement le calcul des probabilités, pour faire des prévisions de durée de vie. Il s'agissait des problèmes d'assurance sur la vie humaine et les actuaires ont à ce propos élaboré la plupart des théories et mis en oeuvre les grandeurs que nous retrouverons, sous d'autres noms, dans cette étude. Il s'agissait d'une véritable étude de la fiabilité de l'être humain et les taux de mortalité mis en évidence n'étaient pas autre chose que les taux de défaillance dont nous allons parler plus loin.

En dépit de ces précédents, il n'y a guère plus d'une dizaine d'années que la notion de fiabilité, telle

qu'elle est conçue, définie, étudiée de nos jours s'est vraiment répandue et généralisée. C'est de cette époque que date le mot français "fiabilité", néologisme qui dérive de l'adjectif archaïque "fiable", qui signifie "auquel on peut se fier".

Le moment est maintenant venu de nous donner une définition du mot "fiabilité". Nous dirons que:—

La fiabilité est la probabilité pour qu'un dispositif, simple ou complexe, assure, sans défaillance, la fonction qui lui est assignée, pendant un intervalle de temps déterminé.

Cette définition appelle deux remarques immédiates:

Première remarque: une fiabilité est une probabilité, et toutes les estimations chiffrées que l'on peut être amené à en faire, sont des calculs de probabilités, basés sur des études statistiques.

L'identité entre fiabilité et probabilité ne doit jamais être perdue de vue en dépit d'un désaccord entre la définition et le langage courant. A propos d'un équipement très sûr, qui a une faible probabilité de défaillance, on dit qu'il a une "très grande fiabilité". Or, la plus grande valeur que puisse atteindre une probabilité est la valeur "Un" qui n'est pas précisément un grand nombre. En disant grande fiabilité, il nous faut penser fiabilité très proche de l'unité.

Une autre réflexion s'impose à ce sujet, qui découle du tassement des hautes fiabilités au voisinage de l'unité. Si un équipement a, dans certaines circonstances, une fiabilité de 0,997 et que, par suite d'améliorations techniques, celle-ci est portée à 0,999, le progrès semble modeste puisque la fiabilité n'a été augmentée que de deux millièmes environ.

La prise en considération de la probabilité de défaillance, amène une plus juste vision des choses. Si nous appelons F une fiabilité définie comme la probabilité de l'évènement favorable (constitué par l'absence de défaillance), l'arrivée de la panne est l'évènement défavorable et sa probabilité est:—

$$D = 1 - F$$

Dans l'exemple numérique ci-dessus, la probabilité de défaillance passe, après amélioration,

$$\text{de: } D' = 1 - 0,997 = 0,003$$

$$\text{à: } D'' = 1 - 0,999 = 0,001$$

c'est dire qu'elle a été divisée par trois, ce qui est considérable. Nous serions bien tentés de dire que nous avons triplé la fiabilité, mais nous serions en contradiction avec notre définition, aussi nous le penserons peut être mais nous ne le dirons pas.

Même lorsqu'il s'agit d'effectuer des calculs, il est quelquefois commode de considérer le complément à "un" de la fiabilité qui est la probabilité de défaillance. Nous en verrons au moins un exemple simple dans la suite.

Dernière observation à propos de la nature mathématique de la fiabilité: c'est un nombre sans dimension qui ne doit être accompagné d'aucune mention d'unité, et c'est sûrement là un facteur de rapprochement entre nations qui utilisent des systèmes d'unités différents.

Deuxième remarque: Il ne faut surtout pas oublier la dernière précision de la définition: "... pendant un intervalle de temps déterminé". La probabilité de non défaillance n'a de sens que si l'on place dans le temps une borne initiale et une borne finale et ces bornes interviennent non seulement par leur intervalle, mais aussi par leur position par rapport à la vie de l'équipement considéré. La fiabilité au cours de l'année qui suit la mise en service, n'est probablement pas la même que la fiabilité au cours de l'année comprise entre la dixième et la onzième de la vie technique d'un dispositif. L'omission de la borne supérieure dans le temps implique une fiabilité nulle puisqu'aucune création humaine n'est éternelle et que la défaillance ne peut manquer de se produire un jour.

La fiabilité étant un concept probabiliste connaît de vastes développements dès qu'il s'agit d'analyser des équipements produits en grande série. Lorsqu'il est possible d'étudier des populations homogènes d'objets fabriqués en très grand nombre, il est aisé, à partir des renseignements statistiques ainsi recueillis, de faire des prévisions et de parler de fiabilités chiffrées avec précision. De nombreux ouvrages sur la fiabilité ou confiance technique s'appliquent ainsi à déterminer quels sont les échantillons à prélever sur une population pour obtenir des indications significatives. Des méthodes d'essais, destructifs ou non, ont été imaginées qui tendent à obtenir le plus rapidement possible les renseignements nécessaires en provoquant le vieillissement artificiel des équipements soumis aux tests. Ces essais peuvent se situer, soit au niveau des contrôles de fabrication, soit lors de la recette de l'équipement par son utilisateur.

Une des préoccupations dominantes pour tous ces tests est l'échantillonnage et l'homogénéité des lots. Or, non seulement les distributions d'eau ne sont pas produites en série, mais on peut même dire qu'il n'y a pas, de par le monde, deux distributions d'eau identiques ou même seulement comparables. Comment, dans ces conditions, étudier sérieusement la notion de fiabilité des distributions d'eau et faire le moindre calcul, au moins indicatif?

Une distribution d'eau, du captage au consommateur, est un ensemble extrêmement complexe d'équipements très divers qui font appel à de nombreuses disciplines et industries de base. Une seule solution s'offre à nous, qui consiste à recueillir des informations sur chaque élément simple de la chaîne, puis à en tirer des conclusions sur le comportement probable de l'ensemble.

Ceci nous amène à étudier comment peut être évaluée la fiabilité d'un système lorsque l'on connaît la fiabilité de ses composants élémentaires. Il nous paraît utile de rappeler, d'une manière aussi simple et concise que possible, les quelques notions de base qui peuvent permettre de faire de la fiabilité autre chose qu'une notion abstraite que nous ne pourrions aborder que sous un aspect purement descriptif, qui serait jugé trop littéraire par des techniciens.

2. LOIS DE COMPOSITION DES FIABILITÉS

Les considérations précédentes nous amènent à étudier comment peut être déterminée la fiabilité d'un ensemble (ou chaîne) en fonction des fiabilités de chacun des éléments (ou maillons de la chaîne). Plusieurs hypothèses doivent être envisagées.

(i) Dispositifs en série

En matière de fiabilité, les constituants élémentaires

d'un équipement sont dits en série (ou en chaîne) si la défaillance d'un seul d'entre eux entraîne la défaillance du dispositif. Il est très important de s'en tenir strictement à cette définition et de ne pas se référer au langage courant. Par exemple, si dans une station de pompage le fonctionnement de trois pompes refoulant dans le même collecteur est indispensable à la bonne marche du service, ces trois pompes doivent être considérées comme étant en série du point de vue fiabilité, puisque l'arrêt d'une seule d'entre elles entraînerait une "défaillance" de l'installation. Du point de vue hydraulique ces trois pompes sont cependant en parallèle et non en série.

La fiabilité de l'ensemble est la probabilité de bon fonctionnement de la totalité des éléments qui le constituent. C'est donc la probabilité composée de voir fonctionner simultanément tous les éléments en cause. Si nous admettons que les fiabilités des n composants sont indépendantes les uns des autres et si nous les appelons $f_1, f_2, f_3 \dots f_n$, la fiabilité du dispositif est:

$$F = f_1 \times f_2 \times f_3 \times \dots \times f_n$$

chaque fiabilité $f_1, f_2 \dots$ peut être indifféremment celle d'un composant simple élémentaire ou celle d'un sous-ensemble, plus ou moins important.

Chacun des facteurs $f_1, f_2 \dots f_n$ étant un nombre inférieur à l'unité, il est évident que la fiabilité de l'ensemble diminue lorsque le nombre des composants augmente: cette constatation est parfaitement conforme au bon sens.

Si un ensemble est composé d'éléments identiques ayant la même fiabilité " f " l'expression se simplifie à l'extrême et:

$$F = f^n$$

L'hypothèse faite de l'indépendance des fiabilités des constituants est généralement vérifiée, il est cependant nécessaire de s'en assurer. La défaillance de plusieurs éléments peut avoir une cause commune et ceux-ci ne sont alors plus indépendants. Pour prendre un exemple en rapport avec les distributions d'eau, la crue exceptionnelle d'une rivière peut entraîner des difficultés aussi bien au niveau de la prise d'eau et du transfert de l'eau brute, que de la décantation, que de la filtration. Il ne faudra donc pas omettre d'introduire la fiabilité de la rivière, qui sera en l'occurrence la probabilité pour que la turbidité de l'eau brute ne dépasse pas une certaine valeur qui correspond aux normes pour lesquelles l'installation a été conçue.

Pour conclure, cette loi très simple permet d'évaluer la fiabilité d'un dispositif si l'on sait évaluer la fiabilité soit de ses composants élémentaires, soit des sous-ensembles en lesquels on peut le décomposer.

(ii) Dispositifs en parallèle

Du point de vue fiabilité, des éléments ou des dispositifs sont dits en parallèle lorsque le fonctionnement d'un seul d'entre eux est suffisant pour remplir la mission, le ou les autres n'étant destinés qu'à se substituer au précédent en cas de défaillance. Ce type de sécurité, qui consiste à doubler ou tripler un élément important, est aussi appelé "redondance".

Quelle amélioration de la fiabilité faut-il en attendre? Le calcul est aussi simple que dans le cas précédent. Il est commode de considérer, non pas les fiabilités $f_1, f_2, f_3 \dots f_n$ des n éléments placés en parallèle, mais les probabilités de défaillance:—

$$d_1 = 1 - f_1 \quad d_2 = 1 - f_2 \quad \dots \quad d_n = 1 - f_n$$

Pour qu'il y ait défaillance du système, il faut qu'il y ait défaillance simultanée de tous les éléments: c'est encore une probabilité composée et sous les mêmes réserves que précédemment sur l'indépendance des probabilités, la probabilité de défaillance totale est: $D = d_1 \times d_2 \times \dots \times d_n$.

La fiabilité correspondante est donc:—

$$F = 1 - D$$

$$= 1 - d_1 \times d_2 \dots \times d_n$$

$$= 1 - (1 - f_1) (1 - f_2) \dots (1 - f_n)$$

Nous voyons parfaitement alors l'augmentation de fiabilité qui résulte du doublement, du triplement d'un équipement. Là encore, si tous les composants ont la même fiabilité "f", la formule se ramène à:—

$$F = 1 - (1 - f)^n$$

Si, à titre d'exemple numérique, un équipement a, pour une période de temps déterminée, une fiabilité de 0,9:—

En le doublant (un équipement en secours)

$$F' = 1 - (0,1)^2 = 0,99$$

En le triplant (deux équipements en secours)

$$F'' = 1 - (0,1)^3 = 0,999$$

et ainsi de suite. Dans le cas particulier envisagé, avec $f = 0,9$, on voit que chaque nouvel équipement en secours divise par 10 la probabilité de défaillance: la fiabilité se rapproche très rapidement de un.

Cette méthode d'accroissement de la sécurité est coûteuse, mais extrêmement efficace.

Elle comporte une contrepartie, qu'il ne faut pas perdre de vue, c'est l'accroissement des coûts de maintenance. Si, dans une station une pompe est doublée à titre de sécurité, il est nécessaire d'instituer une rotation et de mettre en service alternativement l'une ou l'autre des pompes. Il s'agit là en effet de matériels qui, lorsqu'ils sont maintenus prêts à entrer en service à tout moment, se dégradent même lorsqu'ils ne fonctionnent pas effectivement. Ce cas est particulièrement fréquent dans l'industrie de la distribution d'eau, il arrive même que le matériel en secours se dégrade plus vite que celui qui est en service effectif; les appareils de stérilisation au chlore en sont un exemple.

Pour terminer, nous remarquerons que l'amélioration de la fiabilité obtenue par redondance présente un mérite accessoire particulier qui est que son prix peut être déterminé facilement et avec précision. Le coût d'un équipement supplémentaire est bien connu et son incidence sur l'amélioration de la fiabilité de l'ensemble est déterminée, très simplement, par le calcul, comme nous venons de le voir. Admettons pour simplifier que la dépense initiale soit proportionnelle au nombre d'équipements mis en parallèle. C'est une approximation car on peut citer, en nous référant à l'exemple d'une batterie de pompes, des dépenses qui ne sont pas strictement proportionnelles au nombre de groupes: les collecteurs d'aspiration et de refoulement, l'agrandissement éventuel du bâtiment.

Si p = est le prix d'un équipement

n = le nombre d'équipements

P = le prix de l'ensemble

on a $P = np$

et d'autre part, nous avons vu ci-dessus que

$$F = 1 - (1 - f)^n$$

En éliminant n entre ces équations, on tire une relation entre P et F qui peut s'écrire indifféremment

$$F = 1 - (1 - f)^{P/p}$$

$$P = p \frac{\log(1 - F)}{\log(1 - f)}$$

la relation entre prix et fiabilité ayant l'aspect représenté à la Fig. 1.

Cette loi simple établie pour des valeurs discrètes du prix peut être généralisée et utilisée, à l'occasion, comme *modèle mathématique* du prix de revient de la fiabilité.

En effet, si la sécurité de fonctionnement est recherchée par l'utilisation de matériaux plus nobles, par une mise en oeuvre plus soignée, par le recours à des dispositifs plus élaborés, il devient beaucoup plus difficile d'établir une relation entre l'accroissement du

prix de revient et l'amélioration consécutive de la fiabilité.

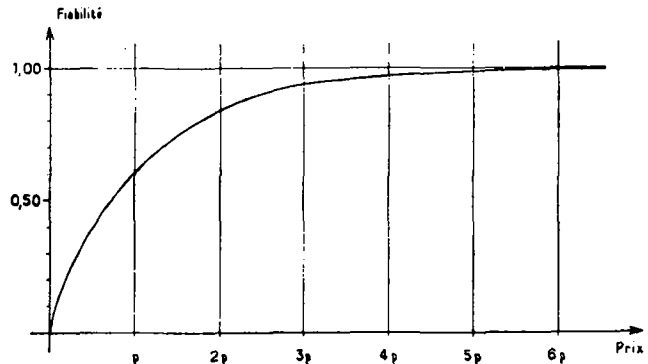


Fig. 1. Prix de la fiabilité obtenue par redondance.

(iii) Cas complexes

Dans la réalité, nous rencontrerons souvent des combinaisons de dispositifs en série et de dispositifs en parallèle. La détermination de la fiabilité globale d'un dispositif à partir de la fiabilité de ses sous-ensembles, ou de ses constituants élémentaires, sera longue et fastidieuse.

Les mathématiciens mettent à notre disposition plusieurs méthodes de calcul dont nous citerons, pour mémoire, quelques unes.

Le principe est simple: il faut dénombrer toutes les combinaisons possibles de défaillance des divers éléments, et trier celles qui conduisent à la défaillance du système.

En assortissant chacune des combinaisons provoquant la défaillance du système de sa probabilité de réalisation (connue puisque nous supposons connues les fiabilités des composants) nous obtenons la probabilité de défaillance du système, donc sa fiabilité, dans l'intervalle de temps considéré.

Si l'aide des mathématiques nous est nécessaire, c'est que le nombre des cas possibles croît extrêmement vite avec le nombre des composants et il faut rationaliser les recherches.

Le *Théorème de Bayes*, dans sa forme simplifiée, permet, pas à pas, de prendre en compte toutes les combinaisons d'éléments défaillants qui entraînent la défaillance de l'ensemble, lorsque celui-ci ne se ramène pas à des assemblages simples série parallèle. Le secours d'un ordinateur est très vite nécessaire lorsque le schéma d'ensemble est un tant soit peu complexe.

On peut aussi, dans le cadre de l'algèbre de Boole, recourir au tracé d'un réseau de fiabilité, auquel correspond une fonction de fiabilité, qui est une fonction de structure monotone complétée par la probabilité de réalisation de chaque état. La recherche sur le réseau des "chemins minimaux" et des "coupes minimales" conduit assez rapidement au résultat cherché.

Il est vrai qu'en matière de distribution d'eau, les schémas n'atteignent pas la complexité des circuits électroniques de certains équipements. Des méthodes plus simples peuvent parfois suffire, tels par exemple les tirages de Bernoulli. A chaque composant est associé un terme ($d_i + f_i$). Les probabilités des suites possibles apparaissent dans les termes du développement de

$$(d_1 + f_1) (d_2 + f_2) \dots (d_n + f_n) = 1$$

n étant le nombre des composants.

A titre d'exemple, nous étudierons un cas simple qui se rattache aux précédents et qui, suivi d'une application numérique, a une valeur documentaire.

Considérons à nouveau les trois pompes qui débitent dans le même collecteur de refoulement, toutes ayant la fiabilité "f":

Si une seule pompe est suffisante pour assurer le service, les pompes sont en parallèle du point de vue

fiabilité. Il y a redondance et nous savons calculer la fiabilité de l'ensemble

$$F_1 = 1 - (1 - f)^3$$

Si les trois pompes sont nécessaires au service, la défaillance d'une seule d'entre elles entraîne la défaillance de l'ensemble du dispositif, elles sont en série du point de vue fiabilité et le calcul de la fiabilité du dispositif est simple, c'est

$$F_3 = f^3$$

Mais quelle est la fiabilité du dispositif si la marche simultanée de deux pompes est nécessaire pour assurer le service?

Etudions le développement de:

$$(d_1 + f_1)(d_2 + f_2)(d_3 + f_3)$$

Il comporte:—

- 1 terme $f_1 \times f_2 \times f_3$ de la forme f^3
- 3 termes de la forme df^2
- 3 termes de la forme d^2f
- 1 terme de la forme d^3

Pour que le dispositif fonctionne, il suffit que deux pompes soient en état de marche. La probabilité d'une telle situation, qui n'est autre que la fiabilité du système, est:—

$$F_2 = f^3 + 3df^2$$

avec $d = 1 - f$
d'où $F_2 = 3f^2 - 2f^3$

Deux remarques s'imposent:—

Dans la forme $F_2 = f^3 + 3df^2$

f^3 est la probabilité pour que les trois pompes soient simultanément en état de marche.

$3df^2$ est la probabilité pour que deux pompes seulement soient disponibles.

Dans la forme $F_2 = 3f^2 - 2f^3$

on note que la somme des coefficients de f est égale à +1, et il doit toujours en être ainsi. En effet, si l'on admet $f = 1$ (élément infiniment fiable) il est évident que l'on doit avoir $F = 1$.

C'est là une remarque très générale qui permet une détection facile d'éventuelles erreurs de calcul. Le tableau 1 ci-après donne les résultats d'un calcul conduit avec la méthode précédente jusqu'à cinq éléments

		Éléments disponibles				
		1	2	3	4	5
Éléments nécessaires	1	+1f 0,80000	-1f ² +2f 0,96000	+1f ³ -3f ² +3f 0,99200	-1f ⁴ +4f ³ -6f ² +4f 0,99840	+1f ⁵ -5f ⁴ +10f ³ -10f ² +5f 0,99968
	2		+1f ² 0,64000	-2f ³ +3f ² 0,89600	+3f ⁴ -8f ³ +6f ² 0,97280	-4f ⁵ +15f ⁴ -20f ³ +10f ² 0,99328
	3			+1f ³ 0,51200	-3f ⁴ +4f ³ 0,81920	+6f ⁵ -15f ⁴ +10f ³ 0,94208
	4				+1f ⁴ 0,40960	-4f ⁵ +5f ⁴ 0,73728
	5					+1f ⁵ 0,32768

TABLEAU 1
Assemblages en "Série" "Parallèle" d'éléments identiques
Valeurs algébriques et Exemple numérique

identiques.

Le tableau 1 est à deux entrées, qui correspondent respectivement au nombre d'éléments disponibles et au nombre d'éléments nécessaires. Ces deux nombres ont été limités à cinq.

Dans chaque case, on trouve:—

A la partie supérieure, la valeur calculée de la fiabilité de l'assemblage exprimée en fonction de "f" fiabilité supposée commune à tous les éléments constituants.

En dessous, le résultat d'une application numérique où, à titre d'exemple, la valeur $f = 0,8$ a été adoptée.

On retrouve, dans ce tableau, toutes les notions déjà évoquées. La première ligne horizontale "un élément nécessaire" correspond à l'accroissement de la sécurité par redondance, on y voit la fiabilité se rapprocher très vite de "un".

La diagonale principale, où le nombre des éléments nécessaires est égal au nombre des éléments disponibles, correspond à des composants en série. La fiabilité décroît lorsque le nombre des éléments augmente. Les autres cases donnent la fiabilité dans tous les cas intermédiaires.

3. TAUX DE DEFAILLANCE

Jusqu'à présent, nous avons considéré la fiabilité d'un composant ou d'un équipement, comme une grandeur qui lui est définitivement liée et qui ne varie pas dans le temps. Nous avons toutefois insisté sur la nécessité de définir la fiabilité dans un intervalle de temps bien déterminé. C'est que précisément la fiabilité est une qualité éphémère qui se dégrade au cours de la vie d'un équipement.

Il est donc du plus haut intérêt de déterminer la loi de variation dans le temps de la fiabilité pour pouvoir faire des prévisions dans ce domaine. C'est là que l'étude de populations d'équipements identiques devient indispensable.

(i) Définition

Si à l'instant $t = 0$ nous mettons en service un certain effectif $N_{(0)}$ équipements identiques et que nous ne remplaçons pas ceux qui font l'objet d'une défaillance (et qui sont donc considérés comme "morts"), nous assistons finalement à l'extinction de la population initiale. La variation de l'effectif des survivants, en fonction de temps, nous conduit à la *fonction de survie* qui caractérise l'évolution de la fiabilité.

Si nous considérons un intervalle de temps Δt au cours duquel $\Delta N_{(t)}$ équipements vont disparaître, tandis que l'effectif moyen des survivants est $N_{(t)}$, la probabilité de défaillance pour l'intervalle de temps Δt est:—

$$-\frac{\Delta N_{(t)}}{N_{(t)}} \quad (1)$$

et la fiabilité pour la même période:—

$$1 + \frac{\Delta N_{(t)}}{N_{(t)}}$$

On utilise très fréquemment une caractéristique de fiabilité qui est le *taux de défaillance* obtenu en divisant la probabilité de défaillance par l'intervalle de temps correspondant:—

$$\lambda_{(t)} = -\frac{\Delta N_{(t)}}{\Delta t \cdot N_{(t)}}$$

(1) puisque les équipements disparaissent, ΔN est négatif et doit donc être assorti du signe "moins", puisqu'une probabilité ne peut être que positive.

En passant à la limite on obtient, en faisant tendre Δt vers 0, un taux instantané de défaillance qui est:—

$$\lambda_{(t)} = -\frac{dN_{(t)}}{dt \cdot N_{(t)}}$$

A un instant donné, le taux de défaillance apparaît donc comme une densité de probabilité de défaillance. Sous l'angle de l'équation aux dimensions, ce taux est homogène avec l'inverse d'un temps.

Il faut noter que l'idée de "temps" au sens habituel du terme doit souvent être remplacée par toute notion caractérisant l'écoulement de la vie de l'équipement. C'est ainsi que le temps d'horloge peut être remplacé:—

- Par la distance parcourue pour un véhicule terrestre,
- Par le nombre de révolutions pour une machine tournante, telle qu'un moteur,
- Par le nombre de fermetures pour un contacteur,
- Par le volume d'eau refoulée par une pompe, etc.

(ii) Relation Fondamentale

La relation précédente définissant le taux de défaillance peut être écrite:

$$\lambda(t) \cdot dt = - \frac{dN(t)}{N(t)}$$

Une intégration dans l'intervalle 0 à T donne alors:—

$$- \int_0^T \lambda(t) dt = \log N(T) - \log N(0)$$

ou encore:—

$$N(T) = N(0) \times \exp \left[- \int_0^T \lambda(t) \cdot dt \right]$$

Or la fiabilité du dispositif entre le temps $t = 0$ et le temps $t = T$ n'est autre que:—

$$\frac{N(T)}{N(0)} = F(T)$$

ce qui amène à la relation fondamentale et générale:

$$F(T) = \exp \left[- \int_0^T \lambda(t) \cdot dt \right]$$

La connaissance de l'évolution du taux de défaillance $\lambda(t)$ nous amène à la loi de survie, qui permet le calcul de la fiabilité pour un intervalle de temps quelconque. Mais les déterminations pratiques de taux de défaillance conduisent à des variations qui sont difficiles à intégrer. On préfère donc étudier un certain nombre de lois théoriques de survie et adopter pour un équipement celle qui s'adapte le mieux à la courbe expérimentale.

Avant de citer les plus importantes de ces lois, nous analyserons d'une manière qualitative l'évolution du taux de défaillance d'un dispositif.

La vie d'un équipement peut le plus souvent être divisée en trois périodes schématiques:—

A. Jeunesse

Sitôt après la mise en service, un certain nombre de défaillances apparaissent qui découlent de défauts de fabrication (matière, usinage, ou montage), d'avaries de transport ou de défauts de mise en oeuvre.

Pour un réseau de canalisations, par exemple, on voit apparaître:—

- (a) Les défauts des tuyaux ayant échappé aux contrôles de fabrication et de sortie d'usine.
- (b) Les défauts inhérents à des dégradations survenues au cours du transport et non détectées lors de la pose.
- (c) Les défauts de pose: joints mal assemblés, insuffisamment serrés (ou trop serrés), ruptures de canalisations résultant d'un mauvais calage, présence de pointes rocheuses,

Le taux de défaillance est donc initialement élevé, mais la réparation des premières défaillances en amène la réduction progressive.

Pour cette phase, il faudra donc choisir une fonction de survie correspondant à un taux de défaillance décroissant avec asymptote horizontale.

Pour certains équipements, les défauts de jeunesse peuvent être en partie éliminés par une mise en service

préalable en usine. Il s'agit d'une période de "rodage" qui peut s'appliquer à des moteurs, des équipements électroniques.

Tous les ensembles à caractère immobilier qui constituent les distributions d'eau échappent en grande partie à cette possibilité d'élimination, avant mise en service, des défauts précoces. L'essai à la pression des canalisations, avant remblaiement de la tranchée, est de courte durée et n'élimine que les tuyaux ou les joints qui présentent un vice très caractérisé.

C'est en fait l'exploitant qui au cours des premiers mois, ou même des premières années de service, devra faire face à ce taux de défaillance élevé.

B. Période de vie utile

Les défauts initiaux étant éliminés, le taux de défaillance cesse de décroître et s'établit à une valeur à peu près constante.

Les défaillances surviennent de manière aléatoire du fait qu'elles ont des origines très diverses.

On peut toutefois distinguer:—

Les causes internes qui s'apparentent à celles qui ont causé les défaillances de jeunesse, mais qui peuvent ne se manifester qu'à long terme.

Les causes externes que constituent les innombrables contraintes fonctionnelles ou non. Pour une conduite d'eau on peut citer: les variations de pression positives ou négatives (coups de bélier), les mouvements de terrain, les variations saisonnières de température, les vibrations et les contraintes mécaniques qui résultent de la circulation des véhicules. Parmi ces causes, il faut encore faire une place aux phénomènes de corrosions interne (eau transportée) ou externe (terrains traversés par la conduite).

La période de vie utile d'un équipement est caractérisée par un taux de défaillance sensiblement constant: l'étude de la fonction de survie correspondante est donc très importante.

C. Vieillesse

A partir d'un certain âge, très variable selon la nature de l'équipement, le taux de défaillance se remet à croître: l'équipement est à bout de potentiel et les défauts se font de plus en plus fréquents. Le coût de la maintenance s'élève rapidement tandis que la fiabilité tend vers 0. Il n'y a que des inconvénients à maintenir en service un équipement qui a atteint ce stade de vieillesse.

Il faut insister sur le caractère inéluctable de l'arrivée de ce stade. Nous avons déjà signalé le fait que toute fiabilité tend forcément vers zéro puisqu'aucune oeuvre humaine n'est éternelle.

Si nous traduisons les trois périodes de vie en représentant les variations du taux de défaillance en fonction du temps, nous obtenons une courbe classiquement dite en "Tub" ou en "Baignoire" (Fig. 2).

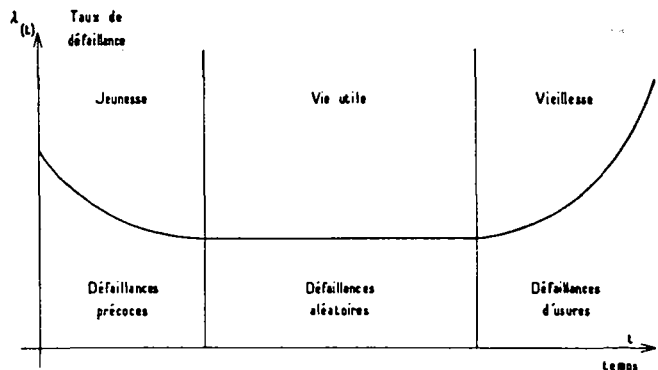


Fig. 2. Courbe en "Tub" ou en "Baignoire".

(iii) Principales Lois de Probabilité Utilisées

Comme Lois Théoriques de Survie

Elles sont nombreuses et nous ne citerons que les principales:—

Pour des valeurs discrètes de la variable:

Loi Binomiale. Loi de Poisson. Loi Binomiale négative.

Pour des valeurs continues de la variable:

Loi exponentielle décroissante. Loi de Weibull. Loi normale (ou de Laplace Gauss). Loi de Galton (ou loi-log normale).

Le cas qui nous intéresse le plus est celui où le taux de défaillance est constant. La relation fondamentale que nous avons établie précédemment (voir 3(ii), p. H5) se simplifie et nous avons:—

$$F(t) = e^{-\lambda t}$$

La loi de survie est une exponentielle décroissante. On peut remarquer que la quantité $1/\lambda$ est homogène avec l'unité qui a été utilisée pour caractériser l'écoulement de la vie de l'équipement. C'est le plus souvent un temps d'horloge et il prend alors le nom de:

MTBF

Moyenne des Temps de Bon Fonctionnement
ou Mean Time Between Failure

Il caractérise la durée moyenne de vie de l'équipement. Si, comme nous l'avons signalé, on utilise une autre grandeur que le temps pour chiffrer la vie de l'équipement, la "durée" de vie moyenne de l'équipement s'exprimera avec la même unité utilisée pour établir la loi de survie:

Distance parcourue pour un véhicule terrestre,
Nombre de tours d'un moteur,
Volume d'eau refoulée pour une pompe, etc.

pour reprendre les exemples donnés précédemment.

Au bout du temps $1/\lambda$ le nombre des survivants est:

$$N_{(1/\lambda)} = N_{(0)} \cdot e^{-1} = 0,37 N_{(0)}$$

4. ETUDE DES DEFAILLANCES

La défaillance a, jusqu'à présent, été considérée comme une notion simple et nette: un dispositif assume ou n'assume pas la fonction qui lui est dévolue. Pour des composants simples, il est quelquefois possible de définir ainsi, sans ambiguïté, la défaillance.

Mais, dans la plupart des cas, il n'existe pas deux états profondément tranchés correspondant respectivement à la bonne marche et à la défaillance. Il existe une infinité de situations intermédiaires où la fonction est assurée de manière imparfaite sans que l'on puisse déterminer une limite nette à partir de laquelle il y aura, sans discussion possible "défaillance".

Cette constatation, d'ordre général, va rendre souvent délicate la définition et la détermination de la fiabilité d'un équipement. Les distributions d'eau vont, tout particulièrement, donner lieu à de grandes difficultés dans ce domaine.

Il y a, par exemple, satisfaction complète de l'utilisateur lorsqu'il dispose d'une eau présentant un certain nombre de caractéristiques physiques, chimiques, et bactériologiques et dans chacune de ces grandes catégories les paramètres à prendre en compte sont très nombreux. Pour chacun d'eux, il existe, en général, une fourchette à l'intérieur de laquelle on peut considérer que l'utilisateur a pleine satisfaction. Mais il n'y a pas, au sens strict, défaillance si la caractéristique envisagée s'écarte, dans une certaine mesure, des limites de la fourchette idéale.

(i) Défaillance Considérée Sous l'Angle de ses Conséquences

Il est possible d'établir une hiérarchie basée sur la seule considération de la gravité des conséquences. Cette hiérarchie peut être nuancée à l'infini. Nous la schématiserons en distinguant les conséquences:

"Mineures" : "Majeures" : "Désastreuses"

En fait, une classification de ce type apparaît comme très subjective, et le jugement sur les conséquences d'une défaillance dépend dans une très large mesure de celui qui le porte.

Tel inconvénient sera considéré comme tout à fait mineur par un organisme de distribution d'eau et ce sentiment pourra être partagé par la majorité des consommateurs. Mais un certain nombre jugeront que les conséquences sont majeures et formuleront des réclamations ou demanderont réparation du dommage qu'ils prétendront avoir subi. Il s'en trouvera même peut être pour déclarer la chose désastreuse. La tendance générale dans ce domaine est l'accroissement des exigences générales dans ce domaine est l'accroissement des exigences de l'utilisateur qui, de plus en plus, considère comme inadmissible tout désordre si minime soit-il.

Quoi qu'il en soit, la gravité des conséquences d'une défaillance est incontestablement liée à la durée pendant laquelle le défaut persiste. Si l'on considère la défaillance la plus caractérisée, qui est le manque d'eau total, l'étalement dans le temps devient une notion capitale. Néanmoins, l'échelle varie considérablement en fonction de l'utilisateur:

Une interruption de quelques minutes peut être un désastre pour une industrie à certains stades critiques de sa fabrication. Il sera nécessaire qu'elle s'assure elle-même les réserves indispensables pour éviter un tel accident.

Par contre, les utilisateurs agricoles peuvent supporter une interruption de plusieurs jours, avant que les végétaux irrigués soient irrémédiablement perdus.

En dehors de tout aspect subjectif du jugement de l'utilisateur, les durées d'interruption ayant une conséquence désastreuse varient en l'occurrence comme un et mille.

Pour en finir avec l'incidence du facteur temps, sur les conséquences d'un défaut, il faut envisager le cas où le choix est librement possible d'imposer aux usagers soit plusieurs interruptions de courte durée, soit un nombre plus réduit d'interruptions plus longues. Il peut paraître surprenant d'envisager de programmer une série d'interruptions de service. C'est pourtant ce qui se passe, par exemple, pour exécuter des travaux sur une installation. Ceci nous amène à considérer que, ramenés au niveau des conséquences pour l'utilisateur, tous les travaux d'entretien normaux ont une incidence sur la fiabilité.

Ce sera un aspect de la lutte pour améliorer la fiabilité que de concevoir les installations de telle sorte que l'entretien préventif normal puisse s'exécuter en apportant le minimum de gêne à un minimum d'utilisateurs. C'est un point important lors de l'étude des projets et l'ingénieur de conception doit l'avoir présent à l'esprit en permanence.

Considérons le cas d'une canalisation transportant du lait de chaux. Si elle n'a pas été conçue de manière à être en tous points accessible et démontable par éléments, si des tampons d'accès n'ont pas été ménagés pour permettre d'intervenir efficacement en cas d'obstruction, la fiabilité sera mauvaise puisque tout incident, pourtant bien prévisible, avec un produit comme la chaux, entraînera un arrêt prolongé de l'ensemble de l'usine: la conséquence peut être majeure du point de vue de l'utilisateur.

(ii) Défaillance Considérée Sous l'Angle de son Origine

Une distinction fondamentale doit être faite ici en ce qui concerne l'origine des défaillances.

Bien que les conséquences soient identiques au niveau de l'utilisateur, nous devons distinguer deux types de défaillances, d'essences tout à fait différentes:

A. Origine intrinsèque

C'est celle qu'implicitement nous avons considéré comme évidente jusqu'ici: une panne empêche l'équipement de remplir sa mission.

Si nous n'avons pas envisagé d'autre hypothèse, c'est que, pour ne pas alourdir, dès le départ, la définition que nous nous sommes donnés de la fiabilité nous n'avons pas fait mention du niveau de contrainte auquel est soumis le dispositif. Réparons cette omission volontaire et précisons désormais:—

La fiabilité est la probabilité pour qu'un dispositif, simple ou complexe, assure, sans défaillance, la fonction qui lui est assignée, pendant un intervalle de temps déterminé et sous une contrainte déterminée.

La notion de fiabilité ne se conçoit en effet que dans la mesure où l'on fixe la charge du dispositif. Tout écart de charge, de contrainte, se traduira par une variation de la fiabilité qui peut être considérable.

B. Origine extrinsèque

Si le mauvais fonctionnement survient du fait que l'appareil se trouve soumis à des contraintes notablement supérieures à celles prévues, la cause de la défaillance lui est étrangère: elle est d'origine *extrinsèque*.

Prenons un exemple dans le traitement des eaux.

La charge d'un décanteur peut être caractérisée par le débit de l'eau à traiter. Si nous chiffrons la fiabilité d'un décanteur sans autre précision, nous le faisons, implicitement, pour le débit nominal fixé par le constructeur sous sa responsabilité. Si ce débit n'est pas dépassé et que le décanteur ne fonctionne pas correctement, le dispositif est bien responsable de la défaillance et l'origine est *intrinsèque*.

Le choix d'un décanteur, comme exemple de la distinction à faire entre les deux types fondamentaux d'origine de défaillance, nous permet de montrer combien est difficile dans certains cas la définition de la charge.

Si, en effet, le débit caractérise la charge d'un décanteur d'une manière nette et facilement mesurable, la qualité de l'eau brute est un autre facteur de charge très important. Celui-ci est beaucoup plus délicat à chiffrer, car l'aptitude d'une eau à bien décanter est une notion complexe liée à de nombreux paramètres. De plus, ces deux aspects de la charge imposée à un décanteur interfèrent et sont totalement inséparables l'un de l'autre. Le débit nominal s'entend pour une eau "normale" présentant des caractéristiques moyennes d'aptitude à la floculation.

Si l'eau brute (ou une mauvaise appropriation des réactifs de floculation), fait que la décantation soit très difficile, le débit susceptible d'être convenablement traité peut devenir très inférieur au débit nominal.

Si nous considérons l'ensemble du système "du captage au consommateur", les principales sources de contraintes extérieures apparaissent à l'amont et à l'aval.

(a) *Contraintes amont*.—Ce sont celles qui sont liées au milieu naturel dont provient la ressource en eau. Les plus grandes variations sont à attendre des eaux de surface, les réserves souterraines faisant preuve de plus de régularité. Ces variations peuvent affecter la quantité ou la qualité de l'eau disponible. Une sécheresse exceptionnelle peut amener la disponibilité en eau très en dessous des quantités prévues et la distribution ne sera plus assurée, ou sera imparfaitement assurée, alors même que l'ensemble des installations est en parfait état. Cette carence peut s'étendre plus ou moins dans le temps et sa prolongation peut conférer à la défaillance un caractère désastreux.

Les répercussions d'une variation de la qualité de l'eau brute peuvent être également très graves. Qu'il s'agisse d'une prise au fil de l'eau ou dans une réserve naturelle ou artificielle, les variations des caractéris-

tiques de l'eau brute peuvent compromettre gravement la sécurité de la distribution. On ne saurait quitter ces contraintes d'origine extrinsèque amont, sans évoquer une action directe de l'homme: nous voulons parler du déversement accidentel de produits toxiques.

C'est directement agir dans le sens de l'amélioration de la fiabilité des distributions d'eau que de multiplier les précautions pour éviter de tels accidents qu'il s'agisse de l'infiltration dans le sol ou du déversement dans les lacs et rivières.

(b) *Contraintes aval*.—Il s'agit là de contraintes qui proviennent du consommateur lui-même. La plus importante touche la demande en eau. Une distribution est conçue en fonction de certains besoins, et c'est l'une des tâches préliminaires fondamentales que d'en faire l'inventaire et d'en prévoir l'évolution d'avenir.

Si les prévisions sont dépassées, il y a défaillance. Le dépassement doit être envisagé et analysé à divers niveaux, les éléments de la distribution mis en cause étant très différents selon le cas.

Si le dépassement concerne le débit instantané, à l'échelle de temps comprise entre quelques minutes et quelques heures, c'est le réseau de distribution qui est le facteur limitant. Le problème pour l'auteur du projet est de déterminer le débit de pointe à partir duquel il va calculer le diamètre des canalisations.

La demande exceptionnelle à l'échelle d'une journée de consommation localisera l'insuffisance au niveau du débit des pompes ou de la capacité des réservoirs en charge.

Enfin, si l'appel anormal se prolonge plusieurs semaines, voire plusieurs mois, la ressource en eau risque d'être, à son tour, insuffisante.

Certaines causes agissent malencontreusement à la fois à l'amont et à l'aval de la distribution.

Une période exceptionnellement chaude et sèche entraîne simultanément un accroissement de la consommation et un amenuisement des ressources et des réserves. Ces deux phénomènes convergents accélèrent et aggravent l'apparition de la défaillance, qui se traduit par un manque d'eau, sans que l'on puisse dire exactement si l'origine est à l'amont ou à l'aval. De telles coïncidences doivent en tout cas inciter les auteurs de projet à prendre des marges de sécurité importantes pour aboutir à des distributions à haute fiabilité.

(iii) Défaillance Considérée Sous l'Angle de sa Nature

Les Auteurs distinguent de nombreux types de défaillances:—

En fonction de la rapidité de leur manifestation:

Défaillances progressives. Défaillances soudaines.

En fonction de leur amplitude:

Défaillances partielles. Défaillances complètes.

En combinant les concepts précédents:

Défaillances cataleptiques qui sont à la fois soudaines et complètes. Défaillances par dégradation qui sont à la fois progressives et partielles.

Nous nous attacherons plutôt, ce qui nous amènera à revenir sur des notions déjà acquises pour les préciser, à considérer l'aspect de la continuité.

A. Défaillance discontinue ou qualitative

La situation est caractérisée en code binaire par un "tout ou rien". C'est le cas idéal qui correspond à notre définition de la fiabilité et qui en permet le calcul à partir de bases expérimentales. En matière de distribution d'eau, l'alternative type est: un usager dispose ou ne dispose pas de l'eau à un instant donné.

B. Défaillance continue ou quantitative

Nous savons déjà que la plupart des critères de satisfaction de l'utilisateur sont représentés par des

grandeurs continues. Pour chaque grandeur, il faut considérer une courbe d'utilité et de nuisance dont la Fig. 3 donne l'allure la plus générale.

La grandeur considérée peut être n'importe laquelle des caractéristiques physiques, chimiques ou bactériologiques de l'eau distribuée qu'ils s'agisse d'eau potable, d'eau industrielle, ou d'eau agricole. N'oublions pas qu'au premier rang des grandeurs physiques figurent le débit disponible, la pression, la température puis le pH, la turbidité.

Pour les qualités chimiques, il faudrait établir une courbe, non seulement pour chacun des éléments du tableau de classification périodique de Mendéléiev, mais encore pour tous leurs groupements en ions.

Même pour les éléments considérés comme les plus toxiques, il n'est jamais évident que la dose optimale soit la dose nulle. Nous sommes, en vérité, encore très ignorants des besoins réels des êtres vivants en doses infinitésimales des espèces chimiques connues et inconnues. La tâche des hygiénistes est encore bien grande pour fixer des normes de qualité dans ce domaine. En conséquence, nous retrouverons une branche de la courbe vers les faibles doses dans presque tous les cas. Cela est même probablement vrai dans le domaine bactériologique, tout au moins en ce qui concerne de nombreux micro-organismes dits banaux.

L'Auteur du présent rapport pense que ce n'est pas un but louable du point de vue du devenir de l'humanité que de tenter de faire vivre l'homme en milieu stérile et, en particulier, de ne l'alimenter qu'avec une eau totalement privée d'organismes vivants. Mais ceci est une autre histoire.

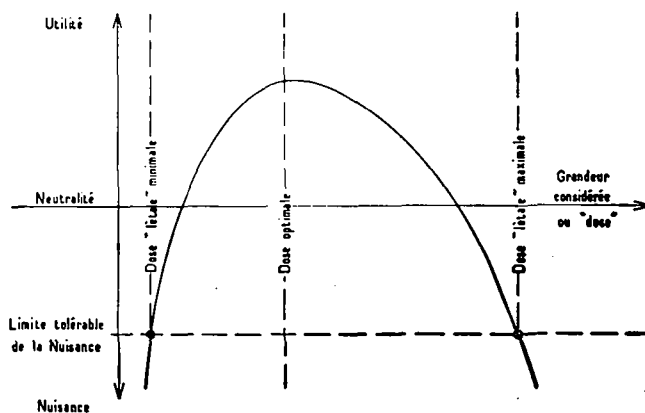


Fig. 3. Utilité et Nuisance en fonction de la Dose.

Nous admettrons donc que, dans la majorité des cas, la courbe coupe en deux points la droite dont l'ordonnée correspond à la limite absolue de nuisance tolérable. Nous avons baptisé: "Dose minimale létale" et "Dose maximale létale" les doses qui correspondent à ces intersections. Entre elles se situe la "dose optimale" pour laquelle l'utilité passe par un maximum.

Dans le cas des inconvénients liés à des grandeurs à variation continue, nous définirons la défaillance en nous fixant une fourchette de part et d'autre de la dose optimale et nous déclarerons qu'il y a défaillance du système si la grandeur sort, par excès ou par défaut, de cette fourchette.

Si nous sommes exigeants, les bornes seront choisies de manière à rester très du maximum. Par bonheur, les fonctions varient lentement au voisinage d'un maximum. Si nous sommes moins rigoristes, nous pouvons admettre que tout choix de bornes qui nous maintienne dans la zone d'utilité, ou même d'indifférence, est admissible.

Enfin, il est des cas où nous pouvons tolérer, soit de nous-mêmes, soit par contrainte (s'il est impossible

techniquement ou financièrement de faire autrement) de fixer les normes de qualité dans la zone "nuisance". Il ne saurait être question de franchir la limite de nuisance tolérable. Celle-ci pour un produit toxique est celle dont on considère qu'elle provoquerait des troubles chez le consommateur.

5. ASPECTS ÉCONOMIQUES DE LA FIABILITÉ

(i) Le Prix de la Fiabilité au Niveau de l'Investissement

A une certaine époque, dans un certain état de la technique, la fiabilité d'un dispositif ne peut être améliorée que moyennant un accroissement de son prix.

Si un appareil est à la fois moins fiable et plus cher que tous ceux susceptibles de remplir la même mission, il s'élimine du marché à plus ou moins long terme. Il y a donc finalement une assez bonne coïncidence entre la hiérarchie des fiabilités d'un équipement et la hiérarchie de ses prix.

Nous allons pouvoir parler, en économistes, du prix de la fiabilité. Nous avons précisé qu'il faut pour cela se placer dans un contexte technologique donné, car c'est tout spécialement dans le domaine de la fiabilité que le progrès technique est le plus sensible.

Lorsque la sécurité est obtenue par redondance, nous avons vu que la relation entre prix et fiabilité était évidente et susceptible d'une traduction mathématique. Il y a des cas où la multiplication d'un constituant améliore la sécurité, sans que pour autant il y ait mise en parallèle au sens où nous l'avons défini précédemment. Un réseau maillé de distribution d'eau va nous en fournir un bon exemple.

S'il ne comporte aucune vanne de sectionnement il est peu fiable puisque chaque incident de canalisation prive d'eau tous les usagers. Pour l'un quelconque d'entre eux, la fréquence des coupures est donc importante. Si nous plaçons juste le nombre de vannes indispensables pour scinder ce réseau en deux parties sensiblement égales, nous divisons par deux la fréquence des coupures pour un usager pris au hasard. Si nous plaçons les vannes nécessaires pour diviser le réseau en quatre, la probabilité est divisée pratiquement par quatre et ainsi de suite. Pourtant les vannes ne sont pas en parallèle du point de vue fiabilité. Leur fonction est conditionnelle et elles n'interviennent que pour pallier la défaillance d'un élément de canalisation.

Cet exemple peut nous permettre d'illustrer une autre constatation: la fiabilité n'est pas une fonction indéfiniment croissante du prix qu'on y consacre. Au début toute nouvelle vanne de sectionnement ajoutée au réseau accroît la fiabilité. Cependant une vanne est un organe délicat, lui-même susceptible de défaillance. Nous sommes conduits à prendre conscience du fait qu'à un certain moment la fiabilité du réseau va cesser de croître avec le nombre des vannes et même diminuer par suite des défaillances des vannes elles-mêmes et des servitudes qu'impose leur entretien. Il est bien évident, à la limite, que le réseau de canalisations le plus fiable n'est pas celui qui serait constitué par des vannes boulonnées bride à bride. Estimer où se trouve l'optimum est un problème délicat et l'on voit une variabilité considérable du nombre des vannes de sectionnement. Les ingénieurs auteurs de projets ont, à ce sujet, des vues fort différentes et la solution que, consciemment ou inconsciemment, ils donnent à ce problème ne permet guère d'en tirer un enseignement.

(ii) Relation Entre Fiabilité et Coût de la Maintenance

Ces deux grandeurs peuvent aussi bien varier dans le même sens qu'en sens inverse. Donnons un exemple de chaque cas.

A. Le coût de la maintenance et celui de la fiabilité varient en sens inverse

Nous savons que le prix initial de l'équipement varie dans le même sens que sa fiabilité. Dans l'hypothèse où nous nous sommes placés, un équipement fiable est donc coûteux d'achat mais économiquement d'entretien: ceci se produit lorsque la fiabilité est obtenue par l'utilisation de matériaux plus nobles, par la précision de l'usinage et du montage, par l'adoption de dispositifs plus élaborés, par la multiplication des contrôles avant mise en service.

Pour avoir une juste vue du problème, sur le plan économique, il nous faut pour étudier le prix de la fiabilité, prendre en considération le coût de la maintenance et comme celui-ci s'étale dans le temps tout au long de la vie technique de l'équipement il faut l'actualiser. Après avoir fait choix d'un taux d'actualisation, nous prendrons une date de référence et nous étudierons la variation de la somme des coûts actualisés des investissements et de la maintenance.

Cette somme passe par un minimum pour une certaine valeur de la fiabilité que, toutes autres considérations mises à part, nous aurons intérêt à adopter. Elle correspond à la valeur optimale de la pertinence du système (Fig. 4).

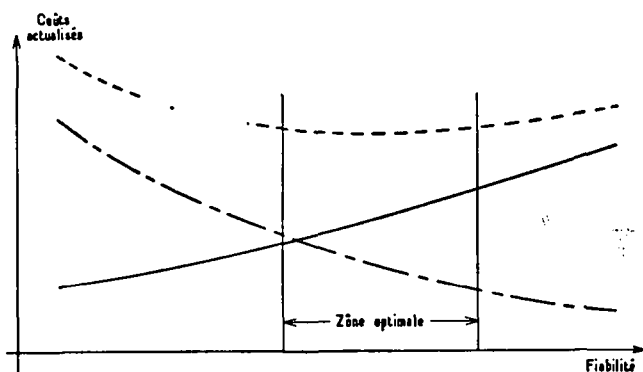


Fig. 4. Valeur optimale de la pertinence du système
 ----- Coût global.
 - - - - - Coût actualisé de la maintenance.
 ——— Coûts actualisés des investissements.

Pour être complet, il ne suffit pas de considérer le seul couple "investissement—coût de maintenance". Il faut y ajouter les économies que l'amélioration de la fiabilité apporte en réduisant les préjudices que causent les défaillances éventuelles du système.

Même si tous ces éléments ont pu être chiffrés et mis en équation, il reste l'aspect humain du problème. Le prix de la fiabilité devient alors une notion assez subjective. Que valent le bien être, le confort des hommes? Que vaut aussi leur bon état de santé ou même leur vie? Tous ces problèmes doivent être posés lorsqu'on s'attache à rechercher des normes de qualité pour les eaux potables.

B. Le coût de la maintenance varie comme la fiabilité

Ce sera vrai pour toute amélioration de sécurité obtenue par redondance: deux équipements ou plus, au lieu d'un seul, doivent être entretenus. Il a déjà été signalé (2(ii), Dispositifs en parallèle, p. H2) que l'entretien d'un équipement en secours peut coûter aussi cher que l'entretien de l'équipement en service. C'est fréquent pour les distributions d'eau à cause, par exemple, des phénomènes de corrosion.

A l'inverse de ce que nous avons vu dans l'hypothèse précédente, la somme actualisée de l'investissement et du coût de la maintenance, croît constamment en même temps que la fiabilité puisque les

deux termes de la somme sont eux-mêmes croissants. Pour faire un calcul économique, il faut rapprocher du prix de la fiabilité les dépenses que peuvent entraîner les défaillances du système. Ce calcul est parfois possible.

Un bon exemple de calcul de ce type figure dans le rapport national de l'Afrique du Sud. Il s'agit de comparer:—

D'une part l'annuité de l'investissement nécessaire pour créer de nouvelles réserves d'eau pour l'irrigation, afin d'améliorer la fiabilité.

D'autre part, la valeur des récoltes perdues lorsque, par suite d'une sécheresse exceptionnelle, les végétaux périssent par manque d'eau.

Des calculs comparables peuvent être faits pour des besoins industriels, encore que les paramètres économiques soient parfois nombreux. Dès qu'il s'agit d'alimentation humaine, le problème devient beaucoup plus délicat. Il ne s'agit pas, bien sûr, comme pour les animaux ou les végétaux, de comparer le prix des vies humaines au prix de la fiabilité du réseau de distribution d'eau potable. Les défaillances de ces réseaux mettent heureusement rarement en cause la vie des consommateurs.

Puisque, de nos jours, presque tout peut être couvert par une assurance on devrait pouvoir, en principe, chiffrer tous les préjudices. A combien faut-il alors chiffrer le fait de ne pouvoir arroser son jardin ou laver sa voiture pendant un certain temps?

Aucun résultat d'une enquête sérieuse de ce genre auprès des utilisateurs n'est parvenu à notre connaissance. La question pourrait être posée aux usagers domestiques d'un réseau de distribution d'eau à peu près sous cette forme: "Vous connaissez par expérience la fréquence des pannes du réseau. Vous connaissez aussi le prix de l'eau. Quel accroissement (relatif ou absolu) du prix accepteriez-vous de payer pour diviser par deux la fréquence, ou la durée des interruptions du service"?

Sans doute l'éventail des opinions sur ce sujet serait-il très ouvert.

6. REPARTITION DE LA FIABILITE DANS UNE CHAÎNE

Lorsque nous avons étudié les équipements dont les constituants sont disposés en série, au sens où il faut l'entendre en matière de fiabilité, nous avons aussi mentionné l'expression "dispositifs en chaîne". Cette appellation est très évocatrice puisque la défaillance d'un seul maillon entraîne la défaillance de toute la chaîne, si longue soit-elle.

On dit souvent qu'une chaîne vaut ce que vaut le plus faible de ses maillons. C'est vrai aussi en matière de confiance technique et il est intuitif qu'il serait absurde d'élever la fiabilité de tous les constituants sauf un. L'analogie ne doit pas être toutefois poussée trop loin. Nous serions en effet tentés d'appliquer la même règle que pour les maillons d'une vraie chaîne d'acier: faire en sorte que tous aient la même fiabilité. Cette conclusion méconnaîtrait le prix de la fiabilité de chacun des maillons. Il n'est pas absurde, si un composant peut être à peu de frais porté à un haut degré de fiabilité de le faire, alors même que pour un autre composant à fiabilité particulièrement coûteuse nous nous contenterons d'un niveau inférieur.

Si nous connaissons, pour chaque composant, la relation qui existe entre sa fiabilité et son prix, nous pouvons nous assigner l'un ou l'autre des deux objectifs suivants:—

Réaliser une fiabilité globale donnée du dispositif au meilleur prix de revient par un choix judicieux de la fiabilité de chaque constituant.

Pour un prix de revient fixé à l'avance, obtenir la meilleure fiabilité globale en recherchant pour chaque

constituant la meilleure fiabilité élémentaire, compte tenu de son prix.

Il est rare, surtout en matière de distribution d'eau, que ce problème puisse faire l'objet d'une solution mathématique, qui suppose que la relation "fiabilité-prix" de chaque composant est parfaitement connue.

7. ETUDE ANALYTIQUE DES MAILLONS D'UN SERVICE DE DISTRIBUTION D'EAU

Bien que presque tous les exemples pratiques qui illustrent les définitions, les développements théoriques, et les quelques calculs qui constituent les six premiers chapitres du présent rapport aient été choisis dans les distributions d'eau, ces chapitres n'en constituent pas moins un long mais nécessaire préambule destiné à préciser, sur un plan très général, la notion de fiabilité et les applications qui peuvent en être faites.

Cet état d'esprit "fiabilité" étant maintenant acquis, il importe de l'appliquer au sujet particulier en procédant à une analyse systématique d'une distribution d'eau "du captage au consommateur" en envisageant chacun des ouvrages, chacun des équipements du point de vue de la recherche de la sécurité de son fonctionnement.

Dans chaque cas, cette recherche sera précédée d'un examen des conséquences de la défaillance: ce travail sera simplifié par l'étude générale des défaillances qui a été conduite au chapitre 4 (p. H6), ou celles-ci ont été classées à différents points de vue.

Un des aspects les plus importants à considérer est la gravité des conséquences de chacune des défaillances qui peuvent être envisagées. Ainsi que cela a été précédemment noté, deux facteurs principaux interviennent:

La durée du défaut.

L'importance de la population qu'il affecte.

Si l'on va d'amont en aval, il est évident que le nombre d'usagers concernés par un défaut va en décroissant, il en est donc de même de la gravité des conséquences.

Une défaillance de la ressource en eau unique d'une distribution peut toucher plusieurs centaines de milliers d'habitants d'une ville. Les conséquences en sont donc graves et même si la fréquence d'un tel phénomène est faible, la distribution correspondante aura une bien faible fiabilité, si elle est jugée par l'utilisateur privé d'eau.

Par contre, un défaut de branchement d'immeuble ne touche qu'un nombre réduit d'habitants, éventuellement une seule famille. Dans la mesure où la gravité d'une défaillance peut s'exprimer par le nombre de personnes privées d'eau, le manque d'eau qui touche une ville entière est donc de l'ordre de mille à cent mille fois plus grave que le manque d'eau qui touche les occupants d'un immeuble.

Il se trouve, d'autre part, que, le plus souvent, la durée du défaut est elle aussi bien plus grande vers l'amont que vers l'aval de la chaîne de distribution. La rupture ou l'obstruction d'un branchement d'immeuble peut, généralement, être réparée en quelques heures, alors qu'une défaillance de la ressource due à une sécheresse exceptionnelle peut durer des semaines.

En conséquence, il s'établit une véritable hiérarchie des défaillances, celles de l'amont étant de la catégorie à conséquences "désastreuses", alors que celles de l'aval ont généralement des conséquences "mineures". Ceci n'est qu'une règle générale, qui souffre des exceptions, et il faut bien se garder de ne pas prêter toute l'attention voulue à toute la chaîne jusqu'au robinet du consommateur inclusivement.

Exemple d'exception.—Si en pays tempéré, il n'a pas été porté une attention suffisante sur les branchements d'immeubles et sur les colonnes montantes,

sous prétexte que les équipements d'aval n'ont pas besoin d'une haute fiabilité, et s'il survient une période de froid exceptionnelle, tant par les températures atteintes que par sa durée: la majorité des habitants d'une ville peut se trouver simultanément privée d'eau, par gel des branchements, et ce pour une durée assez longue.

(i) Ressource en Eau

Les considérations qui précèdent expliquent certainement que tous les Rapports Nationaux se font l'écho de l'importance qui s'attache à la ressource en eau. Tout au plus les différences climatiques amènent-elles des différences de point de vue:—

L'Afrique du Sud, qui comporte des zones arides et connaît des sécheresses sévères, s'inquiète plus de quantité que de qualité.

Les Pays-Bas, où l'eau abonde sont, par contre, plus soucieux de qualité que de quantité: les pollutions massives d'origine humaine ou industrielle auxquelles ils sont exposés justifient pleinement ce point de vue particulier.

Il existe plusieurs manières de classer les problèmes liés à la ressource en eau, pour en faire l'inventaire et étudier l'aspect fiabilité de chacun d'eux. C'est la distinction quantité-qualité qui a été adoptée ici comme division fondamentale.

A. Aspect quantitatif

Le problème de l'ajustement du débit disponible aux besoins, doit être étudié à plusieurs échelles dans le temps. Bien qu'il n'y ait pas de solution de continuité bien nette, trois échelles successives peuvent être considérées:—

Débit instantané: Il s'agit de réaliser l'égalité entre le débit appelé et le débit amené sur une période courte, comprise entre quelques minutes et quelques heures. Ce problème est lié aux débits que les canalisations du réseau de distribution sont susceptibles de porter, sans pertes de charge excessives. Les possibilités de la ressource en eau ne sont pas en cause sur une aussi courte période.

Dotation quotidienne: Si l'on considère la possibilité de satisfaire les besoins à l'échelle de la journée de consommation, les grandeurs impliquées sont plutôt: le débit du pompage, la capacité du traitement éventuel, le diamètre des conduites de refoulement et des feeders principaux, la capacité des réservoirs de stockage en charge. La disponibilité amont sera rarement limitante à cette échelle.

Saison la plus chargée de l'année: C'est là qu'intervient spécifiquement la ressource, qui peut être mise en cause sur un intervalle de temps de quelques semaines ou quelques mois. Le terme "saison la plus chargée" peut avoir deux acceptions:

Ce peut être l'époque où la ressource est la plus faible.

Ce peut être aussi l'époque où la consommation est la plus forte.

Le plus souvent, il y a coïncidence entre les deux phénomènes. Il peut aussi y avoir disjonction et deux états distinctes devront être conduites.

(a) *Etude des besoins.*—Les données statistiques sont maintenant bien connues pour chaque région du globe et pour chaque type d'agglomération à desservir. Deux choses sont intéressantes à considérer:

Les variations accidentelles.

L'évolution systématique.

Même en supposant une agglomération absolument invariable dans le temps: population stabilisée et consommation individuelle n'évoluant pas, les besoins sont sujets à des variations en fonction de paramètres divers, dont les plus importants sont d'ordre climatique.

Une prévision de consommation doit être faite en termes de probabilité. Une valeur moyenne la plus probable ayant été déterminée, pour une époque donnée, il faut étudier la loi de répartition des écarts. Il est impossible de fixer une limite absolue dont il soit certain qu'elle ne sera pas dépassée. On peut seulement évaluer une limite ayant une certaine probabilité de n'être pas dépassée.

Comme en réalité toute cité est en extension, que la consommation par habitant augmente, que les besoins de l'industrie et de l'agriculture croissent sans cesse, une étude prospective de l'évolution des besoins doit aussi être conduite.

(b) *Etude de la ressource.*—Qu'il s'agisse d'une nappe d'eau souterraine, d'une prise d'eau de surface au fil de l'eau ou dans un lac (naturel ou artificiel), la disponibilité en eau est, elle aussi, variable et présente des écarts accidentels et éventuellement une évolution systématique dans le temps. Par exemple, on peut être amené à prélever consciemment dans une nappe un débit supérieur au débit de réalimentation: l'abaissement progressif de la disponibilité peut alors être prévu.

Les variations les plus importantes et les plus naturelles sont aléatoires et liées essentiellement à des considérations climatiques.

Certains cours d'eau font l'objet de mesures de débit depuis des décennies et des études statistiques extrêmement précises peuvent être faites à leur sujet. Qu'il s'agisse d'une prise au fil de l'eau, ou de la création d'un barrage réservoir, il est possible de calculer une valeur précise de la probabilité de pouvoir disposer d'un volume donné sur une période donnée.

Reste à se fixer la fiabilité de la ressource, c'est-à-dire la probabilité de voir la disponibilité ne pas descendre en dessous de la valeur escomptée.

Les Rapports Nationaux sont assez avares de précisions à ce sujet. Il semble, d'après les quelques indications données, qu'il soit admis de prendre des bases telles qu'il risque d'y avoir défaillance de la ressource une à deux fois par siècle. On considère ainsi qu'une fiabilité annuelle comprise entre 0,98 et 0,99 est satisfaisante.

(c) *Rapprochement "besoins — ressources".* — Ces deux grandeurs étant sujettes à variations, il reste à vérifier que la probabilité de ne pouvoir satisfaire la demande reste inférieure à la valeur que l'on s'est fixée. Les mises en service successives de ressources complémentaires sont généralement envisagées, qui introduisent des discontinuités dans la courbe des ressources cumulées.

Le rapport que M. E. C. Reed a présenté pour le Royaume-Uni comporte une étude de ce genre, s'appliquant à l'alimentation de la région londonienne.

La Fig. 5 schématise le principe d'une telle comparaison, supposée établie pour la période 1970–2000. Une première étude prospective a permis de tracer l'évolution de la valeur moyenne probable de la demande. On adopte, en fait, une valeur supérieure ayant une certaine probabilité, que l'on se fixe, de n'être pas dépassée. Plus la probabilité choisie est proche de un, plus grand est l'écart entre les deux courbes.

De même pour la ressource, on considère une valeur moyenne probable et une valeur limite plus faible, telle qu'elle ait une probabilité, que l'on se fixe, pour que la disponibilité réelle lui devienne accidentellement inférieure.

Deux mises en service de ressources nouvelles ont été supposées prévues en 1980 et en 1996.

Tant que la limite inférieure de la production reste plus grande que la limite supérieure de la demande on a, non pas la certitude, mais la probabilité que l'on s'est

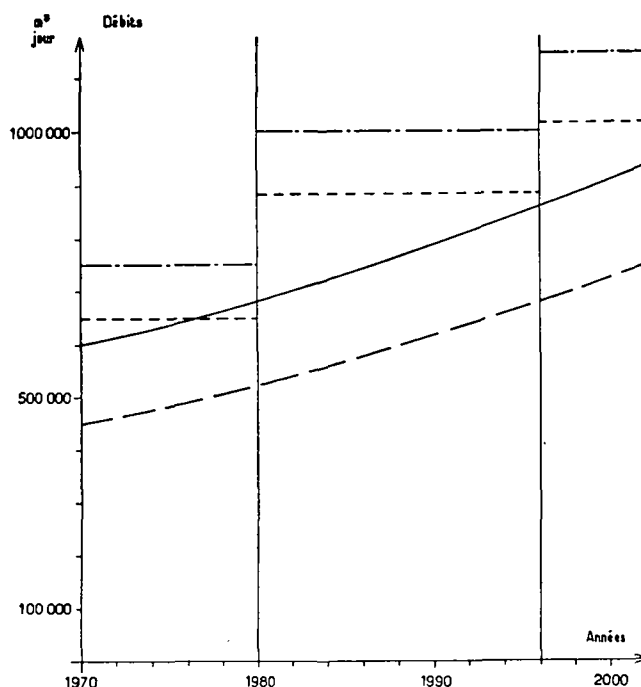


Fig. 5. *Etude prospective du couple "Disponibilité"-"Demande".*
 ——— Valeur moyenne probable de la demande.
 ——— Limite supérieure de la demande ayant la probabilité fixée.
 - - - - - Valeur moyenne probable de la disponibilité.
 - - - - - Limite inférieure de la disponibilité ayant la probabilité fixée.

donnée d'assurer correctement le service. Dans les années 79–80, on note que la possibilité de défaillance est un peu plus grande que celle qui a servi de base à l'étude, mais il n'y a pas certitude de défaillance.

Il ne faut pas, sans étude préalable, considérer que l'hypothèse d'une demande exceptionnellement forte simultanée avec une disponibilité exceptionnellement faible est une probabilité composée. Les deux phénomènes sont en effet rarement indépendants: ils ont le plus souvent pour origine commune une période chaude et sèche.

Les points importants à retenir sont qu'il faut considérer le couple:—

Valeur supérieure de la demande,
 Valeur inférieure de la disponibilité,

et que jamais la certitude absolue n'est obtenue d'assurer totalement le service: le problème doit toujours être posé en termes de probabilité.

Au niveau de la ressource, il n'y a pas que le débit disponible à considérer et d'autres désordres doivent être envisagés. Tels sont principalement:—

L'inondation.—L'excès d'eau peut être aussi nuisible que le manque d'eau. Les méfaits de l'inondation seront surtout examinés à la rubrique "qualité de l'eau". Néanmoins la submersion des ouvrages peut entraîner l'arrêt des installations. Le fait que l'on soit probablement alors en période de faible consommation n'atténue que faiblement la gêne qui en résulte pour l'utilisateur.

Le problème de l'inondation doit être pris en considération aussi bien pour des puits et forages que pour les prises d'eau de surface. En particulier, les têtes de forage ou de puits situées en zone inondable seront équipées en conséquence: étanchéité s'opposant à l'invasion par les eaux de surface, matériel électrique et moteurs placés hors d'eau (ou susceptibles d'être immergés), étude des possibilités d'accès pour entretien et dépannage (passerelles fixes ou itinéraire possible en bateau).

Les problèmes d'inondation doivent eux aussi être abordés sous l'angle probabilité. Une étude statis-

tique des crues peut permettre d'évaluer les niveaux atteints une fois en cinquante, cent ou deux cents ans.

Nous citerons une usine de traitement d'eau de rivière, qui, en 20 ans, n'avait jamais vu le niveau des eaux approcher à moins de 1 mètre (1 yd.) au-dessous du niveau des sols. Le 4 Novembre 1960 une crue exceptionnelle a submergé de 1,80 m (6 ft.) toutes les installations, causant des dégâts dont la réparation a demandé plusieurs semaines. L'étude, *a posteriori*, a montré qu'ils s'agissait de la crue se produisant une fois en moyenne tous les deux siècles, ce qui correspond, sur ce point, à une fiabilité de 0,995 que l'on peut considérer comme excellente.

Gel.—Le gel peut être à l'origine de difficultés sérieuses allant jusqu'à l'arrêt du service lorsqu'il s'agit de prélever une eau de surface. L'étude des mesures à prendre sort du cadre de cet exposé. On constate, paradoxalement, un manque de fiabilité dû au froid, surtout dans les pays relativement tempérés où l'éventualité d'une période de froid exceptionnel n'est pas toujours envisagée assez sérieusement. Dans les zones à climat très rigoureux, les Ingénieurs de conception et les exploitants sont rompus aux techniques de prévention contre le gel.

Désordre dans les ouvrages.—Les ruines brutales de barrage sont rares, mais quelques cas, consécutifs ou non à des séismes, se produisent néanmoins. Les vies humaines mises en cause et les dégâts souvent importants qui se produisent à l'aval militent pour une haute fiabilité des ouvrages, plus encore que le problème de l'alimentation en eau proprement dit.

Un point mérite d'être signalé qui n'évoque pas l'idée de désastre: c'est le problème des vidanges totales des lacs artificiels pour examen du barrage et ce, précisément, à titre de sécurité. En France, une telle visite est obligatoire tous les dix ans. Il faut, s'il n'y a pas d'autre ressource, prendre des dispositions particulières: l'opération sera conduite à une période de débit important de la rivière et de faible consommation de la distribution, une prise temporaire au fil de l'eau, fixe ou mobile, devra être prévue.

Les puits et forages sont moins sujets à des incidents subits, entraînant une brusque diminution de leur débit. Leur capacité de production peut s'altérer progressivement, soit par abaissement général de la nappe, soit par colmatage localisé de l'ouvrage lui-même.

Au niveau de la disponibilité en eau les procédés qui permettent d'améliorer la fiabilité sont essentiellement de deux ordres:—

Prévoir une marge suffisante entre les ressources et la demande. Le rapport rédigé par Monsieur le Professeur D. C. Midgley, Rapporteur de l'Afrique du Sud, attire l'attention sur un problème propre aux régions chaudes et sèches. La recherche de la fiabilité pourrait pousser à multiplier les réserves obtenues par des barrages-réservoirs sur le cours d'une même rivière. Il est démontré qu'en fait, dans les zones où l'évaporation est intense, le bilan hydraulique passe par un maximum, puis se détériore lorsqu'on crée de trop nombreuses réserves. Il est alors intéressant de rechercher les sites favorables à la création de retenues ayant un rapport volume/surface libre élevé. Ce critère peut être déterminant pour le choix entre plusieurs emplacements.

Utiliser plusieurs ressources indépendantes et si possible de natures différentes: par exemple exploitation d'une nappe par puits ou forages, d'une part, et traitement d'eau de surface d'autre part. Dans certains cas il est efficace de recourir à des bassins versants différents et le Rapport finlandais présenté par Monsieur Kauko Tammela donne un exemple

intéressant de fiabilité ainsi obtenue pour l'alimentation de la Ville d'Helsinki.

B. Aspect qualitatif

Il est commode, ici, de classer les perturbations qui affectent la qualité de l'eau brute, donc éventuellement celle de l'eau livrée au consommateur, en fonction de l'origine de la perturbation. On peut distinguer:—

Les phénomènes naturels.

Les phénomènes qui résultent de l'activité humaine.

(a) *Phénomènes naturels.*—Les nappes souterraines sont susceptibles d'une certaine évolution naturelle de leurs caractéristiques physiques, chimiques ou bactériologiques. Cependant, même lorsqu'il s'agit de nappes assez superficielles, les changements sont limités et lents (Exemple: évolution de la teneur en fer).

L'eau obtenue par les puits et par les forages présente donc, par nature, une bonne fiabilité en ce qui concerne la qualité. La lenteur de l'évolution éventuelle laisse le temps de prendre des mesures de sauvegarde et la distribution n'est pas mise en péril.

La situation est toute différente avec les eaux de surface qui sont sujettes à de brusques variations.

Les crues.—En dehors des variations de niveau qu'elles entraînent, amènent des modifications parfois considérables des caractéristiques de l'eau brute. On assiste à la mise en suspension de limons, de vases, d'argiles qui peuvent amener une surcharge des installations de décantation. La situation est rarement dramatique, car le floc formé, s'il est encombrant, est aussi très dense et décante bien. La répercussion est souvent purement financière pour l'exploitant qui doit augmenter les doses de réactifs.

Dans certains cas, l'homme n'est pas étranger à l'aggravation des crues et à leurs conséquences: le déboisement inconsidéré en montagne augmente le ruissellement et l'érosion, donc le débit solide du cours d'eau.

Phénomènes biologiques.—L'évolution des lacs, tant naturels qu'artificiels, est maintenant bien connue et a fait l'objet de nombreuses communications. Les phénomènes sont en général lents, mais peuvent donner lieu à des développements brutaux de certains micro-organismes lorsqu'une conjoncture écologique favorable à leur prolifération est réalisée. Les plus communs sont des algues, des moisissures, et des diatomées. Ils entraînent des problèmes physiques de traitement qui affectent la décantation (motricité des micro-organismes) et la filtration (colmatage). Ils peuvent aussi provoquer l'apparition, dans l'eau traitée, de goûts et odeurs qui posent des problèmes ardues aux spécialistes, problèmes aggravés par la soudaineté de leur apparition.

Ces phénomènes, d'ordre biologique, sont rarement entièrement naturels, et l'homme les aggrave lorsqu'il ne les déclenche pas. L'accroissement de la teneur des eaux en azote et phosphore, dû aux déversements d'eaux résiduaires et à l'emploi des engrais chimiques est un des facteurs déterminants essentiels.

La fiabilité, à ce point de vue, ne pourra être acquise qu'au prix d'études préalables s'étendant sur une longue durée. L'évolution d'un lac artificiel de création récente ne peut, toutefois, être prévue avec précision.

(b) *Phénomènes liés à l'activité humaine.*—La pollution croissante des ressources aquifères est une des grandes préoccupations de notre temps. Des exemples viennent d'être cités où la pollution progressive et insidieuse peut mettre en cause la fiabilité de la distribution, par des manifestations biologiques rapides et souvent inattendues. Un autre aspect de la pollution peut entraîner des défaillances graves: ce sont les déversements accidentels dans les lacs et cours d'eau ou sur le sol.

Les déversements peuvent résulter d'un incident ou accident dans une industrie ou encore d'un accident de transport par voie fluviale, rail, route, ou même par voie aérienne. Il peut s'agir de produits industriels toxiques (et la gamme en est très variée), d'hydrocarbures, de produits radio-actifs, ou même d'une pollution bactériologique.

Le déversement dans une rivière entraîne la formation d'une "onde" de forte concentration qui chemine vers l'aval en s'amortissant et en s'étalant. Immédiatement à l'aval de point de déversement la concentration atteinte est très forte, mais si la vitesse du courant est notable, l'effet est de courte durée. La fiabilité sera bonne si l'alerte est donnée très rapidement aux utilisateurs éventuels: tous les pays industrialisés utilisent maintenant des "plans de détresse" préétablis qui s'appliquent à des catastrophes naturelles ou non. Une telle organisation prévoit la pollution par déversement accidentel et la rapidité de l'information est fondamentale. L'auteur d'une telle pollution qui ne donnerait pas l'alerte devrait être considéré comme un véritable criminel. A l'aval immédiat, si l'information est reçue à temps, la parade la plus simple et la plus efficace est d'interrompre le prélèvement, ce qui est toujours possible pour une courte période.

Plus bas, sur le cours de la rivière, les utilisateurs peuvent être informés plus longtemps à l'avance, mais bien souvent aucune élimination du produit toxique n'est possible. La distribution ne pourra être maintenue que si l'on dispose d'une réserve suffisante d'eau brute qu'il soit possible d'isoler de la rivière.

Monsieur C. van der Veen, Rapporteur des Pays-Bas, développe les précautions à prendre, et cite des exemples d'obtention de fiabilités convenables pour des alimentations à partir du Rhin, fleuve très pollué d'une manière permanente, et qui a fait l'objet, ces dernières années, de pollutions accidentelles graves qui ont ému l'opinion publique.

Le déversement accidentel sur le sol n'a pas des conséquences aussi rapides et aussi directes que pour les rivières. Il peut néanmoins être extrêmement grave car la période pendant laquelle l'eau d'une nappe est pratiquement inutilisable peut être fort longue. Une pollution par hydrocarbures (éclatement de pipe-line ou accident de citerne) peut avoir des conséquences désastreuses et rendre une nappe inutilisable d'une manière presque irréversible.

La lutte contre les accidents de pollution est déjà difficile. Dès ce stade de la qualité de la ressource, il faut bien constater combien les distributions d'eau sont exposées à un acte de malveillance. Cette caractéristique se retrouve tout au long de la chaîne, jusqu'au consommateur, et les distributions sont manifestement un véhicule de choix pour les actions hostiles ou subversives, utilisant des moyens chimiques ou bactériologiques. La fiabilité relève à ce point de vue beaucoup plus des forces armées ou de la défense du territoire que du distributeur d'eau lui-même.

(ii) Traitement

A. Variations de l'eau brute

Ce problème a déjà été examiné à propos de la ressource en eau. Une installation de traitement sera d'autant plus fiable qu'elle sera susceptible de s'adapter à une situation exceptionnelle. Deux paramètres interviennent dans ce sens:

(a) *Marge de sécurité sur les dimensions des ouvrages fondamentaux décanteurs et filtres.*—Il convient que les vitesses de décantation et de filtration soient déterminées, non pas pour l'eau moyenne, mais bien pour les périodes défavorables ayant une certaine fréquence. Si l'on considère le coût des ouvrages de traitement, comparé à l'investissement global que

représente une distribution d'eau dans son ensemble, il est absurde d'adopter des vitesses élevées, proches des limites du possible, qui conduiront à des résultats désastreux dès que l'eau brute présentera des conditions difficiles de traitement.

Le mode de dévolution que pratiquent encore quelques pays, dont la France, pour les travaux des Collectivités Publiques, contribue largement à conduire à des installations peu fiables. C'est, dans ce cas, à l'auteur du projet seul, qu'incombe le rôle de fixer, préalablement à l'appel à la concurrence, des limites à un certain nombre de paramètres. Il est hautement souhaitable qu'il soit pour cela assisté du futur exploitant des installations.

Même si la marge de sécurité a finalement été prise un peu forte, l'investissement correspondant n'est pas perdu. Le moment où le renforcement, voire le remplacement par une autre unité, deviendra indispensable sera simplement retardé.

Pour ce type d'ouvrage, l'obsolescence n'est pas très redoutable: il suffit de considérer la lenteur de l'évolution des dernières décennies. Il existe certes des matériels récents plus performants, mais des installations ayant actuellement vingt ou trente ans d'âge, donnent encore toute satisfaction.

(b) *Polyvalence de l'installation.*—Une difficulté de traitement peut, très souvent, être résolue par un changement de réactif flocculant, l'addition d'un adjuvant de floculation, l'utilisation du charbon actif. Une installation sera donc très fiable si la possibilité a été prévue d'appliquer certaines techniques, lors même qu'elles ne sont pas habituellement indispensables.

La possibilité, par exemple, d'utiliser indifféremment du sulfate d'alumine ou du chlorure ferrique n'entraîne pas un investissement important. Cette disposition confère une grande sécurité d'exploitation, non seulement en permettant de faire face à des variations de l'eau brute, mais aussi parce qu'il peut arriver qu'une pénurie de produits ne touche que l'un des réactifs.

B. Proliférations d'organismes divers

Il s'agit des développements d'algues, de champignons, de parasites animaux divers, qui peuvent se développer soit à la surface des ouvrages, soit au sein des massifs filtrants. Les germes préexistent dans l'eau brute et c'est seulement la création de conditions localement favorables qui peuvent conduire à des difficultés d'exploitation. Les problèmes de cet ordre sont, en principe, plus faciles à résoudre que ceux qui résultent de proliférations préalables dans l'eau brute.

C. Gel

Le gel peut paralyser une installation de traitement de deux manières:

Congélation de l'eau traitée elle-même à la surface libre des décanteurs et filtres. La parade qui consiste à couvrir ces ouvrages n'améliore pas que la sécurité vis-à-vis du gel, elle contribue également à l'élimination des algues vertes en contrôlant l'apport de lumière, elle évite également des mouvements parasites de l'eau dus au vent et à des gradients de température (soleil).

Congélation de l'eau dans les nombreuses canalisations de petits diamètres où elle est immobile pendant de longues périodes: vidanges, purges manuelles ou automatiques. Dans les régions à hivers rigoureux, une attention particulière devra être portée à tous ces problèmes.

D. Manque de réactifs

Il peut résulter d'un accident à l'usine de production habituelle, d'une difficulté de transport (neige, verglas). L'arrêt de la production ou du transport peut aussi

résulter d'une grève. Ce problème sera traité globalement plus loin.

La fiabilité de l'installation sera liée à la capacité de stockage des différents ingrédients. Celle-ci devra donc être étudiée non pas en fonction des conditions habituelles d'approvisionnement, mais en envisageant des circonstances exceptionnelles ayant une probabilité plausible. En dehors de l'aspect financier, la durée de stockage de certains réactifs connaît des limites, dont il faut tenir compte en fonction du conditionnement.

E. Panne d'un élément de l'installation

Il s'agit là plus spécialement d'une défaillance intrinsèque, alors que toutes les causes de perturbation examinées jusque là étaient d'ordre extrinsèque. Dans le cadre études théoriques sur la fiabilité, on démontre un principe, très général, qui peut s'énoncer: "le doublement des composants accroît toujours plus la fiabilité que le doublement des équipements".

Les stations de traitement sont une occasion d'illustrer l'état d'esprit auquel doit conduire ce principe, même en l'absence de tout calcul. Soit une installation ramenée schématiquement à:

- Un pompage d'exhaure.
- Un ensemble stockage et dosage des réactifs.
- Des ouvrages de décantation.
- Une batterie de filtres.

Il arrive fréquemment, soit en égard à l'importance du débit, soit en raison de l'exécution par tranches successives, pour suivre l'évolution des besoins, que l'ensemble soit scindé en chaînes de traitement parallèles, identiques ou non.

La fiabilité sera toujours améliorée en "banalisant" les éléments à un niveau quelconque, c'est-à-dire en ménageant toutes les interconnexions soit d'ordre électrique, au niveau de la commande des appareils, soit d'ordre hydraulique.

Il faut noter que tout arrêt d'un appareil pour son entretien normal, bien que celui-ci soit fonctionnel et prévu à l'avance, pose le même problème que la panne inopinée. Le nettoyage sera grandement facilité si les décanteurs des diverses chaînes de traitement peuvent être hydrauliquement mis en parallèle.

Ces liaisons impliquent des canalisations, des aqueducs, des vannes supplémentaires qui sont le prix de la fiabilité. Une judicieuse disposition d'ensemble permet de limiter ces dépenses. encore faut-il que cette notion de fiabilité soit prise en considération dès l'élaboration du plan général.

Ces remarques étant faites, examinons les différents éléments de la chaîne "traitement":—

Les floculateurs, les décanteurs, les filtres sont des appareils rustiques et robustes qui présentent par nature une très bonne fiabilité. Tout au plus les dispositifs de lavage des filtres mériteront-ils une attention particulière.

Le dosage et la répartition des réactifs sont, par contre, beaucoup plus délicats. Les doseurs à secs, les pompes doseuses, les canalisations qui véhiculent les réactifs en solution concentrée sont autant de sources de défaillances en puissance.

La fiabilité sera recherchée par la qualité des matériels: presque tous les réactifs sont abrasifs ou corrosifs. L'installation systématique d'appareils de dosage en secours n'est peut être pas suffisamment appliquée. Les circuits de canalisation seront spécialement soignés et la facilité de démontage de tous les éléments doit être de règle. Ces dispositions permettent de réduire les effets et la durée du dépannage, donc le risque de voir l'installation ne plus faire face à la demande.

Il faut aussi éviter la production d'une eau de mauvaise qualité et plus encore d'eau non stérilisée: c'est l'affaire des contrôles et des asservissements. Dès qu'un défaut de distribution de réactif apparaît, il est préférable d'arrêter l'ensemble de l'installation et d'alerter le personnel. Plus aval sera la détection du défaut, plus sûre sera l'installation. Si une pompe doseuse est prise pour exemple, on peut détecter:

- La non fermeture du contacteur électrique de commande,
- La non alimentation aux bornes du moteur,
- L'absence de débit de la pompe,
- L'absence de débit refoulé pour la solution,
- L'absence du produit dans l'eau brute.

Il est bien évident que ces détections sont ici classées par ordre de difficulté (donc de prix) croissante, mais aussi par ordre de fiabilité croissante. La mesure en continue de grandeurs telles que le pH, la teneur résiduelle en chlore ou en ozone présente des avantages sur de nombreux plans, en matière de régulation notamment, mais tout spécialement du point de vue fiabilité.

Pendant un optimum doit être trouvé: la multiplication des contrôles, des asservissements, des automatismes, la complication des circuits peut en effet avoir pour résultat final un abaissement de la fiabilité.

F. Erreurs humaines

Quel que soit le degré d'automatisation, une intervention et une surveillance humaine sont, à certains moments, nécessaires, et l'homme lui-même est sujet à défaillance. Un équilibre doit être trouvé entre les automatismes et l'action de l'homme.

Il reste de nombreux domaines où l'homme est seul en cause: entre les déterminations de laboratoire, conduisant aux doses de réactifs optimales à appliquer, et la mise en oeuvre effective, s'intercale toute une série de démarches intellectuelles où l'erreur humaine peut intervenir.

La même homme peut accroître sa propre fiabilité en recommençant deux ou plusieurs fois ses calculs pour éliminer la faute. L'homme, comme tout composant, peut aussi faire l'objet d'une redondance et être doublé par un autre: c'est ce qui sera fait pour les points très importants. Le deuxième homme n'est généralement pas l'identique du précédent, il a un rôle de surveillant, de contrôleur du premier.

(iii) Pompage

Ce terme s'entend, ici, au sens le plus général et s'applique à toute installation comportant des pompes: exhaure d'eau brute, mise en pression initiale, surpression intercalée dans les réseaux sans rupture de charge, reprise.

En dehors de ses défaillances intrinsèques, le système de pompage est soumis essentiellement à trois contraintes extérieures:—

- L'alimentation en eau, déjà étudiée.
- La dépendance de la source d'énergie.
- La demande en eau à l'aval du pompage.

Il est toujours possible d'imaginer bien d'autres contraintes extérieures; en tenir compte relève d'une opportunité particulière. Par exemple, dans certaines régions du globe l'aspect résistance aux séismes doit être pris en compte.

Limitons-nous, ici, à l'étude des défaillances intrinsèques en commençant par l'organe central.

(a) *Le groupe électropompe.*—L'ensemble moteur électrique asynchrone triphasé-pompe centrifuge, avec accouplement direct, équipe la majorité des usines de pompage: il a atteint à un très haut degré de fiabilité intrin-

sèque. A tel point que les défaillances ont le plus souvent leur origine dans les équipements annexes du groupe électropompe, qu'ils soient électriques ou hydrauliques, amont ou aval, par rapport à la pompe.

Cette constatation condamne formellement une disposition que l'on rencontre encore dans des stations de faible débit (rurales ou de petites villes) où il est prévu un groupe de secours, mais où la chaîne des équipements de commande, de démarrage, de protections diverses n'est, par mesure d'économie, installée qu'en un exemplaire unique, commun aux deux groupes.

Toute utilisation de dispositifs plus élaborés que la pompe à vitesse constante et accouplement direct entraîne une diminution qui peut être importante, de la fiabilité. Quel que soit le dispositif utilisé, et ils sont nombreux (électriques, électroniques, hydrauliques, mécaniques), les groupes à vitesse variable ont une fiabilité sensiblement inférieure à celle des moteurs et pompes à vitesse constante. De plus, toute variation de vitesse doit être régulée en fonction d'un paramètre de débit ou d'un paramètre de pression, d'où de nouvelles défaillances possibles. Seuls les progrès technologiques dont bénéficient ces équipements, dans le sens de l'amélioration de la fiabilité, permettent de généraliser leur emploi pour assurer le service public fondamental qu'est la distribution de l'eau.

Toutes les stations, de par le monde, ne peuvent pas être raccordées à un réseau général de distribution d'énergie électrique. Le moteur diesel est alors la source de puissance la plus couramment utilisée. Deux solutions sont possibles et le couple "prix de revient-fiabilité" intervient une fois de plus:—

On peut créer une véritable centrale électrique locale avec une série de groupes électrogènes débitant sur un jeu de barres unique. La station de pompage, proprement dite, est alors conçue comme si elle recevait l'énergie électrique d'un réseau général.

On peut, pour les pompes principales, recourir à un ensemble moteur diesel-pompe, avec ou sans interposition d'un multiplicateur intermédiaire de vitesse selon les débits et les pressions en cause. Un ou plusieurs groupes électrogènes, de puissance limitée, sont utilisés pour les auxiliaires et les petits appels de puissance.

La première solution, plus coûteuse, est théoriquement plus fiable puisque n'importe quel moteur peut actionner n'importe quelle pompe. En fait, l'évaluation de la fiabilité et du prix de revient n'est pas si simple.

De nombreux équipements s'ajoutent dans la première solution: alternateurs avec leurs régulations—éventuellement transformateurs de tension—moteurs électriques avec leurs équipements de démarrage, contrôle, et protection. Tout cet ensemble est sujet à défaillances et réduit donc la fiabilité, à ce point de vue. En ce qui concerne le prix de revient, la transmission électrique, outre son coût propre, augmente les dépenses de carburant, puisque son rendement global est plus faible que celui d'une liaison mécanique, même avec interposition d'un multiplicateur à engrenages.

Enfin, l'entraînement direct par moteur thermique se prête particulièrement bien à un fonctionnement à régime variable. Une centrale électrique, compte tenu des utilisations auxiliaires, ne peut être qu'à fréquence fixe. La première solution fait donc perdre le bénéfice de la possibilité de fonctionner à régime variable: il serait en effet absurde, étant parti d'un moteur thermique, de réintroduire en fin de chaîne une possibilité de variation de vitesse.

C'est pourquoi la deuxième solution est généralement préférée, encore qu'une étude complète doive être refaite dans chaque cas particulier, sous l'angle de la fiabilité.

Si une pompe tombe en panne pendant la révision du moteur thermique d'un autre groupe, un pont roulant peut permettre en quelques heures de remplacer la pompe défaillante par celle dont le moteur est indisponible. Les dispositifs de levage et de manutention apparaissent clairement dans ce cas comme un facteur de fiabilité.

Pour terminer le chapitre des pompes, un cas particulier: il arrive qu'une station doive refouler dans différentes directions et que les caractéristiques hydrauliques des divers refoulements ne soient pas très éloignées les unes des autres. Au nom de la fiabilité, il peut être opportun de consentir un sacrifice sur les rendements, donc sur la consommation d'énergie, en adoptant des pompes identiques pour les divers refoulements. Les pompes de secours, moyennant quelques vannes supplémentaires, peuvent ainsi être affectées à n'importe quel refoulement. Le gain de fiabilité s'accompagne d'un abaissement sensible des coûts de maintenance.

Ceci est un exemple intéressant de calcul du prix de la fiabilité, il faut en effet tenir compte, en les actualisant:—

De l'investissement initial.

Du coût de l'énergie mise en jeu en fonction du rendement des pompes. L'intervention de tarifs horaires variables selon la charge du réseau de distribution d'énergie électrique peut compliquer cette tâche.

Du coût de la maintenance.

Les coûts actualisés sont évalués sur la durée normale d'amortissement technique des équipements, qui elle-même coïncide rarement avec la durée de l'amortissement financier. Il faut aussi choisir judicieusement le taux d'actualisation, tenir compte de l'érosion monétaire et des risques d'obsolescence des matériels.

(b) *Equipements.*—Sont souvent plus importants pour la fiabilité que les pompes elles-mêmes. Il n'est pas utile de revenir sur les problèmes électriques. Par contre, quelques exemples de l'influence des équipements hydrauliques sur la fiabilité seront examinés.

Si les pompes ne sont pas en charge, il faut avoir recours soit à des clapets de pied sur l'aspiration et la fiabilité exige alors qu'ils puissent résister à la pression du refoulement, soit à un dispositif de mise et de maintien sous vide, qui peut être lui-même à l'origine de défaillances.

Sur le refoulement, il faut éviter le retour d'eau à l'arrêt et pouvoir isoler le groupe pour une réparation. Il faut donc un clapet et une vanne. L'un des deux seulement peut être démonté, pour entretien, sans arrêter toute l'usine. Les avis sont donc partagés sur l'ordre dans lequel on doit placer ces deux accessoires hydrauliques.

Un dernier exemple met en cause la fiabilité humaine: il s'agit du problème de l'interposition d'une vanne entre la conduite de refoulement et un anti-bélier hydropneumatique. La vanne facilite et accélère les opérations d'entretien sur le ballon anti-bélier.

Par contre sa fermeture, lorsque l'usine fonctionne, peut provoquer un accident grave sur la conduite. Des précautions particulières doivent donc être prises pour assurer la sécurité de l'exploitation.

(iv) Réservoirs

En tout point d'un circuit hydraulique, on peut considérer un débit amont et un débit aval. L'intervention d'un réservoir, qu'il soit en série ou en dérivation, permet que, sur un certain intervalle de temps, le débit amont et le débit aval puissent être différents.

Dans les distributions d'eau on peut trouver des réservoirs:—

Entre le débit de la rivière et le débit de l'eau brute prélevée (la réalimentation de nappe pouvant être considérée comme un cas particulier).

Entre l'eau traitée, sortant des installations de traitement, et le pompage principal initial.

Entre ce pompage initial et le départ du réseau de distribution.

Entre des conduites de transport et des centres importants de consommation.

A. Rôle fonctionnel

Dans tous les cas, le réservoir a un rôle fonctionnel de base, qui consiste à servir d'intermédiaire entre un cycle amont et un cycle aval.

La méthode de détermination de la capacité fonctionnelle est bien connue: sur un même diagramme sont reportés les volumes cumulés provenant de l'amont et les volumes cumulés appelés à l'aval, le tout pour une durée au moins égale à un cycle. Ce cycle peut être quotidien, hebdomadaire, ou saisonnier. Il peut même englober plusieurs années, si un réservoir sur une rivière doit permettre de passer les années sèches. L'écart maximal entre les deux courbes, qui présentent au moins une intersection par cycle, correspond à la capacité théorique fonctionnelle du réservoir.

B. Rôle en matière de fiabilité

Tout d'abord les deux courbes dont il vient d'être question sont des estimations de probabilité de débit. La moindre sous-estimation des besoins ou la moindre surestimation des ressources peut conduire à la défaillance. Pour assurer la fiabilité, il faut donc majorer la capacité théorique. Mais le réservoir a, en outre, un rôle important dans l'amélioration générale de la fiabilité. Il présente en effet la particularité de pallier aussi bien les défauts survenant à son aval que ceux survenant à son amont.

Un réservoir comportant un supplément de capacité au titre de la fiabilité, peut faire que les usagers ignorent une interruption de quelques heures du traitement ou du pompage. Il peut aussi éviter, lors de l'éclatement d'une conduite aval, que la perte d'eau qui se produit, avant que le tronçon défectueux soit isolé, n'entraîne une interruption générale par manque d'eau.

Ce rôle est actuellement un peu perdu de vue et les réservoirs en charge, apparaissent aux yeux de certains, comme un luxe coûteux et inutile. C'est un cas typique où le prix de la fiabilité peut être chiffré. Pour juger sainement des conséquences d'un manque d'eau, de durée déterminée, il ne faut pas songer seulement à la privation des utilisateurs. Un manque d'eau, même de courte durée, a souvent des répercussions plus complexes et plus graves. Il peut entraîner la mise en dépression de certaines parties du réseau de distribution avec risque de désordres pour les canalisations et surtout *risque grave de contamination*.

De l'air pénètre dans d'autres canalisations. Le plus souvent, les parois internes sont tapissées de dépôts divers (hydroxydes de fer, carbonates de calcium) qui sont normalement stables. Lors de la remise en eau il peut y avoir mise en suspension de ces dépôts, et l'eau sera troublée pendant plusieurs heures ou même plusieurs jours. Les désordres dépassent donc largement la simple interruption de service et justifient les dépenses de stockage de l'eau, à divers stades, entre la ressource et le consommateur.

La sécurité en cas d'incendie dans les villes est un aspect supplémentaire de ce problème.

(v) Canalisations

Ce chapitre traite des canalisations en général,

sans distinction de fonction: refoulement, transport, distribution.

A. Défaillance intrinsèque

L'accident de base pour un tuyau est la rupture ou l'éclatement. Les fuites entraînent aussi des interruptions de service mais d'une manière indirecte:—

La réparation d'une fuite importante oblige à une interruption de service, touchant une fraction des usagers pour lesquels il y aura donc défaillance.

L'existence de nombreuses fuites peut entraîner un manque d'eau, sans que pour autant la demande réelle soit supérieure à la ressource. Qu'il s'agisse de rupture, d'éclatement ou de fuites, les règles qui conduisent à une bonne tenue des canalisations sont bien connues.

Elles portent sur le choix du matériau en fonction du diamètre, de la pression de service normale, des coups de bélier, des terrains traversés, éventuellement des caractéristiques de l'eau transportée.

Le soin apporté à la mise en oeuvre est déterminant et les conduites étant presque toujours enterrées, seule une surveillance attentive du chantier de pose peut apporter une bonne sécurité. Il n'est pas possible de s'étendre ici sur ces prescriptions qui, dans tous les pays, font l'objet de textes généraux.

Toutes les précautions nécessaires ayant été prises, la sécurité en matière de canalisations peut être assurée par redondance, plusieurs canalisations en parallèle assurant le même service. Bien qu'il puisse y avoir plus de deux canalisations en parallèle le terme générique de "doublement" sera utilisé ici.

Cette expression peut correspondre en fait à deux techniques extrêmes:

Deux conduites sont installées, chacune d'elle peut assurer, à elle seule, le service. Pendant la durée de réparation d'un accident, la distribution reste normalement assurée.

Les deux conduites portent ensemble le débit nécessaire. Si l'une d'elles est hors service, la distribution n'est assurée qu'à débit et (ou) à pression réduite. Il serait plus exact de dire, dans ce cas, qu'il y a "dédoublément" de la conduite.

Ces deux techniques sont des cas limites et toutes les solutions intermédiaires sont possibles, chaque conduite étant, à elle seule, capable de porter plus de la moitié du débit nécessaire.

Les refoulements présentent, à ce point de vue, une particularité puisque, moyennant un choix judicieux de la courbe caractéristique des pompes, il est possible de refouler dans une seule conduite un débit très nettement supérieur à la moitié du débit habituellement refoulé dans les deux conduites en parallèle. Il en résulte une baisse de rendement parfaitement admissible pendant une durée limitée. La notion de fiabilité doit donc aussi intervenir lors du choix d'une pompe.

Sous l'angle du prix de la fiabilité, on peut constater, qu'en règle générale, le dédoublement des canalisations est d'autant moins coûteux que les débits, donc les diamètres, sont plus importants. Ce prix est caractérisé, en valeur relative, par le rapport entre:—

Le prix de deux canalisations capables de porter chacune un débit $Q/2$, sous une charge donnée.

Le prix d'une canalisation unique capable de porter le débit Q sous la même charge.

Ce rapport, qui dépend de la nature du matériau et de la conjoncture économique, est cependant élevé pour les petits diamètres et se rapproche de 1, pour les très grosses conduites.

Pour les refoulements et pour les conduites de transport, le doublement vrai (deux conduites capables chacune d'assurer le service), s'il est susceptible d'ac-

croître considérablement la fiabilité, peut présenter des inconvénients techniques tels que vitesses trop faibles dans les conduites et temps de transport trop long, dès que la distance à franchir est importante. Ces facteurs peuvent avoir une influence défavorable sur la qualité de l'eau.

Pour les canalisations de distribution, la méthode de choix pour accroître la fiabilité est le maillage des réseaux. Tant que le tronçon défectueux n'est pas isolé par fermeture de deux vannes, l'accident peut mettre en péril l'ensemble de la distribution par la perte d'eau que provoque la rupture. Par contre, dès que le tronçon est isolé, et pendant toute la durée de la réparation, seul un nombre limité d'usagers sera privé d'eau. Ce nombre d'usagers sera d'autant plus faible que les vannes seront plus rapprochées, donc plus nombreuses. La notion de limite à la multiplication des vannes de sectionnement a déjà été évoquée.

Lorsqu'une très haute fiabilité est indispensable (hôpitaux, industries intolérantes à un manque d'eau) un même établissement peut être doté de plusieurs branchements reliés à des conduites différentes. Si le réseau interne est unique, des précautions particulières doivent être prises (clapets) pour éviter des circulations parasites dues aux différences éventuelles de pression entre les canalisations. Les inconvénients sont d'ordre hygiénique: réintroduction dans le réseau public d'une eau ayant transité par une installation intérieure privée. Il peut aussi en résulter des perturbations pour les appareils de comptage qui contrôlent la consommation de l'établissement.

Les accidents de conduite sont un des rares domaines où des renseignements statistiques chiffrés ont été fournis au Rapporteur Général par certaines Sociétés de distribution d'eau françaises.

Ces données qui portent sur plusieurs années et sur des longueurs importantes de canalisations sont résumées par le graphique de la Fig. 6.

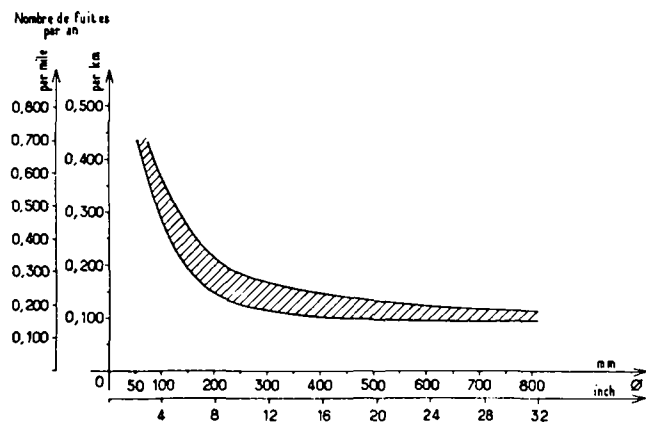


Fig. 6. Nombre de fuites par an et par unité de longueur.

Il apparaît que le nombre des accidents par an et par unité de longueur est nettement plus élevé pour les canalisations de petit diamètre. Au-delà du diamètre 400 mm (16 inches) la fréquence se stabilise un peu au-dessus de 0,1 accident par an et par km (0,2 burst per year and per mile). En utilisant ce graphique, il est parfaitement possible de chiffrer la fiabilité d'un tronçon de canalisation, donc de tout un réseau en ayant recours aux lois de composition des fiabilités.

B. Défaillances extrinsèques

Les canalisations sont l'objet d'agressions qui constituent des charges anormales: mouvements de terrain, actions chimiques et électrochimiques externes, passages de véhicules, gel, intervention d'entrepreneurs qui travaillent en sous-sol.

La défaillance extrinsèque caractéristique reste l'appel d'un débit supérieur à celui qui a été prévu. C'est tout le problème de la détermination du diamètre des canalisations qui est en cause. Sa résolution implique non seulement l'estimation des débits de pointe nécessaires, mais encore leur extrapolation dans le temps. Or, la durée d'amortissement d'une canalisation enterrée est au moins de vingt années et les Urbanistes sont fort embarrassés pour faire des prévisions précises à si long terme, aussi bien pour les besoins des populations que pour les industries.

Le problème, enfin, est critique pour une raison hydraulique élémentaire: la pression disponible en un point est la différence entre une pression statique et une perte de charge. La variation relative de la pression disponible peut donc être beaucoup plus importante que la variation relative de la perte de charge, qui, elle-même, est sensiblement proportionnelle au carré du débit à transporter.

Cet enchaînement défavorable explique qu'il y a peu de distribution ayant une certaine ancienneté où, dans certaines zones, on n'assiste pas à des baisses périodiques de pression qui, même si elles ne vont pas jusqu'à la privation totale pour l'utilisateur, n'en constituent pas moins une défaillance.

Non seulement l'auteur d'un projet, lorsqu'il détermine le diamètre d'une canalisation, doit augurer du débit futur pour fixer, à ce point de vue, la fiabilité du réseau, mais il lui faut encore estimer l'évolution des caractéristiques internes de la conduite. La formule de Colebrook montre que, pour les diamètres usuels, la perte de charge varie sensiblement du simple au double lorsque l'on passe de la rugosité 10^{-4} mètre (0,004 inch) à 2×10^{-3} mètre (0,08 inch).

L'obtention d'une haute fiabilité, par accroissement du diamètre des canalisations, présente deux inconvénients:—

Dans tous les cas une perte financière qui se traduit par un prix plus élevé de l'eau.

Des inconvénients techniques déjà signalés: vitesse trop faibles et temps de séjour trop long de l'eau dans le réseau. Ce problème peut devenir aigu pour certaines stations estivales où les variations de consommation, liées à des fluctuations de population sont parfois très importantes.

(vi) Branchements

Les branchements industriels ou d'immeubles importants qui comportent un véritable T_e sur la canalisation publique, ont pratiquement la même fiabilité que le réseau lui-même. Les branchements de petits immeubles réalisés après la construction du réseau avec des dispositifs de prise sur la canalisation, avec perçage en charge, constituent, par contre, un point faible. La multiplication de ces prises, en zone d'habitat individuel, constitue une source de fuites bien connue des distributeurs d'eau.

Dans ce domaine, des renseignements statistiques ont été fournis au Rapporteur par des entreprises françaises. Les chiffres varient bien entendu selon l'âge des installations, la nature du matériau constituant le branchement, la pression de service, le terrain et la circulation (ville ou zone rurale). Néanmoins on relève, sur une moyenne portant sur plus de 500 000 branchements, la valeur de 1,8 réparation par an pour 100 branchements en service. Les statistiques extrêmes, portant sur des populations de branchements de plusieurs dizaines de mille dans une même région, sont respectivement de l'ordre de 0,7 et de 3 réparations pour 100 branchements et par an.

Pour que la défaillance d'un branchement n'affecte que les usagers qu'il dessert, il faut pouvoir isoler celui-ci du réseau public, par un robinet ou une vanne

placé aussi près que possible de la conduite. Ce dispositif a une action directe sur la fiabilité d'ensemble de la distribution, en réduisant le nombre d'utilisateurs privés d'eau au cours de la réparation.

Le gel est pratiquement le seul facteur susceptible d'amener la défaillance simultanée d'un grand nombre de branchements. Sauf dans les pays à climat très rigoureux, la profondeur à laquelle est enterré le tuyau, permet de régler la fiabilité du dispositif. En pays très froid, il faut avoir recours à des galeries chauffées (couplage avec la distribution du chauffage).

Si une période exceptionnelle survient, avec des tuyaux enterrés, il est possible d'éviter le gel en ménageant un écoulement permanent, ce qui pose le problème des locaux inoccupés. Les tuyauteries de plastique présentent, en général, l'avantage de n'être pas rompues par le gel. La durée du défaut est donc limitée, et aucune intervention n'est nécessaire au moment du dégel. Les tuyaux métalliques peuvent se rompre sous l'effet du gel ce qui aggrave considérablement la défaillance, surtout si le phénomène s'étend à toute une distribution. Par contre, leur continuité électrique permet une intervention en réchauffant le branchement par passage d'un courant très intense.

(vii) Comptage

L'arrêt de l'enregistrement de la consommation peut, ou non, s'accompagner de l'interruption de l'alimentation. La préférence sera bien entendu donnée aux systèmes qui n'interrompent pas le passage de l'eau lorsqu'il y a blocage du mécanisme. Le fait que la consommation ne soit plus enregistrée est un défaut qui est considéré comme mineur, tout spécialement par l'utilisateur.

Le système de comptage est généralement protégé contre l'introduction de corps étrangers par un filtre, dont le colmatage éventuel conduit à une réduction du débit, sinon à une interruption de service.

Le dispositif de comptage est, d'autre part, un point de prédilection de dépôt pour les eaux incrustantes. Le choix de matières auxquelles le carbonate de calcium et les hydroxydes de fer n'adhèrent pas est donc non seulement un gage de précision de l'appareil de mesure, mais aussi un facteur de fiabilité.

Le problème des retours d'eau de l'installation privée, vers le réseau public, peut être examiné utilement à propos du dispositif de comptage qui en souffre tout particulièrement de plusieurs manières:—

L'exactitude de l'enregistrement est compromise car le compteur n'est pas conçu pour décompter exactement le volume qui circule dans le mauvais sens. L'existence d'un élément élastique (poche d'air accidentelle ou intentionnelle) dans une installation intérieure peut conduire à des surprises telles que l'enregistrement positif d'un volume d'eau, en l'absence de toute consommation.

Certains dispositifs de comptage ne supportent pas sans avarie le passage d'eau, en sens inverse du sens normal.

Si enfin il y a retour d'eau chaude le compteur peut être pratiquement détruit, puisqu'on assiste à la généralisation de l'emploi des matières plastiques, non seulement pour des raisons économiques, mais aussi pour leur résistance simultanée à la corrosion et à l'incrustation.

Sous l'angle de la sécurité touchant la qualité de l'eau, toutes précautions doivent être prises pour éviter de tels retours, surtout s'il existe une alimentation autonome propre à l'utilisateur (puits privé, par exemple). La règle, dans tous les pays, semble être l'interdiction formelle d'intercommunication entre les installations intérieures, ayant une source d'eau autonome, et la partie alimentée par le réseau public. Le contrôle des

installations intérieures est un problème difficile pour les distributeurs d'eau surtout dans les immeubles anciens.

(viii) Installations Intérieures

Le point de livraison, considéré sur le plan juridique, est habituellement constitué par la sortie de l'appareil de comptage. Le distributeur n'intervient donc plus au-delà et l'installation intérieure est conçue, construite et entretenue par les soins de l'utilisateur. Néanmoins, les règlements attribuent le plus souvent un certain droit de regard du distributeur sur les réseaux privés d'utilisation. Ce pouvoir de police est lié à la fiabilité de la qualité de l'eau (voir supra), il permet également d'éviter les fraudes de la part des usagers. Le distributeur, qu'il soit organisme privé ou collectivité publique, a toujours le devoir de conseiller les utilisateurs afin que la chaîne de distribution soit fiable "jusqu'au robinet".

Une installation intérieure peut pêcher par impossibilité de transiter les débits nécessaires en pointe. Il existe, dans tous les pays, des normes qui codifient les méthodes d'évaluation des débits nécessaires aux immeubles, sous une forme plus ou moins autoritaire. La tendance est néanmoins d'adopter des vitesses élevées dans les réseaux intérieurs. Outre les inconvénients de bruits de circulation et de coups de bélier qui en résultent, on constate trop souvent des interactions inadmissibles entre les différents points de puisage.

L'autre défaut classique des installations intérieures est l'apparition de corrosions qui peuvent être graves. Elles résultent le plus souvent d'erreurs dans le tracé des canalisations et de l'utilisation, sans les précautions d'usage, de métaux différents.

Les appareils destinés au chauffage de l'eau amènent également des difficultés. L'eau du réseau est équilibrée, du point de vue carbonique, aux températures usuelles de distribution. Le réchauffage entraîne, selon les conditions de pression et la nature de l'eau, des corrosions ou des entartrages des appareils.

Comme enfin le robinet de puisage lui-même, ultime maillon de la chaîne, peut être défaillant, il importe de munir les installations intérieures de robinets et de vannes de sectionnement permettant de ne pas priver d'eau tout un immeuble pour changer le joint d'un robinet de puisage.

Enfin, sous l'angle de la qualité de l'eau, et plus spécialement de sa pureté bactériologique, il est même possible d'avancer que le problème ne s'arrête pas au point de puisage, mais dans le verre du consommateur.

8. ASSUJETTISSEMENT A LA FIABILITE DE SYSTEMES EXTERIEURS A LA DISTRIBUTION D'EAU

Il n'est pas question de reprendre ici l'inventaire des défaillances d'origine extrinsèque. Deux problèmes retiendront notre attention.

(i) Fiabilité du Réseau de Distribution d'Énergie Électrique

Dans les pays industrialisés, les stations de pompage sont le plus souvent alimentées en énergie par raccordement à un réseau général; elles sont donc directement dépendantes de la fiabilité de ce réseau, qui constitue lui-même un système complexe sujet à défaillances intrinsèques et extrinsèques.

Si l'on veut supprimer cette dépendance, les stations de pompage doivent être pourvues de moteurs thermiques de secours. C'est une solution coûteuse en investissements et en exploitation, qui est donc réservée aux stations alimentant des agglomérations importantes. Pour les petites usines de pompage (petites villes et distributions rurales) il est possible de disposer, par

région, de quelques groupes électrogènes mobiles de secours qui peuvent, en quelques heures, être amenés à pied d'oeuvre et se substituer au réseau défaillant.

Pour les moteurs thermiques fixes, deux options sont possibles:—

Installer un ou plusieurs groupes électrogènes susceptibles de se substituer à la distribution d'électricité.

Si l'usine comporte des pompes de grosse puissance, il est aussi possible de prévoir une ou plusieurs pompes de secours directement accouplées à un moteur thermique.

Le choix nécessite une étude particulière à chaque cas. Le problème, bien que présentant des aspects différents, se rattache à celui évoqué pour les usines qui ne sont pas alimentées par un réseau de distribution d'électricité.

S'il est décidé de ne pas faire la dépense d'une source d'énergie thermique locale, la fiabilité pourra être améliorée par diverses méthodes, la plus efficace étant l'alimentation par plusieurs lignes électriques, aussi indépendantes que possible les unes des autres. La qualité technologique des matériels et les méthodes d'exploitation ont, en fait, porté la fiabilité des distributions d'énergie électrique à un très haut niveau, qui se traduit non seulement par la diminution de la fréquence des coupures, mais aussi et surtout par la réduction de leur durée.

(ii) Fiabilité du Personnel

Le problème de la défaillance humaine, à titre individuel, a déjà été esquissé (7(ii) F, p. H13). Il s'agit ici de la fiabilité collective de l'ensemble du personnel d'exploitation. Elle peut être mise en cause par un désordre d'ordre général tel qu'une épidémie; mais dans les pays où le droit de grève est reconnu aux travailleurs, les mouvements sociaux sont une cause fréquente et surtout durable d'interruption de service.

Il ne s'agit pas seulement du personnel propre aux distributions d'eau mais également de celui d'autres domaines d'activité et en premier lieu la distribution de l'énergie. Une grève dans les usines de production des réactifs nécessaires au traitement de l'eau, un arrêt de travail dans les entreprises de transport, peuvent aussi entraîner des difficultés.

Toutefois, l'eau étant considérée, à juste titre, comme un élément fondamental de la vie en général et de la vie humaine en particulier, les organisations syndicales, responsables de l'organisation des grèves, prennent, le plus souvent, toutes dispositions pour éviter à la population la privation d'eau potable.

9. CREATION ET MAINTIEN DE LA FIABILITE

La création et le maintien de la fiabilité sont sous la dépendance d'une chaîne qui va de l'Ingénieur qui conçoit le projet à l'Exploitant de la distribution. Là aussi tous les maillons ont une grande importance et sont "en série".

(i) Rôle du Projeteur lors de la Conception

Il est fondamental, et c'est à l'Ingénieur de conception qu'il appartient d'étudier chaque élément de la distribution avec le souci constant de lui conférer la plus grande fiabilité possible. Cet Ingénieur n'a cependant pas l'initiative du degré de fiabilité à atteindre, lequel est normalement fixé par le pouvoir politique en fonction de considérations sociales, économiques, et financières. Cette fonction du pouvoir politique s'exerce par l'intermédiaire d'instructions, de règlements, de normes de portée générale. Le rapport élaboré par le Professeur Abramov pour l'U.R.S.S. fait référence, à plusieurs reprises, à ces notions de réglementations codifiant des normes à respecter.

Dans ce cadre, l'auteur du projet se doit de peser tous les choix en plaçant au premier plan la sécurité que doit présenter un service public de cette importance. Toutes les défaillances possibles, intrinsèques ou extrinsèques, seront envisagées en rassemblant le maximum d'information sur leur fréquence probable. La recherche de leur élimination sera ensuite poursuivie en y associant la notion de coût en investissement, en énergie, en maintenance: des diverses solutions.

La prévision des besoins pour l'immédiat et pour le futur est un des points fondamentaux qui conditionnent la fiabilité.

(ii) Rôle des Constructeurs

Même si le projet est très complet et donne avec précision les spécifications de matériaux et matériels, une mise en oeuvre correcte est indispensable pour aboutir à une distribution fiable. La partie la plus importante des distributions se caractérise par le fait qu'elle est enterrée, sitôt après un essai d'assez courte durée. Quelle que soit la conscience professionnelle des entrepreneurs, l'existence d'un surveillant des travaux, au titre de Maître d'Oeuvre, s'impose. Certaines erreurs ou malfaçons de pose de canalisations ne se révèlent parfois que plusieurs années après la mise en service. Les déterminations de responsabilité et les appels en garantie à long terme (Garantie décennale du Code Civil Français) sont toujours difficiles. Les défauts sont, d'ailleurs, souvent irrémédiables et il est rare d'obtenir la dépose et le remplacement d'une conduite, qui n'a pas toutes les qualités que l'on était en droit d'en attendre.

(iii) Rôle de l'Exploitant

A l'égard des utilisateurs, l'intervention de l'exploitant est tout aussi nécessaire, tant pour créer que pour maintenir la fiabilité. Pour l'entretenir, c'est évident, mais l'exploitant est aussi créateur de fiabilité ainsi que cela va apparaître dans l'exemple donné plus loin.

A. Entretien Préventif

Pour tous les matériels électriques, mécaniques, hydrauliques accessibles en permanence, la forme de maintenance la plus favorable à l'élévation de la fiabilité est l'entretien préventif. Il fait l'objet d'un programme fixé à l'avance en fonction des indications du constructeur ou, à défaut, à la lumière de l'expérience de l'exploitant. Cet entretien s'accompagne utilement du renouvellement préventif de certains composants. Ce renouvellement peut être déclenché, a priori, après un certain temps de fonctionnement, un certain nombre de manoeuvres, un certain volume refoulé, sans attendre qu'apparaissent des signes de fatigue visibles. La perte, qui est représentée par le temps qui se serait écoulé jusqu'à la défaillance de l'équipement remplacé prématurément est un des aspects du prix de la fiabilité.

Malheureusement, les réseaux enterrés échappent à cet entretien et à ce renouvellement préventif. Il faudrait, lorsque la fréquence des ruptures de conduites ou des fuites s'accroît (période de vieillesse) procéder au renouvellement. En général, on attend pour le faire d'y être contraint par le fait que le calibre de la canalisation n'est plus en rapport avec les besoins. Cette situation, regrettable sur le plan économique général (coût de la maintenance), est préjudiciable à la sécurité de la distribution.

B. Rétablissement rapide du Service après un défaut

C'est là que l'exploitant est créateur de fiabilité du fait de l'influence du temps sur les conséquences d'un défaut.

Soit deux réseaux identiques par hypothèse et

présentant en particulier des fréquences égales d'éclatement de conduites. Supposons que le premier soit organisé de telle sorte que, grâce à une détection précoce du défaut, à une grande rapidité d'intervention, à l'efficacité du personnel et du matériel mis en oeuvre, la réparation puisse être faite, par exemple, dans les huit heures qui suivent. Supposons, par contre, que pour le deuxième réseau, l'alerte soit donnée tardivement, qu'il n'y ait pas de personnel disponible, qu'il faille aller chercher sur un parc lointain le matériel nécessaire et que l'interruption de service puisse ainsi dépasser vingt-quatre heures. Pour l'utilisateur, la première distribution sera considérée comme beaucoup plus sûre que la seconde, alors que, par hypothèse, elles sont identiques. Si la panne survient au niveau de la production ou du pompage de l'eau, la diligence et l'organisation de l'exploitant peuvent faire qu'il n'en résulte aucune interruption de service perceptible par les utilisateurs.

Une telle rapidité d'intervention repose avant tout sur la disponibilité, en toutes circonstances, du personnel nécessaire. Pendant les heures ouvrables, le problème est de joindre les agents qui travaillent à l'entretien du réseau ou à la réparation d'un autre incident. Les liaisons radiophoniques sont, dans ce domaine, d'un grand secours, la solution la plus utilisée étant l'équipement radio des véhicules.

La nuit et les jours fériés, il est indispensable de pouvoir joindre, à tout moment, le personnel. Des "tours de garde" doivent alors être organisés, ce qui implique qu'une partie de l'effectif fasse l'objet d'une astreinte à domicile.

Bien qu'étant au repos, l'agent doit pouvoir être alerté et se rendre disponible pour un travail urgent de dépannage ou de sécurité. Une telle organisation doit être adaptée aux habitudes et à la législation sociale de chaque pays. La distribution d'eau est un service assez important pour que des dérogations puissent être obtenues en ce qui concerne le travail de nuit ou pendant les jours fériés.

L'autre volet de la rapidité et de l'efficacité de l'intervention est la libre disposition du matériel nécessaire. Par matériel il faut entendre à la fois l'outillage et les pièces de rechange. Il faut donc constituer des stocks qui, pour les canalisations et la grosse robinetterie-fontainerie sont constitués en plein air sous forme de parcs. Les immobilisations correspondantes deviennent rapidement très lourdes, eu égard à la diversité des types de matériels. La standardisation, la normalisation dans ce domaine sont génératrices d'économie et d'efficacité. En matière de canalisations et de pièces spéciales, un effort est en cours dans cette voie, mais il reste encore beaucoup à faire.

Un dernier point mérite d'être signalé, qui évite les pertes de temps, c'est la tenue à jour d'une collection complète de plans généraux et de détail de toutes les installations et plus spécialement de tout ce qui est sous terre ou risque de l'être accidentellement.

10. CONCLUSION

Il apparaît, dans ce rapport, deux grandes parties qui marquent entre elles une opposition fondamentale.

Dans les premiers chapitres, qui constituent une très modeste initiation à la fiabilité théorique, celle-ci apparaît comme une grandeur physique, chiffrable, et susceptible d'être manipulée par le calcul. C'est ce qui est fait dans un nombre croissant d'activités et certaines ont atteint dans ce domaine un très haut niveau. L'aviation de transport, les engins spatiaux, les grandes calculatrices électroniques, en sont les exemples les plus cités.

Dès que le problème propre aux distributions d'eau est abordé, la notion de fiabilité, grandeur chiffrée et calculable, s'estompe et disparaît presque. Toutes les

personnes qui s'intéressent, à un titre quelconque, aux distributions d'eau, ont, de longue date, eu le souci de créer et de maintenir des installations fiables. Cependant, il apparaît que cette branche importante des activités humaines, n'a pas à ce jour pris conscience de toutes les possibilités offertes par l'application des techniques spécifiques d'étude et de mise en oeuvre de la fiabilité, que l'on devrait considérer, désormais, comme intégrées à "l'Art de l'Ingénieur".

Il manque, incontestablement, à la base, un patrimoine de données statistiques et cela apparaît clairement dans les rapports nationaux qui sont tous "non quantitatifs" comme le dit fort bien la conclusion du rapport de M. Reed présenté par le Royaume-Uni. Il n'est pas évident que la pauvreté des données numériques soit la cause vraie de cet état de choses. Il n'est pas interdit de penser, au contraire, que ce n'est qu'un effet: si les distributeurs d'eau ne se sont pas attachés à rassembler les éléments nécessaires, c'est qu'ils n'en ont pas éprouvé le besoin, puisqu'ils ne faisaient aucun calcul de cette nature.

Il faut être réalistes et se rendre compte que des professions assez peu différentes, à certains points de vue, font un usage beaucoup plus large des techniques appliquées de fiabilité. On peut citer les distributions d'énergie électrique, pour lesquelles on trouve une littérature abondante comportant des études très poussées sur les fréquences de défauts en ligne, la tenue des matériels, l'action de la foudre, le vieillissement des isolants.

Le Rapporteur Général n'a pas trouvé pour les distributions d'eau d'ouvrages comparables et les rapports nationaux ne lui en ont signalé aucun.

De nombreuses justifications peuvent être apportées au handicap relatif dont souffrent les distributions d'eau, qui tiennent à certains caractères propres à cette activité. Tout d'abord, l'électron qui circule dans les lignes électriques est universel et l'interconnexion généralisée des réseaux ne pose pas de problèmes majeurs. Par contre, toutes les eaux ont leur individualité propre et il convient toujours d'être prudent avant de mélanger deux eaux de natures différentes. Il est encore plus délicat d'envisager d'alterner la circulation d'eaux d'origines différentes dans un même réseau de canalisations.

L'eau, matière pesante, est étroitement soumise aux servitudes topographiques, alors que la distribution d'électricité se joue des dénivellations les plus importantes.

Le fait que l'essentiel des installations soit enterré, contribue incontestablement à accroître la difficulté.

Enfin, l'eau potable tend, de plus en plus, à être un "produit fabriqué". Une industrie alimentaire peut ne pas mettre en vente un lot de produits reconnus défectueux. L'eau potable ne peut être détenue en stocks suffisants pour écarter de la consommation une production passagèrement imparfaite. En dépit des contrôles constants de qualité, bien souvent l'eau est déjà dans les réservoirs ou même dans les canalisations de distribution lorsqu'une imperfection est détectée.

En matière de qualité de l'eau distribuée, les caractéristiques bactériologiques (en englobant les virus dans ce terme très général) sont parmi les plus importantes. Or, tous les contrôles, dans ce domaine, ne se font encore qu'a posteriori et les résultats ne sont pratiquement connus qu'après que l'eau a été consommée.

La connaissance de ces difficultés particulières ne doit pas décourager les distributeurs d'eau, mais bien au contraire les inciter à s'engager résolument dans la voie des études chiffrées de fiabilité. Il faut prendre plus largement conscience des possibilités offertes dans ce domaine. Le besoin d'information sera ainsi créé qui, tout naturellement, amènera la constitution, puis la tenue à jour, des statistiques nécessaires.

BIBLIOGRAPHIE

Association Française de Normalisation (AFNOR), "Fiabilité et Après Vente", fascicule NF × 06-502.
BAZOVSKY, Igor "Reliability, Theory and Practice".
HAVILAND, Robert P., "Engineering Reliability and Long Life Design".
Institut Français du Pétrole, "La Fiabilité au service de l'entretien et de l'inspection du matériel".

KAUFFMAN, A., "La confiance technique: Théorie mathématique de la fiabilité".
LANGLOIS-BERTHELOT, R., "Durée de vie, fiabilité, disponibilité des matériels".
PEYRET, Bernard-Guy, "La fiabilité industrielle: ses bases mathématiques".
SCHWOB, Maurice, et Peyrache, Guy, "Traité de fiabilité".

The Reliability of Water Supply Systems from Source to Consumer

General Reporter:

J. TRIBUT

Director General, S.A.U.R. (Société d'Aménagement Urbain et Rural), Paris, France

SUMMARY

1. DEFINITION OF RELIABILITY AND GENERAL COMMENTS

Reliability is the probability that an apparatus, whether simple or complex, will carry out the function assigned to it without failure over a given period of time. The following immediate comments may be made on this definition:

One: Reliability is a concept of probability, and any estimates which may be made of it in terms of figures are calculations of probability, based on statistical surveys. It is therefore also a non-dimensional number, which does not have to be quoted in conjunction with a particular unit, and this is certainly something that facilitates relations between nations which use different systems of units.

Two: The last part of the definition: "over a given period of time" deserves particular attention. The probability that an appliance will not fail makes sense only if initial and final limits in time are fixed, and these limits have an effect not only because of the interval between them but also because of their position in relation to the life of the equipment concerned.

As reliability is a concept of probability, it is being extensively developed for the analysis of major production runs. Where it is possible to study uniform groups of articles manufactured in very large numbers, it is easy to make forecasts and to quote accurately calculated reliability factors on the basis of the statistics thus compiled.

One of the major matters of concern in all these tests is sampling and batch homogeneity. Not only are water supplies not mass-produced, but it may even be claimed that no two water-supply systems in the world are alike or even comparable. How can we, in such circumstances, make a serious study of the concept of reliability of water supplies and make the slightest significant calculation?

A water-supply system, from catchment to consumer, is a highly complex ensemble of widely varying equipment, making use of many different disciplines and basic industries. We have only one possible method: that of compiling information on each individual link in the chain, so that we can then draw conclusions as to the probable behaviour of the whole.

2. LAWS GOVERNING THE COMPOSITION OF FACTORS OF RELIABILITY

(i) Systems in Series

In terms of reliability, the basic components of any equipment are said to be in series (or in concatenation) if the failure of one brings about the failure of the whole.

(ii) Systems in Parallel

From the point of view of reliability, components or appliances are said to be in parallel when the operation of one of them suffices to carry out the function, the other(s) being simply intended to replace the first in the event of failure. This type of safety system, which consists in doubling or trebling a major component, is also known as "redundancy".

This method of increasing safety is expensive but very efficient. There is another side to it, however, which must not be overlooked, and that is the increase in maintenance costs.

There is an additional advantage to the improved reliability provided by the redundancy system, which is that its cost can be readily and accurately assessed.

In this particular case, the graph representing reliability in terms of outlay is as shown in Fig. 1, p. H3.

(iii) Complex Cases

In reality we often find combinations of appliances in series and in parallel. Calculation of the overall reliability of an installation on the basis of the reliability of its sub-assemblies or individual components requires the use of mathematical exploration methods: Bayes's theorem, Boolean algebra, Bernoulli's system.

As an example of the application of these methods, a specific case, but of general interest, is envisaged; the results appear in Table 1, p. H4.

This table has two entries, relating respectively to the number of components available and the number of components required. Both numbers are limited to five.

In both cases, we find:

At the top, the calculated reliability of the whole assembly expressed in terms of " f " (reliability assumed common to all the component parts).

At the bottom, the result of application of numbers, in which, for instance, the value $f = 0.8$ has been adopted.

3. FAILURE RATE

Reliability is an ephemeral quality, which deteriorates over the life of an item of equipment. It is therefore very well worth while to determine the law governing the variation of reliability in time, so that estimates can be made in this context. A study of groups of identical equipment is essential here.

(i) Definition

The failure rate is defined at the same time as the "expectancy of life" factor.

(ii) Fundamental Relationship

The life of an item of equipment can usually be divided roughly into three periods:—

A. *Newness*

Immediately after it is put into operation, a certain number of failures occur as a result of manufacturing defects (material, machining, or assembly), damage in transit, or incorrect use.

In the case of a pipe network, for instance, the following will occur:—

- (a) Defects in pipes which escaped detection during works and dispatch inspections.
- (b) Defects caused by deterioration transit not detected during laying.
- (c) Laying defects: joints incorrectly assembled, or laid too loose (or too tight). Breaks in pipes caused by poor fitting, etc.

B. *Period of useful life*

Once initial defects are eliminated, the failure rate ceases to fall and remains virtually constant. Failures occur at random, from many different causes.

The useful life of an item of equipment is distinguished by a failure rate which is more or less constant. Consideration of the relevant "expectancy of life" factor is therefore most important.

C. *"Old age"*

After a certain age, which varies considerably according to type of equipment, the failure rate starts to increase again; the equipment has reached the end of its potential, and defects become more and more frequent. The cost of maintenance rises rapidly, whereas the reliability factor tends towards zero. There can be no advantages in keeping in service an item which has reached this stage of old age.

Fig. 2, p. H5, shows the variations in the failure rate in terms of time. This graph is known as a "tub" curve.

(iii) **Principal Probability Laws Used as Theoretical "Expectancy of Life" Laws**

These being numerous, only the main laws are quoted. The French text includes a definition of "MTBF" (Mean Time Between Failures).

4. STUDY OF FAILURES

Failure has so far been regarded as a simple, clear concept; an appliance performs, or does not perform, the function assigned to it. In the case of simple components it is sometimes possible to define failure without ambiguity in this way.

However, in most cases, two diametrically opposite states of satisfactory operation and failure do not exist.

This generally observed fact frequently makes it difficult to define and determine the reliability of an apparatus. Water supplies, in particular, give rise to considerable difficulties in this context.

(i) **Failure Considered from the Aspect of its Consequences**

A classification of this kind is, in fact, highly subjective, and any assessment of the consequences of failure is largely dependent on the person making it.

In any case, the gravity of the consequences of a failure is undoubtedly linked with the duration of the fault. If we take the most defined case of failure, total lack of water, the length of time involved is a vital concept. However, the scale varies considerably according to the user.

(ii) **Failure Considered from the Aspect of its Origin**

Although the consequences are the same at the user's end, two types of failure, of an entirely different nature, are to be distinguished:

A. *Intrinsic origin*

This is the kind of failure we have implicitly considered obvious hitherto: a breakdown preventing the equipment from fulfilling its function.

B. *Extrinsic origin*

If faulty operation is caused by the fact that the appliance is subjected to stresses well in excess of those it was designed to take, the cause of the failure is extraneous to the appliance; it is extrinsic in origin.

If we consider the whole system "from catchment to consumer", the main sources of external constraints appear upstream and downstream.

(a) *Constraints upstream.*—These are linked with the natural environment from which the water supply comes. The greatest variations are to be expected from surface water, as underground reserves display greater regularity. These variations may affect the quantity or quality of the water available.

(b) *Constraints downstream.*—These are constraints caused by the actual consumer. The most important relates to demand for water. A supply is designed in terms of certain requirements, and one of the basic tasks is to identify them and to estimate future trends.

(iii) **Failure Considered by Type**

A. *Intermittent or quantitative failure*

In the binary code this is an "all or nothing" situation. It is the ideal case corresponding to our definition of reliability, and enables it to be calculated on an experimental basis. In terms of water supply, the standard alternative is: a consumer has or has not a supply of water at a given time.

B. *Continuous or qualitative failure*

We already know that most of the criteria used to express consumer satisfaction are represented by continuous values. For each value we must consider a graph of usefulness or nuisance, of which Fig. 3 shows the most representative curve. The factor considered may be any one of the physical, chemical, or bacteriological characteristics of the water supply, whether applied to drinking, industrial, or agricultural water.

5. ECONOMIC ASPECTS OF RELIABILITY

(i) **The Cost of Reliability in Terms of Investment**

At a certain period, and at a certain stage of technical development, the reliability of an appliance can be improved only by an increase in its price. There is thus ultimately a fairly close relationship between ranges of reliability and of price.

The example of a meshed-net water supply system shows that: *reliability is not an indefinitely increasing function of cost.*

(ii) **Relation Between Reliability and Maintenance**

These two factors may just as well vary in the same direction as inversely.

A. *Cost of maintenance varies inversely to cost of reliability*

Fig. 4 shows an attempt to represent an optimum situation.

Even if all factors can be expressed in terms of numbers and included in an equation, the human aspect of the problem remains. The cost of reliability then becomes a somewhat subjective concept. What price is to be set on human comfort and well-being? What is human good health, or even life, worth? All these questions must be asked when an attempt is made to establish qualitative criteria for drinking water.

B. Cost of maintenance varies with reliability

This is true of any increase in reliability secured by the redundancy method: two or more sets of equipment have to be maintained instead of only one.

6. DISTRIBUTION OF RELIABILITY IN A SERIES

If we know the relation between reliability and cost of each component, we can then aim at one of the following two objectives:—

To ensure a given overall reliability for the appliance at lowest cost by careful choice of the reliability of each component.

At a predetermined cost, to secure optimum overall reliability by ensuring the best possible basic reliability of each component compatible with its price.

This problem—particularly in a water-supply context—is rarely capable of a mathematical solution, which assumes that the “reliability/price” ratio of each component is well known.

7. ANALYTICAL STUDY OF THE LINKS OF A WATER SUPPLY SYSTEM

Although almost all the practical examples illustrating the definitions, theoretical expansions, and occasional calculations to which the first six sections of this report relate were taken from water-supply systems, these sections nevertheless represent a long but necessary preamble which is intended to explain, in very general terms, the concept of reliability and its potential applications.

One of the most important aspects to be considered is the gravity of the consequences of each possible failure. As already noted, two major factors are involved:—

The duration of the fault.

The number of people affected.

Just as the number of users affected by a fault obviously decreases as we move downstream in the system, so does the seriousness of the consequences.

(i) Water Resources

The above comments explain why all reports at national level echo the importance attaching to water resources. At most, climatic differences may result in differences of opinion.

A. Quantitative aspect

The problem of regulating the available flow to existing needs must be studied on various time-scales:—

Instantaneous flow.

Daily supply.

Season of heaviest use.

(a) *Study of requirements.*—The statistical data are now well known for every region of the world and for each type of population centre to be served.

(b) *Study of resources.*—The greatest and most natural variations are random, and basically linked to climatic conditions.

(c) *Comparison of needs and resources.*—As these two factors are subject to variation, it must be confirmed that the probability of being unable to meet demand lies below the value selected.

Fig. 5 outlines the principle of such a comparison, assumed to cover the period 1970–2000.

As far as supplies are concerned, available flow is not the only consideration, and other complications must be taken into account, principally:—

Flood: Too much water may be as harmful as too little.

Frost: Frost may cause serious difficulties, and even shut down the service where surface water is being

tapped.

Damage to the system: The sudden collapse of a dam is rare, but cases do occur, whether as a result of earthquakes or other causes. The risk to human life and the (often extensive) damage caused downstream are, even more than the actual water supply, arguments for a high degree of reliability in such structures.

B. Qualitative aspect

(a) *Natural phenomena.*—The qualitative reliability of water obtained from wells and boreholes is naturally of a high standard. The position is quite different in the case of surface water, which is subject to sudden variations.

Floods: In addition to the variations in level which it causes, floods may cause quite considerable changes in the characteristics of untreated water.

Biological phenomena: These processes are generally slow, but may involve a sudden growth of certain micro-organisms under ecological conditions which favour their proliferation.

(b) *Phenomena connected with human activity.*—

The increasing pollution of water resources is one of the major causes of concern nowadays. Examples have been quoted in which gradual and insidious pollution may jeopardize the reliability of a water supply through sudden, and frequently unexpected, biological developments. Another aspect of pollution may bring about serious failures: cases of accidental discharge into lakes or water courses or on the ground.

(ii) Treatment

A. Variations in untreated water

This problem has already been considered in connection with water resources. The reliability of treatment plant will be directly proportional to its capacity to adjust to an exceptional situation. Two factors are involved here: (a) safety margin in the dimensions of basic constructions, such as settling basins and filters; and (b) versatility of plant.

A treatment difficulty may often be solved by a change of flocculating agent, the use of a flocculating additive, or of activated carbon, etc. An installation will thus be highly reliable if provision has been made for the use of certain techniques, even if they are not normally essential.

B. Proliferation of various organisms

C. Frost

D. Shortage of reagents

E. Failure of a component of the installation

This is a more specifically intrinsic failure, whereas all the snags considered so far have been extrinsic. In the context of theoretical reliability studies, one very general principle can be established as follows: “duplication of components always increases reliability more than does duplication of complete equipment”.

The production of poor-quality water, and more particularly of non-sterilised water, must be prevented: and this is the function of the checks and controls. The further downstream the fault is detected, the safer the installation.

F. Human error

Whatever the degree of automation, men must supervise and intervene at times, and humans are themselves subject to lapses. A balance must be found between automation and the human factor.

(iii) Pumping

This term is used here in the widest sense for all installations including pumps: pumping out raw water, building up to initial pressure, introducing additional

pressure into the systems without discontinuity, and withdrawal.

(a) *Electric pump units*.—Most pumping stations are equipped with directly coupled centrifugal pump units with an asynchronous three-phase electric motor. Such units have attained a very high standard of intrinsic reliability, so that failures generally originate in the ancillary equipment of the electrical pumping units.

Wherever systems more elaborate than the constant-speed direct-coupled pump are used, reliability decreases.

Not all stations in the world can be connected to an electricity supply grid, and a diesel engine is the usual source of power in such cases. Two arrangements are possible, and the "cost/reliability" ratio once more plays a part.

(b) *Ancillary equipment*.—This is often more important from the point of view of reliability than the pumps themselves. No useful purpose can be served by further consideration of electrical problems. On the other hand, some examples of the effect of hydraulic equipment on reliability are considered.

(iv) Reservoirs

A. Function

In all cases the reservoir has a basic function, which is to act as intermediary between an upstream and a downstream cycle.

B. Effect on reliability

Reservoirs play an important part in the general improvement of reliability. They have the particular effect of attenuating defects arising both upstream and downstream of their position.

(v) Pipes

This chapter deals with pipes in general terms, without distinction according to function: delivery, transport, distribution, etc.

A. Intrinsic failure

The basic accident in the case of a pipe is breakage or bursting. Leaks also cause breakdowns in service, but indirectly.

Once all the necessary precautions have been taken, the reliability of pipes may be ensured by the "redundancy system", with several pipes in parallel providing the same service.

From this viewpoint, pumping operations present special characteristics, since by careful selection of the characteristic curve of the pumps, it is possible to pump through a single pipe an amount of water considerably larger than half the amount normally discharged through two pipes in parallel. The resultant reduction in output is quite admissible over a short period. The concept of reliability should therefore also be considered in the choice of a pump.

In the case of supply pipelines, the best way of increasing reliability is to use a meshed net. Until the defective section is isolated by two valves, an accident may jeopardize the whole supply system through the loss of water resulting from the breakage. On the other hand, as soon as the section is isolated, only a limited number of users will be deprived of water through the period of repair. The closer these valves are positioned (and thus the more of them there are) the smaller this number will be. Reference has already been made to the concept of a limit to the number of shut-off valves.

One of the rare fields in which statistical information in terms of figures has been supplied to the General Reporter by certain French water supply companies is that of damage to pipes.

This information, which covers several years and considerable lengths of piping, is summarized by the

graph in Fig. 6.

B. Extrinsic failures

Pipes are subject to the strains of abnormal loads; earth movements, external chemical and electrochemical action, the passage of vehicles, frost, interference by contractors working on the subsoil, etc.

The most characteristic form of extrinsic failure is caused by a demand greater than that for which the pipe was designed. This calls into question the whole problem of deciding on the diameter of pipes. If it is to be solved, the necessary peak flows must not only be estimated, but also extrapolated in terms of time.

(vi) Service Connections

Industrial connections, or those to large buildings, which involve a proper T-junction with the mains, are virtually as reliable as the system itself. On the other hand, connections to small buildings, made after the network has been laid by tapping the line under load, are a weak point. The increased number of such connections in zones of low-density housing represents a source of leakage well known within the water-supply undertakings.

(vii) Metering

Preference is given to systems which do not stop the flow of water when the mechanism breaks down. Failure to meter water consumption is considered a minor fault, particularly by the consumer.

The problem of backflow of water from a private installation to the public system may be usefully considered in connection with metering appliances, which are affected by it in several ways.

From the point of view of quality safeguards, every precaution should be taken to prevent such backflow, particularly if the user has any private source of supply such as a private well. In all countries, the rule seems to be to prohibit outright any connection between internal systems having an independent source of supply and the section supplied by the public network. Keeping a check on internal installations is a difficult problem for water supply companies, particularly in old buildings.

(viii) Internal Installations

Legally considered, the point of delivery is normally regarded as the meter outlet. The water-supply company, whether a private body or a public authority, always has the duty of advising users with a view to ensuring that the supply system is reliable "as far as the tap".

8. DEPENDENCE ON RELIABILITY OF SYSTEMS EXTRANEEOUS TO THE WATER SUPPLY

(i) Reliability of Electricity Supply Grid

In the industrialized countries, pumping stations are generally powered by connection to the grid, and are therefore directly dependent on its reliability, although it is itself a complex system subject to both intrinsic and extrinsic failures.

If this dependence is to be overcome, pumping stations must be equipped with standby heat engines. This is an expensive method, both in terms of investment and operating costs, and is therefore restricted to stations supplying large centres of population.

(ii) Staff Reliability

The problem of individual human error has already been mentioned (Section 7(ii) F). In this case the collective reliability of the whole operating staff is involved. In countries where the workers' right to strike is recognized, labour movements are a frequent and lasting cause of service breakdown.

9. ACHIEVEMENT AND MAINTENANCE OF RELIABILITY

The achievement and maintenance of reliability depend on a "chain" running from the engineer who designs the system to the operator of the supply. Here too, all the links are of great importance and are "in series".

(i) Designer's Role

This is fundamental, and it is the function of the design engineer to study each component of the distribution system with the constant aim of providing the highest possible degree of reliability. He is not, however, generally responsible for defining the degree of reliability to be achieved, since this is normally determined by the political authorities in terms of social, economic, and financial considerations.

(ii) Contractor's Role

A characteristic feature of the major part of a water supply system is that it is buried immediately after a relatively short period of testing. However conscientious workers the contractors may be, the presence of a works supervisor is essential.

(iii) Operator's Role

From the point of view of consumers, the part played by the operator is equally necessary, both for the achievement and for the maintenance of reliability.

A. Preventive maintenance

For all permanently accessible electrical, mechanical, or hydraulic equipment, the best form of maintenance from the point of view of increased reliability is preventive maintenance. It is carried out according to a pre-determined programme based on the manufacturer's instructions; or, failing this, in the light of the operator's experience. A useful supplement to this form of maintenance is the preventive replacement of certain components.

B. Rapid restoration of service after a fault

The operator is a creator of reliability at this point, because of the effect of time on the consequences of a fault.

Prompt action is primarily dependent on constant availability of the necessary staff. During working hours, the difficulty is to contact the mechanics, who are working on maintenance or repairing another fault. Radio-telephone links are a great help here. At night and on public holidays it is essential that staff can be contacted at any time. "Standby" duties must be organized, involving some of the staff being on call at home.

The other factor affecting prompt and efficient action is the ready availability of the necessary equipment (i.e. tools and spare parts).

10. CONCLUSION

The two major sections of this report are in fundamental contradiction.

In the opening sections, which provide some slight introduction to reliability theory, reliability appears as a physical value which can be expressed in terms of numbers and manipulated in calculation. This is done in an increasing number of operations, some of which have reached a very high level of attainment in this field.

As soon as the actual problem of water supply systems is tackled, the concept of reliability as a calculable numerical value fades and virtually disappears. Everyone connected in any way with water-supply systems has had a long-standing concern with the achievement and maintenance of reliable installations. However, it appears that in this major branch of human activity there is not yet an awareness of the range of possibilities opened up by the application of specific techniques for the study and implementation of reliability, which should in future be regarded as an integral part of engineering practice.

We must be realistic, and accept that professions which in some ways differ very little make a much wider use of applied reliability techniques. These include electricity supply systems, which have extensive literature, including very thorough surveys of the frequency of line-defects, equipment performance, effect of lightning, ageing of insulation, etc.

The General Reporter has found no comparable work regarding water supply systems, and has been advised of none in the various national reports.

Many reasons, deriving from certain features peculiar to this industry, can be adduced to explain the relative handicap under which water-supply systems labour. All types of water have their own special characteristics, and care is always required when blending waters of different kinds. The idea of alternating the flow of water of different origins through the same network is an even trickier proposition.

The fact that the major part of the installation is buried undoubtedly increases the difficulty.

An awareness of these special difficulties should not, however, discourage water supply companies, but rather encourage them to tackle the method of numerical reliability studies. There should be a wider realization of the potential advantages of this field of study. A need for information will thus be created, which will quite naturally lead to the compilation, and then to the bringing up to date of the necessary statistics.

BIBLIOGRAPHY

(See French text, p. H21.)

Problems of Water Supplies in Severe Climatic Conditions (Cold Climates)

by

AMOS J. ALTER

Environmental Research Engineer, Alaska Department of Environmental Conservation College, Alaska, U.S.A.

Severe cold climate conditions necessitate modification, innovation, and diversity in common water-supply practice. Sources of supply are often inadequate in the semi-arid cold regions. Quantity may be insufficient, and quality may be questionable. The predominantly low temperature causes freezing to be an ever-present hazard. Physical, chemical, and biological processes are also influenced both in nature and in plant. Low temperature is a stress which exerts an influence upon almost all water-supply planning, development, construction, and operation. Some influences are subtle and chronic, while others are most obvious and dramatic.

1. CURRENT COLD-CLIMATE WATER SUPPLY CONCEPTS

The water supply concepts now in use in cold climates utilize one or more of three approaches for protection from cold stress: (i) protection from freezing by encapsulation or isolation from damaging temperatures; (ii) insulation and heating of facilities wherever they may be located, to protect them from freezing; and (iii) use of methods not susceptible to frost. Although cold can be a resource to be utilized, few modern systems use it. Water can be stored and transported as ice, and freezing can be used as a treatment process.

Numerous water supply systems have been built and operated to a degree satisfactory for initial adoption. One or more of the several typical methods for sources of supply, treatment, storage, and distribution, shown in Table 1, have been used satisfactorily.

Encapsulation

Water supply systems cannot be completely con-

tained within a heated area without full re-use. Full re-use does not appear to be acceptable at the present time for public supplies. Partial re-use has minimised need for a fresh source of supply. Minimum-use fixtures, re-use of water for flushing and utility purposes, use of steam baths or showers, and rigid metering and rate structure reduce the need for fresh sources of water. With proper maintenance and control, recirculating type waste-disposal systems and certain other water re-use techniques have met with moderate success. Where the cost of potable water may approach as much as a dollar a gallon, a new perspective is given to re-use concepts.

“Modified encapsulation” describes most systems now protected from cold effects by enclosure in a heated environment.

Insulation and Heating

Insulation and heating devices are used most commonly for waterworks protection. Waterworks facilities are kept operational by retention of available heat, by the addition of heat necessary to offset heat losses, and by design and operation of the system on a thermally favourable and stable basis. On this basis, thermal design, construction, and operation are as significant as structural and process considerations. The success of this approach is dependent upon available energy for heat. Although the approach offers reassurance it is often expensive in remote, cold regions. In addition to severe cold, these regions are characterized by shortages of skilled man-power and of transportation and energy. Short-term occupation of the region for exploration, exploitation, military advantage, etc., may

TABLE 1
Summary of typical method used in cold-climate water supply

Source		Treatment			Storage			Distribution	
Surface	Ground	Physical	Chemical	Biological	Ground	Surface	Elevated	Vehicular	Piped System
Snow	Supra-permafrost	Freezing	Coagulation	Aerobic	Pervious	Thawed	Enclosed	Sled	Utilidor
Ice	Intra-permafrost	Melting	Softening	Anaerobic	aquifer	Impoundment	in building	Tracked	Bleeder
Lakes	Sub-permafrost	Straining	Iron removal		Rock vault		Heated tank	vehicle	Recirculating
Rivers		Filtering			Ice vault	Tank			Heat
Sea water		Distillation	Corrosion control		Artificial reservoir or tank	Pillow			traced
Waste water	Recharge from surface sources	Heating	Disinfection			Frozen			Seasonal
Condensate		Sedimentation	Fluoridation			Ice mound			
		Filtration				Block ice			
		Skimming				Snow			
		Evaporation							
		Aeration							
		Osmosis							
		Adsorption							

justify such an approach; but this adaptation of temperate-climate facilities to use in permanently cold regions may not be financially feasible for use on a long-term basis.

Insulation and heating methods afford the greatest promise when they are conceived, constructed, and operated as an integral part of a total energy system. Electrical, heat, water, sewage, and solid-waste disposal—and related—facilities and services can complement each other in meeting the total need of the community. The location of waterworks plants near power plants facilitates the utilisation of waste heat. Warm sources of water mean savings in added heat, whether the heat is salvaged by scavenging, or by water re-use, or by the use of deep ground water sources, or whether it is salvaged by other means.

Protection by insulation and heating has brought about many complex and sophisticated practices and facilities. Heating devices for keeping wells, surface-water intakes, storage reservoirs, process basins, supply and distribution lines from freezing are but a few of the measures employed. Pumps, control equipment, and fire

protection equipment and devices have all been modified and protected to keep them serviceable under the conditions of a severe cold climate. Detention times and process control also have been modified to bring about favourable low-temperature results

Methods not susceptible to Frost

Techniques not susceptible to frost, or those which use cold stress to advantage for water supply are perhaps the oldest techniques in use in the low-temperature regions. Early explorers used ice for water supply. At sea, desalted sea ice was used. Natural freeze-thaw processes provided limited quantities of fresh water. Water was stored as ice and left piled close to the home until it was needed. As needs demanded, blocks of ice were brought into the heated area and melted for use. Snow has also been used in somewhat similar manner. These techniques prevented the freezing of pipes and storage reservoirs, although they were simple and primitive. The sanitary protection needed for such supplies has been subject to question. Increased demands for modern comforts and convenience, and the inherent

TABLE 2
Water Supply Practice in Selected Cold-region Communities¹

Place	Source of Supply	Treatment	Storage	Distribution	Fire Protection
ALASKA: Point Barrow Fairbanks Fort Yukon Kotzebue Nome Prudhoe Bay (ARCO) Emmonak ² Wainwright ²	Lake Wells Infiltration gallery Sea water River Infiltration gallery River Pond	D D, S, F, FL, IR, SO D DS D, FL C, S, D C, S, F, D C, S, F, D	S B S S S S S	I SMR CS & EHC EHC & UAG SMR & UBG EHC & UAG EV EV	None W & P None P P P P Small pumps Small pumps
ANTARCTICA: McMurdo Station South Pole Station Byrd Station	Sea water Ice well ² Ice well ² and snow-melter	DS D F, D	S B B	UAG & EHC UBG & EHC SMR	P P P
CANADA: Dawson Fort Smith Hay River Inuvik Prince George Yellowknife	Well and river River Lake and river River and lake River Lake	D D, S, F, C D Microstraining and D D ⁵ , FL D	None B, E None S S S	CS ³ CS DMR ⁴ UAG CS DMR	P P P P S ⁵ P
GREENLAND: Thule Air Base Camp Century Sondrestrom Air Base	Ice-cap fed stream and Lake Erdlator ⁶ Ice well Lake	 D D	S S S	EHC, UAG UBG & EHC V & UAG & EHC	P ⁷ P ⁷ P ⁷
FINLAND: Rovaniemi Kemi	River Surface	None D, F, C, S	S E	CS CS	P S, P

KEY TO TABLE 2

TREATMENT

D Disinfection.
S Sedimentation.
F Filtration.
C Coagulation.
FL Fluoridation.
IR Iron removal.
SO Softening.
DS Desalting.

STORAGE

E Elevated.
B Below ground reservoir.
S Surface tanks.

FIRE PROTECTION

S Storage. P Fire pumps. W Fire wells.

DISTRIBUTION

UAG Utilidors, above ground.
UBG Utilidors, below ground.
CS Conventional system with waste or bleeding.
DMR Dual main recirculating system.
SMR Single main recirculating system.
EHC Electrical heat cable system.
I Intermittent system.
E Encapsulated pressure system supplied from storage tanks which are filled by hauling water.
V Vehicular.

limitations of such methods, brought about by the new style of living in cold climates, has all but relegated to oblivion those water supply methods which are not susceptible to frost, and a modified warm climate technology has been substituted.

Although it is known that freezing, under properly controlled conditions, can be used to purify it, water can be stored as ice better at low temperatures than in a heated reservoir. Much more investigation and development are needed to perfect methods of water supply which are not affected by frost. Present experience offers considerable promise. Water for some relatively large polar installations has been obtained from ice.

2. SYSTEMS IN USE UNDER SEVERE COLD CLIMATE CONDITIONS

Experience with the numerous water supply systems in use under cold climate conditions emphasizes several important points. Table 2 lists typical methods for the obtaining, treatment, storage, and distribution of water, and for fire protection. The high cost of transportation, construction, labour and general operations make modified conventional systems expensive. Within the last decade higher environmental standards and higher standards of living in cold regions make modern safe water supply a basic requirement. "Dry buildings" "honey buckets", and "second rate" living are unacceptable in cold climate regions. Simplicity and convenience are essential in a water supply system. There are controlling differences at each site, and a single water-supply solution is not compatible with the needs at all sites. Community and individual building design and configuration are vital to the success of such water-supply systems. Beauty, symmetry, and appealing warm-climate modifications, despite innovation, are meaningless if water is not available or the system is too expensive to purchase or operate.

Common Problems

Perhaps the greatest problem in providing for water supply under severe climatic conditions is lack of under-

standing of the intensity, duration (see Table 3), and all-pervasive nature of cold stress. A cold-region frame of reference is essential in all considerations, including planning, construction, operation, and maintenance. Over-compensation for cold stress may be as much of a failure in long-term results as under-compensation. Failure due to chronic lack of finance or proper operation may not be as dramatic as acute breakdown; but the end-result, inadequate or unsafe water, is the same.

Cold-climate stresses which result from low temperature are grouped in three categories, according to severity of stress.

(1) Stresses appear to be most severe in regions of continuous permafrost.

(2) The discontinuous permafrost zone offers severe cold stress but does not dictate the radical departures from more or less conventional practice demanded in the continuous permafrost zone

(3) Adoption of a cold-region viewpoint promises advantage in dealing with water-supply needs in non-permafrost but cold regions such as northern United States.

Severity of cold stress determines whether an "active" or "passive" approach is indicated in the provision of water supply and the extent to which these approaches are to be utilized. In other words, if the net result of climate at a site causes more of the year to be cold than warm, act passively and do not fight the cold. If there are more warm days than cold days, adopt active approaches and fight the cold. Active approaches to water supply problems employ methods involving heat, and counteract the effects of cold. Passive approaches utilize cold as a resource or tend to ameliorate the effects of cold; in them methods not susceptible to frost are used rather than attempts to counteract the cold. The systems shown in Table 2 include examples of both active and passive approaches to water supply.

Examples of specific problems which have been observed in present water-supply systems in severe cold-climate regions are now given. Frozen watersheds

TABLE 3.
Approximate Magnitude¹ of Cold Climate Stress at
Selected Alaska Communities²

Community	Latitude	Temperature, °F.				Annual No. of days with maximum temp. 32°F. or less	Annual degree-day units ⁴		
		Air		Below ground surface ³			Heating ⁵	Freezing ⁶	Thawing ⁷
		Mean annual	Minimum	Minimum monthly mean	Maximum monthly mean				
Barrow	71° 23' N	10	- 56	8	24	280	20,000	8,500	500
Kotzebue	66° 55' N	20	- 58	26	32	205	16,000	6,000	1,500
Fairbanks	64° 51' N	26	- 66	32	38	160	14,000	5,500	3,000
Nome	64° 30' N	25	- 47	30	32	185	16,000	4,500	2,000

1. Heating, freezing, and thawing degree-day units are commonly used in engineering for the estimation of stress due to heat-flow.

2. Based on National Weather Service data.

3. Temperature at 7 ft. below ground surface.

4. Mean freezing index (degree-days F.) in the north polar regions range from approximately 2500 in north central United States to about 12,000 in the northern interior of Asia, and are probably in excess of 13,000 at some points in the Arctic Basin. The annual freezing index for certain points in the Queen Elizabeth Islands has been reported to be 13,000. Thawing indexes as small as 500 degree-days annually have been reported for the coldest north polar regions. ("Climatology of the Cold Regions, Northern Hemisphere II", by C. Wilson, Cold Regions Science and Engineering Monograph I-A3b, CRREL, Hanover, August 1969).

5. Each degree that the mean daily temperature is below 65°F. is a degree-day unit for heating computations.

6. Each degree that the mean daily temperature is below 32°F. is a degree-day unit for freezing computations.

7. Each degree that the mean daily temperature is above 32°F. is a degree-day unit for thawing computations.

react differently from those in temperate climates. Low flow occurs in the coldest months. Diversion and impounding should accommodate this run-off pattern and provide for needs even when a significant portion of the stored water is frozen ice-cover and not available for use. Run-off may be very "flashy" due to frozen conditions on the watershed. Ice cover and frazil ice may put an intake out of action. It has been necessary, in some instances, to supply additional heat, either through modification of the intake structures or from supplementary heat sources.

Stored water will also serve as a significant heat sink and constitute a threat to thermal regimen of the site, and in many cases threaten the structural integrity of the reservoir. Heat losses from transmission lines and storage tanks may be significant. If the initial heat in the water is insufficient to satisfy heat losses under the coldest conditions, either the heat losses must be reduced by protective features, or provision must be made for the addition of heat, or methods must be employed that are not susceptible to frost. Unless there is sufficient heat available in water at the source to meet the needs of the system, supply and treatment facilities should be located near available sources of heat. Power plants, or other waste-heat sources have been used in several Alaskan systems. Safety of the water must not be jeopardized in an effort to utilize waste heat.

Water from above the permafrost table may not be reliable in yield. Water from within the permafrost, or from below it must be studied to determine pumping rates compatible with thermal regimen and the permeability of the aquifer. Proper withdrawal prevents the aquifer from freezing. Change in the heat balance in the aquifer may tend either to constrict or open it, depending upon the quantity and the thermal characteristics of the recharge water coming into the aquifer. A well may freeze where the casing passes through permafrost. Freezing can be prevented by heat from the water being pumped, or by the addition of heat from other sources.

Freeze-thaw and frost-heave effects present problems in casing-head construction in wells. Special precautions are necessary to maintain structural stability and at the same time prevent the seepage of contamination from the ground-surface downward along the casing and into the well. Well-pits and concrete construction aggravate the problem. Weatherproof enclosures must be provided for most parts of the waterworks. These enclosures present problems in ventilation and moisture control. Special problems are also present in building and maintaining proper foundations in permafrost. Both heat requirements and structural integrity present special problems in providing water storage.

Pipelines should be designed and constructed so that they may be drained during periods when the heat requirements of the system cannot be met either by water in the system or by adding heat to the system. Pipeline materials and jointing methods should be chosen for optimum operation and maintenance. Non-conductors are unsuitable for electrical heating and thawing, unless special electrical heating elements are provided. Electrical connections are sometimes used to bridge non-conducting joints in pipes that may otherwise conduct electricity. Abnormally high temperatures may damage plastic pipe and certain insulating materials. In some soils it is necessary to make special provision to maintain pipe-gradients.

Temperature effects must be evaluated in the design, construction, and operation of treatment units. Aeration, chemical dosage, mixing, flocculation, and settling facilities should be designed to accommodate low-temperature water. If this is not possible, heat should be added to the water to assure efficient treatment. Reaction time, dosage, and temperature all have an influence on

chemical treatment. Disinfection is particularly influenced by low temperature.

Water may be distributed through heated conduits with other utilities such as steam and telephone lines. In "utilidors", drainage is a major concern. Utilidors should drain to ground if sewers and water lines are located in the same utilidor. Other methods for heat-protection of the distribution system such as bleeding water from the system; heating the water and recirculating it; placing electrical or steam tracers beside the mains; or utilization of steam conduits for protecting the mains have also been used. Heat losses, heat requirements, initial construction costs, operational difficulties, consumer requirements, and operational costs all should be evaluated before deciding upon distribution methods. Rigid cross-connection and back-siphonage control must be maintained in recirculating type systems. Circulation must be maintained through service connections as well as in street mains in water distribution systems of the recirculating type.

Electrical wire connections extending to a point of ready access to permit thawing of house services, street mains, and particularly fire hydrants are highly desirable.

It is a complicated job to balance the flow of heat through a waterworks system so that the heat requirements of all parts of the system are supplied. Dead ends must be eliminated. The network must be designed hydraulically to assure appropriate flow of water to all parts of the system if a recirculating system is employed. Pipe sizing, heating, and pumping rates can be adjusted to increase or decrease heat gain and to provide the water and heat needed.

The conventional offset design of water mains supplying fire hydrants is generally unsatisfactory for cold-region systems. Fire hydrants and fire lines must be designed to prevent freezing. In small systems compressed air has been used to displace the water in fire hydrants. Anti-freeze solutions are often used in fire-hydrant risers. It is essential that non-toxic and non-combustible materials be used.

3. SUMMARY

The advantages and disadvantages of several concepts and systems employed in meeting cold stress situations serve as a brief guide to successful water supply in severe climatic conditions.

Quality and quantity requirements govern the emphasis to be given to criteria which often receive only nominal consideration. Some quality and quantity parameters must be re-evaluated in terms of cold-stress implications. For example, conventional disinfection practices may be entirely unreliable under certain cold stress conditions.

Thermal design and operation become as important as structural and process design in cold-region systems. Empirical methods and practices based on experience gained from systems now in use provide a background for successful water supply. Cold stress must be evaluated from considerations of the water-supply source, storage, treatment, distribution, and use. Inter-relationships of waste-heat sources, available heat in water, re-use advantages and problems, and waste-disposal needs may be significant in considering the industrial, domestic, and fire prevention needs for water.

Conventional water-supply methods in temperate regions may be largely classed as heat-sensitive methods; most supply, treatment, storage, and distribution methods are heat-dependent. Parameters used in the determination of qualities and efficiencies are temperature-sensitive. Processes—and the hardware used in such processes—have been largely developed under temperate-climate experience. Conventional temperate-climate practice in

water supply may be said to be a heat-loving and heat-requiring practice.

The adoption, and modification, of water-supply practice for temperate climates has been done through the encapsulation of facilities and processes, so as to provide artificially the needed heat. Where climate does not require complete encapsulation, modifications have been accomplished through the increased use of chemicals, change in size of reaction tanks, increased contact time, addition of some heat, selection of materials and designs which tend to minimize the effects of low temperature, etc. Generous use has been made of heating and insulating devices and practices.

In all inhabited cold regions, nature progresses by routine through freeze-thaw cycles. Conversion of energy from nature can be made to accomplish some of the normal water-supply requirements. Separation of suspended and dissolved solids from water may be accomplished by the freeze-thaw cycle in nature. Ice is a method for storing water. Although nature's time-schedule may not be initially desirable, the required energy from such a system might be the least expensive. The desalting of water, and the removal of other objectionable constituents by freezing are feasible. More experimental and prototype units are necessary to determine the limits of these processes.



BIBLIOGRAPHY

1. Pewe, T., 1971, "Permafrost and the circumpolar environment," presented at the Second International Symposium on Circumpolar Health, Oulu, Finland, (in press).
2. Cohen, J., 1971, "Water supply in Alaska," presented at the Second International Symposium on Circumpolar Health, Oulu, Finland, 1971 (in press).
3. Johnsen, A. G., 1971, "Water supply in Greenland," presented at the Second International Symposium on Circumpolar Health, Oulu, Finland (in press).
4. Mitchell, M., Water supply and sewage disposal in arctic houses (personal communication).
5. Itskova, A. I., and Garschenine, V. F., 1971, "Some hygienic aspects of water supply in the north," presented at the Second International Symposium on Circumpolar Health, Oulu, Finland (in press).
6. Proceedings Permafrost International Conference, 1963 Publication 1287, National Academy of Sciences, National Research Council, Washington, pp. 409-462:
 - Ball, D. G., and Call, I. H., "U.S. sanitary and hydraulic engineering practice in Greenland."
 - Yates, A. B., and Stanley, D. R., "Domestic water supply and sewage disposal in the Canadian north."
 - Warren, George, "Water supply and drainage in Alaska."
 - Hubbs, G. L., "Water supply systems in permafrost areas."
 - Janson, Lars-Eric, "Water supply systems in frozen ground."
 - Page, W. B., "Arctic water supply and wind energy."
 - Rice, E. G., and Simoni, O. W., "The Hess Creek dam."
 - Sargent, Charles, "Water works supply systems in permafrost areas."
 - Sassani, M. J., "Sanitary and hydraulic engineering in the Antarctic."
 - Wright, Kenneth R., and Fricke, Orren W., "Water-freezing problems in mountain communities."
 - Bogoslovskiy, P. A., Veselov, V. A., Ukhov, S. B., Stotsenko, A. V., and Tsvid, A. A., "Dams in permafrost regions."
 - Porfir'yev, M. M., and Porkhayev, G. V., "Utility networks in permafrost regions."
 - Tolstikhin, N. I., Vel'mina, N. A., and Yefimov, A. I., "Hydrogeology in permafrost regions of the U.S.S.R."
7. Alter, Amos J., 1969, "Water Supply in Cold Regions," Cold Regions Science and Engineering Monograph IIIC5a, Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover.
8. Alter, Amos J., 1949, "Water supply problems of the Arctic," *Alaska's Health*, 1949, 7, 3, 1.
9. "Water supply in Alaska," 1950, JAWWA, 42, 519.
10. "Arctic Sanitary Engineering," 1950, Federal Housing Administration, Washington.
11. "Relationships of permafrost to environmental sanitation," 1952, Selected Papers of the Alaskan Science Conference, 1st, Arctic Institute of North America, Washington, 240.
12. "Low-temperature problems in Alaska," 1955, JAWWA, 47, 763.
13. Anderegg, A. J., Hubbs, G. L., and Eaton, E. R., 1960, "Ice water on tap for the Arctic," *Water Works Eng.* 113, 632.
14. Brewer, M. C., 1958, "Some results of geothermal investigations of permafrost in northern Alaska," *Amer Geophys Union*, 39, 19.
15. Alter, Amos J., 1957 (April), "A guide to Arctic water works thermology," *Consulting Engineer*.
16. Technical Information on Water Supply Management for North Slope Activities, 1970, Report No. 106, Arctic Health Research Center, College.
17. Proceedings of Seminar on the Continental Use of Arctic-Flowing Rivers, 1968 (Tinney, E. R., Ed.), The Wenatchee Daily World, Wenatchee, 1968, 1.
18. Brown, J., Dingman, S. L., and Lewellen, R. I., 1968, "Hydrology of a Drainage Basin on the Alaskan Coastal Plain," CRREL Research Report 240, Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover.
19. Willians, J. R., 1970, "Ground-water in the permafrost regions of Alaska", Geological Survey Professional Paper 696, U.S. Government Printing Office, Washington.
20. Sherman, R. G., Water supply in the Prudhoe Bay area of Alaska (unpublished paper).
21. "What happens to a well casing as permafrost melts?," *Alaska Constr. and Oil*, 1970, 11, 8, 84.
22. "Tanked water for Nome, Alaska," 1970 (August 15), *Willing Water*.
23. "Well water ends icing problem," 1970, *Amer. City*, 85, 60.
24. Alter, A. J., and Cohen, J. B., 1969 (October) *Public Works*, 100, "Cold region water storage practice."
25. Cohen, J. B., and Benson, B. E., 1968 JAWWA, 60, 3, 291, "Arctic water storage."
26. Hoffman, R. C., 1971, "Above-ground Utilidor Piping Systems for Cold-Weather Regions," Technical Report R-734, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme.

Problèmes d'alimentation en eau dans les conditions climatiques sévères (climats froids)

par

AMOS J. ALTER

Ingénieur de recherche de l'environnement, Département de l'Alaska du Collège de Conservation de l'Environnement, Alaska, U.S.A.

Les conditions climatiques sévères exigent modification, innovation, et diversité dans les pratiques habituelles des distributions d'eau.

Les ressources sont souvent insuffisantes dans les régions froides semi-arides. La quantité peut être insuffisante et la qualité douteuse. Les températures, généralement basses, font que le gel menace toujours les ouvrages. De même, les processus physiques, chimiques, et bactériologiques sont influencés dans la nature comme dans les stations de traitement. La basse température est une contrainte qui exerce une influence sur presque toute la planification, la construction, et l'exploitation du réseau de distribution d'eau. Certaines influences sont subtiles et chroniques alors que d'autres sont évidentes et dramatiques.

1. CONCEPTS COURANTS POUR L'ALIMENTATION EN EAU EN PAYS FROIDS

Les concepts pour l'alimentation en eau en climat froid font appel à une ou plusieurs de trois approches pour la protéger des contraintes du froid:—

- (1) Protection contre le gel par encapsulement ou isolation des températures dangereuses;
- (2) Isolement et chauffage des installations chaque fois qu'on peut les loger de façon à les protéger du froid;
- (3) Utilisation de méthodes non sensibles au froid. Le froid peut être une ressource à utiliser, mais peu de réseaux modernes y font appel. L'eau peut être conservée et transportée sous forme de glace et la congélation peut être utilisée comme procédé de traitement.

De nombreux réseaux de distribution d'eau ont été construits et exploités avec succès pour une mission initiale. On a utilisé avec succès une ou plusieurs des méthodes typiques de captage, traitement, stockage, et distribution figurant au tableau 1.

Encapsulement

Les réseaux de distribution d'eau ne peuvent pas être complètement enfermés dans une enceinte close sans réutilisation intégrale. La réutilisation intégrale ne semble pas actuellement acceptable pour le public. La réutilisation partielle diminue les besoins en eau fraîche captée. Les accessoires à consommation minimale, le recyclage de l'eau pour les W.C. et les besoins du service, l'emploi de bains de vapeur ou de douches, et des structures rigides de mesurage et de tarification réduisent les besoins en eau fraîche captée. Grâce à un entretien et à une surveillance convenables, les réseaux d'assainissement à recirculation et certaines autres techniques de réutilisation de l'eau ont reconstruit un succès modéré. Là où le coût de l'eau potable peut approcher d'un dollar les quatre litres, la notion de réutilisation est placée dans une nouvelle perspective. L'encapsulement modifié caractérise la plupart des réseaux maintenant protégés des effets du froid par placement à l'intérieur d'un milieu chauffé.

Isolement et chauffage

Des dispositifs d'isolement et de chauffage sont très couramment utilisés pour la protection des services d'eau. Les ouvrages des services d'eau sont maintenus en état de marche par rétention de la chaleur disponible, addition de chaleur nécessaire pour compenser les pertes de chaleur, conception, et exploitation du réseau sur une base thermiquement favorable et stable. Sur ces bases, la conception, la construction, et l'exploitation thermiques sont aussi importants que les considérations de structures et de traitement. Le succès de cette approche dépend de l'énergie disponible pour le chauffage. Bien qu'elle offre toute sécurité, elle est souvent coûteuse dans les régions froides et éloignées. Outre le froid sévère, ces régions se caractérisent par le manque de main-d'oeuvre, de transports, et d'énergie. Une occupation à court terme de la région pour l'exploration, l'exploitation des

TABLEAU 1
Résumé des méthodes typiques utilisées pour l'alimentation en eau en climat froid

Source		Traitement			Stockage			Distribution	
Surface	Souterrain	Physique	Chimique	Biologique	Dans de sol	En surface	En élévation	Sur véhicule	Par conduites
Neige Glace Lacs Rivières Eau de mer Eau d'égout Condensation	Supra-permafrost Intra-permafrost Infra-permafrost Réalimentation par eau de surface	Congélation Fusion Tamisage Filtration Distillation Chauffage Décantation Filtration Ecumage Evaporation Aération Osmose Adsorption	Coagulation Adoucissement Déferrisation Lutte contre la corrosion Désinfection Fluoruration	Anaérobie Aérobie	Aquifère perméable Souterrain dans le rocher Souterrain dans la glace Réservoir artificiel ou citerne	Fondue Barrage Réservoir Citerne Réservoir souple Gelée Tas de glace Blocs de glace Neige	Dans un bâtiment Citerne chauffée	Traineau Véhicule à chenilles	Utilidor Purge Recirculation Tracé chauffé Saisonnier

avantages militaires, etc. peuvent justifier cette approche; mais cette modification des ouvrages conçus pour les climats tempérés en faveur des collectivités en région de froid permanent peut être financièrement impossible à long terme.

Les méthodes d'isolation et de chauffage sont plus prometteuses quand elles sont conçues, construites, et exploitées comme partie intégrante de l'énergie totale du système. L'électricité, le chauffage, l'eau, l'évacuation des eaux d'égout et des résidus solides avec les ouvrages et services correspondants peuvent se compléter mutuellement pour couvrir l'ensemble des besoins de la collectivité. Placer les stations du service d'eau à proximité des usines électriques facilite l'utilisation des chaleurs perdues. Les sources d'eau chaude signifient économie de chaleur ajoutée, que cette chaleur provienne de chaleurs perdues, de recyclage de l'eau, de l'utilisation de nappes profondes, ou de récupération par d'autres moyens.

La protection par isolement et chauffage a amené de nombreuses pratiques et installations complexes et sophistiquées. Les appareils de chauffage pour empêcher le gel des puits, des prises d'eau de surface, des réservoirs, des bassins de traitement, et des conduites d'adduction et de distribution ne représentent que quelques-unes des mesures appliquées. Les pompes, l'appareillage de

contrôle, l'appareillage de lutte contre l'incendie ont tous été modifiés et protégés pour les maintenir en état de servir en climat froid. Les durées de séjour et le contrôle des procédés de traitement ont aussi été modifiés pour donner des résultats favorables avec de basses températures.

Méthodes non susceptibles au gel

Les techniques non susceptibles au gel, ou l'utilisation de la contrainte de froid pour avantager l'alimentation en eau sont peut-être les techniques les plus anciennes appliquées dans les régions de basses températures. Les premiers explorateurs utilisaient la glace pour avoir de l'eau. En mer, on utilisait la glace de mer dessalée. L'eau était stockée sous forme de glace empilée près des maisons jusqu'à ce qu'on en ait besoin. Suivant les besoins, on amenait des blocs de glace dans une zone chauffée où elle fondait. La neige a aussi été utilisée à peu près de la même façon. Les techniques non susceptibles au gel évitaient le gel des conduites et des réservoirs, bien qu'elles fussent simples et primitives par nature. La protection sanitaire nécessaire pour de telles alimentations était sujette à question. Les besoins accrus pour le confort moderne et les limitations inhérentes à ces méthodes amenées par le nouveau style de vie dans les climats froids ont à peu près fait tomber dans l'oubli

TABLEAU 2
Méthodes d'alimentation en eau pour certaines collectivités en région froide¹

Lieu	Origine de l'eau	Traitement	Stockage	Distribution	Protection contre l'incendie
<i>Alaska</i>					
Point Barrow	Lac	D	S	I	Aucune
Fairbanks	Puits	D,S,F,FL,IR,SO	B	SMR	W&P
Fort Yukon	Galerias d'infiltration	D	S	CS&EHC	Aucune
Kotzebue	Eau de mer	DS	S	EHC&AUG	P
Nome	Rivière	D,FL	S	SMR&UBG	P
Prudhoe Bay (ARCO)	Galerias d'infiltration	C,S,D	S	EHC&UAG	P
Emmonak ²	Rivière	C,S,F,D	S	EV	Petites pompes
Wainwright ²	Mare	C,S,F,D	S	EV	Petites pompes
<i>Antarctique</i>					
McMurdo Station	Eau de mer	DS	S	UAG&EHC	P
South Pole Station	Puits dans la glace ²	D	B	UBG&EHC	P
Byrd Station	Puits dans la glace ² et neige	Fondoir F,D	B	SMR	P
<i>Canada</i>					
Dawson	Puits et rivière	D	Aucun	CS ³	P
Fort Smith	Rivière	D,S,F,C	B,E	CS	P
Hay River	Lac et Rivière	D	Aucun	DMR ⁴	P
Invik	Rivière et lac	Microtamisage&D	S	UAG	P
Prince George	Rivière	D ⁵ ,FL	S	CS	S ⁵
Yellowknife	Lac	D	S	DMR	P
<i>Groenland</i>					
Thule Air Base	Ruisseau alimenté par le glacier	Erdlator ⁶	S	EHC,UAG	P ⁷
Camp Century	Puits dans la glace	D	B	UBG&EHC	P ⁷
Sondrestrom Air Base	Lac	D	S	V&UAG&EHC	P ⁷
<i>Finlande</i>					
Rovaniemi	Rivière	Aucun	S	CS	P
Kemi	Surface	D,F,C,S	E	CS	S,P

Clé des Symboles

- Voir ci-dessous la clé des symboles.
- Installation prévue.
- Il est nécessaire de chauffer et de purger en permanence.
- Type de recirculation non encore arrêté. Peut-être conduite double.
- Réservoir corroyé à l'argile de 9 500 m.³
- Erdlator: clarification de contact suivant un procédé mis au point par le service du Génie; réduit couleur, turbidité, et fer.
- Nous ne parlons pas dans ce rapport des dispositifs de protection chimiques.
- Réservoir formé essentiellement d'une cavité creusée en fondant la glace à la vapeur d'un réacteur atomique.

Traitement

D Désinfection
S Décantation
F Filtration.
C Coagulation.
FL Fluoration.
IR Déferrisation
SO Adoucissement.
AD Dessalement.

Stockage

E En élévation.
B Enterré.
S Réservoir au sol.

Protection contre l'incendie

S Par réservoir.
P Pompes à incendie.
W Puits à incendie.

Distribution

UAG Utilidors en élévation.
UBG Utilidors enterrés.
CS Réseau classique avec purge continue.
DMR Réseau double à recirculation.
SMR Réseau simple à recirculation.

Distribution

EHC Chauffage par câble électrique.
E Réseau intermittent.
E Réseau encapsulé alimenté par réservoirs remplis par camions citernes.
V Par camion.

ces méthodes d'alimentation en eau non susceptibles au gel.

Une technologie de climat chaud artificiel a été substituée aux méthodes d'alimentation en eau non susceptibles au gel.

Bien que l'on sache que le gel dans des conditions bien contrôlées peut être utilisé pour purifier l'eau, que l'eau peut être stockée sous forme de glace à basse température mieux que dans un réservoir chauffé, et que le froid ne manque pas dans les régions à climat froid sévère, il faudrait plus de recherches et de travail de mise au point pour perfectionner les méthodes non susceptibles au froid d'alimentation en eau. L'expérience actuelle offre beaucoup de promesses. Les ressources en eau utilisées pour certaines installations polaires relativement importantes provenaient de la glace.

2. PROCÉDES UTILISÉS DANS LES RÉGIONS DE CLIMAT FROID SEVÈRE

L'expérience de nombreux réseaux de distribution d'eau utilisés dans les pays à climat froid met en relief plusieurs points importants. Le tableau 2, Procédés d'Alimentation en Eau dans certaines Collectivités en Région Froide, donne une liste de méthodes typiques de captage, traitement, stockage, distribution, et protection contre le feu. Le prix élevé des transports, de la construction, de la main-d'oeuvre, et des opérations générales rend coûteux les réseaux classiques modifiés. Au cours de la dernière décennie, les normes plus élevées de l'environnement et de vie dans les régions froides ont fait de l'alimentation en eau pure moderne une nécessité de base. Les maisons sans eau et les logements de seconde classe sont inacceptables sous les climats froids. La simplicité et la commodité sont essentielles dans l'alimentation en eau. Les différences d'un site à l'autre font qu'il n'y a pas de solution unique compatible avec les besoins de tous les sites. Le tracé et la configuration de la collectivité et des bâtiments individuels sont vitaux pour le succès des distributions d'eau collectives. L'esthétique, la symétrie, et les modifications de climat tentantes malgré l'innovation n'ont aucun sens s'il n'y a pas d'eau ou si le réseau est trop cher à acheter ou à exploiter.

Problèmes communs

Le plus grand problème pour créer un service d'eau en climat froid sévère est peut-être le manque de données sur l'intensité, la durée (voir tableau 3), et la nature

pénétrante des contraintes de froid. Il est essentiel de disposer pour toute considération, y compris la planification, la construction, l'exploitation, et l'entretien, d'un cadre de référence de la région froide. Une surcompensation des contraintes du froid peut amener à long terme un échec aussi bien qu'une sous-compensation. L'échec dû à manque chronique d'argent ou d'exploitation convenable peut ne pas être aussi dramatique qu'une panne brutale, mais le résultat final est le même: eau inadéquate ou malsaine.

Les contraintes de climat froid résultant des basses températures sont groupées en trois catégories suivant la sévérité de la contrainte:—

- (1) Les contraintes sont les plus sévères dans les régions de permafrost continu;
- (2) La zone à permafrost discontinu entraîne des contraintes de froid moins sévères, mais n'incite pas à s'écarter radicalement des pratiques plus ou moins classiques nécessaires dans la zone à permafrost continu;
- (3) L'adoption d'un point de vue de région froide promet des avantages pour traiter des besoins des distributions d'eau dans les régions non permafrost mais froides comme le nord des États-Unis.

La sévérité de la contrainte de froid détermine s'il faut des approches actives ou passives pour l'alimentation en eau et dans quelle mesure ces approches doivent être utilisées dans la conception. En d'autres mots, si le résultat net du climat en un site fait que dans l'année le climat est plus froid que chaud, agissez passivement et ne cherchez pas à combattre le froid. S'il y a plus de jours chauds que de jours froids, adoptez des approches actives et combattez le froid. Les approches actives aux problèmes d'alimentation en eau emploient des méthodes exigeant de la chaleur et contrebattent les effets du froid. Les méthodes passives utilisent le froid comme une ressource et tendent à améliorer ses effets. On utilise alors des méthodes non susceptibles au froid plutôt que d'essayer de contrarier le froid. Les exemples cités au tableau 2 concernent aussi bien les approches actives que les approches passives.

Voici quelques exemples de problèmes spécifiques qui ont été observés dans les distributions d'eau en climat froid sévère. Les bassins versants gelés réagissent différemment des bassins versants en climat tempéré. Les étiages se produisent dans les mois les plus froids.

TABLEAU 3
Grandeur approximative¹ des contraintes de climat froid pour certaines collectivités en Alaska²

Collectivité	Latitude	Température en °C				Nombre de jours dans l'année température 0°C ou moins	Degrés-jours-annuels ⁴		
		Air		Dans le sol ³			Chauffage ⁵	Gel ⁶	Dégel ⁷
		Moyenne	Minimum	Minimum moyen	Maximum moyen				
Barrow	71 23N	-12,2	48,8	-13,3	- 4,2	280	11 000	4 700	280
Kotzebue	66 23N	- 6,6	49,9	- 3,3	0	205	8 900	3 300	830
Fairbanks	64 55N	- 3,8	55,5	0	3,3	160	7 700	3 100	1 660
Nome	64 30N	- 3,3	43,8	- 1,1	0	185	8 900	2 500	1 100

¹ Les degrés-jour de chauffage, gel, et dégel sont des unités couramment utilisées pour la quantification des contraintes dues aux pertes de chaleur.

² Basées sur les données du Services Météorologique national.

³ Température à 2,1 m au-dessus de la surface du sol.

⁴ Les indices de gel moyen (degrés C-jour) dans les régions polaires arctiques vont à peu près de 1400 dans le nord du Centre des États-Unis à 6 700 dans l'intérieur de l'Asie du Nord et dépassent probablement 7 200 en certains points du bassin Arctique. L'indice de gel annuel en certains points des îles de la Reine Elizabeth a été signalé comme étant 7 200. Des indices de dégel de 280 degrés-jours annuels ont été signalés pour les régions arctiques les plus froides (*Climatologie des Régions Froides de l'Hémisphère Nord II*, par C. Wilson, Cold Regions Science and Engineering Monograph I-A3b, CRREL, Hanover, Août 1969).

⁵ Chaque degré de température moyenne journalière au-dessous de 18,3 °C est un degré-jour pour le calcul du chauffage.

⁶ Chaque degré de température moyenne journalière au-dessous de 0° C est un degré-jour pour le calcul du gel.

⁷ Chaque degré de température moyenne journalière au-dessus de 0° C est un degré-jour pour le calcul du dégel.

La création de réserves doit tenir compte de cette répartition des débits et couvrir les besoins même quand une partie importante de l'eau en réserve est couverte de glace et indisponible. Le débit peut subir des variations brusques en raison du gel du bassin versant. La couche de glace en surface et le fraïsil peuvent rendre la prise d'eau inutilisable. Il a été parfois nécessaire d'apporter un complément de chaleur soit en modifiant la structure de la prise, soit par des sources de chaleur supplémentaires.

L'eau en réserve servira aussi de puits de chaleur et de menace au régime thermal du site et souvent elle mettra en danger l'intégrité structurale du réservoir. Les pertes de chaleur par les conduites de transport et les réservoirs peuvent être importantes. Si la chaleur initiale de l'eau est insuffisante pour couvrir les pertes de chaleur lors des froids les plus intenses, ces pertes de chaleur devront être réduites par des dispositifs de protection, ou il faudra prévoir un apport de chaleur, ou enfin employer des méthodes non susceptibles au froid. A moins qu'il n'y ait suffisamment de chaleur disponible dans l'eau à la source pour couvrir les besoins du réseau, les ouvrages d'alimentation et de traitement devront être placés près de sources de chaleur disponibles. Dans plusieurs réseaux en Alaska on a utilisé les usines électriques ou d'autres sources de chaleurs perdues. La qualité de l'eau ne doit pas être compromise par un effort pour utiliser des chaleurs perdues.

Le débit de l'eau provenant d'au-dessus du niveau du permafrost peut ne pas être assuré. L'eau provenant de l'intérieur du permafrost ou de couches plus profondes doit être étudiée afin de déterminer les débits de pompage compatibles avec le régime thermal et la perméabilité de l'aquifère. Un puits peut geler là où son cuvelage traverse le permafrost. On peut prévenir ce gel par le chaleur de l'eau pompée ou par addition de chaleur d'une autre source.

Les effets de gel et de dégel et le soulèvement par le gel amènent des problèmes dans la construction des cuvelages. Des précautions spéciales sont nécessaires pour maintenir la stabilité structurale et, en même temps, empêcher l'infiltration des contaminations du sol le long du cuvelage. Les avants puits et la construction en béton aggravent le problème. Il faut prévoir pour la plupart des ouvrages de distribution d'eau des enceintes à l'abri du mauvais temps. Les enceintes soulèvent des problèmes de ventilation et de lutte contre l'humidité. Il y a également des problèmes pour construire et entretenir des fondations convenables en permafrost. Les besoins en chaleur et l'intégrité structurale soulèvent des problèmes spéciaux pour les réservoirs.

Les conduites doivent être conçues et construites de façon à pouvoir être vidées pendant les périodes où les besoins calorifiques du réseau ne peuvent être couvertes ni par l'eau qui y circule ni par une addition de chaleur. Les matériaux et les méthodes de fonction doivent optimiser l'exploitation et l'entretien. Les conduites non conductrices ne se prêtent pas au chauffage et à la décongélation électrique à moins qu'on y prévoie des éléments spéciaux pour le chauffage électrique. On utilise quelquefois des shunts électriques pour les joints isolants des conduites par ailleurs conductrices. Les températures anormalement élevées peuvent endommager les tuyaux en plastique et certains matériaux isolants. En certains sols, il est nécessaire de prévoir des mesures spéciales pour maintenir la pente des conduites.

Il faut tenir compte de l'influence de la température dans la conception, la construction, et l'exploitation des unités de traitement. Les appareils d'aération, dosage des réactifs, mélange, floculation, et décantation doivent être conçus pour traiter de l'eau à basse température. Si ce n'est pas possible, il faudra chauffer l'eau pour assurer l'efficacité du traitement. Le temps de réaction, le dosage, et la température ont tous une influence sur le

traitement chimique. La désinfection est particulièrement influencée par les basses températures.

L'eau peut être distribuée par des conduites chauffées avec d'autres réseaux comme la vapeur et le téléphone. Dans les utilidors,* le drainage est un souci majeur. Les utilidors doivent être en pente si on y place à la fois les conduites d'eau et les égouts. D'autres méthodes ont été utilisées pour la protection de la chaleur du réseau, comme la purge continue du réseau, le chauffage de l'eau en circuit fermé, le placement de résistances électriques, ou de conduites de vapeur à côté des conduites d'eau. Les pertes de chaleur, les besoins calorifiques, le coût initial de construction, les difficultés d'exploitation, les besoins des consommateurs, et les dépenses d'exploitation doivent être déterminés avant de décider des méthodes de distribution. Dans les réseaux en circuit fermé, il faut maintenir un contrôle rigide des interconnexions et des refoulements. La circulation de l'eau doit être assurée dans les branchements domestiques comme dans les conduites de distribution si l'on adopte un réseau en circuit fermé.

Il est très souhaitable que soient installées des prises de courant d'accès facile pour permettre la décongélation des branchements domestiques, des conduites de distribution et en particulier, des prises d'incendie.

C'est un travail compliqué que d'équilibrer le débit de chaleur à travers un réseau de distribution d'eau de façon à couvrir les besoins calorifiques de toutes les parties du réseau. Il faut éliminer les bouts morts. Si le réseau est réalisé en circuit fermé, il doit être étudié hydrauliquement de façon à assurer un débit d'eau convenable dans toutes ses parties. On peut ajuster la taille des tuyaux, le chauffage, et le débit des pompes pour augmenter ou diminuer le gain de chaleur et pour fournir l'eau et la chaleur nécessaires.

La disposition classique des conduites qui alimentent les prises d'incendie et leurs conduites doivent être conçus pour empêcher le gel. Dans les petits réseaux, on a employé de l'air comprimé pour remplacer l'eau dans les prises d'incendie. On utilise souvent de l'anti-gel dans la partie ascendante de la prise d'incendie. Il est indispensable d'employer des produits non toxiques et non combustibles.

3. RESUME

En résumé, les avantages et désavantages de divers procédés et concepts employés pour faire face aux contraintes du froid servent de guide pour réussir une distribution d'eau dans les conditions climatiques sévères.

Les exigences de qualité et de quantité commandent l'accent à mettre sur des critères qui ne reçoivent souvent qu'une attention distraite. Certains paramètres de qualité et de quantité doivent être réétudiés en termes d'implications des contraintes du froid. Par exemple, certaines méthodes de désinfection classiques peuvent être absolument inapplicables sous certaines contraintes de froid.

La conception et l'exploitation thermiques deviennent, en région froide, aussi importantes que la structure du réseau et les procédés de traitement. Les méthodes empiriques et les pratiques basées sur l'expérience acquise grâce aux réseaux en service donnent une base valable. La contrainte de froid doit être évaluée en considération des ressources en eau disponibles, des réservoirs, du traitement, de la distribution, et des usages de l'eau. Les inter-relations entre sources de chaleurs perdues, chaleur disponible dans l'eau, avantages et problèmes du recyclage, et évacuation des eaux d'égout

* On appelle utilidor des galeries de section rectangulaire, placées en élévation sur de courts piliers, et protégeant toutes les conduites, fils, etc., entre les usines et les immeubles.

peuvent être déterminantes quand on étudie les besoins en eau industrielle, domestique, et pour l'incendie.

On peut dire que les méthodes classiques d'alimentation en eau dans les régions tempérées sont, dans une grande mesure, sensibles à la chaleur. La plupart des méthodes de captage, de traitement, de stockage, et de distribution sont sensibles à la chaleur. Les paramètres utilisés pour la détermination de la qualité et des rendements sont sensibles à la température. Les procédés et les installations utilisées pour ces procédés ont été essentiellement mis au point avec l'expérience des climats tempérés. On peut dire que la méthodologie classique des distributions d'eau en climat tempéré est une méthodologie qui aime la chaleur et qui en a besoin.

L'adoption et la modification de la méthodologie des distributions d'eau de climat tempéré ont été faites par encapsulement des ouvrages afin de fournir artificiellement la chaleur nécessaire. Là où le climat ne requiert pas un encapsulement complet, des modifications ont été introduites par augmentation des doses de

réactifs, changement de taille des besoins de réaction, augmentation du temps de contact, addition de chaleur, choix de matériaux, et des conceptions qui tendent à minimiser les effets des basses températures, etc. On a largement utilisé les méthodes et les matériaux du chauffage de l'isolation.

Dans toutes les régions froides inhabitées, la nature progresse aveuglément par cycles de gel et dégel. L'énergie de la nature peut être convertie en vue de couvrir certains besoins normaux des distributions d'eau. On peut séparer de l'eau les corps en suspension et dissous par le cycle gel-dégel dans la nature. La glace est une méthode pour stocker l'eau. Bien que les horaires de la nature ne soient pas initialement les plus souhaitables, un tel système peut être le moins coûteux. Il est possible, par congélation, de dessaler l'eau et d'en enlever d'autres constituants indésirables. Pour déterminer les limites de ce procédé, il est nécessaire de poursuivre des expériences sur prototypes.

BIBLIOGRAPHIE

Voir le texte anglais, page J6.

TABLE 2
E.P.A. GUIDE LINES FOR
PESTICIDES IN DRINKING WATER

(The E.P.A. Guide lines are under review, and it is expected that, as a result, some values appearing in this table will be modified.)

Pesticide	Maximum allowable concentration (mg/l)
Endrin	0.003
Aldrin*	0.01
Dieldrin*	0.01
Lindane	0.1
Toxaphene	0.1
Heptachlor**	0.02
Heptachlor epoxide**	0.02
DDT	0.1
Chlordane	0.01
Methoxychlor	0.5
Total organophosphate and carbamate compounds (expressed in terms of parathion equivalent cholinesterase inhibitions)	0.1
2, 4, 5-TP	0.2
2, 4-D	1.0

* The concentration of aldrin and dieldrin in combination should not exceed 0.01 mg/l.

** The concentration of heptachlor and heptachlor epoxide in combination should not exceed 0.02 mg/l.

with organophosphates and carbamates. Some of the limits listed in Table 2 are considerably different from other recommended quality criteria published earlier¹¹; but they are based on the latest experimental mammalian data, and incorporate a factor of safety of approximately 500. They should be used until they can be improved as a result of more animal or human observations.

3. DRINKING WATER CONCENTRATIONS

The pesticide concentrations in drinking water after treatment are not as abundant as those obtained from the raw-water data. There was, however, a national survey¹² of water quality and systems, conducted in 1969 by the Bureau of Water Hygiene, U.S. Department of Health, Education, and Welfare (now incorporated in the U.S. E.P.A.) which indicated that some finished waters did contain some pesticides (see Table 3).

TABLE 3
LEVEL OF PESTICIDES FOUND IN NATIONAL SAMPLING OF DRINKING WATER¹²
(160 samples)

Pesticide	Concentration, mg/l.
Lindane	0.00016
Dieldrin	0.00020
Heptachlor	0.00010
	0.00020
	0.00020
Aldrin	0.00010
Chlordane	0.00022

Note.—In addition to these seven samples with measurable concentrations, there were also 80 samples that showed a detectable trace (but not a measurable concentration) of pesticides, including DDT, endrin, heptachlor epoxide, and the others shown above.

Fortunately, these values were well below the safe limits, so there would appear to be no great current problem. Very few samples were taken, and no conclusions could be made about removal by treatment, because only treated water was analysed for pesticides.

A subsequent sampling of 58 raw and finished water supplies where herbicides had been used indicated the presence of 2, 4, 5-T, 2, 4-D, and 2, 4, 5-TP in only trace amounts, usually less than 0.0005 mg/l. Again, little could be concluded about the merits of treatment, because the raw-water results were not great enough to

enable any improvement created by the plant to be detected.

There are, however, some reported cases in the literature where huge doses of 2, 4-D (20 to 40 pounds of acid equivalent per acre) were administered in localized areas of the Tennessee River Valley, and the conventional water treatment plant did not consistently reduce the raw-water concentration of approximately 5 mg/l¹².

Nicholson, *et al.*⁹ documented, for over six years, the occurrence of several pesticides at the Hartselle, Alabama, water-treatment plant which used water from a drainage area that had received heavy applications of toxaphene, BHC, and DDT. The concentrations found varied considerably throughout the year, but the BHC and toxaphene results did not exceed 0.001 mg/l, even during the summer when the insecticides were applied. They were, however, always detected, whereas DDT was frequently not found.

4. REMOVAL BY TREATMENT

The treatment provided at the Hartselle plant included alum-lime coagulation, sedimentation, rapid sand filtration, chlorination, and pH adjustment, but there was no evidence, from paired influent and effluent samples, of any significant reduction because of such treatment. Even the addition of 2 to 3 mg/l of powdered activated carbon did not create any measurable improvement, although it should be noted that the efficacy of carbon to remove pesticides was demonstrated by the small activated carbon cartridges used to concentrate and thus help to determine the quantity of insecticides in the influent and effluent.

Previous laboratory and field testing with toxaphene by Cohen, *et al.*¹⁴ had demonstrated that conventional alum coagulation did not reduce this pesticide, but approximately 10 mg/l of powdered activated carbon could remove 95% of a 0.3 mg/l dose.

Lauer, Nicholson, *et al.*¹⁵ also reported that conventional treatment at Franklin, Louisiana, did not significantly reduce endrin found in the range below 0.001 mg/l.

5. PILOT TREATMENT-PLANT STUDIES

Although the general pesticide concentration found in water sampled continuously or randomly is low, these toxic materials are still used extensively in the United States, and the water-plant operator should know how to cope with sudden high emergency levels as well as the routine, but low, levels of pesticides. The field data regarding treatment-plant removals reported above are very limited, and few if any plants have been designed or modified to remove pesticides. Because of this situation, the U.S. Public Health Service, Water Supply Research Group (now in E.P.A.) decided in 1964 to use pilot plant experiments to develop treatment guidelines for helping water-plant designers and operators to handle any degree of pesticide in the raw water¹⁶.

This experimental work was limited to six pesticides (endrin, dieldrin, DDT, lindane, 2, 4, 5-T, and parathion), but they are ones that are either heavily used, highly persistent, very toxic, or the most soluble. Thus the anticipated extremes were covered with a minimum of effort and time.

The results, while working with 0.001 to 0.025 mg/l of pesticides, indicated that an oxidant such as chlorine did not alter or remove the toxic materials, but an adsorbant such as activated carbon did; DDT, being relatively insoluble, was reduced 98% from a 0.010 mg/l initial dose by conventional alum coagulation and filtration. Softening with lime and soda ash along with an iron salt as a coagulant did not improve the DDT removal.

The actual dose of powdered activated carbon needed to remove pesticides will vary with the organic content of

TABLE 4
ACTIVATED CARBON REQUIRED TO REDUCE
THE PESTICIDE LEVEL IN DISTILLED WATER
AND IN LITTLE MIAMI RIVER WATER¹⁶

Pesticide	Method	Parts per million			
		10 ppb* ($\mu\text{g/l}$)		1.0 ppb*	
		1.0‡	0.1‡	0.1‡	0.05‡
Parathion	JT¶	2.5	5	0.5	0.6
	P§	5	10	0.9	1.1
2, 4, 5-T ester	JT	2.5	17	1.5	3
	P	14	44	3	5
Endrin	JT	1.8	14	1.3	2.5
	P	11	126	11	23
Lindane	JT	2	12	1.1	2
	P	29	70	6	9
Dieldrin	JT	3	12	1.1	1.7
	P	18	85	7	12

* Initial level of pesticide.

‡ Pesticide level after treatment.

¶ Jar test, in which pesticide is removed from distilled water by activated carbon alone, with a contact time of an hour.

§ Plant treatment, in which pesticide is removed from river water by conventional treatment and activated carbon.

each water, because there is a certain amount of competition for the available surfaces in the carbon (see Table 4). This makes it difficult to anticipate the powdered carbon dose for such a variable purpose. The use of granular carbon beds, on the other hand, permits the operator to handle unknown pesticide or organic loadings, so this arrangement is preferred over the slurry feeding of carbon at one location in a conventional plant. (Of course, adding powdered carbon into two or more tanks in series would improve the organic removal.) Table 5 summarizes the expected removal of various pesticides when conventional treatment is supplemented with powdered or granular activated carbon.

TABLE 5
SUMMARY OF CUMULATIVE PESTICIDE
REMOVAL AT 10-ppb LOAD¹⁶

Process	Pesticide removed %					
	DDT	Lin- dane	Para- thion	Diel- drin	2,4,5-T Ester	Endrin
Chlorination: 5 p.p.m.	<10	<10	75*	<10	<10	<10
Coagulation and filtration	98	<10	80	55	65	35
Carbon: Slurry						
5 p.p.m.		30	>99	75	80	80
10 p.p.m.		55	>99	75	80	80
20 p.p.m.		80	>99	92	95	94
Bed:0.5 g.p.m. per cubic foot	>99	>99	>99	>99	>99	>99

* Oxidized to paraoxon, which is more toxic than parathion.

The determination of an exhaustion point for the carbon bed is important to prevent unknown leakage; but fortunately these synthetic organics are more easily and completely attracted to the carbon than other organics, so the usual criteria for discontinuing the use of a bed, that is, odour or CCE penetration, will suffice for pesticides.

6. TASTE AND ODOURS

Actually, there is a companion odour associated with many of the pesticides or their common solvents, as indicated in Table 6, so if the water plant operator is able to remove odours in the usual way, he will fortuitously

TABLE 6
THRESHOLD ODOUR CONCENTRATION OF
PESTICIDES AND SOLVENTS IN WATER¹⁶

Compound	Threshold odour concentration*, p.p.m. (mg/l)
Pesticides:—	
Parathion (technical grade)	0.003
Parathion (pure)	0.036
Endrin	0.009
Lindane	0.33
Formulation components:—	
Sulfoxide (synergist)	0.091
Aerosol OT (emulsifier)	14.6
Commercial solvents:—	
Deodorized kerosene	0.082
Solvent 1	0.016
Solvent 2	13.9
Solvent 3	0.090

* At room temperature, by a panel of eight people.

have reduced significantly such highly toxic insecticides as parathion, endrin, lindane, chlordane, and toxaphene. This type of incidental treatment is the extent of American waterworks practice for removing the more soluble organic pesticides. Hundreds of water plants use powdered activated carbon at various times of the year for odour control, but a majority use only 1 or 2 mg/l, and that has proved to be of only limited value for removing pesticides. Undoubtedly, the 20 or 30 plants in the United States with granular activated-carbon beds provide the best protection against pesticide passage to the consumer.

7. REMOVAL OF TRACE METALS

Inorganic chemicals such as mercurials and arsenicals are also used as pesticides and have created considerable environmental concern in recent years. Fortunately, improved control of mercury at the point of industrial use has minimized the mercury discharges; and national surveys of treated water supplies have not revealed any with a mercury concentration consistently over the tentative standard of 0.005 mg/l. In fact, most had less than 0.001 mg/l. Preliminary laboratory experiments indicate that the inorganic mercury in the range 0.003 to 0.010 mg/l is reduced 30–60% by conventional treatment, and both organic and inorganic forms are removed very well by granular activated carbon beds.

Arsenic compounds originating from industrial wastes in the range 1 to 10 mg/l can be reduced approximately 90% by using large doses of iron coagulant. The usual 0.01 to 0.10 mg/l concentration found in some Western ground-waters, however, can be reduced more effectively by using activated alumina beds¹⁷. Unfortunately, few, if any, of these waters receive any treatment unless they are softened. This process will reduce arsenic as well as many other toxic trace metals considerably, so waterworks practice can and does provide some limited protection from these poisonous chemicals. Much more specific information, however, is needed to determine the coagulant, lime, or carbon doses to deal with various levels of metals found in raw-water supplies. E.P.A. laboratory and pilot-plant studies currently under way on this matter should help eventually to guide the water utilities in much the same way the U.S.P.H.S. pesticide experiments did in the 1960s.

8. SUMMARY

Although the current levels of pesticides in drinking water tested in the United States are well below suggested safe limits, the water-treatment plants in this country are not specifically designed or operated to deal with sudden emergency loadings, or even lower routine loadings. Some occasional protection is, however, realized because

activated carbon is coincidentally used to reduce taste and odour, and lime-soda ash is used to reduce hardness at some locations.

Continued surveillance for pesticides in raw as well as finished water, plus pilot-plant studies, should help to keep the water works staffs informed as to the extent of the problem and the need for treatment.

REFERENCES

1. U.S. Tariff Commission. Synthetic Organic Chemicals, United States Production and Sales, 1969, USTC Pub. No. 412, U.S. Govt. Printing Office, Washington, D.C. (1971).
2. Edwards, C. A., Persistent Pesticides in the Environment, from *Critical Reviews in Environmental Control*, vol. 1, Issue 1, Feb. 1970, pp. 7-67, Publ: Chemical Rubber Co., Cleveland, Ohio, U.S.A.
3. U.S. Department of Health, Education, and Welfare, Report of the Secretary's Commission on Pesticides and Their Relationship to Environmental Health, Parts I and II, U.S. Govt. Printing Office, Washington, D.C., 1969.
4. Middleton, F. M., and Lichtenberg, J. J., "Measurements of Organic Contaminants in the Nation's Rivers." *Ind. Eng. Chem.*, 1960, **52**; 99A.
5. Breidenbach, W. W., Gunnerson, C. G., Kawahara, F. K., Lichtenberg, J. J., and Green, R. S., "Chlorinated Hydro-carbon Pesticides in Major River Basins 1957-65," *Publ. Health Rept. Wash.*, 1967, **82**, 139.
6. U.S.D.A., "Monitoring Agricultural Pesticide Residues," U.S.D.A. Publ. ARS 81-13, Washington, 1966, 53.
7. Green, R. S., Gunnerson, G. C., and Lichtenberg, J. J., "Pesticides in our National Waters," in *Agriculture and the Quality of our Environment*, American Association for the Advancement of Science, 1966, 137.
8. Mount, D. I., and Putnicki, G. J., Summary Report of the 1963 Mississippi Fish Kill, *Trans. 31st N. Amer. Wildlife Nat. Res. Conf.*, 1966, 177.
9. Nicholson, H. P., Grzenda, A. R., and Teasley, J. I., Water Pollution by Insecticides. A Six and One-half Year Study of a Water Shed," *Proc. Symp. Agr. Waste Water*, 1966, 132.
10. U.S. Environmental Protection Agency, Water Supply Programs Health Guidelines, Washington, D.C., 1971, (October).
11. Federal Water Pollution Control Administration, U.S. Department of Interior, Water Quality Criteria, 1968.
12. McCabe, L. J., Symons, J. M., Lee, R. D., and Robeck G. G., Survey of Community Water Supply Systems, *J. AWWA*, 1970 (November), **62**, 670.
13. Wojtalik, T. A., Hall, T. F., Hill, L. O., "Monitoring Ecological Conditions Associated with Wide-Scale Applications of DMA 2, 4-D to Aquatic Environments, *Pesticide Monitoring Journal*, 1971 (March) **4**, No. 4, 184.
14. Cohen, J. M., Kamphake, L. J., Lemke, A. E., Henderson, C., and Woodward, R. L., "Effect of Fish Poisons on Water Supplies, Part 1, Removal of Toxic Materials," *AWWA*, 1960 (December) **52**, 1551.
15. Lauer, G. J., Nicholson, H. P., Cox, W. S., and Teasley, J. I., "Pesticide Contamination of Surface Waters by Sugar Cane Farming in Louisiana," *Trans. Am. Fisheries Soc.*, 1966 (July), **95**, No. 3, 310.
16. Robeck, G. G., Dostal, K. A., Cohen, J. M., and Kreissl, J. F., "Effectiveness of Water Treatment Processes in Pesticide Removal," *Jour. AWWA*, 1965 (February) **57**, No. 2, 181.
17. Bellack, E., "Arsenic Removal from Potable Water," *Jour AWWA*, 1971 (July), **63**, 454.

Purification de l'eau potable en vue d'enlever les pesticides et autres corps chimiques toxiques. La pratique Americaine

par

GORDON G. ROBECK

Directeur, Water Supply Division Laboratory, Office of Water Programs, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, U.S.A.

Certains produits inorganiques sont couramment utilisés comme pesticides depuis des centaines d'années, mais de nombreux produits organiques synthétiques se sont récemment montrés plus pratiques, et leur production aux Etats-Unis a augmenté depuis environ 10 000 tonnes au début de 1940 jusqu'à un peu plus de 450 000 tonnes à la fin des années 70,^{1*} époque où les ventes ont commencé à se stabiliser. Ces milliers de nouveaux produits se sont montrés d'une grande valeur pour la productivité agricole et pour la lutte contre les insectes qui transmettent des maladies, mais on s'est aussi rendu compte que l'emploi des pesticides et leur accumulation graduelle dans la chaîne alimentaire entraînait des dangers pour la santé.

1. RESIDUEL

De nombreuses bibliographies très complètes ont été écrites au sujet de la persistance des pesticides dans l'environnement, notamment celle d'Edwards² et du Ministère de la Santé, de l'Education, et du Bien-Etre.³ Mais nous ne discuterons dans ce rapport que certains points de ces études, afin d'illustrer la nature et l'extension du problème du point de vue du responsable d'un service d'eau. Par exemple, après que Middleton et Lichtenberg⁴ aient découvert des insecticides dans certains cours d'eau à la fin des années 50, un réseau de postes d'analyses a été établi sur les grandes rivières intérieures des Etats-Unis pour mesurer de nombreux polluants y compris les pesticides. Certains résultats obtenus figurent au tableau 1 et montrent le type et l'échelle de concentration des pesticides hydrocarbonés chlorés que l'on trouve dans les eaux de surface.^{5,6,7}

Par exemple, la valeur maximale de 4,23 µg/l d'endrine a été trouvée dans le Mississippi alors que la moyenne dans 99 rivières est de 0,002 µg/l. Mount *et al*⁸

ont également rendu compte de la mortalité de poissons dans le cours inférieur du Mississippi en 1963 due à l'endrine; il y a donc des preuves certaines que le problème est intermittent et donc potentiellement gênant pour le traiteur d'eau.

La source de ces pesticides dans l'eau a été étudiée par de nombreux auteurs mais Nicholson⁹ et Mount⁸ ont parfaitement prouvé que la majorité provient, soit du lessivage des terres de culture, soit de rejets d'eaux usées industrielles. Des sources moins importantes et plus localisées proviennent du lavage du matériel d'épandage ou d'un entraînement excessif pendant la pulvérisation aérienne. Ces sources, quoique plus limitées, peuvent apporter des problèmes aux traiteurs d'eau qui ont de petits bassins versants ou réservoirs dans lesquels il n'y a pas beaucoup de chances de dilution ou de dégradation.

Ces données relatives à l'eau brute à elles seules sont insuffisantes pour estimer le caractère sérieux du problème pour les distributions d'eau si on ne les compare pas aux concentrations dans l'eau traitée et aux limites considérées comme acceptables pour la consommation à long terme.

2. DIRECTIVES SANITAIRES

Au cours des dix dernières années, le Ministère Américain de la Santé, de l'Education, et du Bien-Etre a essayé, à plusieurs reprises, d'établir des normes spécifiques pour les pesticides dans l'eau potable, mais de nouvelles données et les craintes pour l'environnement ont retardé la publication de ces normes.

Récemment, toutefois, la nouvelle Agence de protection de l'environnement (E.P.A.) a repris ces responsabilités au niveau national; elle est sur le point de promulguer en 1972 de nouvelles normes pour l'eau potable dont certaines concernent les pesticides les plus courants. Ces normes ne sont pas encore officielles mais

* Pour la bibliographie, voir texte anglais.

TABLEAU 1
TENEURS EN PESTICIDE DANS LES ENQUETES SUR L'EAU

en µg/litre

Type d'eau	Nbre de sites	DDT et composés analogues		γ BHC		Aldrine		Dieldrine		Heptachlore et H. epoxide		Endrine		Ref. No.
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
Grands bassins fluviaux, Etats-Unis	99	·149	·008	·004	—	—	—	·068	·007	·155	·006	·116	·002	5
Delta du Mississippi	10	·720	·112	·120	·028	·030	·005	·060	·010	·010	·002	4.230	·541	6
Grands fleuves, Etats-Unis	109	·127	·008	·056	·002	—	—	·167	·006	·019	<·001	·069	·004	7

TABLEAU 2
DIRECTIVES SANITAIRES DE L'E.P.A. POUR
LES PESTICIDES DANS L'EAU

(Les directives de l'Agence de protection de l'environnement sont en cours de révision et il est probable que quelques—uns des chiffres de ce tableau seront modifiés.)

Pesticide	Concentration maximale admissible (mg/l)
Endrine	0,003
Aldrine (a)	0,01
Dieldrine (b)	0,01
Lindane	0,1
Toxaphène	0,1
Heptachlore (b)	0,02
Heptachlore Epoxide (b)	0,02
D.D.T.	0,1
Chlordane	0,01
Méthoxychlore	0,5
Composés organophosphatés et Carbamates totaux (exprimés en inhibition de la Chlorinestérase par parathion équivalent)	0,1
2, 4, 5-TP	0,2
2, 4-D	1,0

(a) La concentration de l'aldrine et de la dieldrine en combinaison ne doit pas dépasser 0,01 mg/l.

(b) La concentration de l'heptachlore et de l'heptachlore epoxide en combinaison ne doit pas dépasser 0,02 mg/l.

l'E.P.A. a publié des directives sanitaires¹⁰ pour permettre de juger les réseaux de distribution d'eau potable; ces directives contiennent suffisamment d'informations pour servir de références, à comparer avec les concentrations actuelles dans l'eau. Le tableau 2 contient une liste de certains hydrocarbonés chlorés d'usage courant ainsi que des organophosphatés et des carbamates. Certaines de ces limites divergent considérablement des critères de qualité recommandés antérieurement publiés,¹¹ mais elles sont basées sur les dernières expériences portant sur des mammifères et comprennent un facteur de sécurité d'environ 500. Elles doivent être utilisées jusqu'à ce qu'elles soient améliorées par de nouvelles expériences sur l'homme et l'animal.

3. CONCENTRATION DANS L'EAU POTABLE

Les données sur les concentrations en pesticides dans l'eau potable après traitement ne sont pas aussi abondantes que pour l'eau brute. Il y a, cependant, une enquête nationale (12) sur la qualité de l'eau et des réseaux, réalisée en 1969 par le Bureau de l'Hygiène de l'eau du Ministère américain de la Santé, de l'Education, et du Bien-Etre (qui fait maintenant partie de l'E.P.A.). Cette enquête indiquait que certaines eaux traitées contenaient effectivement des pesticides (tableau 3).

TABLEAU 3

TENEUR EN PESTICIDE TROUVEE DANS
LES ECHANTILLONS D'EAU POTABLE SUR
LE PLAN NATIONAL (160 ECHANTILLONS)¹²

Pesticide	Concentration (mg/l)
Lindane	0,00016
Dieldrine	0,00020
Heptachlore	0,00010
	0,00020
Aldrine	0,00010
Chlordane	0,00022

Note. Outre ces sept échantillons ayant une concentration mesurable, il y en avait aussi 80 qui montraient une trace détectable (mais pas de concentration mesurable) de pesticides comprenant D.D.T., endrine, heptachlore epoxide et d'autres indiqués ci-dessus.

Heureusement, les valeurs relevées sont bien inférieures aux limites de sécurité, de sorte qu'il semble qu'il n'y ait pas actuellement de grands problèmes. Naturellement, les analyses ont porté sur un très petit nombre d'échantillons et l'on ne peut pas en tirer de conclusions sur l'efficacité du traitement car on n'a recherché les pesticides que dans l'eau traitée.

Des analyses subséquentes de 58 eaux brutes et traitées en présence d'herbicides ont indiqué des traces de 2, 4, 5-T; 2, 4-D; et 2, 4, 5-TP, généralement moins de 0,0005 mg/l. A nouveau, on ne peut rien conclure sur le mérite du traitement car les analyses d'eau brute ne sont pas suffisantes pour faire apparaître les améliorations réalisées par le traitement.

On trouve cependant en bibliographie des cas où des doses élevées de 2, 4-D (22, 5 à 45 kg d'équivalent acide par hectare) ont été employées dans des régions localisées de la Vallée du Tennessee et où la station de traitement classique n'a pas pu réduire substantiellement la teneur de l'eau brute, environ 5 mg/l.¹³

Nicholson *et al*⁹ ont étudié pendant plus de 6 ans la présence de divers pesticides à la station de traitement des eaux de Hartselle, Alabama, qui utilisait l'eau d'un bassin versant qui avait reçu de fortes doses de toxaphènes, B.H.C. et D.D.T. Les concentrations variaient considérablement pendant l'année, mais les teneurs en B.H.C. et toxaphènes ne dépassaient pas 0,001 mg/l même en été pendant l'utilisation des insecticides. Cependant, on les retrouvait toujours, alors que le D.D.T. était souvent absent.

4. ENLEVEMENT PAR LE TRAITEMENT

Le traitement réalisé à Hartselle comprend coagulation en sulfate d'alumine et à la chaux, décantation, filtration rapide, chloration et ajustage du pH, mais la comparaison de paires d'échantillons d'eau brute et d'effluent ne montre pas que ce traitement amène de réductions significatives. Même l'addition de 2 à 3 mg/l de charbon activé en poudre n'amène pas d'amélioration notable, bien qu'il faille noter que l'efficacité du charbon pour retenir les pesticides a été démontrée par les petites cartouches de charbon actif utilisées pour concentrer et aider ainsi à analyser les teneurs en insecticide de l'eau brute et de l'effluent.

Des essais précédents au laboratoire et en usine, réalisés par Cohen *et al*¹⁴ avec du Toxaphène avaient montré que la coagulation classique au sulfate d'alumine ne réduit pas ce pesticide, mais qu'environ 10 mg/l de charbon activé en poudre peuvent retenir environ 95% d'une teneur de 0,3 mg/l.

Lauer, Nicholson *et al*¹⁵ ont aussi reporté que le traitement classique à Franklin, Louisiane, ne réduit pas sensiblement l'endrine à la dose d'environ 0,001 mg/l.

5. ETUDES EN STATION PILOTE

La teneur en pesticides dans l'eau analysée en continu ou occasionnellement est généralement faible, mais ces toxiques sont toujours utilisés extensivement aux Etats-Unis et les traiteurs d'eau doivent savoir comment lutter contre les brusques élévations de leur niveau aussi bien que contre les bas niveaux de routine. Les données relatives à l'enlèvement par les stations de traitement mentionnées ci-dessus sont rares et peu ou pas du tout de stations n'ont été conçues ou modifiées pour retenir les pesticides. Cette situation a amené le Groupe de Recherches sur l'alimentation en eau du Service Américain de Santé Publique (actuellement repris par l'E.P.A.) à décider, en 1964, de réaliser des expériences en station pilote en vue de rédiger des directives aidant les bureaux d'étude et exploitants de stations de traitement à maîtriser n'importe quelle teneur de pesticide dans l'eau brute.¹⁶

TABLEAU 4
mg/l DE CHARBON ACTIF NECESSAIRES
POUR REDUIRE LA TENEUR EN PESTICIDES
DANS L'EAU DISTILLEE ET L'EAU DE LA
LITTLE MIAMI RIVER

Pesticide	Méthode	10 ppb* (µg/l)		1,0 ppb*	
		1,0‡	0,1‡	0,1‡	0,05‡
Parathion	JT¶	2,5	5	0,5	0,6
	P§	5	10	0,9	1,1
2, 4, 5-T ester	JT	2,5	17	1,5	3
	P	14	44	3	5
Endrine	JT	1,8	14	1,3	2,5
	P	11	126	11	23
Lindane	JT	2	12	1,1	2
	P	29	70	6	9
Dieldrine	JT	3	12	1,1	1,7
	P	18	85	7	12

* Teneur initiale en pesticide.

‡ Teneur après traitement.

¶ Jar test, où le pesticide est enlevé de l'eau distillée par charbon actif seulement, avec une heure de temps de contact.

§ Traitement en station, où le pesticide est enlevé de l'eau de rivière par traitement classique et charbon actif.

Ces expériences se sont limitées à six insecticides: endrine, dieldrine, D.D.T., lindane, 2, 4, 5-T et parathion, qui sont couramment utilisés, très persistants ou les plus solubles. Ainsi les extrêmes prévisibles sont couverts avec un minimum d'efforts et de temps.

Les résultats obtenus pour des teneurs de 0,001 à 0,25 mg/l de pesticide indiquent qu'un oxydant comme le chlore n'altère ni n'enlève ces toxiques, mais un absorbant comme le charbon actif le fait. Le D.D.T. étant relativement insoluble, est réduit de 98% à partir d'une teneur de 0,010 mg/l par coagulation classique au sulfate d'alumine et filtration. L'adoucissement à la chaux et à la soude avec un sel de fer comme coagulant n'améliore pas l'enlèvement du D.D.T.

La dose réelle de charbon actif en poudre nécessaire pour enlever les pesticides varie avec la matière organique contenue dans chaque eau, car il y a une certaine concurrence pour la surface disponible de charbon (voir tableau 4). Il est donc difficile de prévoir quelle sera la dose de charbon actif nécessaire pour des besoins si variables. D'un autre côté, l'utilisation de lits de charbon granulé permet à l'exploitation de traiter des pesticides inconnus ou des charges organiques, de sorte que ce dispositif est préféré à l'injection de charbon en poudre en un point d'une station classique (évidemment, si l'on ajoute du charbon actif en poudre ou granulé.)

L'addition de charbon actif en poudre ou granulé dans une ou plusieurs cuves en série augmenterait l'enlèvement de matière organique.

Le tableau 5 résume l'enlèvement à atteindre pour divers pesticides quand le traitement classique est com-

TABLEAU 6
CONCENTRATION DE SEUIL D'ODEUR POUR
LES PESTICIDES ET SOLVANTS DANS L'EAU¹⁶

Composé	Concentration de seuil d'odeur,* mg/l
Pesticides	
Parathion (grade technique)	0,003
Parathion (pur)	0,036
Endrin	0,009
Lindane	0,33
Composés complexes	
Sulfoxyde (synergique)	0,091
Aérosol OT (émulsifiant)	14,6
Solvants commerciaux	
Kérosène désodorisé	0,082
Solvant 1	0,016
Solvant 2	13,9
Solvant 3	0,090

* A température de chambre par un groupe de huit personnes.

plète par emploi de charbon actif en poudre ou en grains.

La détermination du point d'épuisement pour le lit de charbon est importante pour éviter les fuites inapparentes, mais heureusement ces synthétiques organiques sont plus aisément et complètement retenus par le charbon que les autres corps organiques, de sorte que le critère usuel pour arrêter l'utilisation d'un lit, c'est-à-dire l'odeur ou la pénétration de C.C.E., suffira pour les pesticides.

6. GOÛTS ET ODEURS

Il y a une odeur associée avec de nombreux pesticides ou leurs solvants habituels, comme le montre le tableau 6, de sorte que, si le traiteur d'eau est capable d'enlever les odeurs de la façon habituelle, il aura incidemment réduit significativement les insecticides très toxiques tels que parathion, endrin, lindane, chlordane et toxaphène. Ce type de traitement incident est l'extension de la pratique des services d'eau américains pour enlever les pesticides organiques les plus solubles. Des centaines de stations de traitement utilisent du charbon actif en poudre à divers moments de l'année pour lutter contre les odeurs, mais la majorité n'emploie que 1 à 2 mg/l, et il est prouvé que cette dose n'a qu'une action limitée sur les pesticides. Il est incontestable que les 20 à 30 stations qui, aux Etats-Unis, disposent de lits de charbon actif granulé assurent la meilleure protection contre le passage des pesticides vers le consommateur.

7. ENLEVEMENT DE TRACES DE METAUX

Des composés inorganiques comme ceux du mercure et de l'arsenic sont également utilisés comme pesticides. Ils ont amené ces dernières années de graves craintes pour l'environnement. Heureusement, l'amélio-

TABLEAU 5
RESUME DE L'ENLEVEMENT CUMULATIF DES PESTICIDES POUR UNE CHARGE DE 10 µg/l¹⁶

Procédé	Pesticide enlevé, pour cent					
	D.D.T.	Lindane	Parathion	Dieldrine	2, 4, 5-T Ester	Endrine
Chloration 5 mg/l	< 10	< 10	75*	< 10	< 10	< 10
Coagulation et filtration	98	< 10	80	55	65	35
Charbon actif en poudre						
5 mg/l		30	> 99	75	80	80
10 mg/l		55	> 99	85	90	90
20 mg/l		80	> 99	92	95	94
Lit 3,6 m ³ /h par m ³ de lit	> 99	> 99	> 99	> 99	> 99	> 99

* Oxyde en paraozon, plus toxique que le parathion.

ration du contrôle du mercure aux points d'utilisation industrielle a réduit le déversement de mercure et les enquêtes nationales sur les eaux traitées n'ont pas trouvé une seule concentration de mercure qui dépasse sensiblement la norme de 0,005 mg/l. En fait, la plupart des eaux en contenaient moins de 0,001 mg/l. Les premières recherches en laboratoire indiquent que le mercure inorganique dans les teneurs 0,003 à 0,010 mg/l est réduit de 30 à 60% par les traitements classiques et que les formes organiques et inorganiques sont très bien retenues par les lits de charbon actif granulé.

Les composés arsenicaux provenant des eaux usées industrielles dans les teneurs 1 à 10 mg/l peuvent être réduits d'environ 90% par de fortes doses de coagulant à base de fer. Cependant, les concentrations de 0,01 à 0,10 mg/l que l'on trouve dans certaines eaux souterraines de l'ouest peuvent être plus efficacement réduites par des lits d'alumine activée¹⁷; malheureusement, très peu de ces eaux reçoivent un traitement à moins qu'elles soient adoucies. Ce procédé réduit considérablement l'arsenic aussi bien que de nombreux autres métaux toxiques en trace, de sorte que les pratiques des distributions d'eau peuvent fournir et fournir en fait une protection limitée contre ces poisons. Mais il faudrait encore étudier les doses de coagulant,

chaux ou charbon, qui permettent de maîtriser les différentes teneurs en métaux que l'on trouve dans les eaux brutes.

Les études en laboratoire et en station pilote de l'E.P.A. actuellement en cours devraient pouvoir guider les services d'eau comme les études sur les pesticides réalisées par le service de santé l'ont fait dans les années soixante.

8. RESUME

Les niveaux courants de pesticides dans les eaux potables analysées aux Etats-Unis sont bien au-dessous des limites de sécurité suggérées, mais les stations de traitement des eaux de ce pays ne sont pas spécifiquement conçues et exploitées pour parer aux brusques teneurs massives ni même aux teneurs courantes. Il y a, cependant, une certaine protection accidentelle du fait que l'on utilise du charbon actif pour réduire les composés donnant goût et odeur, et qu'en certains endroits on utilise la chaux et la soude pour réduire la dureté. Une surveillance continue des pesticides dans l'eau brute et dans l'eau traitée et des études en station pilote devraient permettre d'informer les responsables des services d'eau de l'étendue du problème et de la nécessité d'un traitement.

Réalimentation artificielle dans la republique fédérale d'Allemagne

par

le Dr. W. H. FRANK

Directeur, Etablissement Municipal de Distribution des Eaux, Dortmund, R.F.A.

Sur le total des eaux captées par les distributions d'eau publiques du pays de l'auteur, qui représente $3,7 \cdot 10^9$ m³ par an, environ 432 millions de m³, c'est-à-dire 12%, proviennent d'eaux souterraines artificiellement réalimentées, infiltrées pour environ 95% dans des bassins ou fossés allongés.

Les bassins d'infiltration comportent une couche de sable de 50 à 70 cm d'épaisseur dans la mesure où l'aquifère n'est pas du sable lui-même. Donc, dans chaque cas, il y a une filtration lente avant que l'eau de surface ne s'infilte dans le sol. Le filtre lent fonctionne à la fois comme surface d'infiltration et comme stade de purification.

Certains des filtres lents qui, en Allemagne n'étaient pas suivi de passage dans le sol et qui fournissaient donc de l'eau directement aux réseaux, ont été mis hors service ces dernières années. Dans ces cas, on préfère maintenant le traitement chimique et physique en plusieurs stades au travail biologique du filtre lent.

En combinaison avec la réalimentation artificielle, la filtration lente restera la méthode de choix.

On peut s'attendre dans les prochaines décennies à une augmentation sensible de la réalimentation artificielle. On estime qu'en l'an 2000 environ $2,5 \cdot 10^9$ m³ d'eau potable, c'est-à-dire 38% de besoins, seront fournis de cette façon. Il existe actuellement plusieurs grands projets, par exemple dans la vallée supérieure du Rhin.

Les points suivants sont décisifs pour l'extension de la réalimentation artificielle.

(1) Le porosité de l'aquifère permet un temps de rétention plus ou moins long suivant les conditions géologiques locales. De cette façon, on peut compenser les fluctuations à court terme des besoins ou les variations de disponibilité de l'eau sur de larges périodes. On peut donc réduire les puisages en rivière lors des étiages ce qui, en raison de la pollution croissante, est important pour la qualité de l'eau de surface aussi bien que pour celle de l'eau potable traitée.

(2) La réalimentation artificielle offre la possibilité d'utiliser des captages souterrains déjà existants en dépit de la diminution des réserves naturelles en eau souterraine et de l'augmentation des besoins.

(3) La réalimentation artificielle permet l'emploi simultané de l'eau souterraine en général meilleure provenant de la pluie sur les ouvrages de captage et de traitement.

(4) Dans de nombreux services d'eau, l'emploi simultané de la filtration par les rives et de la filtration lente s'est montré avantageuse en comparaison d'autres méthodes de traitement impliquant l'emploi de réactifs et d'énergie. Il ne faut pas s'attendre à ce que la purification soit accomplie en une seule étape à l'aide de la filtration lente alors qu'en appliquant des procédés physico-chimiques on fait normalement appel à plusieurs étapes de traitement de purification.

(5) Le passage dans le sol a plusieurs avantages: plus long temps de rétention pour l'hydrolyse, période d'alerte augmentée en cas de pollution soudaine, emploi de la grande capacité d'absorption du sol affectant non pas tellement les pollutions continues mais les pollutions soudaines, prolongation et intensification de la décomposition biologique, ce qui est spécialement intéressant en raison des concentrations croissantes en substances organiques résistantes provenant des déversements d'eaux d'égout et d'autres sources.

Dans ce contexte, il faut signaler que de nombreux services d'eau allemands pratiquant la réalimentation artificielle ont des temps de passage en sous-sol relativement courts: plusieurs jours ou, en certains cas, douze heures seulement.

Pour la bonne marche d'une réalimentation artificielle sur filtre lent, on peut mentionner les problèmes spéciaux suivants:

(1) Il est très difficile de prévoir le comportement des substances nouvelles déversées dans l'environnement sur la filtration lente et le passage dans le sol. Des travaux de recherche sont en cours dans plusieurs instituts, par exemple sur l'élimination des pesticides et des métaux lourds par les divers procédés de traitement, mais il y a encore beaucoup de travail à faire.

De nombreux services d'eau où le temps de passage dans le sol est relativement court peuvent maintenir dans le sol des conditions aérobies. Si la pollution de l'eau de rivière augmente, ils doivent avoir conscience des difficultés à maintenir une qualité d'eau potable suffisante en raison de la diminution de l'oxygène dans l'eau souterraine; par exemple, il faudra qu'ils installent des usines pour enlever le fer et le manganèse.

(3) En certains cas, des problèmes viennent du besoin d'espace pour l'infiltration et les installations et des difficultés pour supprimer d'autres utilisations du sol pré-existants afin de satisfaire aux lois sur les zones de protection.

(4) Comme l'enlèvement des couches supérieures de sable colmaté doit être réalisé à la main, en dépit de quelques expériences prometteuses de mécanisation en cours, par exemple à Berlin, les nettoyages fréquents posent un problème financier sérieux en raison du coût croissant de la main-d'oeuvre.

Pour améliorer cette situation, on utilise des méthodes de prétraitement et de traitement de l'eau souterraine reprise. Pour le traitement de l'eau de surface avant infiltration, on emploie des méthodes comme la décantation, la filtration rapide, la filtration biologique sur gravier, l'oxydation, et quelquefois la floculation. En cas de besoin, l'eau souterraine est soumise à une neutralisation, déferisation, et démanganisation, traitement par charbon actif, et ozonation entre autres.

Le développement des algues est devenu un problème sérieux pour presque toutes les distributions d'eau ayant des bassins d'infiltration. Il en résulte un

colmatage prématuré des filtres, des difficultés de nettoyage, des conditions anaérobies occasionnelles du filtre, et des goûts et odeurs dans l'eau potable. Les moyens de correction, dont certains n'ont été utilisés qu'à titre expérimental, sont en général les suivants:—

L'élimination des nutriments de l'eau de surface est au stade expérimental à Hanovre.

L'utilisation intermittente des bassins d'infiltration par cycles de 24 ou 48 heures est pratiqué depuis de

nombreuses années à Dortmund. Gelsenwasser utilise avec un grand succès du permanganate de potassium à 1 mg/l. Les autres algicides, tels que le chlore, le sulfate de cuivre, et les algicides organiques ne sont pas utilisés dans les bassins d'infiltration.

On peut s'attendre à ce que la maîtrise croissante des problèmes en jeu dans la réalimentation artificielle par filtre lent permette de surmonter la plupart des inconvénients de ces procédés de traitement.

Rapport sur la réalimentation artificielle des nappes en Israël

par

Y. HARPAZ

Tahal Ingénieurs Conseil à Tel Aviv, Israël

INTRODUCTION

Comme Israël approche de la pleine utilisation de la totalité de ses ressources naturelles en eau, des ressources non classiques sont mises en oeuvre et les outils de gestion gagnent en importance et en priorité dans la planification nationale de l'eau. Les hydrologues estiment que l'exploitation des eaux souterraines, qui forment la plus grande ressource du pays, a déjà dépassé les possibilités de réalimentation naturelle et que même des réserves non renouvelables sont en cours d'épuisement. La réalimentation artificielle est donc devenue un moyen important pour augmenter les débits totaux et un outil de gestion des réseaux de distribution d'eau.

Les réalimentations réalisées en Israël ont plusieurs buts, parmi lesquels:—

- (a) Mise en réserve de l'excédent des productions dans des réservoirs souterrains pour utilisation lors des périodes sèches et des saisons de forte consommation;
- (b) Réalimentation des nappes surexploitées pour éviter la détérioration de la qualité de l'eau et un nouvel abaissement des nappes;
- (c) Formation de barrières pour éviter l'intrusion d'eau de mer;
- (d) Amélioration de la qualité de l'eau fournie au consommateur, grâce au mélange de l'eau souterraine locale et d'eau de réalimentation adduite;
- (e) Purification et réutilisation des eaux d'égout.

Les projets les plus efficaces sont ceux qui répondent à plus d'un de ces buts.

Deux méthodes de réalimentation ont été employées:—

- (a) Epandage de l'eau à la surface de bassins ou de dépressions d'où elle s'infiltré jusqu'à une nappe phréatique;
- (b) Injection d'eau dans des forages dont certains sont spécialement réalisés, les autres étant des forages de production classiques.

La réalimentation par forages est la plus employée en Israël. L'environnement, l'hydrologie locale, et les traits spécifiques des réseaux de distribution d'eau d'Israël sont parmi les raisons de cette préférence. Souvent, les nappes sont captives ou inaccessibles aux infiltrations par la surface, étant situées sous des régions bâties ou cultivées. En outre, des centaines de puits profonds atteignent les nappes exploitées et sont déjà reliés au réseau national, de sorte que l'eau des diverses origines peut être réinjectée par ces puits pendant la morte saison. En outre, la manipulation des eaux de diverses qualités est rendue facile par le réseau combiné de puits et de conduites.

EXTENSION DES ACTIVITES

La réalimentation des nappes a débuté en Israël

dès 1955, mais ce n'est que depuis 1963 qu'elle est pratiquée sur une grande échelle. Depuis 1966-1967, les volumes réinfiltrés ont dépassé 100 millions de mètres cubes par an, avec un maximum de 132 Mm³ en 1967-68, dont la plus grande partie par des puits, comme le montre le tableau I.

TABLEAU I
Eau réinfiltrée en 1967-68

Aquifère réalimenté	Par puits		Par bassin		Total réinfiltré, Mm ³
	Nombre de puits	Quantité Mm ³	Type de bassin	Quantité Mm ³	
Aquifère côtier (grès)	115	68	Arrosage, excavations	26	94
Montagnes de Judée (calcaire)	19	35	Réservoirs	2	37
Vallée de Yavneel (basalte)	1	1			1
	135	104		28	132

Depuis 1967-1968, le volume réinfiltré chaque année représente environ 10% des ressources en eau exploitables du pays.

ORIGINE ET QUALITE DE L'EAU REINFILTREE

L'eau réinfiltrée a diverses origines. En certains cas, les brusques crues d'oueds intermittents sont mises en réserve ou détournées dans des bassins de décantation, puis envoyées dans des bassins d'infiltration en terrain sableux. Dans les montagnes calcaires, l'infiltration se réalise par des barrages-réservoirs. L'eau infiltrée est toujours d'une turbidité plus élevée (jusqu'à 200 mg/l de matières en suspension) mais d'une salinité moindre que l'eau souterraine. Les puits d'injection absorbent les eaux souterraines adduites et également les eaux du Lac Kinneret (Lac de Tibériade) après pré-traitement dans des petits réservoirs et chloration. L'eau infiltrée est de qualité potable mais sa composition chimique diffère de celle des eaux présentes dans les aquifères locaux.

Dans le projet de réutilisation de l'eau d'égout de Dan, les eaux d'égout du Grand Tel Aviv sont envoyées sur des étangs d'oxydation dans une région de dunes puis infiltrées dans des bassins. Un traitement chimique sera appliqué pour diminuer la concentration en nitrate de l'effluent infiltré. Cette eau sera pompée diluée pour les usages courants. Certaines eaux de crue polluées sont également injectées dans un forage au calcaire après avoir séjourné dans un petit réservoir.

RENDEMENT ET CAPACITE DES OUVRAGES DE REALIMENTATION

Bassins d'infiltration

Deux projets, Shiqma et Menashe, utilisant de l'eau de crues sur des dunes, fonctionnent depuis plusieurs années et infiltrent respectivement jusqu'à 7,8 et 20 Mm³ par saison. La vitesse d'infiltration diminue d'environ 100 m³/j au début de la saison de réalimentation jusqu'à 15-7 à la fin. La remise en état des bassins d'infiltration comprend des périodes de séchage et un labour occasionnel de la surface.

D'autres bassins et des larges excavations dans le sable et le grès sont utilisées pour infiltrer de l'eau de lac et des eaux mixtes du réseau national. Il ont généralement des vitesses d'infiltration plus élevées, qui déclinent moins vite (de 100-300 m³/j au début à 30-180 à la fin de la saison d'infiltration). En certains endroits, en plus du séchage saisonnier, il faut gratter un peu le sol pour prévenir le colmatage et pour maintenir une capacité d'infiltration convenable.

L'infiltration par les lits calcaires de deux petits réservoirs sur des ouadis représente 25 et 43 m³/j juste après la crue et quelques mètres cubes par jour quand le niveau de l'eau est bas.

Pendant sa première année de fonctionnement partiel, le projet de réutilisation des eaux d'égout de Dan a infiltré environ 10 Mm³ d'effluents. Il est encore trop tôt pour estimer le rendement de cet important projet.

Puits d'injection

Plus de 150 puits forés dans le sable, le calcaire, et le basalte sont employés pour la réalimentation depuis le début des années 60. Environ 30% sont des puits d'injection purs, les autres étant des puits de production ordinaires. Le volume moyen admis par un puits au grès dépasse 0,5 Mm³ pendant les 4 à 5 mois d'hiver. Le taux d'injection va de 100 à 600 m³/h. En raison du colmatage sévère, les taux d'injection spécifiques (taux d'injection par mètre de hauteur d'eau introduite dans le puits) diminue de 20 à 80% à la fin de la saison d'infil-

tration selon les propriétés du puits et de la formation.

Le redéveloppement et un long pompage semblent être les meilleurs moyens de rénover le puits après colmatage. C'est pourquoi de nombreux puits prévus pour l'infiltration ont été exploités à double fin; ils servent pour l'injection en hiver quand il y a de l'eau disponible et sont pompés en été, saison où la demande est élevée.

Les puits au calcaire ont des capacités d'infiltration plus élevées. La moyenne est de 1,5 Mm³ par puits et par saison. Quelques puits absorbent jusqu'à 8 Mm³ par saison, avec des taux d'infiltration dépassant 2 000 m³/h sans colmatage notable. Plusieurs puits dans le basalte sont aussi utilisés pour l'infiltration.

EFFETS ET BENEFICES

Depuis sa mise en route, le programme de réalimentation des nappes à grande échelle a déjà largement soulagé les besoins pour lesquels il était conçu.

Après six ans de réalimentation dans les plaines côtières du sud d'Israël, le surpompage a déjà été réduit de 50 à 100 Mm³. Combiné avec quelques restrictions imposées au pompage, cela a permis une réduction considérable de l'abaissement continu de la nappe constaté précédemment.

Grâce à une barrière d'infiltration le long de la côte de Tel Aviv, on a arrêté l'infiltration d'eau de mer et empêché de nouvelles contaminations des puits de la ville. En réalimentant le grand aquifère calcaire du centre d'Israël, on a mis en route une accumulation saisonnière et à long terme conforme au programme national de création de réservoirs de régularisation.

Pendant les années où la salinité du lac Kinneret augmentait, on a amélioré la qualité de l'eau en mélangeant dans le sol l'eau adduite avec de l'eau indigène. La réutilisation des eaux d'égout de Tel Aviv a commencé dans le champ d'infiltration de Dan.

En conclusion, on peut dire que la réalimentation artificielle s'est montrée réalisable techniquement et économiquement et qu'elle est devenue un outil vital dans la gestion des distributions d'eau d'Israël.

Recherches sur l'amélioration artificielle des eaux souterraines en Pologne

par

le Dr. Habil TADEUSZ BŁASZYK et Ing. Dir. ANDRZEJ PAWUŁA

Institut de recherche d'économie municipale, Poznan

La plupart des captages des distributions d'eau polonaises sont alimentés en eau d'infiltration. Ces captages sont généralement situés dans des vallées et prennent en grande partie de l'eau d'infiltration suballuviale naturelle.

Les ouvrages de réalimentation des nappes sont installés dans des régions où les besoins en eau sont grands mais où il n'y a que des ressources en eau souterraine limitées. La possibilité de réalisation de tels ouvrages dépend de facteurs géologiques et hydrologiques et de la contamination des eaux de surface. Si l'eau de surface contient trop de sels dissous, elle n'est pas utilisable pour la réalimentation des nappes. L'exploitation des ressources en eau de surface et en eau souterraine est étroitement liée à la surveillance de l'environnement.

En raison de l'industrialisation intense de la Pologne, on y observe maintenant une pollution chimique appréciable des rivières et de certaines structures hydrogéologiques. L'utilisation de l'eau de surface pour l'amélioration de l'eau souterraine n'est possible que pour les rivières à gros débit ou les torrents de montagne.

En Pologne, peu d'ouvrages de réalimentation de nappes font appel à des bassins, tranchées, ou galeries d'infiltration.

Un exemple typique de réalimentation artificielle est le captage qui alimente depuis 1926 le service des eaux de Poznan. Il est formé de trois rangées de bassins d'infiltration dans la vallée de la Warta. Cette région est couverte de sable et de gravier pleistocène d'environ 15 m d'épaisseur reposant sur l'argile pliocène.

Ce captage est alimenté pour 92% par l'eau de rivière, 5% seulement par l'eau souterraine, et 3% par la pluie.

Cette eau souterraine artificielle est prise dans des puits reliés à trois siphons (Fig. 1). Le trajet de l'eau dans la couche filtrante est d'environ 75 m. Le débit dépend de la porosité des sédiments dans le bassin d'infiltration et dans l'aquifère. Le coefficient de filtration moyen des sédiments pleistocène est d'environ 2,5 m/h. La vitesse de filtration est de 0,1 m/h avec un gradient hydraulique $I = 0,01$ et une porosité effective $\mu = 0,25$. La perméabilité du fond des bassins d'infiltration varie avec la durée d'exploitation. Au début, après nettoyage du fond du bassin, la vitesse de filtration est réellement de 0,1 m/h mais elle diminue (Fig. 2) pendant la marche en raison du colmatage du fond par les sédiments (Fig. 5). Le degré de colmatage du fond dépend d'un côté de la composition minérale de l'eau de rivière, d'un autre côté de la biocénose du bassin d'infiltration. La détermination du degré de colmatage et de la fréquence de régénération du fond du bassin d'infiltration doivent être déterminés individuellement à chaque fois. Par exemple, la pisciculture dans le bassin d'infiltration réduit la quantité de sédiments et étend par conséquent la durée de la période de marché.^{2*}

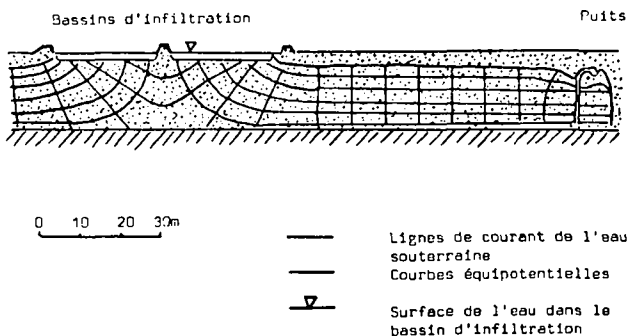


Fig. 1. Schéma des circulations hydrodynamiques du captage.

*Pour la bibliographie, voir le texte anglais, p. L19.

Tableau 1
Variation de la composition chimique de l'eau au cours de la réinfiltration.

Point de prise d'échantillon	Minéralisation de l'eau		Répartition des ions en % de mg/l									
			Anions					Cations				
	mg/l	mg/l	NO ₃ ⁻	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	HCO ₃ ⁻	CO ₃ ²⁻	Na ⁺	K ⁺	NH ₄ ⁺	Mg ²⁺	Ca ²⁺
Rivière	377	5,28	1,0	18,2	23,8	57,0	0	15,2	1,0	0,2	14,6	70,0
Bassin d'infiltration	256	3,94	0,2	23,6	32,9	28,0	15,3	23,8	1,3	0,8	15,9	59,0
Eau souterraine, 13 m de profondeur, à 5 m du bassin	396	5,43	0,1	17,2	28,4	54,3	0	19,5*		0,1	14,5	65,9
Eau souterraine, 13 m de profondeur, à 50 m du bassin	432	6,00	0,1	16,0	32,3	51,6	0	15,3*		0,2	14,8	69,7

* Na⁺ + K⁺ évalués par différence.

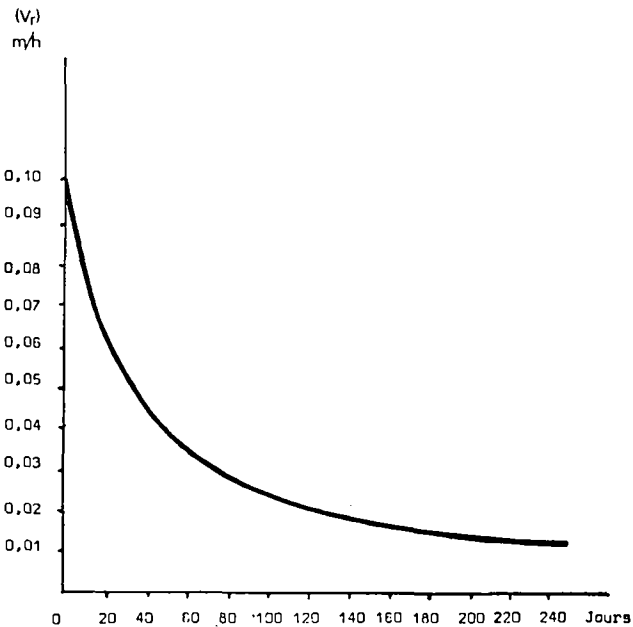


Fig. 2. Diminution de la vitesse d'infiltration effective lors de la marche du bassin d'infiltration.

Des collecteurs placés sous le bassin d'infiltration ont montré³ la pénétration de coliformes jusqu'à 0,75 à 1 m de profondeur. Le nombre de coliformes dans le bassin d'infiltration était de 100 à 1 000 par 100 ml d'eau (Fig. 3).

D'autres recherches ont montré la pénétration de microorganismes dans le sable. Des organismes vivants

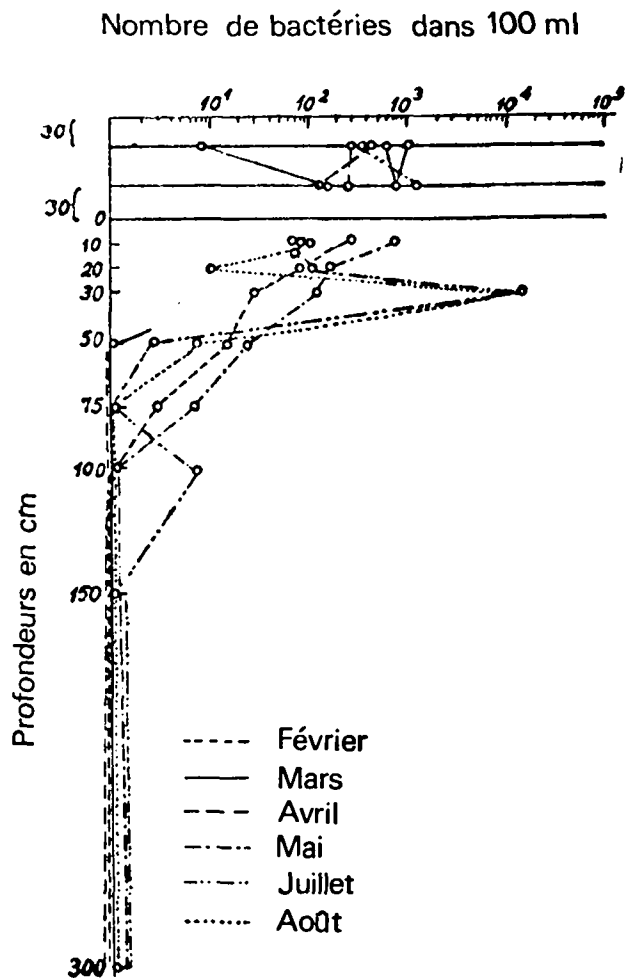


Fig. 3. Variation du nombre des coliformes sous le bassin d'infiltration d'après S. Spandowska.

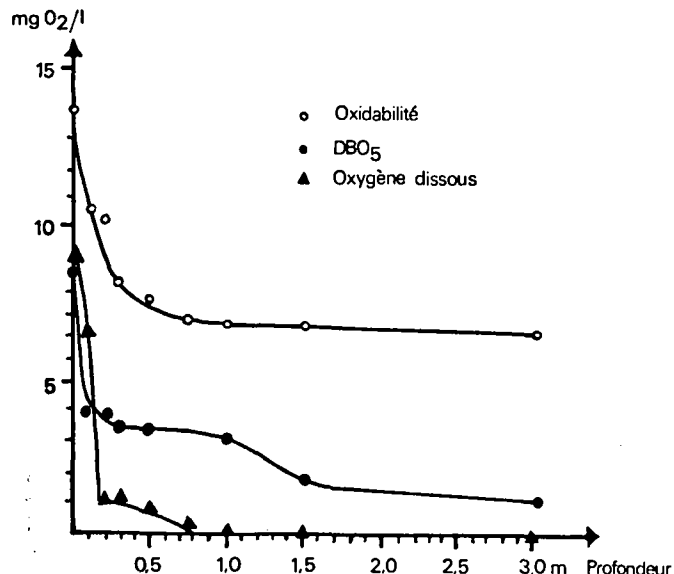


Fig. 4. Variation de la teneur en oxygène sous le bassin d'infiltration.

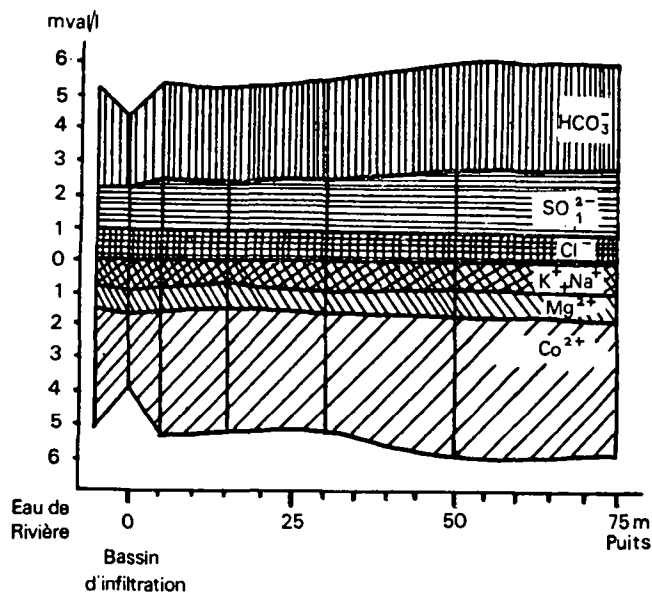


Fig. 5. Variation de la composition minérale de l'eau pendant d'infiltration.

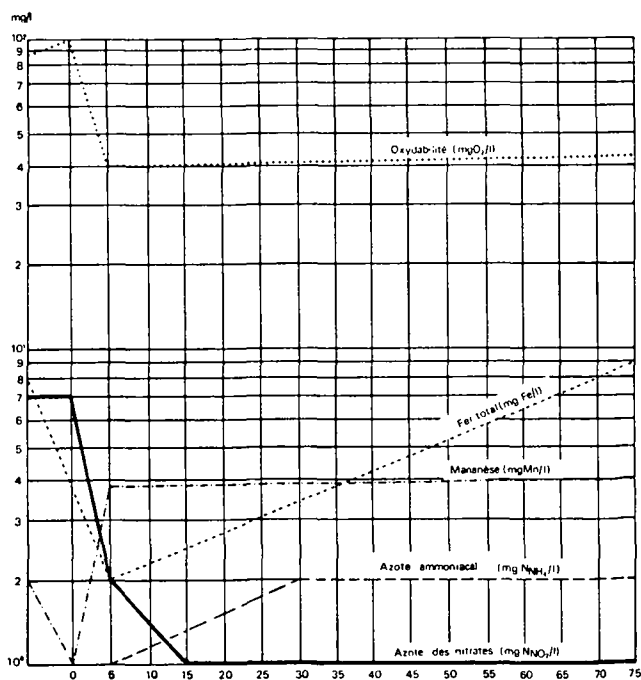


Fig. 6. Variation des indicateurs chimiques pendant l'infiltration.

tels qu'algues bleu-vertes, nématodes, infusoires, flagellées et rotifères pénètrent jusqu'à 0,8 m. Plus bas, jusqu'à 1,0 m, on a trouvé des coques de diatomées et des débris de végétaux.

La Fig. 4 montre les variations de la teneur en oxygène due aux processus de purification pendant la marche du bassin.

L'eau de rivière utilisée pour la réalimentation artificielle change de composition lorsqu'elle a été pompée dans le bassin d'infiltration et également pendant son trajet dans le sol. La Fig. 5 et le tableau 1 montrent les variations de la composition chimique de l'eau.

La teneur de l'eau en calcium et bicarbonates diminue dans l'eau du bassin. Ceci est dû à la biocénose du bassin. Le reste des sels reste inchangé, mais les sulfates augmentent légèrement.

La Fig. 6 montre la variation des autres indicateurs chimiques. On note une légère augmentation de l'oxy-

dabilité dans l'eau du bassin par rapport à l'eau de la rivière, puis une diminution dans l'aquifère jusqu'à 4 mg/l O₂.

Pour les composés azotés, une réduction se produit car on observe une diminution des nitrates et une augmentation de l'ammoniaque.

Il y a plus de fer et de manganèse dans l'eau souterraine infiltrée que dans l'eau du bassin. Le fer et le manganèse sont précipités avec les bicarbonates dans le bassin. Ils augmentent à nouveau dans le sol par réaction avec les composants minéraux des sédiments pleistocènes.

En Pologne, en dehors du développement des réalimentations artificielles dans les vallées, on étudie la possibilité de réalimenter les structures géologiques plus profondes, sur une échelle régionale. On compléterait ainsi les ressources en eau souterraines du synclinal crétacé.

De l'eau polluée de surface à l'eau souterraine fraîche pure: exemple de la nappe de Croissy

par

G. DEVILLERS

Directeur de la Laboratoire, Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage au Pecq

et

G. MASSOULIE

Ancien Directeur des Exploitations de la Banlieue Paris Ouest de la S.L.E.E.

Les objectifs et les moyens de la réalimentation artificielle des nappes souterraines peuvent être très divers. Les réalisations se sont multipliées au cours des dernières années, dans le monde entier. Chacune correspond à un ou plusieurs buts spécifiques et les moyens mis en oeuvre dépendent des conditions locales.

Les auteurs veulent décrire ici l'exemple de la nappe de Croissy en France, une des plus anciennes installations de réalimentation artificielle à grande échelle réalisée dans le monde. Ils indiqueront le but recherché, les circonstances locales, les moyens mis en oeuvre et les résultats obtenus, particulièrement du point de vue de la qualité de l'eau, en regard de la santé publique.

Bien que la France bénéficie, dans son ensemble, d'une bonne répartition des eaux naturelles et que la pluviosité y soit généralement modérée et régulière, en comparaison des régions du globe moins tempérées l'industrialisation moins bien répartie provoque de sérieux problèmes par suite de l'augmentation des besoins en eau et par le fait de la pollution des eaux superficielles.

Dans la région parisienne, à l'aval de Paris, la nappe de la craie fournit une bonne eau d'alimentation, bactériologiquement pure et bien protégée. Dans la boucle de Croissy, elle y est exploitée depuis un siècle et, pour faire face à la demande croissante en eau de la grande banlieue ouest où l'urbanisation est intense, le réservoir aquifère a été surexploité depuis une dizaine d'années; les autres ressources locales sont des eaux de surface: la Seine en un point de son cours où la pollution atteint son maximum.

Bien que la Ville de Paris poursuive depuis longtemps une politique d'assainissement, le programme prévu est loin d'être réalisé en totalité et les émissaires de Clichy et de St Denis déversent directement dans la Seine une proportion importante d'eau non traitée. De plus, malgré le programme de lutte contre la pollution entrepris par l'Agence de Bassin Seine-Normandie, de nombreux déversements d'eaux usées industrielles s'effectuent sans aucun traitement. La Seine, fleuve de plaine sans bassin versant montagneux, présente un débit relativement faible, de 2 000 m³/sec au maximum par forte crue, pouvant tomber en étiage à 50 m³/sec malgré l'existence de barrages réservoirs. Ce qui fait que, à l'aval de l'agglomération parisienne, l'eau de Seine arrive dans les plus mauvaises conditions à être constituée pour moitié d'eau d'égout.

C'est pourtant cette eau qui comporte de plus le défaut d'être, en hiver, à une température voisine de 5° et, en été, à une température de 25° qui est transformée par les installations de réalimentation artificielle de la nappe de Croissy en eau fraîche et pure avec une parfaite sécurité, grâce à une chaîne de traitement où le rôle de la nature, inestimable et irremplaçable, est complété par les techniques d'épuration des eaux les plus modernes.

Rappelons que la nappe de Croissy est un réservoir aquifère constitué par la partie supérieure de la craie sénonienne, dépouillée de recouvrements tertiaires. Recouverte seulement d'alluvions quaternaires de la Seine, la craie se trouve, dans cette zone, fissurée et fortement perméable. La nappe de Croissy est exploitée au moyen d'une trentaine de forages, isolés de la couche d'alluvions, et peut produire, en année favorable, plus de 40 millions de mètres cubes.

Cette disposition locale du site géologique se prête remarquablement à une réalimentation artificielle au moyen de bassins d'infiltration de grande surface, situés au milieu du champ captant, et qui sont soit d'anciennes sablières aménagées, soit des bassins creusés à cet effet dans les alluvions. Ils laissent au-dessus de la craie une couche de graviers destinés à constituer une efficace masse filtrante. La surface ainsi aménagée est de douze hectares et permet d'ajouter au réservoir aquifère de 8 à 20 millions de mètres cubes par an, suivant les besoins.

La nécessité d'un prétraitement de clarification efficace de l'eau de Seine injectée s'est imposée; les auteurs ne décriront pas en détail la chaîne de traitement réalisée qui est classique et correspond à une installation de traitement d'eau d'alimentation.

Toutefois, l'eau n'est pas stérilisée. Une chloration pourrait certes faciliter le traitement de clarification de l'eau brute et détruire au moins en partie les germes d'origine fécale. Mais d'une part cette élimination se fait naturellement en l'absence de stérilisation, d'autre part une chloration primaire aurait le grave inconvénient d'inhiber dans les bassins l'action épuratoire des bactéries diverses qui oxydent et minéralisent les multiples produits organiques présents dans l'eau de Seine.

Schématiquement, le parcours de l'eau est le suivant:

- (1) Prise d'eau en Seine avec dégrillage;
- (2) Microtamisage avec nettoyage automatique;
- (3) Traitement de coagulation dans des décanteurs à voile de boue (Pulsators) avec adjonction d'un réactif coagulant, d'un adjuvant de coagulation, et de charbon actif, à doses ajustées suivant la charge organique et colloïdale de l'eau;
- (4) Filtration rapide sur filtres à sable traditionnels;
- (5) Séjour dans les bassins d'infiltration où se produit une activité biologique intense, en particulier l'oxygène produit par la photosynthèse d'un plancton important a un rôle épurateur efficace. Toutefois, la biomasse est contrôlée afin d'éviter un colmatage de la masse filtrante et afin d'éviter toute possibilité d'eutrophisation brutale en automne;
- (6) Reprise par les forages dans le réservoir aquifère.

Cette chaîne de traitement contrôle remarquablement la pollution chronique de la Seine qui est prévue, connue, mesurée. Mais il faut compter également avec les pollutions accidentelles, menace permanente pour toute eau de surface pouvant provenir de fausses manœuvres ou erreurs dans une usine, d'avaries au cours du transport de matières dangereuses.

Fort heureusement, il existe à Croissy une possibilité de stockage importante, c'est-à-dire un effet de réservoir du gîte aquifère: cet effet est évalué à 5 millions de mètres cubes, d'où une possibilité d'interrompre la réalimentation artificielle pendant plusieurs semaines en cas de pollution extrême de la Seine (périodes d'étiage) ou en cas de pollution accidentelle massive, circonstances pouvant rendre l'eau impossible à traiter pour des raisons économiques ou en raison de la sauvegarde de la santé publique. Notons toutefois que l'emploi du charbon actif dans la chaîne de traitement constitue une barrière de sécurité particulièrement efficace, souple et polyvalente.

L'installation de réalimentation artificielle de la nappe de Croissy permet donc de résoudre le problème quantitatif provoqué par la surexploitation du gîte aquifère avec souplesse et sécurité. Il s'agit aussi de savoir quelle est l'influence de l'opération sur la qualité physico-chimique et bactériologique de l'eau de la nappe de la craie. C'est cette étude qui a fait l'objet de soins et de surveillance minutieuse et dont les auteurs présentent les résultats.

Cette étude a été effectuée en tenant compte des diverses alimentations de la nappe de Croissy qui sont:

- (1) Alimentation par les coteaux bordant la boucle de la Seine, donc dépendante principalement de la pluviosité.
- (2) Ecoulement sous-fluvial de la Seine.
- (3) Réalimentation artificielle par les bassins d'infiltration existants.

Cette étude se limite à l'examen de trois forages suffisamment différenciés pour correspondre à ces trois origines d'alimentation de la nappe:—

Le forage F XII, éloigné de la Seine et des bassins d'infiltration, ne reçoit pratiquement que l'eau des coteaux.

Le forage F 9, près de la Seine et à l'amont de l'écoulement souterrain, ne reçoit pas d'eau de réalimentation et est fortement influencé par l'écoulement sous-fluvial.

Le forage F VIII, situé à proximité des bassins d'infiltration, reçoit principalement de l'eau d'infiltration artificielle.

Les graphiques ci-dessous expriment, pour les trois forages témoins retenus ainsi que pour l'eau de Seine brute, l'eau filtrée et l'eau des bassins d'infiltration, les valeurs maximales et minimales observées durant l'année 1971 des principaux paramètres, représentatifs de la qualité de l'eau suivant les normes réglementaires et traditionnelles de qualité des eaux d'alimentation.

Les auteurs ont donc limité leur choix aux facteurs de qualité les plus représentatifs:—

- Graphique (1): Teneur en *Escherichia Coli*.
,, (2): Oxydabilité au permanganate (demande chimique en oxygène).
,, (3): Teneur en ammoniacque.
,, (4): Teneur en détergents anioniques.
,, (5): Température.
,, (6): Titre alcalimétrique complet.

Les qualités organoleptiques: odeur, saveur ont, en outre, été estimées comparativement.

L'eau originare des coteaux (forage XII) présente les caractéristiques suivantes: eau fortement minéralisée, bicarbonatée et sulfatée calcique, pratiquement exempte de matières organiques et substances réductrices, normalement oxygénée, sans saveur ni odeur décelable, exempte de fer et d'ammoniacque. Il n'y a bien entendu ni substances détergentes, ni bactéries d'origine fécale.

L'eau influencée par l'écoulement sous-fluvial (F 9) est fortement minéralisée (bicarbonatée calcique), carencée en oxygène dissous, donc riche en substances réduites: sels ferreux et ammoniacque; elle présente une saveur et une odeur importante à base d'hydrocarbures et d'hydrogène sulfuré. La teneur en détergents anioniques est de l'ordre de grandeur de la teneur de l'eau de Seine; cependant on n'y trouve aucune bactérie d'origine fécale.

En l'absence de réalimentation artificielle, les autres forages présentent des caractéristiques intermédiaires et variées; l'ensemble de l'eau de la nappe de Croissy nécessite, par ce fait, un traitement de déferrisation-nitrification mis au point il y a une quinzaine d'années (traitement original d'oxydation biologique de l'ammoniacque) complété par un traitement d'ozonation.

Voyons quelles transformations apporte l'injection dans le gîte aquifère d'eau de Seine traitée.

L'eau de Seine clarifiée et ayant subi un "storage" dans les bassins d'infiltration est une eau moyennement minéralisée bicarbonatée et faiblement sulfatée calcique. Le TAC est diminué par le traitement de coagulation qui réduit au moins de moitié l'oxydabilité au permanganate et la teneur en détergents anioniques. La turbidité obtenue est comparable à celle d'une eau d'alimentation.

Le "storage" peut abaisser la dureté totale de plusieurs degrés en cas d'ensoleillement intense, par suite de réactions de photosynthèse au cours desquelles le bicarbonate de calcium est décomposé; l'oxygénation est intense, grâce à ce processus, et peut dépasser largement la saturation; une nitrification se produit et la teneur en bactéries d'origine fécale est réduite dans une grande proportion; ces divers effets sont évidemment ralentis en hiver.

Au fond des bassins d'infiltration, une membrane biologique est le siège d'une activité épuratrice intense. L'oxygène de l'eau dont la teneur dépasse généralement la saturation est utilisé par les bactéries pour la destruction des produits organiques, en solution. C'est ainsi que les détergents anioniques, pourtant réputés non biodégradables, disparaissent et n'arrivent qu'en quantités minimes aux forages.

L'injection de l'eau de réalimentation dans le gîte aquifère se traduit immédiatement par le passage d'un milieu anaérobie à un milieu aérobie, donc par la disparition du fer, de l'ammoniacque ainsi que des odeurs et des saveurs d'hydrocarbures et d'hydrogène sulfuré. La minéralisation globale est abaissée sensiblement par rapport à l'eau de la nappe primitive. L'effet de régulation thermique se traduit par un amortissement des variations de la température de la Seine; cet effet est limité dans le cas du forage VIII étudié, mais il est plus spectaculaire avec les forages plus éloignés des bassins d'infiltration.

L'absence de bactéries pathogènes ou d'origine fécale est constante, mais cette constatation est le fait de tous les forages de la craie; il a été vérifié néanmoins que la réalimentation artificielle pratiquée volontairement avec une eau n'ayant subi aucun traitement bactéricide n'apporte aucune contamination de la nappe. Des recherches de bactériophages se sont également révélées négatives montrant ainsi l'absence de toute possibilité de contamination. La recherche de virus effectuée par le Laboratoire d'Hygiène de la Ville de Paris a été également négative.

CONCLUSION

Le dispositif de réalimentation artificielle de la nappe de Croissy apporte donc la preuve:—

(1) Qu'il est possible de restituer à un réservoir aquifère surexploité toute sa possibilité d'exploitation primitive, permettant de faire face à une demande en progression constante et de revaloriser les installations de pompage et de refoulement existantes.

(2) Qu'il est possible de transformer une eau dangereusement polluée chimiquement et bactériologiquement, en une eau ayant les qualités des eaux souterraines et exempte des défauts des eaux de surface. Le dispositif actuel, réunissant une installation de traitement physico-chimique, un traitement biologique par "storage", et le pouvoir épurateur du sol par les vertus de notre bonne vieille nature, permet de neutraliser efficacement la

pollution chronique de la Seine en ne gardant que ses qualités: son débit et sa minéralisation moyenne.

Mais l'avantage qui paraîtra peut-être le plus intéressant et le plus valable, à une époque où précisément l'on prend conscience du fait que la pollution de notre environnement menace actuellement notre santé et à plus longue échéance le sort même de l'humanité, c'est la possibilité d'éliminer radicalement le risque lié à la pollution accidentelle.

L'activité industrielle fait peser sur nos eaux superficielles le risque permanent de pollution par accident: les transports de produits chimiques par wagons, péniches, camions citernes, par canalisations vont croissant. Quelles que soient les précautions prises, il y aura des collisions, des déraillements, des incendies, des ruptures de canalisations qui répandront dans la nature

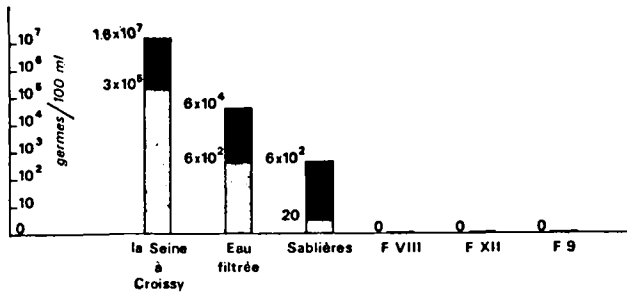


Fig. 1. Dénombrement de E. Coli: maximum et minimum en 1971.

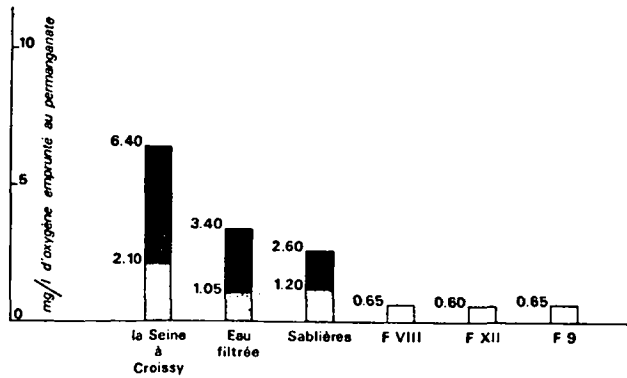


Fig. 2. Oxydabilité au permanganate: maximum et minimum en 1971.

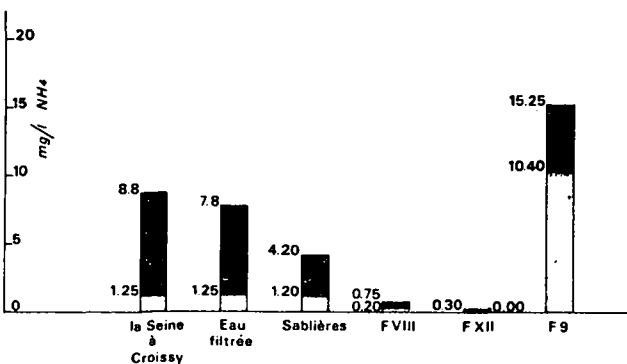


Fig. 3. Teneur en ammoniaque: maximum et minimum en 1971.

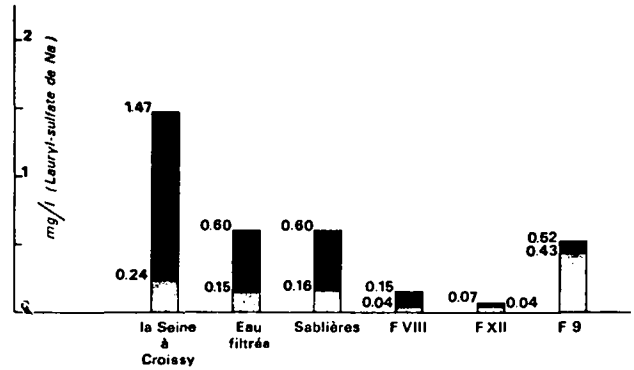


Fig. 4. Teneur en détergents anioniques: maximum et minimum en 1971.

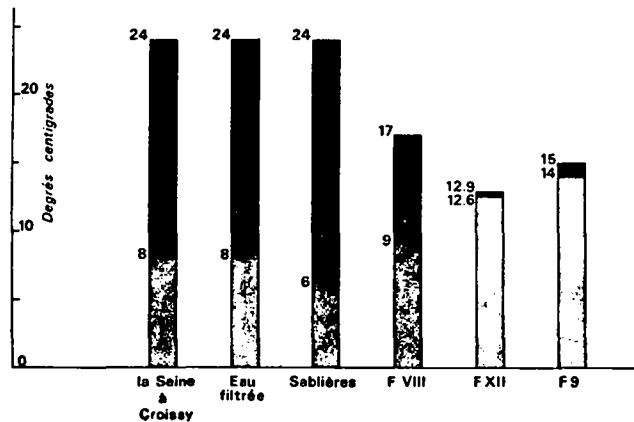


Fig. 5. Températures: maximum et minimum en 1971.

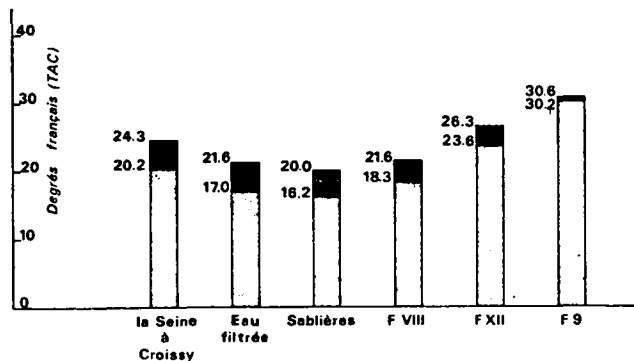


Fig. 6. Titre alcalimétrique complet: maximum et minimum en 1971.

des produits généralement dangereux, parfois mortels; or, tout finit par arriver à la rivière. Les usines de production d'eau potable fonctionnant "au fil de l'eau" sont directement menacées. Le moindre mal sera le cas où la pollution sera annoncée ou détectée; il suffira d'*interrompre la distribution d'eau potable!*

On frémit encore à la pensée que la Hollande faillit être totalement privée d'eau potable par suite de la pollution du Rhin par un déversement clandestin d'endosulfan. La pollution peut aussi échapper à nos appareils et à nos analyses avant la distribution. Il n'existe malheureusement aucun appareil, malgré les affirmations de quelques constructeurs, capable de mesurer et détecter automatiquement toute forme de pollution.

Ainsi, dans le cas où une pollution accidentelle ne serait pas décelée à temps, une unité de production directe d'eau potable à partir d'eau de surface enverrait à la consommation une eau dangereuse pour la santé

publique. Rien de tel à craindre pour une réalimentation artificielle car, si par erreur une telle eau était dirigée vers les bassins d'infiltration, l'énorme dilution du produit suspect dans les bassins eux-mêmes et dans le réservoir souterrain diminuerait considérablement sa nocivité et donnerait tout le temps nécessaire à l'intervention de correction utile.

Pour une pollution radioactive, dont l'hypothèse n'est malheureusement pas à écarter, une sécurité considérable serait en outre apportée par le pouvoir d'absorption et de rétention du sol qui permettrait une atténuation décisive de la radioactivité.

Quand toutes les eaux souterraines seront exploitées, elles le sont d'ailleurs déjà dans certaines régions (région parisienne et nord de la France), on peut prévoir que la réalimentation artificielle, lorsque la disposition du gîte aquifère le permettra, constituera une solution de choix pour assurer la sécurité des points de vue quantitatif et qualitatif dans le respect de la santé publique.

Artificial Recharge in the Federal Republic of Germany

by

Dr. W. H. FRANK

Director, Dortmund Municipal Waterworks, Federal Republic of Germany

Of the total water-output from the public waterworks in the author's country, which amounts to 3.7×10^9 m³ per annum, some 432 million m³, i.e. 12% are drawn from artificially recharged ground-water, which is infiltrated to the extent of 95% over basins and long ditches.

The infiltration basins are filled with a layer of sand 50–70 cm thick, in so far as the aquifer is not sand itself. Thus in each case a slow sand filtration takes place before the surface water is allowed to seep into the underground. The slow sand filter functions both as the infiltration area and as the purification stage.

Some of the slow sand filters in Germany which are not followed by subsequent underground flow through aquifers, and which deliver treated water directly into the distribution systems, have been taken out of service in the last few years. In such cases, nowadays, chemical and physical treatment in several stages has been preferred to the biological working of slow sand filters. In combination with artificial recharge, slow sand filtration will remain as a chosen method.

In the coming decades a noticeable increase in artificially recharged water is to be expected. One assumes that in the year 2000 about 2.5×10^9 m³ of drinking water, i.e. 38% of the demand, will be won in this way. Several larger projects are under consideration, for example in the upper Rhine Valley.

For the expansion of artificial recharge the following five points are decisive.

1. The pore-space of the aquifer permits shorter or longer retention times, depending on the current geological conditions. In this way short-term fluctuations of the demand, or variations of the water availability over larger periods, can be compensated. Hence, the water withdrawal from the rivers at low water can be diminished, which, in view of the increasing pollution, is of importance for the quality of the surface water as well as for that of the treated drinking water.

2. Artificial recharging offers the possibility of using existing ground-water catchment plants in spite of receding natural ground-water storage or of increasing demand.

3. Artificial recharge permits the simultaneous use of the usually better ground-water, originating from rain, in the same catchment and in the same water-treatment installations.

4. In many waterworks the simultaneous use of bank filtration and slow sand filtration has proved itself, by comparison with other treatment methods involving the use of chemicals and energy. One should not expect the overall purification efficiency to be achieved in one step with slow sand filtration, when, by using physico-chemical principles, more steps in the purification processes are normally involved.

5. The advantages of underground transmission are highly valued. They are as follows: longer retention times from the point of view of hydrolysis; longer

warning-times in cases of sudden pollutions; and the use of the large adsorption capacity of the ground, which affects its capacity to deal not so much with continuous, but rather with prolongations of sudden pollution; and with the intensification of biological decomposition. This last point is of special interest in view of increasing concentrations of more resistant organic substances from sewage plant run-off and other sources of origin.

In this context it should be mentioned that in Germany, many waterworks in which artificial recharge is practised, have relatively short times of underground transmission of water, varying from several days to as little as 12 hours in some cases.

For the running of artificial recharge over slow sand filters the following topical problems may be cited:

(i) There is a great difficulty in forecasting the effect of newly developed substances, which are released into the environment, on slow sand filtration and on the underground transmission of water. Some research work is under way in several institutes—for example, on the elimination of pesticides and heavy metals in the various water-treatment processes, but much more work needs to be done.

(ii) Many of those waterworks for which the underground transmission of water is relatively short can maintain aerobic conditions in the ground. If further pollution of the river water occurs, one will have to be aware of the difficulties in maintaining a high enough drinking-water quality, subsequent to oxygen depletion in the ground-water; for example, it will be necessary to install plants for iron and manganese removal.

(iii) In some cases problems can arise from the need for space for installing the infiltration works, and from difficulties in changing the existing uses of the land to conform with the aims of the protection laws for the area.

(iv) As the removal of the clogged upper sand-layer has to be carried out by hand—in spite of some promising experiments in mechanization under way (for example, in Berlin frequent cleaning has become a serious financial problem, in view of the rising labour costs.

To bring about an improvement in this situation, methods for the initial control and treatment of the gathered ground-water are being utilized. In the stages of treatment of the surface water before infiltration, methods such as sedimentation, rapid filtration, biological coarse-gravel filtration, oxidation, and sometimes flocculation are employed. The ground-water may, if necessary, undergo de-acidification, removal of iron and manganese, treatment with activated carbon, or ozonization, among other processes.

For nearly all waterworks with infiltration basins, the mass development of algae has become a serious problem. The resulting disturbances are early clogging of the filters, difficulties in cleaning, occasional anaerobic conditions in the filtrate, and taste and odour problems in the drinking water. Corrective means, some of which have been used only under experimental conditions, are mainly as follows:

Elimination of the nutrient components from surface water is under way in experimental stages in Hanover. Intermittent feeding of the infiltration basins in 24- or

48-hour cycles has been practised over many years in Dortmund. The dosage of potassium permanganate in the range of 1 mg/l is used by Gelsenwasser with considerable success. Other algicidal agents are not applied in infiltration basins, such as chlorine, copper sulphate, and organic algicides.

It may be expected that, with increased involvement with the problems concerned with artificial recharge over slow filters, most of the disadvantages of the treatment process can be overcome.



Report on Artificial Replenishment of Ground-water in Israel

by

Y. HARPAZ

Tahal Consulting Engineers, Tel Aviv, Israel

SCOPE

As Israel approaches the full utilization of all its natural water resources, unconventional sources of supply are beginning to be developed, and management tools gain importance and priority in the process of national water-planning. Hydrologists estimate that the exploitation of ground-water, which comprises the largest water resource of the country, has already exceeded natural replenishment; and even one-time reserves are continuously being depleted. Artificial ground-water recharge has thus become an important means of augmenting total yields and a tool for management of water-supply systems.

Recharge projects in Israel serve several purposes. Among these are: (a) storage of excess water outputs in the ground-water reservoirs for use during dry periods and during seasons of high demand; (b) reduction of ground-water overdraft and replenishment of depleted aquifers in order to avoid quality deterioration and further water-table decline; (c) formation of pressure barriers to prevent sea-water intrusion; (d) improving the quality of water supplied to the consumer by means of underground mixing of local ground-water with imported recharge-water; and (e) purification and reclamation of sewage effluent. The more effective projects serve more than one of these purposes.

Two methods of recharge have been employed, namely: (a) spreading water over the surfaces of open basins and pits from which it percolates directly downwards to rather shallow aquifers, and (b) injection of water into boreholes, some of which are constructed especially for recharge, the others being regular production wells.

Well-recharge is now the most widely practised method in Israel. Environmental conditions, local hydrogeology, and the specific features of the extensive Israeli water systems are some of the reasons for this preference. In many cases the aquifers are confined or inaccessible to surface infiltration, as they are situated under built-up or cultivated areas. On the other hand, there are hundreds of deep wells in the exploited aquifers already connected to branches of the national system, so that water from various sources can be recharged through these wells during the off-season. Moreover, manipulation with water of various qualities is made easy by the combined well and pipeline network.

EXTENT OF ACTIVITIES

Artificial replenishment of ground-water was commenced in Israel as early as 1955, but only since 1963 has it been done on a large scale. From 1966-67 onwards the quantities recharged exceeded 100 million cubic metres (MCM) per annum, and the maximum reached was 132 MCM in 1967-68, the bulk of which infiltrated through wells, as shown in Table 1.

TABLE 1
Ground-water Recharge in 1967-68

Recharged aquifer	Well recharge		Basin recharge		Total recharge, MCM
	No. of wells	Quantity, MCM	Type of basins	Quantity, MCM	
Coastal aquifer (sandstone)	115	68	Spreading, excavated pits	26	94
Judean mountains (limestone)	19	35	Reservoirs	2	37
Yavneel Valley (basalt)	1	1			1
	135	104		28	132

Since 1967-68, the quantity recharged annually has amounted to nearly 10% of the country's exploitable water resources.

Sources and Quality of Recharging Water

The water for recharge is derived from various sources. In some cases, flash floods in intermittent streams are impounded or diverted to settling basins and then conveyed to infiltration basins which are situated in sandy soils. In the limestone mountains, infiltration is achieved through beds of reservoirs situated behind dams. The recharging stream-water is always of higher turbidity (up to 200 p.p.m. of suspended solids) and of lower salinity than the ground-water.

Recharge wells take in imported ground-water supplies, as well as surface water originating from Lake Kinneret, after pretreatment by small retention reservoirs and by chlorination. The recharge water is of drinking quality, but its chemical composition is different from the ground-water present in the local aquifers.

Under the Dan Sewage Reclamation Project part of the sewage effluent of greater Tel Aviv is now conveyed to oxidation ponds in a dune area for percolation later in spreading basins. Chemical treatment will be applied to lower the nitrate concentration of the recharging liquid. This water will be pumped diluted for general use. Some polluted stream flows are also injected into a deep limestone well, after passing a small retention reservoir.

Performance and Capacity of Recharge Facilities

Infiltration Basins.—Two projects, Shiqma and Menashe, applying flood water on sand dunes, have been in operation for several years and have recharged annu-

ally up to 7.8 and 20 MCM respectively per season. Infiltration rates decline from around 100 cm per day at the beginning of a recharge season to 15–7 cm per day at the end. Reconditioning of the infiltration basins involves drying-out periods and occasional ploughing of the top-soil.

Other basins and large pits in sand and sandstone formations were utilized for recharging lake and mixed water from the national water system. These generally had higher infiltration rates and milder declines (from initial rates of 110–300 cm per day to 30–180 cm per day at the end of the recharge season). In some places, in addition to the seasonal drying, some scraping was required to prevent further clogging and to maintain workable recharge capacity.

Infiltration through the limestone beds of two small reservoirs on ephemeral streams amounts to 25 and 43 cm per day, immediately after flooding, and to just a few centimetres per day when water levels are low.

During the first year of partial operation of the Dan Sewage Reclamation Project, approximately 10 MCM of effluents infiltrated underground. It is too early yet to evaluate the performance of this important project.

Recharge Wells.—Over 150 wells—drilled in sands, limestones, and basalt—have been used for recharge operations since the early 1960s. About 30% are injection wells only, while the others are ordinary production wells.

The average quantity of water admitted by an operational sandstone well is more than 0.5 MCM per winter season of 4–5 months. The injection rates range from 100 to 600 m³ per hour. As a result of severe clogging, specific injection-rates (i.e. injection rate per metre rise of water level in the borehole) decrease after a season by 20% to 80%, depending on the properties of the well and the formation.

Redevelopment and long pumping appear to be the best measures to recover wells from continuous clogging. Thus many of the wells designated for recharge have been

operated as dual-purpose wells; they serve for injection in the winter, when water is available for recharge, and pump for supply in the summer, the season of high demand.

Limestone wells have much larger recharge capacities. The average recharge volume was 1.5 MCM per well per season; a few wells admitted as much as 8 MCM per well per season, with injection rates of over 2000 m³ per hour; clogging was hardly noticeable. Several basalt wells were also used for recharge purposes.

EFFECTS AND BENEFITS

Since its initiation, the large-scale artificial replenishment programme has already gone a long way towards meeting the purposes for which it was established.

After six years of replenishment in the southern coastal plains of Israel, the annual overdraft has been reduced by 50 — 100 MCM. This, together with some restrictions imposed on pumping, has led to a considerable reduction in the continuous water-table decline of the past.

By means of a recharge-barrier along the coast of Tel Aviv, the deep inland intrusion of sea water has been checked, and further contamination of city wells has been prevented.

By recharging the large limestone aquifer of Central Israel, seasonal and long-term storage has started to build up in accordance with the national programme for construction of regulative storage reservoirs.

During the years of increased salinity in Lake Kinneret, upgrading of water quality was achieved by exchange and underground mixing of imported recharge water with indigenous ground-water. The reclamation process of Tel Aviv sewage is already under way in the Dan Recharge fields.

In conclusion it can be said that artificial replenishment has proved to be feasible, both technically and economically, and has become a vital tool in the management of water-supply systems in Israel.

Investigations into Artificial Augmentation of Underground Water Supplies in Poland

by

Dr. habil. TADEUSZ BŁASZYK and mgr. inż. ANDRZEJ PAWUŁA

Research Institute of Municipal Economy, Poznań, Poland

Most of the municipal water intakes in Poland are supplied with infiltration water. Water intakes are situated mainly in river valleys and, to a great extent, they use suballuvial natural infiltration.

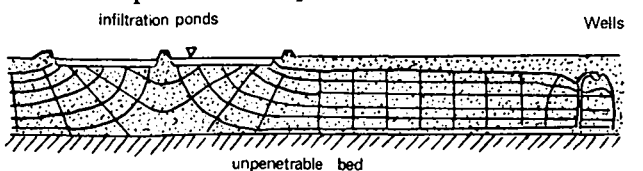
Artificial ground-water intakes are installed in regions where there is great water demand, coupled with limited ground-water resources. The practicability of constructing an intake of this type depends upon geological and hydrogeological factors, as well as on freedom from contamination of surface water. If, by any chance, the surface water should contain too much dissolved chemical compounds, it is unsuitable for the augmentation of artificial ground-water. The exploitation of surface and ground-water resources is closely connected with environmental control.

Owing to the intensive industrialization of the authors' country, appreciable chemical pollution of rivers, and of some hydrogeological formations, may now be observed. The utilization of surface water for artificial ground-water development is only possible in the case of large rivers, or with pure mountain streams. In Poland there are a few artificial ground-water intakes dependent upon ponds, trenches, or gallery infiltration systems.

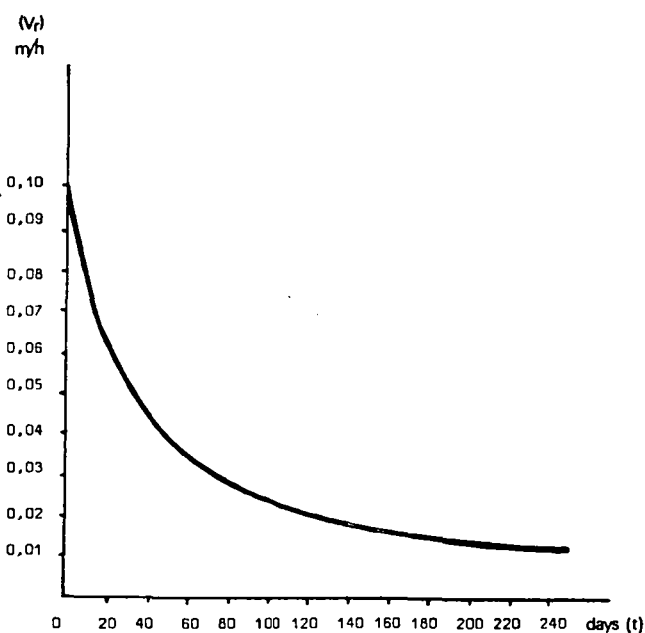
A typical example of an artificial ground-water inlet is the Poznań municipal water intake, dating from 1926. It consists of three lines of infiltration ponds located in the valley of the river Warta. This area, in general, is covered with a layer of sandy-gravel pleistocenic sediments, about 15 m thick. These sandy-gravel sediments are underlain by pleocenic clay.

In acting as a supply system for this water intake, a major portion was derived from water from a stream—about 92%; only 5% came from natural ground-water, and 3% from rainfall.

The exploitation of supplies by means of artificial underground water is achieved by vertical wells connected to three syphons. Fig. 1 shows a hydrodynamical diagram of water-flow lines from the infiltration pond to the wells. The route taken by the underground filtration water is about 75 m long. Supply conditions depend upon the porosity of sediments under the infiltration pond as well as upon those in aquifer.



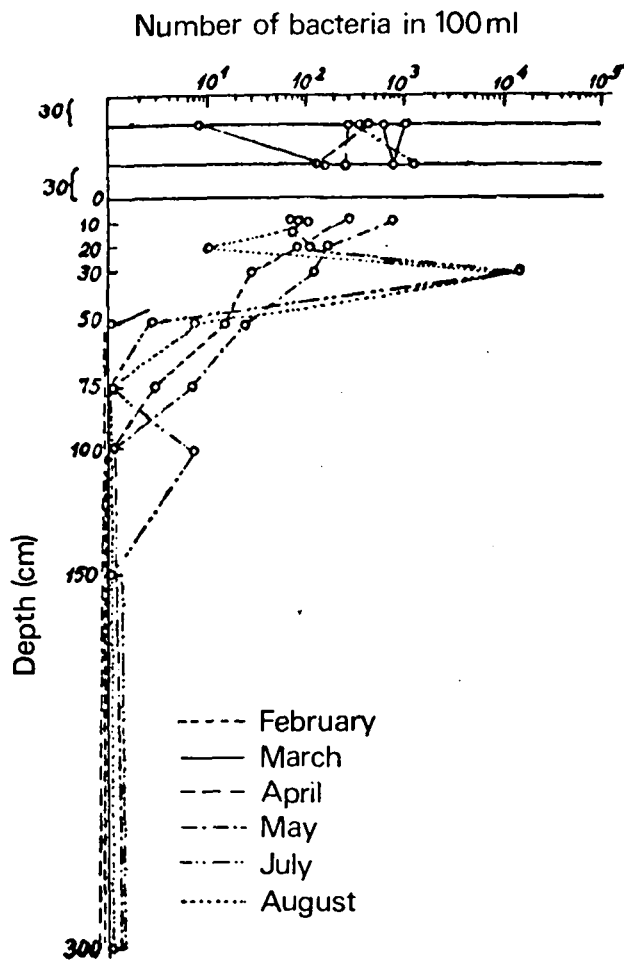
— underground water's current lines
 — equipotential lines
 ▽ water surface line at infiltration pond
 (Fig. 1)



(Fig. 2)

The mean filtration rate of pleistocenic sediments is about 2.5 m/hour. Filtration velocity is 0.1 m/hour with a hydraulic gradient $I = 0.01$ and effective porosity $\mu = 0.25$. The permeability at the bottom of the infiltration pond will vary with the duration of the exploitation. Initially, after cleaning the bottom of the pond, the filtration velocity is actually 0.1 m/hour, but it decreases, as shown in Fig. 2, due to the deposition of sediments on the bottom, during the period of exploitation (Fig. 5). The amount deposited on the bottom depends, on one hand, upon the mineral composition of the water in the stream, and, on the other, upon the biocoenosis of the infiltration pond. The assessment of the degree of sediment deposition, and of the period of return to normal at the bottom of the infiltration pond, will require to be worked out afresh for each individual case. For example, fish-culture in an infiltration pond will reduce the quantity of sediments, and thereby extend the period of usefulness of the pond (Jaskowski, 1969)².

At an observation point for taking readings under an infiltration pond (Spandowska 1969)³, the penetration of Coli type organisms was noted at depths of from 0.75 m to 1.5 m. The numbers of this type of bacteria in the infiltration pond varied between 100 and 1000 cells E. Coli per 100 ml of water (Fig. 3). Investigations have also been carried out on the penetration (Jaskowski 1969), of other micro-organisms from the infiltration pond through to a sand layer. Living micro-organisms, such as blue-green algae, nematodes, infusoria, flagellata, and rotifera have penetrated up to 0.8 m. Penetrations to



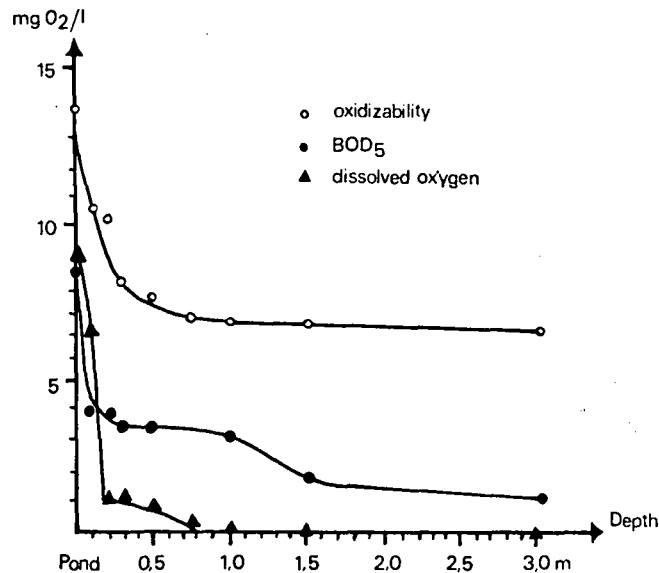
(Fig. 3)

greater depths, up to 1.0 m, have been noted in the case of diatom shells, and of vegetation detritus also.

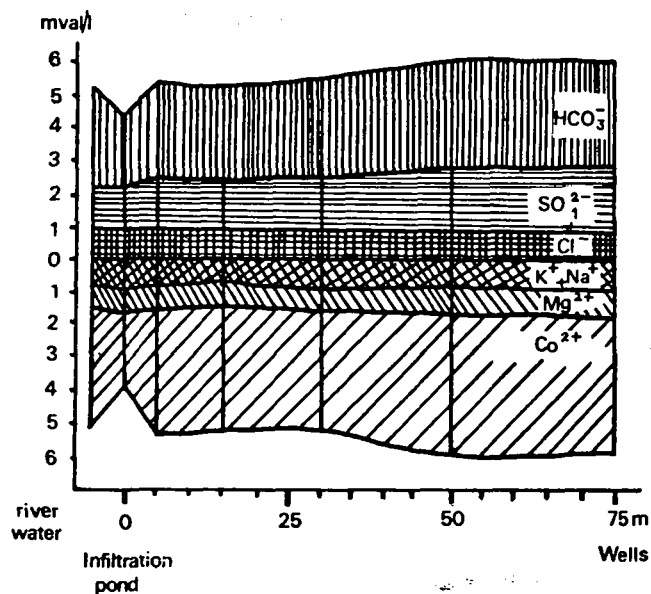
Fig. 4 shows the variability of oxygen conditions attendant upon the water purification process during infiltration from the bottom of a pond.

Water from streams employed for the artificial augmentation of ground-water will bring about changes in composition immediately after being pumped to the infiltration ponds, as well as changes in its passage underground.

The general character of the variations in the chemical composition of water is shown in Table 1 and Fig. 5.



(Fig. 4)



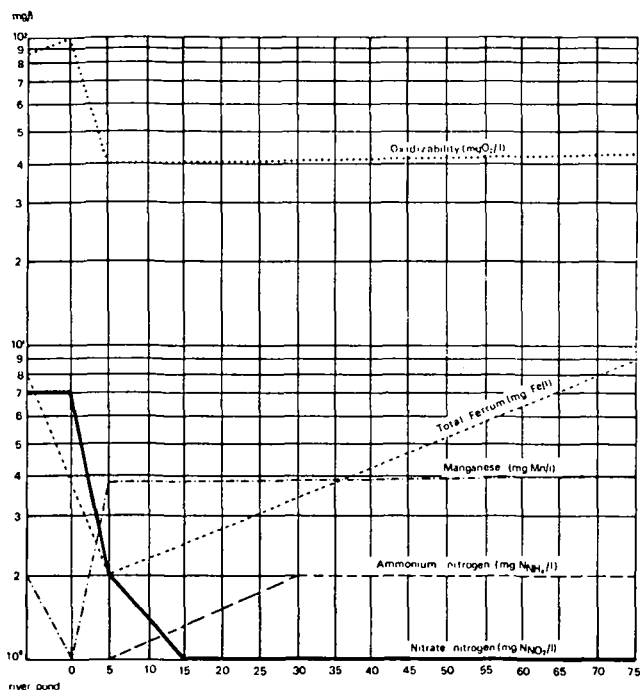
(Fig. 5)

TABLE 1

Variation of chemical composition of water during flow underground from stream, pond, or well.

Sampling point	Mineralization of water		Participation of ions/% mval/l									
			Anions					Cations				
	mg/l	mval/l	NO ₃ ⁻	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	HCO ₃ ⁻	CO ₃ ²⁻	Na ⁺	K ⁺	NH ₄ ⁺	Mg ²⁺	Ca ²⁺
Stream	377	5.28	1.0	18.2	23.8	57.0	0	15.2	1.0	0.2	14.6	70.0
Infiltration pond	256	3.94	0.2	23.6	32.9	28.0	15.3	23.8	1.3	0.8	15.9	59.0
Underground water at depth of 13 m and distant 5 m from pond	396	5.43	0.1	17.2	28.4	54.3	0	19.5*		0.1	14.5	65.9
Underground water at depth of 13 m, and distant 50 m from pond	432	6.00	0.1	16.0	32.3	51.6	0	15.3*		0.2	14.8	69.7

* (Na⁺ + K⁺) evaluated from difference.



(Fig. 6)

In regard to ionic macro-compounds, a decrease in quantity of calcium and bicarbonates was observed in water pumped from streams to the infiltration ponds. This decrease is connected with the biocoenosis of the pond, as has been mentioned earlier. The rest of the ionic compounds remain unchanged in quantity, but sulphates increase slightly.

Variations in the other chemical indicators are shown in Fig. 6. A small increase was observed in the oxidizability of pond water, in comparison with the water from streams, followed by a decrease during transit through the aquifer, to a value of 4 mg O₂/l. A conversion process was also observed to be taking place in regard to the nitrogen compounds, amounting to a reduction, which was indicated by a simultaneous decrease of nitrates and an increase in ammonia ions.

The iron and manganese contents of artificial ground-water were higher than in the infiltration pond. Iron, equally as well as manganese, was precipitated simultaneously with bicarbonates, at the infiltration pond; they increased again in underground water; and this may be explained by the initiation of chemical processes in the mineral compounds from pleistocene sediments.

In Poland, besides the promotion of artificial ground-water improvement schemes in valleys, an idea has been worked out for replenishment of water resources in the deeper geological formations, on a regional scale. This concept is based on developing completely the partly exploited ground-water resources synclines in the chalk.

BIBLIOGRAPHY

1. Blaszyk, T., and Pawula, A. 1971. Rules of underground water intake control (research project), Research Institute of Municipal Economy, Poznań.
2. Jaskowski, J. 1969. The influence of biocoenosis on effectiveness of infiltration ponds, shown by an example from Poznań water intake (research project), Research Institute of Municipal Economy, Poznań.
3. Spandowska, S. 1969. Bacteria penetration in underground water, shown by an example from Poznań water intake (research project), Research Institute of Municipal Economy, Poznań.

From Polluted Surface Water to Pure, Fresh Underground Water: the case of the Croissy Aquifer

by

G. DEVILLERS

Director of the Laboratory, Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage au Pecq

and

G. MASSOULIE

Former Director of Development, Paris Ouest District of the S.L.E.E.

The reasons for the artificial replenishment of underground aquifers and the methods used may vary greatly. The number of schemes of this type has increased rapidly in recent years all over the world. Each has one or more specific aims and the methods used depend on local conditions.

Here the authors describe the case of the Croissy aquifer in France, one of the oldest large-scale artificial replenishment installations in the world. They will indicate the purpose, the local circumstances, the methods used and the results obtained, particularly as regards the quality of the water from the public health aspect.

Although in general the distribution of natural water resources is good in France and the rainfall is normally moderate and regular compared to less temperate regions of the world, the less favourable distribution of industry causes serious problems by increasing the demand for water and by increasing the polluting surface water.

In the region downstream from Paris, the chalk stratum supplies good drinking water that is bacteriologically pure and well protected. In the Croissy loop it has been used for the past century, and in order to meet the growing demand for water from the densely populated western suburbs the water reserves have been over-exploited for some ten years. The other local resources are surface waters: the Seine at a point in its course where pollution is at a maximum.

Although the City of Paris has long been practising a sewage treatment policy, the planned programme is far from being completed and at Clichy and St. Denis a high proportion of untreated water is discharged directly into the Seine. Despite the pollution control programme of the Agence de Bassin Seine-Normandie, much industrial waste-water is still discharged untreated. The Seine, a lowland river with no mountainous catchment area, has a relatively slow rate of flow, reaching a peak of 2,000 m³ per sec. in spate and dropping to 50 m³ per sec. at its lowest level, despite the existence of storage dams. Downstream of the Paris area, the Seine may, under the worst conditions, consist of 50 per cent of waste water.

This water, which has the additional disadvantage of a temperature around 5°C in winter and 25°C in summer, is nevertheless converted in complete safety, by the artificial replenishment installations of the Croissy aquifer, into fresh, pure water by means of a treatment cycle in which the invaluable and irreplaceable role of nature is supplemented by the most modern water-purification techniques.

The Croissy aquifer is a reservoir consisting of the upper part of the Senonian Chalk without Tertiary cover. Overlaid only by the Quaternary alluvia from the Seine, the chalk in this area is cracked and highly permeable. The Croissy aquifer is exploited by some

thirty boreholes, sealed from the alluvial layer, and in a good year can produce more than 40 million cubic metres of water.

This local geological formation is ideally suited to artificial replenishment by means of large percolation basins in the centre of the gathering grounds, consisting either of suitably modified old sand-pits or basins excavated for the purpose in the alluvial deposits. A layer of gravel is left above the chalk to act as an effective filter. An area of twelve hectares has been laid out in this way and can add 8 to 20 million cubic metres per annum to the aquifer according to demand.

Prior treatment by efficient clarification of the Seine water used was found necessary; the treatment system installed will not be described in detail, as it is similar to a conventional drinking-water treatment plant.

The water is not, however, sterilized. Chlorination could certainly facilitate the clarification of the raw water and destroy at least some of the bacteria of faecal origin. However, these are eliminated naturally without sterilization; and primary chlorination would have the serious disadvantage of inhibiting in the tanks the purifying action of the various bacteria that oxidize and mineralize the numerous organic products found in the Seine water.

In broad outline, the water cycle is as follows:—

- (1) Water taken from the Seine with screening;
- (2) Micro-straining with automatic cleaning;
- (3) Coagulation treatment in sludge-blanket clarifiers (Pulsator type) with the addition of a coagulating reagent, a coagulant, and activated carbon in proportions suited to the organic and colloidal content of the water;
- (4) Rapid filtration through conventional sand filters;
- (5) Passage through percolation basins where there is intensive biological activity; the oxygen produced through photosynthesis by a large volume of plankton in particular plays an effective part in purification. However, the biomass is controlled to avoid clogging of the filter and to obviate any possibility of sudden eutrophication in the autumn.
- (6) Recovery through the boreholes in the aquifer.

This treatment cycle provides a remarkable check on the chronic pollution of the Seine, which is predicted, ascertained, and measured. However, account also has to be taken of accidental pollution, a permanent threat to any surface water, possibly as a consequence of accidents or errors in a factory, or accidents during transport of dangerous substances.

Fortunately there are extensive storage facilities at Croissy consisting of a reservoir effect in the water-bearing stratum estimated at 5 million cubic metres, so that artificial replenishment can be interrupted for several weeks at times of extreme pollution of the Seine (low water) or in the event of massive accidental pollutions. These circumstances may make it impossible to treat the water for economic reasons or on public health grounds. However, the use of activated carbon in the treatment process constitutes a particularly effective, flexible, and versatile safety barrier.

The artificial replenishment installation for the Croissy aquifer therefore provides a flexible and safe solution to the quantitative problem caused by the over-exploitation of the water-bearing stratum. The influence of the operation on the physical, chemical, and bacteriological quality of the water of the chalk stratum must also be ascertained. This has been the subject of a careful and closely supervised study, the results of which are given below.

In the study, account was taken of the various supply sources of the Croissy aquifer, which are:—

- (1) Supply from the slopes adjoining the loop of the Seine, mainly dependent on rainfall
- (2) Underground flow of the Seine
- (3) Artificial replenishment through the existing percolation basins.

The authors' study was limited to the examination of three boreholes sufficiently far apart to correspond to these three supply sources:—

Bore-hole F XII, at some distance from the Seine and the percolator basins, receives, in practice, water only from the slopes.

Bore-hole F 9, near the Seine and upstream of the underground flow, receives no replenishment water and is greatly affected by the underground flow.

Bore-hole F VIII, near the percolation basins, receives water principally from artificial percolation.

For the three sample boreholes selected and for raw Seine water, filtered water, and water from the percolation basins, the graphs, Figs. 1–6 (see French text) show the maximum and minimum values observed during 1971 for the main parameters representing the quality of the water according to the prescribed and conventional standards for the quality of water supplies.

The authors have limited their selection to the most representative quality factors:—

Fig. 1. Content of *Escherichia coli*.

Fig. 2. Oxidation by permanganate (chemical oxygen demand).

Fig. 3. Ammonia content.

Fig. 4. Content of anionic detergents.

Fig. 5. Temperature.

Fig. 6. Total alkalinity titration.

The organoleptic properties (taste, smell) were also estimated on a comparative basis.

The water from the slopes (borehole XII) has the following properties: high content of minerals (calcium bicarbonate and sulphate); almost complete freedom from organic matter and reducing substances; normal oxygen content; no detectable taste or smell; freedom from iron and ammonia. There are, of course, no detergent substances nor bacteria of faecal origin.

The water affected by the underground flow (F 9) has a high mineral content (calcium bicarbonate), a shortage of dissolved oxygen and consequently a high content of reduced substances (ferrous salts and ammonia); it has a taste and an appreciable smell of hydrocarbons and hydrogen sulphide. The content of anionic detergents is about the same as in Seine water,

but there are no bacteria of faecal origin.

Without artificial replenishment, the other boreholes have properties varying between these two extremes; consequently all the water from the Croissy aquifer requires an iron-removal – nitrification treatment developed about fifteen years ago (original treatment of biological oxidation of ammonia) supplemented by ozonization.

The changes brought about by the injection of treated Seine water into the aquifer are as follows.

Clarified Seine water that has been "stored" in the percolation basins has an average bicarbonate content and a low calcium sulphate content. The TAC is reduced by the coagulation treatment, which cuts by at least 50% the liability to oxidation by permanganate and the content of anionic detergents. The turbidity obtained is comparable to that of drinking water.

With exposure to intense sunlight, storage can reduce the total hardness by several degrees as a result of photosynthesis reactions during which the calcium bicarbonate is decomposed; in this process there is intensive oxygenation which may greatly exceed saturation point; nitrification occurs and the content of bacteria of faecal origin is greatly reduced. Obviously these effects are slowed down in the winter.

At the bottom of the percolation basins, intensive purification takes place at the biological membrane. The oxygen in the water, the content of which generally exceeds saturation point, is used by the bacteria to destroy the organic products in solution. As a result, the anionic detergents disappear, even though they are not considered to be biodegradable, and only minute quantities of them reach the boreholes.

The injection of replenishment water into the aquifer results immediately in a change from an anaerobic to an aerobic medium, and causes the disappearance of iron, ammonia, and the taste and smell of hydrocarbons and hydrogen sulphide. Total mineralization is substantially reduced in comparison to the original water in the aquifer. The heat-control effect smooths out the temperature variations in the Seine water; this effect is limited in the case of bore-hole VIII, but is more spectacular in the boreholes farther from the percolation basins.

There is a constant absence of pathogenic or faecal bacteria, but this is the case with all the boreholes in the chalk. However, it has been verified that deliberate artificial replenishment with water that has not been bactericidally treated does not contaminate the aquifer. Efforts to detect bacteriophages proved negative, demonstrating the absence of any possibility of contamination. The search for viruses made by the City of Paris Public Health Laboratory was also negative.

CONCLUSION

The artificial replenishment system for the Croissy aquifer therefore proves:—

- (1) That the original supply capacity can be restored to an over-exploited underground reservoir, enabling a constantly increasing demand to be met and further use to be made of existing pumping and delivery installations.
- (2) That water which is dangerously polluted chemically and bacteriologically can be converted into water having the properties of underground water and free from the defects of surface waters. The existing system, combining a physico-chemical treatment plant, biological treatment by storage, and the natural purifying capacity of the soil, effectively neutralizes the chronic pollution of the Seine, while retaining its qualities: its flow and its moderate mineral content.

The advantage that is perhaps of greatest interest and value, however, in view of growing awareness of the threat to health and, in the long term, to the very future of humanity posed by the pollution of our environment, is the possibility of radically eliminating the risk involved in accidental pollution.

Industry involves a constant risk of the accidental pollution of our surface waters: the carriage of chemical products by rail, barge, road tanker, and pipeline is increasing. Whatever precautions are taken, there will be collisions, derailments, fires, pipeline fractures, releasing into the environment substances that are usually dangerous and sometimes lethal; and all these end up in the river. Drinking water supply installations without storage schemes are directly at risk. The least harm will be done where pollution is reported or detected, and then at least the drinking water supply can be cut off!

It is frightening to think that Holland was almost deprived of drinking water when the Rhine was polluted by the illicit discharge of endosulfan. Pollution can also escape detection by chemical apparatus and analyses before distribution. Unfortunately, despite the claims of various manufacturers, there is no instrument capable

of automatically measuring and detecting all forms of pollution.

If accidental pollution were not detected in time, a plant producing drinking water direct from surface water would feed into the system water dangerous to public health. There is no risk of this with artificial replenishment, because if such water were sent in error to the percolating basins, the enormous dilution of the suspect water in the basins themselves and then in the underground reservoir would substantially reduce its harmfulness and allow plenty of time for the necessary corrective measures to be taken.

In the case of radioactive pollution, which unfortunately cannot be ruled out, the soil's power of absorption and retention introduces an applicable safety factor and would greatly attenuate the radioactivity.

When all underground water resources are in use, as is already the case in some regions (Paris area and the north of France), it is to be expected that artificial replenishment, where aquifer conditions allow, provide the best means of ensuring quantitative and qualitative security of supply without risk to public health.

Recreational Use of Waterworks Gathering Grounds and Reservoirs in Great Britain

by

KENNETH J. H. SAXTON, M.A., F.I.C.E., F.I.W.E., M.I.Mech.E.
Chief Engineer, Great Ouse Water Authority

1. INTRODUCTION

Many water undertakings now permit the recreational use of their reservoirs and the fringe areas around them. This forward looking policy is endorsed by the British Waterworks Association ("B.W.A.").

Although fishing has been permitted on some water supply reservoirs in England for more than 65 years the first rational view on the multiple recreational use of waterworks in Great Britain was expressed by the Institution of Water Engineers ("I.W.E.") whose Report published in 1963 heralded a new approach to the subject. Thereafter the need became increasingly evident for a review of the whole policy of the British water supply industry in this respect.

In January 1965 the Government established The Sports Council to advise them on matters relating to the development of amateur sport and physical recreation. Subsequently eleven regional sports councils were set up and the B.W.A. is represented on the water recreation sub-committees of each regional council.

Government encouragement of the use of reservoirs and gathering grounds for recreation was first made evident in a Circular issued in September 1966. This was followed in August 1967 by a Memorandum which in general endorsed the views expressed in the 1963 I.W.E. Report. Government policy at present is to make the maximum use of the recreational opportunities which reservoirs can offer, whilst at the same time recognizing that the provision of a safe and wholesome water supply must continue to be the primary purpose of water undertakings.

The passing of the Countryside (Scotland) Act, 1967, and the Countryside Act, 1968, gave statutory water undertakings the general powers to provide recreational facilities if they so wished. These Acts also make provision for the payment to local authorities of Exchequer grants towards the capital cost of country parks and picnic sites.

In January 1969 the B.W.A. took the initiative and established a Committee on the Amenity Use of Reservoirs in England and Wales. In addition to membership from the water industry the Committee includes members from organisations representing fishing, sailing, ornithological, and other amenity interests. A similar B.W.A. Amenity Committee for Scotland was set up in 1970.

It will be seen that substantial developments have taken place in Great Britain since 1963, both in legislation and in the attitude within the water industry, and the I.W.E. are again up-dating their recommendations in a further Recreation Report for publication early in 1972.

2. DEMAND FOR RECREATIONAL FACILITIES

That a demand for water recreation exists is now nationally accepted in Great Britain. In some circles it is thought that the demand may well increase threefold by the year 2,000 A.D. With a population of around 56 million people there are 3 million anglers regularly participating in the sport; the sailing clubs affiliated to the Royal Yachting Association have doubled to 1,500 since 1955; 70,000 waterskiers are affiliated to the British Water Ski Federation; and the number of clubs in the British Canoe Union has increased tenfold to 450 in the last decade.

Most of the larger British water supply reservoirs are constructed in the tourist areas or near centres of population and inevitably this has stimulated the pressure of public opinion for their recreational use. Similarly, in addition to active participation in water sport, the desire of man at the weekends to "exercise" his motor car has resulted in increasing pressure for facilities where the public can just sit and watch the water-based activities or enjoy the scenic beauty of the waterworks gathering grounds.

3. MEETING THE DEMAND IN ENGLAND AND WALES

In England and Wales there are some 85,000 hectares (210,000 acres) of inland waters exclusive of tidal waters. Of this 28,000 hectares (70,000 acres) are the reservoirs of water undertakings.

The Bristol Waterworks Company pioneered recreational use when they envisaged trout fishing for the public in 1904. They have also permitted sailing on their Cheddar storage reservoir for nearly 25 years, but perhaps the earliest sailing on an impounding direct-supply reservoir was in 1957 at the Pitsford Reservoir of the Mid-Northamptonshire Water Board. This lead was followed by the North East Derbyshire Joint Water Committee with sailing at Ogston Reservoir in 1960.

Other major reservoirs constructed during the last decade with multiple recreational use in mind are the Derwent Reservoir of the Sunderland and South Shields Water Company and Draycote Reservoir of the Rugby Joint Water Board. Derwent is an upland impounding reservoir with a surface area of 400 hectares (1,000 acres) completed in 1966 and Draycote is a lowland 240 hectare (600 acres) pumped storage reservoir opened in 1969. Fishing, sailing, and the study of natural history are encouraged; car parking and picnic facilities are provided for the general public.

The provision of amenities at an existing reservoir is more difficult than at a new reservoir designed with these

facilities from the start, but a survey carried out in 1969 by the B.W.A. Amenity Committee has indicated that in England and Wales fishing is already permitted on more than half the water industry's reservoirs and sailing on 44 reservoirs. Ornithologists are welcome at nearly 200 reservoirs.

A 1,200 hectare (3,000 acre) reservoir is now being built in the Midlands, but up to the present time the largest example of the multiple recreational use of a direct-supply reservoir is at Grafham Water of the Great Ouse Water Authority some 100 kilometres (60 miles) North of London. Details of Grafham Water are given later in this paper.

4. WATER RECREATION IN SCOTLAND

In Scotland the recreational use of gathering grounds and reservoirs is more restricted than in England and Wales. The high scarcity value of inland water surface areas which exists in England is not found in Scotland where there are numerous natural lochs and rivers. Also the main centres of population are near coastal waters and hence the demands for recreational use have not yet reached the pressures found in England.

Briefly the case against recreational use put forward by those responsible for the Scottish water undertakings is that the demand in Scotland has yet to be proven; that alternative waters are available and should be utilized before the lochs used for water supply, and that some of the existing sources of supply are not backed up by comprehensive treatment plant.

5. FUNDAMENTAL QUESTIONS

Many of the questions facing a British water undertaking contemplating recreational use may also apply to undertakings in other countries. Some of them are:

i Ultimate Control

Who is to be in ultimate control of activities on the water surface and fringe areas, and who should determine priorities between recreational users?

ii Detailed Control

Is this the water engineer's task or does it call for a specialist in recreation?

Is a Recreation Consultative Association an advantage? If so, does the water undertaking regard it as a negotiating body, consult with it, or just listen to its views?

Is it advantageous to the water undertaking that clubs be formed to administer the sailing, fishing, and other permitted activities?

iii Finance and Lands

Is the provision of recreational facilities now part of the cost of obtaining public approval for a reservoir scheme?

Are the recreational activities to be self supporting, subsidized by, or of benefit to, the water-rate payer?

What capital costs are to be debited to the recreation account:

- (a) The water-based recreational facilities only.
- (b) Car parks and picnic areas for the public.
- (c) A proportion of the cost of constructing the reservoir in addition to the provision of facilities at the reservoir once built.

Who should pay for the additional maintenance of roads carrying increased traffic attracted to the vicinity of the reservoir or gathering ground? Is it acceptable to the community at large that land additional to the inundated area be taken to provide car parks and picnic areas?

iv Water Quality in the Reservoir

Water undertakings are likely to have differing attitudes dependent upon the source of the raw water entering their reservoirs; e.g. the head-works may be an unpolluted upland impounding reservoir or a relatively polluted river water lowland storage scheme.

What evidence is there of increased pollution of reservoirs due to recreational use?

What treatment exists or is proposed for water abstracted from the reservoir?

Should all sewage from buildings associated with the amenities be pumped out of the direct catchment area or is some treated sewage effluent acceptable?

v Priorities

Do the geographical features of the reservoir dictate priorities, e.g.:

- (a) Does its close proximity to large centres of population require facilities for car parking and picnic areas?
- (b) Is its shape most suited to sailing?
- (c) Will the water in it encourage fish growth?
- (d) Is its altitude above sea level—and are wind velocities—likely to produce difficult conditions for some water sports?
- (e) Is it located on the flight path of migratory birds?

What are the existing priorities on neighbouring reservoirs; and in equity does this call for different priorities on the reservoir being considered?

What conflicts may arise between recreational users, and will zoning be necessary on a time or space basis?

vi Water-based Activities

What measures are necessary to ensure the reasonable safety of the recreational users?

Should the amenity buildings be constructed by the water undertaking, by the recreational users, or by concessionaires?

What sports and activities can be permitted, and in particular are swimming and water skiing to be allowed?

If a fishery is to be established, should this be for game or for coarse fish, and what restocking policies should be adopted?

Will commercial trout farms be able to meet the ever-increasing demand for stock fish?

vii Fringe Activities

Are the public to be granted access to the water's edge, and if so, what problems of control may ensue?

Where may cars be parked, and how are the indiscriminate incursions of the motor vehicle to be controlled?

Can camping and landscaped caravan sites be provided together with fully adequate sanitary arrangements?

What activities are still compatible with nature conservation?

EXPERIENCE AT GRAFHAM WATER

The experience of the Great Ouse Water Authority at their Grafham Water reservoir will not be applicable to all water undertakings, but the reasoning behind some of the decisions taken may assist others in determining their own policies.

Grafham Water is a man-made lake with a surface area at the top water-line of 635 hectares (1,570 acres). It is filled by pumping from the River Great Ouse and the direct catchment is only 1,560 hectares (3,850 acres). Hence the lake can best be described as "off-channel" storage. Water abstracted from it is pumped to a comprehensive treatment works and thereafter the potable water is re-pumped in bulk to six other water undertakings. The scheme was authorized by an Act of Parliament in 1961; Stage I construction was completed in 1966; and the peak capacity will ultimately be 340,000 cubic metres (75 million gallons) per day.

In addition to the water surface the Authority own 335 hectares (830 acres) of the fringe area made up as follows: works land 40 (100); sailing club, residential recreational training centre, and staff houses 10 (25); public picnic areas and car parks 40 (100); existing woodland and amenity planting 53 (130); newly planted afforestation 30 (75); and agricultural land let to tenant farmers 162 (400).

It is a tribute to the foresight of the Steering Committee that right from the inception of the scheme twelve years ago full recreational use of the lake was intended. The 1961 Act was the first in Great Britain to give a water undertaking specific powers for expenditure on the provision of facilities for recreation and amenity. This, and the will of the members of the Authority to make their amenity provisions succeed has influenced many of the policy decisions. The Authority consider that in providing amenities for the public they are making up to the community at large for the inundation of a substantial area of agricultural land. Equally it has been the fundamental policy of the Authority that they retain ultimate control of all activities on the water and on the fringe areas which they own.

By retaining ultimate control, the availability of water in the lake for water supply is ensured. This is the primary purpose of the Authority; this is why the reservoir was built, and why it is being paid for by the water-rate payer. Users of the recreational facilities must accept that inevitably the lake will be almost empty at—and for—some period of time in the future. Otherwise it has been built too large.

The Authority consulted during the evolution of the scheme with the local and planning authorities, with the naturalists, and with representatives of various water sports. They have always been willing to listen to suggestions from users of the amenities, but consider the final decisions concerning recreational use must rest with them. Consequently they have not been prepared to meet groups which presumed to be negotiating bodies. Requests for many kinds of activity have been received, and to prevent all being spoiled by overcrowding, the Authority have established priorities. These are: access for the general public to enjoy the pastoral and aquatic scene; the sailing club; the trout fishery; and the nature reserve.

Although in a rural area, the lake is relatively close to several large centres of population and to principal highways. Three picnic areas totalling 40 hectares (100 acres) have been provided, and Macadamised car-parking for a total of 1,400 vehicles. The car parks have their own public conveniences, and sewage from these and other properties adjacent to the lake is pumped out of the direct catchment area. The cost of these facilities and of capital payments to the highway authority for increased

road maintenance amounted to £137,500. This is being financed by the water-rate payer, an arrangement which has the advantage that the Authority retain full control over the picnic areas. However, following the passing of the Countryside Acts in 1967 and 1968, it is unlikely that a British water undertaking would now expect to bear unaided the financial burden of providing what at Grafham Water is virtually a country park.

Fencing has been kept to a minimum, and wherever necessary ditches have been used to prevent vehicular access. The privilege without charge, enjoyed by the public, of unrestricted pedestrian access to the water's edge around the majority of the 16 kilometre (10 mile) perimeter of the lake has influenced decisions on the types of water sport permitted.

The problem such as it is at Grafham Water is that having allowed access to the water's edge near the car parks, the supervision of activities on the water surface is made more difficult. If they so wished "unauthorized" persons could easily launch boats and canoes on to the lake; and without proper supervision of craft and persons on the water the reasonable safety of recreational users cannot be assured. The problem is further increased by the size of the lake which is 4 kilometres (2½ miles) long and nearly 2 kilometres (1¼ miles) at its widest point. Hence it would be extremely difficult to spot from the bank a swimmer or canoeer in distress, and it is principally for this reason that swimming and casual canoeing are not permitted.

It might be suggested that zones be made available for swimming and canoe clubs who could themselves supervise the activities and safety of their members. The author considers that if there were such zones at Grafham Water the general public, seeing swimmers or casual canoeing on the water in one area, would find it difficult to understand why they could not swim or launch canoes from any point around the perimeter. Proper supervision would then become impracticable.

The Authority granted the sole rights for sailing to the Grafham Water Sailing Club in 1963 which was the year before first filling of the lake commenced. After consultation with the Club, the clubhouse, slipways, dinghy parks, and sailors' car park were built by the Authority and subsequently rented to the Club. The cost of these facilities was £78,500 and it was because of the large sum involved that the capital was raised initially by the Authority. The terms of the lease make the Club responsible for the safety of all users of the water surface. The Club are also required to provide reasonable facilities for the use of rowing boats and canoes for regattas and other activities by such national organizations or individual clubs as the Authority may approve. The size, shape, and location of the lake have resulted in the Grafham Water Sailing Club becoming the largest on any inland water in Britain. There are 675 dinghies on the Club register; and moorings for 70 keel boats, including boats of the 9 metre International Dragon class, have been provided. National and international regattas are regularly held at the lake and during these events over 300 dinghies have been on the water at the same time.

The Authority are aware of the urgent need in Great Britain for additional facilities for water-skiing. Unfortunately the problems associated with this sport are considerable and the water surface area used by each skiing team is likely to be at least 4 hectares (10 acres). For competitive events the area can be 10 hectares (25 acres) or more, and thus the zone required per participant is relatively high. The speed of the towing craft, plus the fact that the helmsman's attention may be distracted by what is happening astern, suggest that for safety reasons the use of a zone should be exclusive to the skier at any particular time. Where sounds are

intensified by hills surrounding the water the present noise factor is unwelcome, and waves created by the sport are incompatible with wading anglers. In view of these difficulties water-skiing has not been permitted, and the Authority consider that the available water surface at Grafham Water is better utilized by activities and sports which can co-exist in reasonable harmony.

The River Great Ouse basin is predominately a coarse fishing region, but knowing there was a substantial demand for game fishing the Authority decided to stock the lake with brown and rainbow trout. The water is eutrophic and has an average pH of 8.3, which has resulted in high growth rates, but there are no natural spawning beds for the trout. Following the initial stocking in 1965 and 1966, a "put and take" policy has been adopted with 300 mm. (12 inch) trout. To make the fishing from both bank and boats readily available to the public, the fishery is run on a day-ticket basis, although season permits are also issued. It is administered by the Authority's own professional fishing staff who are members of the Chief Engineer's department. The number of anglers now visiting the lake is less than in 1967 and 1968, but during 1971 there were still 18,000 individual rods. Of the 17,000 trout caught during the 1971 Season, seventeen were over 2.75 kilogrammes (6 lb.).

Grafham Water is regarded by the British Wildfowl Trust as a reservoir of outstanding importance, and the western end of the lake is a nature reserve extending over a land area of 150 hectares (370 acres) and part of the water surface. The Authority retain control of the reserve and have appointed the local county Naturalists' Trust as their agents to administer it in detail. The majority of the 162 hectares (400 acres) of agricultural land let by the Authority to tenant farmers is within the reserve. Good farm-husbandry and maintenance of the woodlands are considered compatible with the other management objectives for the reserve which are:

- i To conserve the plant and animal life, and to provide the most suitable conditions for wildfowl, both resident and migratory, as well as for nesting birds in summer.
- ii To encourage the establishment of additional plantations composed mainly of indigenous trees in suitable areas.
- iii To observe and keep detailed records of changes in plant and animal life, particularly wildfowl, for scientific purposes.
- iv To make part of the area available for educational purposes where these are compatible with conservation.

Training in leisure activities is encouraged at the Residential Centre, which has been built at a cost of £70,000 by a consortium of the local education authorities, on land adjacent to the water's edge and leased to them by the Authority. In addition to lecture rooms and workshops, there is sleeping accommodation for 58

students and tutors. The accent is on youth education, particularly in water sport and natural history. The Centre is administered and financed by the education authorities but the Authority retain some measure of control by their ownership of the freehold and their representation on the management committee of the Centre.

The Authority have decided that their own "recreation account" at Grafham Water shall comprise items associated with the provisions at the sailing club and the capital and running costs of the fishery. They have further resolved that in principle the account shall be self-balancing and, so far, this is being achieved. However, there are in Great Britain water undertakings who consider that any surplus revenue from the recreational use of their reservoirs should be used to benefit the water-rate payer.

Inevitably, to achieve the reasonable harmony between the recreational users which exists at Grafham Water, some compromise has been necessary by all parties, including the Authority. Incidents do occur between the public and bank anglers, between boat anglers and sailors, and in fact between all concerned, but it is a credit to all that the number of incidents has been so few. The situation is obviously helped by the size of the lake, which in itself reduces the likelihood of conflict, but the author also considers it is due to the spirit of co-operation engendered by the members of the Authority during the formative stages of the scheme.

7. CONCLUSION

At the Barcelona Congress in 1966 (General Report No. 1, Multi-purpose Water Schemes) the General Rapporteur, Mr. Mendiluce, of Spain, drew attention to the complete divergence of opinion between national rapporteurs on the subject of recreational use of water supply reservoirs. The case is not necessarily universal; water undertakings should consider their responsibilities in the light of the particular circumstances relevant to their own gathering grounds and reservoirs.

In Great Britain the primary purpose of water undertakings must continue to be the provision of a safe and wholesome water supply, but it also appears that in Great Britain there is no evidence to suggest that recreational use has resulted in a significant increase in pollution of gathering grounds or reservoirs.

It will be apparent from the paper that the author is in favour of the provision of amenities for the public. However, in his opinion, it is even more important that water undertakings remain in ultimate control of all activities on and in the immediate vicinity of their works. Water undertakings must not allow themselves to be manoeuvred into a position where the final decisions are no longer taken by them.

Utilisation pour la recreation des reservoirs et de leurs bassins versants en Grande Bretagne

par

KENNETH J. H. SAXTON, M.A., F.I.C.E., F.I.W.E., M.I. Mech. E.
Ingénieur en Chef, Syndicat des eaux de la Great Ouse

1. INTRODUCTION

De nombreux services d'eau autorisent maintenant l'utilisation pour la récréation de leurs réservoirs et des terrains qui les bordent. Cette politique d'avenir est maintenant admise par la British Waterworks Association ("B.W.A.").

Bien que la pêche ait été autorisée dans certains réservoirs anglais depuis plus de 65 ans, les premières idées rationnelles sur l'utilisation multiple pour la récréation de ces ouvrages en Grande Bretagne ont été exprimées par l'Institution of Water Engineers ("I.W.E.") dont le rapport, publié en 1963, préconisait une nouvelle approche du sujet. Après cela il devint évident qu'il était nécessaire de revoir toute la politique des distributions d'eau britanniques sur ce point.

En juin 1965, le gouvernement établit un Conseil des sports pour le conseiller sur les questions relatives au développement des sports d'amateur et des récréations physiques. Par la suite onze conseils régionaux des sports furent créés; la B.W.A. est représentée dans les sous-commissions sports aquatiques de chacun des conseils régionaux.

Les encouragements du Gouvernement à utiliser les réservoirs et leurs bassins versants pour la récréation se manifestèrent pour la première fois dans une circulaire publiée en septembre 1966. Elle fut suivie en 1967 par un mémorandum qui reprenait dans leurs grandes lignes les idées du rapport de 1963 de l'I.W.E. La politique actuelle du gouvernement est d'utiliser au maximum les possibilités offertes par les réservoirs à la récréation, tout en reconnaissant qu'une alimentation en eau pure et saine doit être le but essentiel des distributions d'eau.

Le vote de la loi sur le paysage (Ecosse) de 1967 et de la loi sur le paysage de 1968 a donné aux distributions d'eau à statut légal le pouvoir d'aménager des installations récréatives si elles le désirent. Ces lois prévoient aussi des subventions en capital du gouvernement en faveur des parcs et sites de pique-nique créés par les collectivités locales.

En janvier 1969, la B.W.A. a pris l'initiative de former une Commission pour l'utilisation en vue des loisirs des réservoirs en Angleterre et au Pays de Galles. Outre les membres de l'industrie de l'eau, cette commission comprend des représentants de la pêche, de la voile, des ornithologues et autres intérêts de loisir. Une commission de la B.W.A. semblable a été formée en 1970 pour l'Ecosse.

On voit donc que des progrès sensibles ont été accomplis en Grande Bretagne depuis 1963 à la fois dans la législation et dans l'attitude de l'industrie de l'eau, et l'I.W.E. révisé actuellement ses recommandations en vue de publier au début 1972 un nouveau rapport sur la récréation.

2. BESOINS EN AMÉNAGEMENTS DE LOISIRS

Il est maintenant admis en Grande Bretagne qu'il existe des besoins en matière de loisirs aquatiques et certains cercles pensent que ces besoins pourraient bien tripler d'ici à 2 000. Sur les 56 millions d'habitants, il y a 3 millions de pêcheurs à la ligne qui pratiquent régulièrement; les clubs de voile affiliés à la Royal Yachting Association, qui sont 1 500, ont doublé depuis 1955. 70 000 skieurs nautiques sont affiliés à la Water Ski Federation. Le nombre de clubs de la British Canoe Union est 450.

La plupart des grands réservoirs pour l'alimentation en eau en grande Bretagne sont construits dans les régions touristiques au près de Centres de population, ce qui a favorisé la pression du public en vue de leur utilisation pour la récréation. De même, outre les participations actives aux sports aquatiques, le désir des gens, pendant la week-end, de faire prendre de l'exercice à leur auto a amené une demande accrue d'emplacements où le public puisse simplement s'asseoir et contempler le paysage des bassins versants entourant les réservoirs.

3. SATISFACTION DE LA DEMANDE EN ANGLETERRE ET AU PAYS DE GALLES

En Angleterre et au Pays de Galles, il existe quelques 85 000 ha de plans d'eau en dehors des estuaires, dont 28 000 ha de réservoirs pour l'alimentation en eau.

La Compagnie des eaux de Bristol a été le pionnier de la récréation lorsqu'elle a envisagé la pêche à la truite pour le public en 1904. Elle a aussi autorisé la voile sur le réservoir Cheddar il y a près de 25 ans, mais les premiers voiliers admis sur un réservoir d'alimentation directe l'ont sans doute été sur le réservoir Pitsford du Service des eaux du Mid-Northamptonshire. Le mouvement fut suivi par le Syndicat des eaux du North East Derbyshire qui autorisa la voile sur le réservoir Ogston en 1960.

Parmi les réservoirs importants construits au cours de la dernière décade en pensant aux utilisations de loisir multiples se trouvent le réservoir Derwent de la Compagnie des eaux de Sunderland et South Shields et le réservoir Draycote du Syndicat de Rugby. Derwent est un réservoir de montagne de 400 ha achevé en 1966 et Draycote un réservoir de plaine pompé de 240 ha inauguré en 1969. On y encourage la pêche, la voile et l'observation de la nature, et le public dispose de parkings et d'emplacements de pique-nique.

L'aménagement pour les loisirs de réservoirs existants est plus difficile que pour un réservoir nouveau où il est prévu dès l'origine, mais une enquête réalisée en

1969 par la Commission des loisirs de la B.W.A. a révélé qu'en Angleterre et au Pays de Galles la pêche est déjà autorisée dans plus de la moitié des réservoirs des distributions d'eau et la voile sur 44 réservoirs. Les ornithologistes ont accès à près de 200 réservoirs.

Un réservoir de 1 200 ha est actuellement en construction dans les Midlands, mais à présent le plus grand exemple de réservoir pour les activités de loisir multiples est le Grafham Water du Syndicat des eaux de la Great Ouse, à environ 100 km au N de Londres. Nous donnons ci-dessous des détails sur Grafham Water.

4. LOISIRS AQUATIQUES EN ECOSSE

En Ecosse, l'utilisation pour la récréation des réservoirs et de leurs bassins versants est beaucoup plus restreinte qu'en Angleterre et Pays de Galles. Les plans d'eau intérieurs y sont beaucoup moins rares, car il existe de nombreux lacs naturels et des rivières. De même les principales agglomérations sont près de la côte, ce qui fait que les besoins de loisirs n'ont pas encore atteint la pression qu'ils manifestent en Angleterre.

En bref, les arguments mis en avant par les responsables des services d'eau écossais contre les activités de loisir sont que les besoins en Ecosse restent à prouver; qu'il existe d'autres plans d'eau à utiliser avant les lacs qui alimentent les services d'eau, et que certains captages ne disposent pas encore de stations de traitement complètes.

5. QUESTIONS FONDAMENTALES

La plupart des questions qui se posent à un service d'eau britannique qui envisage l'emploi pour la récréation de ses ouvrages peuvent également se poser dans d'autres pays. En voici quelques unes:

1 Pouvoir de décision

Qui aura pouvoir de décision sur les activités pour le plan d'eau et ses rives, et qui déterminera les priorités entre les utilisateurs?

2 Surveillance

Relève-t-elle du service des eaux ou faut-il appeler un spécialiste en loisirs?

Est-il avantageux d'avoir une Association consultative pour les loisirs? Dans l'affirmative, le service des eaux la considère-t-il comme un partenaire, ou un organisme à consulter, ou se contente-t-il d'écouter ses avis?

Est-il avantageux pour le service d'eau qu'il se crée des clubs pour administrer la voile, la pêche et autres activités autorisées?

3 Financement et terrains

Les aménagements récréatifs font-ils maintenant partie des dépenses pour obtenir l'approbation du public à un projet de réservoir?

Les activités de loisir doivent-elles être autofinancées, subventionnées par les consommateurs, ou à leur profit?

Quelles sont les dépenses de premier établissement imputées au compte des loisirs:

- (a) Les aménagements récréatifs sur l'eau seulement;
- (b) Les parkings et les aires de pique-nique pour le public;

- (c) Une partie du coût de construction du réservoir en plus des aménagements récréatifs indépendants du réservoir?

Qui doit payer pour le suppléments de dépense pour l'entretien des routes supportant un trafic accru attiré par le voisinage du réservoir?

Peut-on accepter dans l'intérêt général que des terrains en plus de ceux qui sont inondés soient pris pour aménager des parkings et aires de pique-nique?

4 Qualité de l'eau du réservoir:

Les services d'eau peuvent avoir des attitudes différentes suivant l'origine de l'eau qui alimente leur réservoir par exemple: eau de montagne non polluée ou eau de rivière relativement polluée d'un réservoir de plaine.

Quelles preuves y a-t-il d'une pollution accrue du réservoir provoquée par les usages récréationnels?

Existe-t-il ou prévoit-on d'installer un traitement pour l'eau du réservoir?

Toutes les eaux usées des bâtiments d'accueil seront-elles pompées à l'extérieur du bassin versant ou peut-on accepter des effluents traités?

5 Priorités

Les caractéristiques géographiques du réservoir dictent-elles des priorités, par exemple:

- (a) Sa proximité d'agglomérations importantes imposant des parkings et aires de pique-nique?
- (b) Sa forme plus adaptée à la voile?
- (c) Son eau favorise-t-elle la croissance du poisson?
- (d) Son altitude et la violence du vent risquent-elles de gêner certains sports aquatiques?
- (e) Est-il situé sur la trajectoire d'oiseaux migrateurs?

Quelles sont les priorités existantes sur les réservoirs voisins? appellent-elles en équité des priorités différentes sur le réservoir considéré? Quels conflits peuvent-ils surgir entre les diverses activités récréationnelles? faudra-t-il établir des séparations dans le temps ou dans l'espace?

6 Activités aquatiques

Quelles sont les mesures nécessaires pour assurer une sécurité raisonnable des usagers?

Les bâtiments d'accueil devront-ils être construits par le service d'eau, les utilisateurs ou des concessionnaires?

Quels sports et activités peut-on autoriser? En particulier, peut-on permettre la baignade et le ski nautique?

Si l'on doit autoriser la pêche, s'agira-t-il de salmonidés ou de cyprinidés, et quelle sera la politique d'alevinage?

Les élevages commerciaux de truites pourront-ils couvrir les besoins toujours croissants en poissons?

7 Activités marginales

Le public aura-t-il accès au bord de l'eau et en ce cas quels sont les problèmes de surveillance? Où peut-on parquer les voitures et comment pourra-t-on surveiller les contrevenants?

Peut-on aménager des terrains de camping et de caravanes avec tous les équipements sanitaires? Quelles sont les activités qui demeurent compatibles avec la protection de la nature?

6. L'EXPERIENCE DE GRAFHAM WATER

L'expérience acquise par le Syndicat des eaux de la Great Ouse à son réservoir Grafham Water ne sera pas applicable à tous les services d'eau, mais le raisonnement sur lequel reposent certaines des décisions prises peut aider d'autres à arrêter leur propre politique.

Grafham Water est un lac artificiel qui couvre 635 ha. Il est alimenté par pompage dans la Great-Ouse, son bassin versant n'étant que de 14 560 ha. Ce lac est donc un réservoir fluvial "hors lit". L'eau reprise dans le lac subit un traitement complet, et l'eau traitée est refoulée vers six services d'eau alimentés en gros. Ce projet a été autorisé par une loi de 1961. La première phase de construction a été achevée en 1966; la capacité maximale sera en phase finale de 340 000 m³/j.

Outre le terrain inondé, le Syndicat possède 335 ha de terrains en bordure, qui se décomposent en: 40 ha pour les usines; 10 ha pour le club de voile, le centre de formation des activités de loisir et les logements du personnel; 40 ha d'aires de pique-nique et de parkings; 53 ha de bois existants et de plantations d'agrément; 30 ha de reboisement et 162 ha de terrains de culture affermés.

Il faut rendre hommage à la prévoyance du Conseil d'Administration qui, dès les premières études, il y douze ans, a prévu l'emploi au lac pour la récréation. La loi de 1961 a été la première en Grande Bretagne qui ait expressément autorisé un service d'eau à financer les installations de loisir et d'agrément. Ce fait, et la volonté des membres du Syndicat de réussir leur programme de loisirs, a influencé certaines décisions de principe. Le syndicat considère qu'en offrant au grand public des aménagements récréationnels, il compense pour la collectivité l'inondation d'une surface appréciable de terrains de culture. De même, la politique fondamentale du syndicat a été de conserver le contrôle de toutes les activités sur l'eau et sur les terrains qu'elle possède.

Grâce à ce contrôle, on est assuré que l'eau sera disponible pour l'alimentation en eau. C'est le but primordial du Syndicat, c'est la raison pour laquelle le réservoir a été construit et payé par les consommateurs. Les pratiquants d'activités récréationnelles doivent accepter que le lac soit presque vide à certaines périodes. Autrement, il aurait été construit trop grand.

Le syndicat a consulté pendant l'évolution des travaux les autorités locales et les services de planification, les naturalistes et les représentants des divers sports aquatiques. Il a toujours accepté d'écouter les suggestions provenant d'usagers, mais il considère que la décision finale concernant ces activités de loisir lui appartient. Donc il a refusé de rencontrer des groupes se présentant comme organes de négociation. Il a reçu des demandes pour toutes sortes d'activités, mais pour prévenir le surpeuplement, il a établi des priorités qui sont: l'accès du grand public désireux de contempler le paysage pastoral et lacustre, club de voile, pêche à la truite et réserve naturelle.

Bien que dans une région rurale, le lac est relativement proche de grandes agglomérations et de grandes routes. Il a été prévu trois aires de pique-nique couvrant au total 40 ha et des parkings empierrés pour 1 400 véhicules. Les parkings ont leurs installations sanitaires particulières dont les eaux usées, comme celles des propriétés voisines du lac, sont refoulées à l'extérieur du bassin versant direct. Le coût de ces aménagements et le capital versé à l'administration des routes pour le supplément d'entretien des routes s'élève à 137 500 livres. Cette somme est financée par le consommateur d'eau qui bénéficie de ce que le service d'eau conserve le plein contrôle des aires de pique-nique. Mais après le vote des lois sur le paysage de 1967 et 1968, il est peu probable qu'un service d'eau britannique accepterait maintenant

de supporter sans aide la charge financière de réaliser ce qui est, virtuellement, à Grafham Water, un parc rural.

Les clôtures ont été réduites au minimum et partout où cela était nécessaire, des fossés ont été utilisés pour empêcher l'accès des véhicules. Le privilège gratuit accordé aux piétons d'accéder sans restrictions à la presque totalité des 16 km de rivages du lac a influencé les décisions relatives aux types de sports aquatiques autorisés.

Le problème tel qu'il se présente à Grafham Water est que du moment que l'on a autorisé l'accès au rivage à proximité des parkings, la surveillance du plan d'eau est rendue difficile. S'il le désirait, n'importe qui pourrait sans autorisation lancer des barques ou des canoës sur le lac et, sans surveillance convenable des embarcations et des personnes, la sécurité raisonnable des usagers ne pourrait pas être assurée. Le problème est encore aggravé par la taille du lac qui est long de 4 km et large de près de 2 km à sa largeur maximale. Il serait donc très difficile de repérer du rivage un nageur ou canoëiste en détresse et c'est pourquoi la baignade et le canotage occasionnel ne sont pas autorisés.

On pourrait penser à réserver des zones où les clubs de natation et de canotage pourraient veiller eux-mêmes aux activités et à la sécurité de leurs membres. Nous estimons que s'il y avait de semblables zones à Grafham Water, le grand public apercevant des nageurs et éventuellement des canoës sur l'eau dans une région, comprendrait difficilement pourquoi on ne pourrait pas se baigner ou canoter en d'autres points du rivage. Il serait impossible d'assurer une surveillance convenable.

Le Syndicat a accordé le monopole de navigation au Club de voile de Grafham Water en 1963, une année avant que commence le remplissage du lac. Après consultation avec le club, le syndicat a construit le club house, la cale, les parcs à bateau et le parking des membres et les a loués au club. Ces ouvrages ont coûté 78 500 livres et c'est en raison de l'importance de cette somme que le capital a été fourni par le syndicat. Le bail précise que le club est responsable de la sécurité de tous les utilisateurs du plan d'eau. Ce club a aussi l'obligation de réaliser tous aménagements raisonnables pour l'utilisation de barques à rame et de canoës, pour des régates ou autres activités organisées par des associations nationales ou des clubs et approuvées par le syndicat. La taille, la forme et l'emplacement du lac ont fait que le Club de voile de Grafham Water est devenu le plus important club d'eau douce de Grande Bretagne. Il compte 675 voiliers et 70 quillards peuvent s'y amarrer, dont des 9 mètres de la classe Dragon. Des régates nationales et internationales sont régulièrement organisées sur le lac et il est arrivé qu'à cette occasion plus de 300 voiliers aient été sur l'eau en même temps.

Le Syndicat est conscient des besoins en Grande Bretagne d'emplacements supplémentaires pour la pratique du ski nautique. Malheureusement ce sport soulève des problèmes considérables. La surface nécessaire à chaque skieur peut atteindre 4 ha, et même 10 ha lors des compétitions. La zone nécessaire à chaque participant est donc relativement importante. La vitesse du canot remorqueur et le fait que l'attention du barreur peut être détournée par ce qui se passe à l'arrière exige que, pour des raisons de sécurité, l'utilisation d'une zone soit réservée à un seul skieur à la fois. Là où les bruits sont amplifiés par les collines entourant l'eau, le facteur bruit devient gênant et les vagues créées sont incompatibles avec les pêcheurs marchant dans l'eau. Ces difficultés font que le ski nautique n'a pas été autorisé car le service considère que le plan d'eau de Grafham Water est mieux utilisé par des activités et des sports qui peuvent coexister en harmonie raisonnable.

Le bassin de la Great Ouse est surtout une région de pêche des cyprinidés, mais sachant qu'il y a une demande importante pour la pêche sportive, le service a décidé de peupler le lac de truites brunes et arc en ciel. L'eau est eutrophe et son pH est de 8,3 ce qui a amené un taux de croissance élevé, mais il n'y a pas de frayères naturelles pour les truites. Après l'empoissonnement initial en 1965 et 1966, une politique de renouvellement avec des truites de 300 mm a été adoptée. Pour faciliter la pêche du bord ou en bateau, il est délivré des permis de pêche journaliers, bien que des abonnements saisonniers soient également accordés. La pêche est gérée par le personnel professionnel du service, dépendant de l'ingénieur en chef. Le nombre de pêcheurs a diminué depuis 1967 et 1968, mais en 1971 on a encore compté 18 000 lignes. Des 17 000 truites prises en 1971, dix sept dépassaient 2,75 kg.

Grafham Water est considéré par la Fondation Britannique des oiseaux sauvages comme un réservoir d'une exceptionnelle importance et l'extrémité ouest du lac est une réserve naturelle s'étendant sur 150 ha de part et d'autre du plan d'eau. Le Syndicat conserve le contrôle de la réserve; il a désigné la Fondation des naturalistes du Comté pour l'administrer en détail. La plus grande partie des 162 ha de terres de culture affermées par le syndicat se trouve dans cette réserve. Une bonne exploitation agricole et l'entretien des terrains boisés sont considérés comme compatibles avec les autres objectifs de la réserve qui sont:

- 1 Conserver la faune et la flore, et fournir l'environnement le plus convenable pour les oiseaux sauvages sédentaires ou migrateurs aussi bien que pour la nidification en été.
- 2 Encourager l'établissement de plantations supplémentaires composées surtout d'arbres indigènes dans les endroits qui s'y prêtent.
- 3 Observer dans des buts scientifiques les changements dans la flore et la faune, principalement les oiseaux sauvages, et en tenir des rapports détaillés.
- 4 Rendre disponible pour des fins éducatives une partie de cette région dans la mesure compatible avec la conservation.

Le Centre résidentiel, construit par un consortium d'établissements d'enseignement dépendant des administrations locales riveraines du lac, a coûté 70 000 livres. On y encourage la formation par des conférences. Outre la salle de conférences et les ateliers, le centre peut loger 58 étudiants et leurs éducateurs. L'accent est mis sur l'éducation de la jeunesse particulièrement en sports aquatiques et histoire naturelle. Le Centre est administré et financé par les services de l'éducation, mais le syndicat garde un certain contrôle du fait qu'il est propriétaire

du terrain et qu'il est représenté dans la commission de gestion du Centre.

Le Syndicat a décidé que le compte "loisirs" de Grafham Water comprendrait les investissements, dépenses et recettes relatifs au club de voile et à la pêche. Il a en outre décidé qu'en principe ce compte devait être en équilibre, ce qui est réalisé pour l'instant. Mais il y a en Grande Bretagne des services d'eau qui estiment que le bénéfice tiré des activités récréationnelles sur leurs réservoirs doit profiter aux abonnés du service.

Il est inévitable que pour arriver à une harmonie raisonnable entre les utilisateurs de loisirs qui existent à Grafham Water chaque partie a dû y mettre du sien, le Syndicat compris. Des incidents surgissent entre le public et les pêcheurs à la ligne, entre les pêcheurs en bateau et les voiliers et en fait entre tous les intéressés, mais ces incidents sont restés peu nombreux. La raison en est évidemment la taille du lac qui en elle-même réduit les possibilités de conflits, mais nous pensons que l'esprit de coopération créé par les administrateurs du Syndicat pendant les études du projet y est pour quelque chose.

7. CONCLUSION

Lors du congrès de Barcelone en 1966 (Rapport général No. 1: Utilisations multiples de l'eau) le rapporteur général, M. Mendiluce, Espagne, soulignait la complète divergence d'opinions entre les rapporteurs nationaux au sujet de l'emploi pour la récréation des réservoirs d'alimentation en eau. Le cas n'est pas nécessairement universel et les services d'eau doivent étudier leurs responsabilités à la lumière des circonstances particulières où sont placés leurs réservoirs et les bassins versants correspondants.

En Grande Bretagne, les buts primaires des services d'eau doivent toujours être la fourniture d'une eau saine et agréable, mais il apparaît également que dans notre pays il n'y a pas de faits qui fassent croire que les activités de loisir aient amené une augmentation significative de la pollution de ces bassins versants et réservoirs.

Il résulte évidemment du présent rapport que l'auteur est favorable à la réalisation d'aménagements d'accueil pour le public. Mais à son avis il est encore plus important que le service d'eau conserve le contrôle ultime de toutes les activités qui s'exercent sur ses ouvrages et à proximité immédiate. Le service d'eau ne doit pas se laisser manœuvrer et mettre dans une position telle que les décisions ne seraient plus prises par lui.

SPECIAL COMMISSION ON THE POLLUTION AND PROTECTION OF WATER SOURCES

Commission Report—1

By a decision of the Executive Board of the Association, the former "Special Commission on Pollution of Surface Waters" has been renamed as shown above, which indicates that the Commission's remit has been extended to enable attention to be given to ground-water problems, and also that the Association's aim to protect water resources is explicitly stated.

For the New York Congress the Commission has pursued two lines of approach.

First, a report has been prepared on quality criteria for surface waters in relation to public water supply interests—a timely subject and certainly debatable.

Second, at the invitation of the Scientific and Technical Committee of the Association, we present reports on three additional subjects, each one prepared by a member of the Commission.

A report on a fourth additional subject, "Required Dimensions of Protective Zones for Groundwater Gathering", could not be completed in time; we hope it will eventually be published separately.

For the Commission,
C. BIEMOND, *Chairman*
P. DESCROIX, *Acting Secretary*

SPECIAL COMMISSION ON POLLUTION AND PROTECTION OF WATER SOURCES: SUBJECT NO. 1

Quality Criteria for Surface Waters:

Commission Report — 2

1. Quality criteria discussed in this report are intended to define the required minimum quality of a surface water to make it suitable as a source for public water supply. It is hoped that the report will eventually be published in its final form after taking into account the views expressed at the New York Congress.

Surface water is extracted for several other purposes: for irrigation of agricultural land and for different industrial purposes; the water body itself is used—without extraction—for such recreational purposes as swimming, boating, and fishing; for commercial fishing; for navigation; for the production of hydraulic power; and for the conveyance of used waters.

All of these economic or social activities result in different attitudes towards water quality in rivers or lakes. For some of them, e.g. navigation, water quality is not of prime importance; for others, certain factors require exacting attention: as in swimming, for bacterial pollution; fishing, for temperature and taste.

The branch of public administration, which has to perform the management of a given body of water—in regard to quantity as well as quality—has to take into account all these interests. Some of them weigh heavier than others, either from a social or from an economic point of view; and the decisions, based on balanced considerations, represent the management of the environment.

2. Our responsibility is to fulfil a public duty, namely the uninterrupted supply of a clean and wholesome water for public distribution, a water of which the quality corresponds to the manifold purposes for which it is required as the only available supply in an urbanized world.

The representatives of this industry look understandably with apprehension at the increasing pollution of all surface waters. On the other hand, public administrations in all industrialized countries are gradually

being given, by their governments, the tools for water-quality management.

Our Association should be ready to respond by defining quality levels in such a way that the public interests we represent can be adequately protected.

3. In regard to water quality, one can distinguish between: regulations, standards, criteria, quality goals, and guidelines. This paper has nothing to do with *regulations*; these may be promulgated by governments; for instance, for certain elements of quality for public water supply: bacteriological, toxicological, or chemical. Nor do we discuss *standards*; these also have an official status, like the International and European Standards for Drinking Water, issued by the World Health Organization in 1963 and 1970; in general these are authoritative, while our Association only aims at pronouncements of moral value, given by experts working in the branch of public water supply. *Criteria* denote certain quality conditions, the fulfilment of which is considered pre-emptive for the attainment of a given goal, in this case the supply of a water of generally accepted quality. *Quality goals*, like those issued by the Board of Directors of the A.W.W.A. in January 1968 as a statement of policy, are meant to promote the raising of quality of the water delivered. *Guidelines* have a somewhat weaker but similar character.

4. We are discussing here quality *criteria* for surface waters. The definition of our subject can be given as: the minimum requirements which the quality of surface waters should attain, through application of practicable purification processes, in order to give a generally accepted quality level for the public supply.

By this definition we are, however, confronted with two difficulties, especially in an international gathering. What are practicable processes? What is a generally accepted quality?

To the former question we shall return in sections 6 and 8. As regards the latter, we observe certain cases, where a quality of supply is accepted which is far below the level that large systems generally reach in their water quality. There are, apparently, differences in the accepted levels of quality. On the other hand our Swedish member, especially, reports on surface waters of such good quality that the delivered product can be superior to a generally accepted quality.

The Directors of the A.W.W.A. were aware that such differences, sometimes considerable, existed throughout the U.S.A., but they stated:

"Ideally, water delivered to the consumer should be clear, colourless, tasteless and odourless. It should contain no pathogenic organisms and be free from biological forms which may be harmful to human health or aesthetically objectionable. It should not contain concentrations of chemicals which may be physiologically harmful, aesthetically objectionable, or economically damaging. The water should not be corrosive or incrusting to, or leave deposits on, water-conveying structures through which it passes, or in which it may be retained, including pipes, tanks, water heaters, and plumbing fixtures. The water should be adequately protected by natural processes, or by treatment processes, which ensure consistency in quality."

We express our agreement with this statement.

5. In Table 1, p. N3, are set out: (1) the A.W.W.A. quality goals of 1968, (2) similar "recommendations" of the Dutch Waterworks Association of 1961, (3) the International standards of W.H.O. (1963), and (4) the European standards of W.H.O. (1970), all intended for treated water. (In all four cases the list has been somewhat shortened.) It will be noted that important differences occur; the most exacting criteria are those of A.W.W.A.

The conclusions of this report, in regard to criteria for river water quality, have had to be based on a defined quality level for delivered water. The chosen level is a compromise between the four columns of Table 1 and the figures shown in the first column of Table 2, p. N4; it requires some comment.

- (a) The hardness of a distributed water is determined by the calcium (and magnesium) ions. There is a tendency to soften waters to a level of about 2 mEq/l to prevent high expenses to the water consumer for mechanical household equipment or for industrial processes; with the introduction of softening processes full attention must be paid to corrosion problems.
- (b) The value given for gross beta activity is generally in accordance with the Recommendations of I.C.R.P.
- (c) It is fully appreciated that these criteria have in several respects the character of "guidelines" because local circumstances differ in regard to climate, hydrogeology, and human activity. They are guidelines in that reasons for deviation from them, in our opinion, should be substantiated.
- (d) We have met special difficulty in arriving at acceptable limits for inorganic substances as listed under T.D.S. (total dissolved solids), Cl, and SO₄. Many water supplies have a superior quality in these respects; others may have difficulty in meeting them. We arrived at the proposed limits taking into account industrial use, horticulture, taste, and corrosion.

6. Between the water quality at source and the desired quality of supply is the gap which must be covered by the treatment processes. We have assumed purification processes, such as: storage, coagulation, filtration, activated carbon filtration or dosage, chlorination, and ozonation.

There may also be a wide gap between the quality of the actual source and the proposed quality criteria described in column 4 of Table 2. This gap, in our opinion, has to be covered by the management of the water resource; we contend that the interested water works must be allowed an influence in this management. It may be that a practicable management of water resources cannot—in a given case—guarantee to reach the desired quality level in all circumstances. Here we have to pay special attention to three factors: natural pollution, low river-flow, and accidental pollution. It is clear that, in regard to the first factor, the resources management cannot in general participate, and that in regard to the second and third factors its responsibility must have some limitation.

First we discuss the first factor. The only available sources in a very large area may be surface water draining from peaty marshes or from mineral, leachable soils. In the former case the water may be highly coloured, acid, and humic, and may contain high amounts of iron and manganese; in the latter case the water may be highly mineralized. It is manifest that water undertakings will have to include special stages in their purification processes to overcome these natural forms of pollution. The aim of this report is to set a limit to artificial pollutions of water sources. The values given in Table 2, column 4, reflect this aim; they are not by any means valid limits for the restriction of natural pollutions. The figures should be considered as valid for rivers flowing through alluvial beds, their water composition not substantially influenced by the natural inflow of organic or inorganic matters. For the latter case, the remarks on river waters in paragraph 8 are pertinent.

Now, turning again to the two other factors mentioned above (low river-flow and accidental pollution) we submit the following considerations.

A sudden heavy pollution caused by collision of ships transporting deleterious material or by an explosion in a riverside chemical factory must, in the actual circumstances, be accepted as a natural risk which cannot be completely prevented by reasonable precautions of the resource-management. A similar case is presented by abnormal drought conditions. In many cases the artificial pollution load of a river is constant in time and therefore more concentrated in periods of low flow. If certain quality criteria are agreed upon, there must be an understanding about the lowest flow for which these criteria are to be valid. Below that flow—as also in the case of accidental pollution—the natural risks of the water supplier begin to operate. We submit that the frequency of this low flow be determined by an average of 20 days per year during a period of several decades in the river's history.

The available treatment processes might not be able to meet the extra requirements; and a water supply undertaking depending on a source with these potential risks would have to make preliminary arrangements to meet the case. This could be done by maintaining a reserve stock of water (a storage reservoir or ground recharge scheme), by the availability of a secondary source, or by a system of emergency treatment. All these possibilities have to be weighed against the financial implications. We shall not discuss this point further, because, clearly, local circumstances are so varied, that a general recipe could not be offered.

7. We must now introduce the quality criteria for the source, which we present; and we therefore refer again to Table 2. Column 2 is wholly based on the report of 1968 of the National Technical Advisory Committee of the Federal Water Pollution Control Administration (U.S.A.): column 3 gives the criteria proposed to and adopted by the Fifth Congress of I.W.S.A. (Berlin

1961); column 4 is our proposition, and differs from 2 and 3. Our comments on some of these differences are:

- (a) The quoted level of bacterial pollution might be considered too high from an environmental point of view.
- (b) Values of 500 for T.D.S., 150 for sulphate, and 200 for chloride as compared with the lower values in column 1, mean that an equalizing reservoir is assumed.
- (c) The limits for pH have been narrowed down with the object of combating the acidification of river waters by industrial discharges.
- (d) A minimum oxygen saturation level of 70% would in our opinion mean a great advance in many rivers.

8. We must clearly state our belief that a general clean-up of rivers should aim at the figures in column 4.

Local circumstances may result in figures which are better or worse than our figures. In the former case it is our belief that they should be kept at the better level, and that the figures of column 1 could be proportionally ameliorated. If, however, the quality of the source cannot in reason be brought to the level of column 4, the choice would be either to accept a lower quality in water as delivered to supply (column 1) or—preferably—to introduce additional treatment processes, which could be unconventional and costly. These decisions would be the responsibility of the supplier. Our South African and Spanish members have reported to our Commission with interesting examples.

November 1971

For the Commission
C. BIEMOND, *Chairman*.
P. DESCROIX, *Secretary*.

REFERENCES

World Health Organization, International Standards for Drinking Water; 1963, 2nd ed., Geneva.
World Health Organization, European Standards for Drinking Water; 1970, 2nd ed., Geneva.
Quality Goals for Potable Water, Statement of Policy. 1968, Journ. A.W.W.A., 60, 1317.
Aanbevelingen, published by V.E.W.I.N., 1961 (February), Rijswijk, P.O. Box 70, Netherlands.
Report of the Committee on Water Quality Criteria, Federal Water Pollution Control Administration, 1968 (1st April), U.S. Government Printing Office, Washington D.C.

International Water Supply Association, Report of the Technical Commission on Pollution of Surface Waters; Proceedings, Fifth Congress (Berlin 1961), II, 1196; London, W.1, 34 Park Street.
McGauhey, P. H., 1968 "Engineering Management of Water Quality", McGraw-Hill Inc., New York.
McCabe, Symons, Lee, and Robeck, Survey of Community Water Supply Systems; 1970 Journ. A.W.W.A., 62, 670.
Elliott, Winton, F., and McCabe, Leland J. 1970 Journ. A.W.W.A., 62, 26, "Studies relating to Water Mineralization and Health".

TABLE 1

Different quality criteria for water supply, mg/l.

TABLEAU 1

Quelques critères pour la qualité de l'eau distribuée, mg/l.

	1	2	3	4
	AWWA goals	Netherlands recommendations	WHO International	WHO European
	Objectifs AWWA	Récommandations Néerlandaises	OMS Internationales	OMS Européennes
Coliformes (MPN/l)	0	1	1	0,5
Couleur—colour	3	10	5	—
Turbidité—turbidity (J.T.U.)	0,1	0,1	5	—
Saveur—taste	Unobjectionable (acceptable)	1	Unobjectionable (acceptable)	—
Odeur—odour	0	1	—	—
Résidu sec—T.D.S.	200	—	500	—
Ammonium (NH ₄)	—	0,05	—	0,05
Fer (Fe)	0,05	0,05	0,3	0,1
Manganèse (Mn)	0,01	0,01	0,1	0,05
Calcium (Ca)	32-40	100	75	40-200
Sulphate (SO ₄)	—	—	200	250
Chlorure (Cl)	—	100	200	200
pH	—	—	7,0-8,5	—
Phénol	—	—	0,001	0,001
Plomb—lead (Pb)	(0,05)*	(0,1)*	0,05	0,1
Cyanures (CN)	(0,2)	(0,01)	0,2	0,05
Activité beta globale (pCi/l)	100	10	1000 (1)	30 (2)

* The figures between brackets refer to valid standards or regulations.

* Les chiffres entre parenthèses se réfèrent à des normes ou à des prescriptions.

(1) In the absence of strontium 90 and alpha emitters.

En l'absence de strontium 90 et d'émetteurs alpha.

(2) If activity exceeds 30, radioanalysis is required.

Si l'activité dépasse 30, une analyse radiologique est nécessaire.

TABLE 2
Assumed quality level for supply and different quality criteria for the source.*

TABLERAU 2
Niveau adopté pour la qualité des eaux de distribution et différentes séries de critères pour la qualité des eaux de surface.†

	1	2		3	4
Criteria proposed, for supply, mg/l	Criteria proposed, distribution, mg/l	Surface water criteria, mg/l			
		Proposed by FWPCA		Accepted by IWSA, 1961	Proposed
		Permissible	Desirable		
Critères proposés, distribution, mg/l	Critères proposés, distribution, mg/l	Critères eaux de surface, mg/l			
		Proposés par FWPCA		Acceptés par IWSA, 1961	Proposés
		Tolérables	Désirables		
Coliformes (MPN/l)	0,5	100.000	1000	—	50.000
Virus (P.F.U./l)	Less than 1	—	—	—	—
Couleur—colour	5	75	10	—	25
Turbidité—turbidity (J.T.U.)	0,1	—	—	—	—
Saveur—taste	0	—	—	Unobjectionable	—
Odeur—odour	0	—	—		—
Résidu sec—T.D.S.	400	500	200	—	500
Ammonium (NH ₄)	0,05	0,6	0,01	0,6	0,6
Fer (Fe)	0,05	0,3	0	—	0,3
Manganèse (Mn)	0,01	0,05	0	—	0,05
Calcium (Ca + Mg)	40	—	—	—	—
Sulphate (SO ₄)	125	250	50	—	150
Chlorure (Cl)	150	250	25	200	200
pH	7,5–8,5	6,0–8,5	—	6,5–8,7	7,0–8,5
COD (de KMnO ₄)	2,5	—	—	—	10
Huile min.—min. oil	0,001	—	0	0	0,01
BOD-5	—	—	—	4	5
Saturation oxygène %	60	90	95	Not less than 70	Not less than 70
Phénol	0	0,001	0		
Plomb-lead (Pb)	0,1	0,05	0	0,1	0,1
Arsenic (As)	0,05	0,05	0	0,2	0,05
Sélénium (Se)	0,01	0,01	0	0,05	0,01
Cadmium (Cd)	0,01	0,01	0	—	0,01
Barium (Ba)	1,0	1,0	0	—	1,0
Cyanures (CN)	0,05	0,2	0	0,1	0,2
Activité beta globale (pCi/l)	30	1000	100	10	100
(sans—without K ⁴⁰)		(sans—without K ⁴⁰ et H ³)			

* The criteria as proposed in column 1 (for supply) and column 4 (for surface waters) are subject to discussion at the Congress. After the Congress, IWSA will consider the possibility of publishing a suitably revised version as a statement of policy.

† Les critères proposé dans les colonnes 1 (pour les eaux distribuées) et 4 (pour les eaux de surface) seront soumis à discussion pendant le Congrès. Après le Congrès, l'AIDE examinera la possibilité de publier, sous forme d'une déclaration de principes, cette version éventuellement révisée.

Prevention of Micropollution: Its Influence on the General Policy of Pollution Control

by

C. GOMELLA

Consultant Engineer; President General Manager SETUDE, PARIS

1. DEFINITION AND GENERAL NOTES

The notion of micropollution has daily been more and more asserting itself on the feelings of the public; but in its definition a change has been taking place. In 1969, in the general report on micropollution and the treatment of water, with special reference to the prevention of undesirable tastes and odours (IWSA Congress, Vienna), micropollutants were defined as bodies with certain or presumed organoleptic and sanitary importance, the effects of which appeared at very low concentrations and which generally were not controlled by official quality standards.

In fact, standards also tend to develop, the list of items thus concerned becoming considerably lengthened, and permissible levels becoming narrowed down. In these conditions, micropollutants are to be defined as bodies generating organoleptic or sanitary nuisances at low concentrations, below those which may result from the traditional treatments for waste water or for potable water. In a sense, this definition might embrace substances not amenable to treatment, whilst also including all leakages of pollutants throughout the traditional treatment processes.

The list of micropollutants is growing every day as a consequence of improvement of our medical knowledge and of increasing precision in water analysis.

For the control of micropollution, two methods are available, and are complementary to one another: downstream of the intake, the "polishing" treatment can be used; upstream, the prevention of micropollution.

The polishing treatment is limited, for economic reasons especially; and its optimal use depends on the kind of process applied (adsorption, oxidation). The second method is a special aspect of general policy of pollution control. This second line of action will be considered here.

Three sources of micropollution are to be noted: industry, agriculture, and human pollution. For each of these three categories, counter-measures can be devised and these will be studied here first; but more general measures can be envisaged also, involving the classification of waterways and their allocation to particular uses.

2. INDUSTRIAL MICROPOLLUTION CONTROL

In the present state of things the most important source of micropollution is industry, not only because of the volumes of water used but also because of the global polluting loads it produces.

In industry there are three different water uses: processing, cooling, and the removal of impurities and useless by-products. In processing, the quantity of water used is practically negligible; and cooling can only cause thermal pollution. The wastes discharged are, by far, the main cause of industrial micropollution.

Two methods may be adopted by manufacturers,

with regard to these waters: to dispose of them as they are, or to modify their quality by appropriate treatment. This second solution is the one that is employed. It is the more logical; provided that it is not possible (although this is seldom the case) to handle effluents except by conveying them by water.

(i) Effluent treatment

Effluent treatment is traditionally defective where the control of micropollution is in question. A reduction by 90% would be considered a good result. General treatment within the catchment area thus leads to the escape of about 10% of the overall polluting load discharged. It therefore becomes necessary, where upstream areas have to be protected, to rely on complementary treatment processes (termed "tertiary") which are both complex and onerous. A reduction of the discharge from 10% to 5% results in an increase of 50% in the initial treatment costs.

It must be remembered that it is not enough to carry the liquid phase treatment to the extreme limit; solid wastes also must be discharged so as not to contribute to the environmental pollution, because, if not, there would be a transferring of pollution—a delay in pollution but not an actual removal of it. Solid wastes accumulated in heaps induce stored environmental pollution, the effects of which still persist after the closing of plants which have given rise to this pollution.

For instance, where ammonia elimination by stripping is carried out, the ammonia removed from the effluent is recovered by rain water and returns to surface waters by a process hardly slower, but far more expensive, than direct discharge.

Phosphorus can be eliminated by the precipitation of "insoluble" phosphates, which can yet be carried along in course of time, because of a change in, for instance, pH, and so on.

Eventually an accumulation of stored solid wastes may appear throughout the country, as a potential threat to the environment. The solution seems to be in the deep burying of solid wastes; deep enough to escape the normal water cycle.

Because of their complexity and cost, tertiary treatments of effluents require evaluation; it is important to prevent diffusion, in the principal waste waters, of noxious matters; by attention to this the elimination of the most dangerous substances is made easier and less expensive.

(ii) Another possibility

Is it necessary to use water for the removal of impurities and waste by-products? To this question, the manufacturer's answer is that "dry methods of production" are possible in many cases (for instance in the paper industry).

The use of water prevailed in the 19th century because of its low cost and good natural quality. Nowa-

days it is sheer absurdity: the cost of water is increasing; the number of plants and their increasing size result in more and more expensive problems of supply; and the water quality is more and more affected by users themselves. There is thus a vicious circle that must be broken.

The first move is the re-use of waste waters, which is an increasing practice (for instance, in the iron and steel industries the water demand was reduced by a factor of up to 100 because of re-use).

The second stage must be the promoting of a systematic research into new "dry" processes which do not need water for the elimination of impurities and by-products (for instance, the use of solvents recovered by distillation).

This would result in a better protection of nature and of man, and a saving in money too; for we are at a turning point where traditional water supply, water re-use, and dry processes are, in some cases nearly equivalent in terms of economics; but taking into account the increases in water costs (longer and longer distances, more and more complex treatments) the time will certainly come when economy will be achieved through re-use and dry processes.

At present, dangerous non-biodegradable pollutants should be systematically assessed and great care should be taken not to discharge them into water. Particularly serious problems in this field seem to be those arising from mercury, heavy metals, and hydrocarbons*, especially where the transport of water is concerned.

3. AGRICULTURAL POLLUTION CONTROL

Irrigation, as an accompaniment to agriculture, increases the quantity of water used.

Micropollution comes mainly from the use of synthetic chemicals. Drastic action against these chemicals (prohibition of DDT, for instance) is perhaps unjustified; what must be stopped is the excessive use of them.

In the same way, there is excessive use of nitrogen and phosphorus compounds as artificial fertilizers.

It seems to be, above all, a problem of education in the normal use of chemicals in agriculture.

4. CONTROL OF HUMAN POLLUTION

Although slower than industrial growth, human population is increasing; but the salient feature is the tremendous development of large urban concentrations. The main problem lies in the massive discharges downstream of the great urban areas. Its solution has to be sought in the framework of a general development scheme of the catchment area and in the carrying out of tertiary treatments near, and upstream of, the water intakes.

Viruses are a particular problem because of their long survival, but a solution exists, both for the tertiary treatment of waste waters and for the treatment of potable water supplies: ozonization. There still remains the problem of human solid wastes, especially the problem of parasites, particularly in stabilized sludges from complete oxidation treatments. At least it would be

necessary to work towards a treatment of sludges from purification plants, which would lead to the destruction of parasitic ova (heat treatment, incineration, etc.).

5. MICROPOLLUTION CONTROL BY ALLOCATION OF CATCHMENT AREAS AND WATERWAYS FOR SPECIAL PURPOSES

All the methods described above are both lengthy and expensive.

Another solution, requiring nationally integrated development schemes, which may be economically acceptable and even profitable, is the allocation, for special purposes, of parts of catchment areas or rivers, or parts of rivers, some for drinking water supplies and recreational uses, and some for waste discharges; a system which would also lead either to the systematic restriction of pollution due to manufacturers, to certain regions, or else to the building of regional schemes of waste collection, protecting urban and economic zones (sometimes very extensive) against a self-intoxication by their own wastes. This would involve a corresponding need for large and long water pipes, which would be required for the supplying of such zones.

The problem is complex and requires numerous studies, especially the defining of criteria to be fulfilled at intake points, and the development of a long-term plan, which might have to be international in character (catchment areas do not always correspond to political boundaries of regions).

6. CONCLUSIONS

This report tends to be a cry of alarm to all the authorities concerned. Pollution and its most insidious aspect, micropollution, cannot be controlled by technical means alone (at discharge points or at water intakes). It is only a part of the problem; pollution that takes into account substances not easily amenable to treatment, and micropollution that is residual after conventional treatment, must be studied globally because of its extremely complicated implications socially, financially, and economically, in the long term; and internationally.

Pollution is only the logical consequence of our highly increasing standard of living, a trend that cannot be stopped; increasingly it is being managed with insufficient care in regard to the effects of its economic reactions. Philosophically, this problem is so important and opens up such prospects that it may be asked whether pollution control would not lead to a remodelling of industrial processes and agricultural methods, and to the setting-up of new manufacturing centres on a national basis. The problem to be resolved requires the putting into action of all the resources of operational research.

If, in the immediate future, measures of partial and local interest are to be regarded as the most pressing, it is essential to think out a method suited on the one hand to the considerable mass of concentrated pollution discharged in comparatively small zones, and on the other hand to the unavoidable leakage of pollutants which is taking place regardless of technical achievements. This leakage is the cause of micropollution, and it compels a reappraisal of original measures, for the concentrated pollution load is getting so high that the leakage leads to unacceptable residual levels.

* Polycyclic aromatic hydrocarbons are the most dangerous in trace amounts.

Quality Monitoring in Rivers

by

Ir. P. L. KNOPPERT

Rotterdam, the Netherlands

1. INTRODUCTION

It will help towards an understanding of the monitoring of river-water quality if the term "quality monitoring" is defined. According to the Oxford Dictionary, a monitor is, in the first place, "one who admonishes", that is, one who gives a warning.

Starting from this definition, "monitoring" is increasingly taken to be the automatic measurement of a parameter, by electrical or electronic means, usually in connexion with remote control. In this paper the quality monitoring of water in rivers will be treated in relation to water as raw material for the potable water industry. The chief original purpose of monitoring will thus be emphasized, namely, "the measurement of a parameter for control and warning purposes", to observe how a given water-quality parameter may be developed, either in an absolute sense or in relation to another parameter; the aim being to give warning at the exact moment that a water-quality parameter exceeds a predetermined limit of concentration, so that adequate measures can be taken in time.

To accord with the foregoing meaning of monitoring, measurement takes place continuously and automatically. Until now, a number of parameters have been used in this way. However, the number is limited. Other important parameters of water quality have to be measured discontinuously, and either semi-automatically or manually. In this paper the general concept of monitoring is taken to imply both the continuous and discontinuous measurements, so far as they are made automatically, with a predetermined frequency, and so far as the outcome is recorded or observed continuously.

This viewpoint would include biological control, using fish in throughflow aquaria, to give indication of poisoning of the river water: a form of "quality monitoring", if the fish life in the aquaria is under permanent observation, for instance by television transmitted into the main control room.

On the other hand, automatic sampling followed by analyses carried out manually is not quality monitoring.

2. THE NEED FOR WATER QUALITY MONITORING IN RIVERS

River water is used not only by the water industry but also—and often in much larger quantities—for agriculture, for power generation, and for industrial processes. The rivers are also used for navigation, recreation, and fishing. All these uses increase with a rise in the number of people living in the catchment area of a river, and will influence the quality of the river water.

Domestic waste water from the population is discharged into the river, so the water quality deterior-

ates. Even if the waste water is fully treated the percentage of salts, nutrients, and organic matter that is only degradable with difficulty will rise. Waste waters dumped by industry are usually even more difficult to degrade than domestic waste water.

Navigation brings oil pollution and accidents.

Agriculture influences river water quality by the use of fertilizers, weedkillers, and insecticides.

Power generation causes an artificial increase in the temperature of river water, with all the dangers that can accompany it.

In order to keep effective control over the different sources of pollution, river management is necessary, and quality monitoring is thus a need; it is moreover of immediate importance to know whether river water is suitable for a specific purpose, for instance, for the potable water industry.

3. PARAMETERS TO BE MEASURED

For the determination of river water quality, several parameters are available. However, the frequent automatic or manual determination of all these physical, chemical, and biological factors is practically impossible. But that is not necessary: one can get a good idea of a river water quality by combining the use of a limited number of parameters with an insight in the boundary conditions, revealed by the situation in the catchment area.

From this point of view it is important that the chosen parameters are measured at carefully chosen locations along the river, and that the measurements are made at the same moment. Parameters which can change rapidly should be measured with a high frequency—continuously, if possible. This cannot be done with samples taken by hand and analysed in a laboratory. However, modern instrumental developments in this field are presenting new possibilities. Reliable automatic sampling apparatus has been available for several years. It should, however, only be used if it is certain that no changes in the water sample will occur during the time-interval between the moments of sampling and analysis. This interval can be very short if automatic analysis of the parameter is possible. Such analyses include the determination of C.O.D., ammonia, phosphates, total carbon, and total organic carbon (the last two involving the process of combustion).

Such automatic determinations come within the conception of monitoring. They can be as accurate as analysis by manual means. A disadvantage, however, is that these methods are very sensitive to the presence of solid particles in the water, so the water in the sample should first be filtered.

Apart from these parameters, there are others which can now be measured continuously and automatically. The most important are pH, conductivity,

dissolved oxygen, temperature, redox potential (not exactly a quality factor), and turbidity; organic matter and ammonia are in a final stage of development. Ion-selective electrodes have been developed for the determination of fluoride, sulphide, cyanide, cadmium, silver, copper, lead, chloride, bromide, iodide, sodium, potassium, calcium, nitrate, and hardness. These ion-selective electrodes can safely be used in a laboratory. Obviously, however, with the exception of the chloride ion electrode, they often are, when used in a river, still unreliable because of low stability. Until now, therefore, laboratory analysis has been preferable when using these parameters.

Apart from these parameters for the direct assessment of water quality, there are other measurements, influencing water quality, which can be made. Thus it is possible to determine, automatically and continuously, the direction and velocity of the wind, the river flow, the water level, and the light intensity at different depths of the water.

The occurrence of poisons, not specified in detail, in river water can best be diagnosed rapidly by means of a biological test, for instance, by the observation of fish in aquaria, through which the river water flows continuously.

These biological methods, as well as the laboratory analyses, must be seen as the direct application of automatic quality determination. Each has to deliver its own specific contribution to adequate quality control of rivers and river water.

4. HOW MEASUREMENTS ARE MADE

In developing a system of water quality control along a river it is very important to make a careful choice of the points where the monitoring stations are to be placed. Where a tributary is running into the main stream a good monitoring point is in the tributary just before the point of confluence, or in the main river so far downstream that a good mixing has taken place. If the measuring stations are unmanned they have to be situated and built in such a way as to be inaccessible to unauthorized persons, so as to prevent unintentional or wilful damage.

A rapidly growing range of apparatus for water quality monitoring has been put on the market during recent years. There are already monitoring systems with which 12 parameters can be measured, recorded, and wired. Battery-operated portable and immersible monitors are also available. With such apparatus the readings for certain variables can be determined and recorded over a period of at least one week. They are used in remote areas where no public power supply exists. As such equipment is submerged there is only a slight chance of wilful damage occurring. Some of the existing designs are accurate within 2 to 4%.

The monitors usually consist of a sensor system, a signal conditioner, and an output component. The sensor system can be put directly into the river, or it can be placed beside it, in a box through which the river water is running continually. The disadvantages of the former arrangement are higher vulnerability and reduced accessibility. If flow-cells, outside the river, are used, the water has to be pumped up. Water samples thus obtained must, of course, be representative of the river water at that spot. This is often not the case, the cause being the non-homogeneous distribution of water quality in the river. Consideration should then be given to the taking of more samples, spaced at certain distances from each other, or to the establishment from practical observations, of a relationship between the quality of the sample and the average quality of the river water at the spot.

Attention also has to be paid to the system for

conveying the sampling water from the point of intake to the sensor. The sample must change as little as possible during transit. To keep for instance the gas-liquid equilibrium in the sample, a submersible pump has to be placed near the intake, so that the water is under pressure during transportation and not under suction; in the latter case, the negative head would cause degassing.

It is difficult, when using a pump and a pipeline, to maintain equilibrium between two or more liquids which will either not mix or will only mix badly, or between the liquid and the suspended material. Moreover, selective adsorption by, or sedimentation on, the tube wall can also take place. The changes in the sample caused by wall effects can be kept under control by bringing a considerable flow through a not too narrow tube; for instance, a flow of 50 to 100 litres per minute through a tube with a diameter of 3-6 cm. The use of smaller flows and diameters should be limited to samples which contain no insoluble matter and in which the concentration of the pollution is low.

As the power required by a submersible pump is usually at least one-half to one horse-power, the use of batteries is not advisable. If there is no alternating current in the neighbourhood of the measuring point, it is generally better to place the sensor directly in the river.

Depending upon the system used, sensors can be divided into two main groups:

(i) Photo-electrical apparatus

- (a) For direct measurement of turbidity. The accuracy can be within 2%.
- (b) For colorimetric determination of substances after mechanical titration. In principle this method can be used for all substances that can be measured with the aid of titration. This apparatus is very sensitive to solid material in the water. Thorough filtration is therefore necessary. This may eliminate important pollutants, with detriment to the reliability of the results.
- (c) For determination of total carbon or total organic carbon after automatic combustion procedures and the measurement of CO₂ concentration by infra-red analysis.

(ii) Electrodes

The development of electrodes based on electro-chemical or physical principles is making progress. Temperature, dissolved oxygen, pH, conductivity, and redox potential can already be measured in this way with an accuracy within 1% and the chloride-ion with an accuracy within 5%. The reliability, the simplicity of maintenance, and the low operational costs of these electrodes are such that they are found in most monitors as basic sensors.

Of the other ion-specific electrodes, the accuracy may be within the same range; but, as mentioned before, the reliability is still in most cases insufficient because of too low stability. Improvement can be expected within the near future.*

Both systems require regular maintenance. Reagents have to be replenished in course of time, and the surfaces through which the optical measurements are made must be cleaned regularly. This regular cleaning is also very important for the membranes of the electrodes. Frequent calibration of the apparatus is necessary. In general it appears for both systems that maintenance

* For more information, reference may be made to "Specifications for an integrated water quality data acquisition system", by A. F. Mentinck, Federal Water Pollution Control Administration, U.S. Department of the Interior.

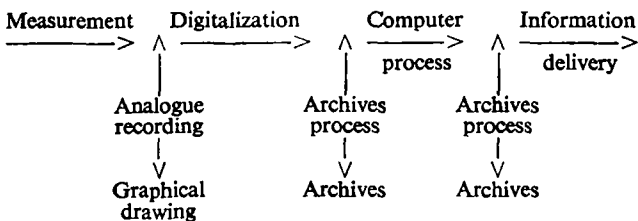
once every week, or at most every two weeks, will give satisfaction.

The selective amplifier of the monitor is there to convert the signal which comes from the sensor into a useful electrical signal for the output component. The accuracy and stability may vary, for different designs of the electronic circuit, and specially for the different components used in the construction. Nowadays such apparatus can be designed so that no significant inaccuracies will be added to the output accuracy of the much less stable sensor system.

The output component delivers the measured parameter in the appropriate units and makes permanent records. If a number of measuring stations is used, the efficiency of the quality control is enhanced very much by the rapid collection and working-out of the data. This method, called "decentralized data-logging", can be put into use at different places. However, the most advanced way of working is to use a computer at a central location. The data are transmitted to the computer telemetrically, using either radio connexions, or existing telephone cables, or cables installed specially for this purpose.

The logging of the data is done with a recorder, a multi-channel punch tape, or a magnetic tape. The perforated tape is only suitable for digital recordings, in contrast to a recorder and magnetic tape, which also allow analogue recordings. One advantage of digital recordings is the direct accessibility of the recorded data to the computer. The decision whether to make measurements or not can be done by programming.

Schematically, the path followed by the data involved in the measurements can be as indicated thus:



5. EXAMPLES

An example is now given to illustrate the necessity for the quality monitoring of a river, taking the River Rhine, a river with reliable flow, mostly fed by the melting snow and ice of the Swiss Alps and partly by rainfall over the catchment area, which is about 160,000 km² divided between Switzerland, France, Germany, Luxembourg, and the Netherlands. The average river-flow is 2,200 m³ per second with a maximum of 13,000 and a minimum of 650 m³ per second.

Rhine water was originally of very good quality; it has gradually deteriorated to an increasing extent, due to the discharge into it of domestic and industrial waste water. At the present time (1971), over 40 million people live in the catchment area, part of which is heavily industrialized. For about 20 million people this river is used as a raw-water source for their drinking water. At present, at times of low run-off, the Rhine water quality, especially downstream, is so bad, that even with the most advanced purification, the production

of an acceptable drinking water is impossible. At times of high to average run-off, however, the quality is good enough for a raw-water source. The only solution, therefore, to the raw-water problem is to store Rhine water at times of high run-off, when the quality is acceptable. Only now, when an unacceptable situation has been created regarding the use of the river for the potable water supplies, for recreation, and for agriculture, has the necessity to take counter-measures become fairly generally recognized.

One of the results of recognizing this situation was the foundation, in 1963, of the "International Committee for the protection of the Rhine against pollution". All countries in the catchment area participate in this committee. Regarding water-quality control, one of its tasks is to prepare and to arrange for the carrying out of all the investigations necessary to determine the character, volume, and source of the different pollutants.

Within this framework fortnightly analyses of water samples, taken at nine different stations along the river, are gathered and compiled. However, even with a reasonable idea of the changes in water quality over the years, it is insufficient as a warning system against the approach of a dangerous pollution. So different agencies and concerns have adopted their own control systems, and it is very difficult to co-ordinate the results. Most of them are only of local value. This is one of the reasons why, in 1969, the waterworks in Switzerland, Germany, and the Netherlands, which take their raw water from the Rhine, created a new working group called "Internationale Arbeitsgemeinschaft der Wasserwerke im Rheineinzugsgebiet" (International Working Party on Waterworks in the Rhine Catchment Area). One of the activities of this group is to build up a quality control and warning system all along the Rhine. Monitoring will have an important place in such a system.

To achieve continuous quality control of the Rhine water flowing into its territory, the Dutch Government is developing a floating laboratory at the German-Dutch frontier. It will be built on a pontoon and will consist of five different compartments: three laboratory rooms, a pump house, and a living-room for the crew. The three laboratories are:

An extraction room, where continuous extraction takes place and where manual titration can be done.

A monitoring room with continuous measurement of pH, conductivity, dissolved oxygen, chloride, and turbidity; with the possibility of extending it to deal with (for instance) ammonia, nitrate, and organic carbon.

An aquarium room with four aquaria for fresh water fish; two aquaria are for river water to flow through continuously; one is to contain filtered river water, and the other one tap water.

History, and the present situation on the River Rhine, show very clearly that the best way to get reliable quality control, and the only way to get proper management of river quality, is a single river-authority over the whole catchment area, with power to issue orders, to carry out inspections, and to take measures against those who contravene the orders.

Consequences of Artificial Increase in Temperature of Surface Water in Relation to Water Supply

by

Dr. KLAUS HABERER

Stadtwerke Wiesbaden A.G., West Germany

In future the supply of drinking water in many countries will be more and more dependent on utilization of surface waters. Keeping these waters free from all influences which may cause a deterioration of water quality is therefore of special interest to all who are active in this field. The question to what extent the water supply is injuriously affected by any artificial increase of water temperature is not easily answered.

The consequences of changes in the physical properties of the water associated with the disposal of waste heat and the resulting increase in temperature are relatively simply evaluated. On the other hand, the consequences of the subsequent effects which occur with higher water temperature, through interactions with the numerous organic systems are more complicated and, because of their variety, less predictable. This is especially true of the ecosystems of surface waters, often highly polluted, and with banks and soils encountered by water in its flow underground; these effect changes in water quality. The answer is rendered still more difficult by the variety of devices for the gathering and treatment of surface waters for drinking water supply (see Fig. 1).

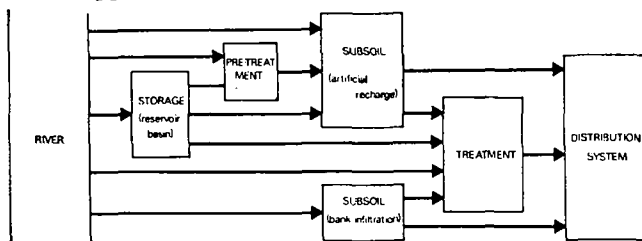


Fig. 7. Flow Diagram for the most important types of surface water supplies.

Raw water for potable supplies can be taken either directly from a river, passing eventually through a detention reservoir, or by infiltration through the banks. It can be assumed that water directly extracted is always cleaned by chemical treatment, or by its passage underground, or by a combination of these two processes. In some cases water is, furthermore, pretreated before infiltration. In the indirect collection of water by bank infiltration, chemical treatment is frequently necessary, in addition to disinfection, before the supply is conveyed to the consumer via the distribution network.

The appearance of subsequent effects, causing changes in water quality, has to be taken into account as long as the temperature is not reduced to its initial value. In contrast to the physical properties of water, e.g. density and viscosity, changes in quality, once they have been caused by increase in temperature, are usually maintained.

Artificial cooling of water, by technical means, within the relevant temperature range, is not practicable

in waterworks. Natural cooling takes place only during those stages, in its course from waste-heat effluent to the consumer's tap, where sufficient time is available, i.e.

- (i) In rivers and basins in contact with open air (in so far as equilibrium temperature has not been reached), and
- (ii) During flow underground, dependent upon the detention time.

During passage through the treatment plant and distribution system no significant changes in temperature are to be expected.

CHANGES IN PHYSICAL PROPERTIES

With increasing temperature, both the density and the viscosity will decrease, causing an improvement of the flow pattern in interstitial spaces, e.g. in artificial recharge, by 2-3% per 1°C increase of water temperature.^{1*} In addition, sedimentation and flocculation processes are accelerated. This is the basis of some more optimistic statements² on the effects of thermal pollution on water supplies, in which even the monetary savings are evaluated. It is doubtful if opinions generalized in such a way are relevant. They may not be applied to all kinds of water supply. Furthermore, this is only true where there is no alteration in water quality, and they are not realistic for more or less polluted natural waters, additionally burdened with waste heat.

The differences in density may cause stratification in the water layers, thus lessening any equalization of water quality and reducing the dilution of pollutants that may find their way into the water. Besides, a layer of heated water prevents the absorption of oxygen from the atmosphere.

ALTERATION IN WATER QUALITY CAUSED BY THERMAL DISCHARGE

An increase of 10°C in temperature will also increase the rate of chemical reaction two to four times. This is valid for reductions and oxidations, for absorptions and dissolutions, as well as for biochemical reactions, e.g. CO₂-assimilation and most of the other vital processes. Besides this, the stability of the chemical equilibria is affected, and so is the solubility of substances in water: that of solids is normally raised; that of gases, e.g. oxygen, lowered.

The composition of water and the related water quality are altered with increasing temperature, because the equilibria of the existing systems in the water will have been shifted, and reactions with other related factors, such as air and soil, will take place. But these changes will occur only gradually, if:—

- (i) Temperatures are not increased sufficiently to retard the development of, or to kill, the organisms.

* A list of numbered references is given on p. N13.

(ii) The oxygen content is not totally depleted by the acceleration of reactions demanding oxygen followed by insufficient reoxidation. Otherwise, numerous deleterious materials can be dissolved from the sediment of waters and subsoil as, for example, manganese, ammonia, and hydrogen sulphide. The destruction of organic materials takes place under anaerobic conditions.

Depending upon alterations in the surrounding conditions, different organisms are either hindered or promoted in their development. By such means a fluctuation in the biocoenosis can occur, which generally is directed towards an increasing "heterotrophication".

If the temperature of nutrient, organically highly polluted, waters is raised, the microbiotic cycles and self-purification processes are accelerated. This effect is not unpleasant but, on the other hand, it is accompanied by a more rapid consumption of oxygen during degradation reactions; the maximum oxygen deficit is much higher, the higher the temperature, and it is located nearer the source of organic pollution.³ More intensive bio-production occurring concurrently with a shortening of the life span, also causes a higher oxygen demand. As heterotrophic processes in heated waters are favoured in comparison with autotrophic processes, the biogenic oxygen is further diminished.

Anaerobic conditions resulting from depletion of oxygen will bring about reducing solution processes, and the poisoning of the river. Poisonous materials originating from industrial wastes, such as trace metals and pesticides, are mostly more toxic to fish and other organisms when temperatures are raised or oxygen content is very low.⁴

A sudden rise of temperature is most frequently followed by a noticeable change in water quality caused by biological processes. Plankton, being transported, by the water flow, to the region of thermal discharge is exposed to a rapid rise in temperature. It is killed and undergoes autolysis, if the specific heat-resistance of this species is exceeded. Due to the degradation of the biological material, the oxygen balance is seriously disturbed. At the same time a rise in the dissolved organic carbon content in the waters is effected.

EFFECT OF INCREASED TEMPERATURE ON STANDING WATER

In natural lakes, reservoirs, storage basins, and infiltration ponds, a rise in water temperature strongly affects the biological processes. Gross increases in temperature can cause a succession in algal species, from diatoms—the optimum of development of which takes place below 25°C—to green algae and to the very undesirable blue-green algae with optimal development at temperatures above 30°C (see Fig. 2).⁵ These effects have actually been observed on rivers in which temperatures have been increased artificially.⁶

At the same time, productivity may be increased with higher temperatures; in specific temperature ranges, even algal bloom will occur (see Fig. 3),⁷ provided the nutrient levels, and the other factors which also control these effects, are high enough (usually more than 0.02 p.p.m. P and 0.3 p.p.m. N are required). Because of the large amount of bio-mass, in the degradation processes more oxygen is needed. Therefore the oxygen demand will rise, possibly to total depletion; during summer months especially, anaerobic conditions will arise, with formation of hydrogen sulphide and methane.

In the special case of blue-green algal blooms the consequences may be particularly dangerous:—

(i) Most of the Phytoplankton species, about 30 in number, on which algal blooms have been observed, excrete toxic metabolites. Ill-effects on man have been reported, especially from toxins of some blue-green algae-species of *Microcystis*, *Aphanizomenon*, and *Anabaena*, existing in higher concentrations after algal blooms.⁸

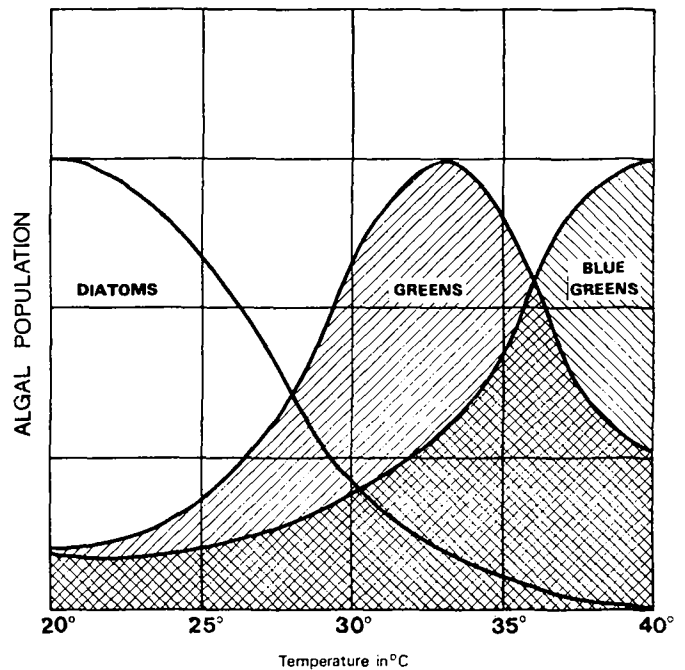


Fig. 8. Succeeding algal species observed during changes in temperature (after J. Cairns, 1971).

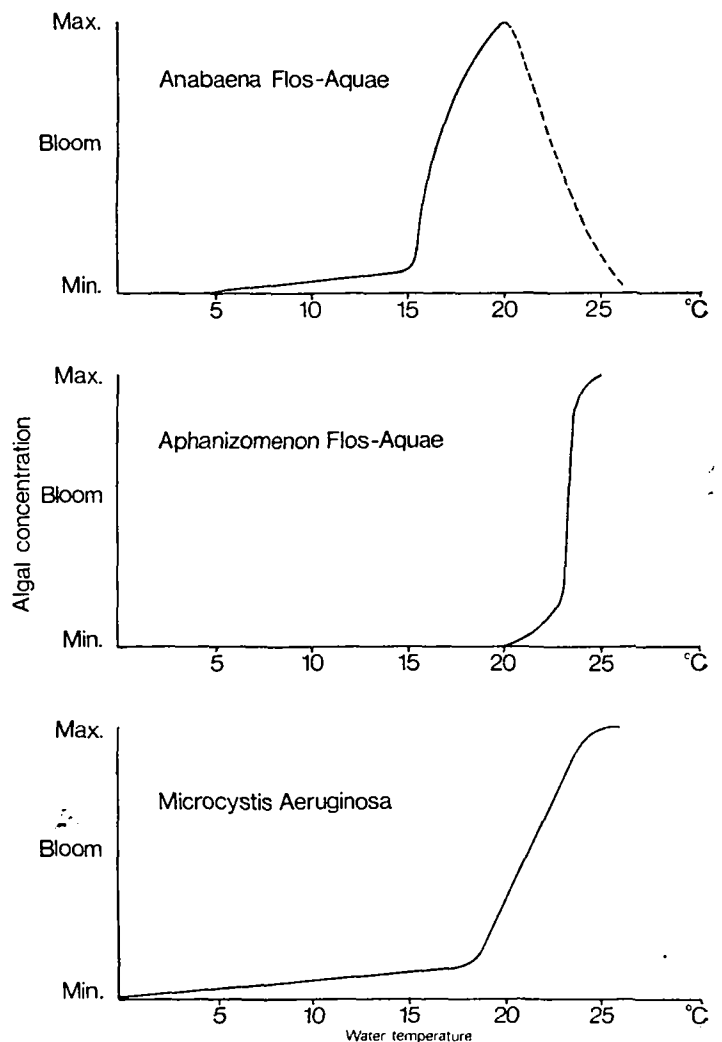


Fig. 3. Generalized growth curves related to water temperature (after U.T. Hammer, 1964).

Ingestion of such water by man brings about enteritis; contact with it causes conjunctivitis and dermatitis. Some toxins are known to be not completely removed by water-treatment processes.

(ii) In connexion with extensive mass-proliferation of algae, the formation of odorous and evil-tasting substances has been observed, especially with the bacterial degradation following algal bloom.⁹ The resulting odorous compounds are volatile. The strong fishy odour during the degradation of *Microcystis flos aquae*, *Oscillatoria chalybia*, and *Anabaena* is attributed to the presence of dimethyl sulphide, frequently accompanying amines, such as methylamine and ethylamine. In addition, some mercaptans have been identified.¹⁰

(iii) During the degradation of algae, especially blue-green algae, the development of actinomycetes is definitely stimulated.⁹ The optimum temperature for reproduction of actinomycetes, which are also found in rivers under normal conditions, is in the range 28–30°C. They cause the formation of odorous substances in water to a greater extent than do algae. The intensity of the earthy-musty odour, frequently noticed in more polluted water courses, correlates directly with the density of actinomycetes, whereas no odour comes from cultures of pure algae. Of the most odorous substances, geosmin was first isolated¹¹ which has also been identified as a direct metabolite of blue-green algae (*Symploca muscorum* and *Oscillatoria tenuis*)^{12,13} and later 2-methyl-isoborneol.^{14,15}

Severe odour and taste problems are also reported after the death of freshwater sponges and mussels. The growth of these organisms will also be strongly promoted when water temperatures, during winter, do not fall below certain minima and the development is not interrupted, as it is the case with normal trends in temperatures. Because of their continuous growth they will accumulate, and will cause clogging and damage. The mussel *Dreissensia polymorpha*, advancing at present in Central Europe and often observed in Lake Constance,¹⁶ is particularly troublesome in this respect. The freely floating larvae of *Dreissensia* can be pumped, with the water, into a distribution system and can even pass rapid sand filters because of their small size. Appearing between the end of April and the end of September, maximum development is reached between May and July. The number of individuals in the seasonal variation corresponds to the water temperatures.¹⁷

Strongly detrimental effects have also been reported with water snails,¹⁸ which have obstructed pumps and have thus interrupted the operation of a factory.

EFFECTS OF INCREASED WATER TEMPERATURES DURING FLOW UNDERGROUND

During its course from river to tap, in Germany and other European countries, water flows mostly through the subsoils, which give it greater safety, hygienically, and, above all, enable the seasonally changing temperatures of surface water to be adjusted to the temperature of true ground-water.

Subsoil filtration is effected in two different ways: (a) with bank infiltration, part of the surface water is forced through the river bottom and the subsoil near the bank; (b) with artificial recharge. With the latter, surface water is taken directly from the river and—eventually after pretreatment—infiltred into the subsoil. An increased water temperature raises the velocity of water flow through the interstitial spaces and, besides this, causes a shift in equilibria, especially those of dissolution and precipitation, in the ground layers. The reactions of solution and oxidation, occurring in layers of water which are not completely mineralized, combined with the consumption of dissolved oxygen, are more rapid with increased temperatures.

Anaerobic conditions already exist today in some regions along rivers; they will occur more and more frequently in future. With increased solubility and velocity of dissolution, higher amounts of iron, manganese, ammonium, and nitrite ions, as well as hydrogen sulphide and other odorous compounds, may also enter the water.

The precipitation of iron and manganese, once solution has occurred under anaerobic conditions, is very damaging, when it takes place in other regions in the infiltration area, e.g. in contact with aerated ground-water or in contact with open air. Clogging of the subsoil will result, mainly near the wells from which the supplies are pumped.

EFFECTS OF INCREASED WATER TEMPERATURES ON WATER TREATMENT

Water treatment has to be adapted to any lowering of the water quality. Some treatment processes, such as flocculation and sedimentation, proceed more rapidly with higher water temperature. The amounts of chemicals necessary to coagulate and treat the water can therefore be reduced. On the other hand, more chemicals are needed to meet the deterioration in quality.

Thus, much more chlorine is required to oxidize ammonia formed under anaerobic conditions (break-point chlorination), and more coagulants are needed to remove algae and colloidal substances arising from enhanced organic productivity.

In severe cases, additional installations, to provide supplementary stages in the treatment process, such as pre- or post-coagulation, dosage with oxidizing agents, or activated carbon filtration, will be necessary; the expansion of existing plants, e.g. by enlargement of filter areas, may also be called for. This is also true for sludge treatment plants in cases where more sludge is produced because of the lowered water quality.

Higher temperatures are advantageous in regard to the speed of disinfection, which increases 1.7 times with a 10°C increase in temperature.¹⁹ The reaction time required is reduced in nearly the same proportion. The spontaneous inactivation of polioviruses of types I, II, and III is also significantly accelerated with higher temperatures.²⁰

EFFECTS ON WATER DISTRIBUTION

Most of the heat added to a river will not remain noticeable in water distribution works, as any increase of water temperature, likewise any deterioration in quality, will normally be eliminated by natural influences or by technical means before the water leaves the treatment plant. Where this is not the case, the most troublesome consequences of artificial increase of temperature will result, because counter-measures are hardly feasible:

(i) To compensate for the higher demand for chlorine in respect of the "first consumer" simply by increasing the dosage of chlorine is not feasible. To deal with harmful bacterial growth²¹ in the distribution system, post-dosage stations will have to be maintained at different points in the distribution network. In many cities a considerable increase in bacteria and other microscopic organisms in water pipes has been observed "in summer, when the temperature of water is high and when the organisms in the water and those growing in the pipes are passing rapidly through stages of growth and decay".²²

(ii) Higher temperatures and higher nutrient content in the water favour the generation of taste and odour as a consequence of an increasing production of algae, actinomycetes, and microfungi, the latter occurring also in unlit parts of the system.²³

(iii) Higher oxygen demand, together with more rapid reactivity, brings about an intensified corrosion of the pipes.²¹ If oxygen is fully depleted, reduction of sulphate to hydrogen sulphide occurs; pipes will corrode still faster, and the water eventually becomes unpalatable.

CONCLUSION

The previous sections dealt merely qualitatively with the consequences of artificial increase in temperature for a municipal water supply. Type and quality of water, and the characteristics of its biological history, are significant as well as the methods of water collection

and treatment. With the high yield of waste heat in the power-generating industry, waters could in the future doubtless be heated in such a manner as to change them detrimentally, if the waste-heat release were not restricted. In several countries, therefore, the United Kingdom, for example, in order to overcome such troubles, limits have been established for maximum temperatures and for the maximum increase of temperature after the mixing of a river water with warm effluents passing into it.

With regard to the utilization of its cooling capacity, each river and, if necessary, each section of it has to be considered for its individual ecological characteristics. In the case of the Rhine, one of the most utilized rivers in Central Europe,²⁴ Knöpp has stated, that "the critical phase of the effects of cooling water is not so much in the region of 20°C, but rather at the end of autumn, with water temperatures of 10–15°C, that phytoplankton fails as a source of biogenic aeration, and at the same time, the biochemical degradation is still intensively promoted by the high rise in temperature, together with the low flow of water during this season."

To prevent trouble arising from temperature effects, a heat-load balance-sheet of the River Rhine has been brought into use by the German state authorities, the basis of which is recognition of the following maximum permissible temperatures of the river after complete mixing over the entire profile.

- (i) Upstream of Basle, where the natural temperatures in summer average 17–20°C, with occasional maximum temperatures as high as 23°C:
Maximum rise above natural temperature 3°C, but maximum permissible temperature 25°C.
- (ii) Downstream of Lauterbourg, where the maximum Rhine temperatures exceed 25°C:
Maximum rise above natural temperature 5°C, but maximum permissible temperature 28°C.
- (iii) Between Basle and Lauterbourg:
Linear interpolation between values given above.

The use of this balance-sheet enables the limits for the adoption of fresh-water cooling to be set. With the construction of additional power stations, recooling of the water will be necessary. The observance of the limits must be strictly supervised, and water quality and biological data constantly checked for changes. The same also applies to treatment plants along such rivers, to enable deleterious changes in water quality to be recognized in time.

SUMMARY

It is not feasible to evaluate in general terms, all the consequences of artificial increase in water temperature, because of the great variety in the conditions of water courses and in the types of water treatment accorded to them.

Apart from dealing with the consequences of changes in the physical properties of water, the present report is confined to those details of water quality which are to be noted in various river systems, and to an assessment of the treatment processes which may be applied between the influx of a heated water into a river or lake and its arrival at the consumer's tap. Factors which are specially emphasized are:

- (i) In water courses, without doubt, the depletion of oxygen by increased rate of self-purification.
- (ii) In storage reservoirs, the metabolites and degradation products following mass production of micro-organisms.
- (iii) In infiltration areas, the reactions comprising solution and precipitation in the subsoil.

- (iv) In water treatment plants, the acceleration of processes and the higher chemical consumption which is needed in order to eliminate deterioration in (raw-)water quality.
- (v) In distribution systems, the increased rate of corrosion reactions as well as bacteriological, taste, and odour problems.

To eliminate the consequences—predominantly detrimental—of artificial increase of temperature, higher demands will need to be met in regard to the technical and economic aspects of water treatment and the maintenance of supplies.

REFERENCES

1. Pedroli, R. "Die Wärmebelastung. Europarat-Veröffentlichung," 1969, CE/Nat, 69, 47.
2. Arnold, G. E. "Thermal Pollution of Surface Supplies," Journ. AWWA, 1962, 54, 1332.
3. Laberge, R. H. "Thermal Discharges," Water and Sewage Works, 1959, 106, 536.
4. Krenkel, P. A., and Parker, F. D. (Ed.), "Biological Aspects of Thermal Pollution", Nashville, Tenn. Vanderbilt Univ. Press, 1969.
5. Cairns, J. "Thermal Pollution—a Cause for Concern," Journ. WPCF, 1971, 43, 55.
6. Mihursky, J. "Effects of Thermal Discharges on the Ecology of a Waterway." Proc. Fifth Annual Environmental Health Research Symposium on Thermal Discharges (p. 22–30), held at Campus, State University of New York, Albany, N.Y., 1968 (May), p. 22.
7. Hammer, U. T. "The Succession of 'Bloom' Species of Blue-Green Algae and Some Causal Factors." Verh. Internat. Verein Limnol., 1964, 15, 829.
8. Vogler, G. "Intoxikationen von Mensch und Tier durch Phytoplanktontoxine aus Oberflächengewässern," Arch. Hyg. Mikrobiol., 1967, 151, 1.
9. Silvey, J. K. G., and Roach, A. W. "Studies on Microbiotic Cycles in Surface Waters," Journ. AWWA, 1964, 56, 60.
10. Jenkins, D., Medsker, L. L., and Thomas, J. F. "Odorous Compounds in Natural Waters: An Earthy-Smelling Compound Associated with Blue-Green Algae," Env. Sci. and Technol., 1967, 1, 731.
11. Romano, A. H., and Safferman, R. S. "Studies on Actinomycetes and Their Odors," Journ. AWWA, 1963, 55, 169.
12. Safferman, R. S., Rosen, A. A., Mashni, C. I., and Morris, M. E. "Earthy-smelling Substance from a Blue-Green Alga," Env. Sci. and Technol., 1967, 1, 429.
13. Medsker, L. L., Jenkins, D., and Thomas, J. F. "Odorous Compounds in Natural Waters: An Earthy-Smelling Compound Associated With Blue-Green Algae and Actinomycetes," Env. Sci. and Technol., 1968, 2, 461.
14. Medsker, L. L., Jenkins, D., Thomas, J. F., and Koch, C. "Odorous Compounds in Natural Waters: 2-Exo-Hydroxy, 2-Methylbornane, the Major Odorous Compound Produced by Several Actinomycetes," Env. Sci. and Technol., 1969, 3, 476.
15. Rosen, A. A., Mashni, C. I., and Safferman, R. S. "Recent Developments in the Chemistry of Odour in Water: The Cause of Earthy/Musty Odour," Proc. Soc. Water Treatment and Exam., 1970, 19, 106.
16. Siessegger, B. "Vorkommen und Verbreitung von Dreissena polymorpha Pallas im Bodensee," GWF Wasser-Abwasser, 1969, 110, 814.
17. Breitig, G. "Das Molluskenplankton und seine Rolle in der Besiedelung der Binnengewässer," Wasserwirtschaft-Wasser-technik, 1969, 19, 116.
18. Boettger, C. R. "Gefährdung eines Fabrikbetriebes durch eine Wasserschnecke," Natur und Volk, 1947, 77, 24.
19. Holluta, J., and Unger, H. "Untersuchungen über die Keimtötungsgeschwindigkeit von Unterchlorigsäure, Chlor und Chloraminen an Bact. coli Esch. und das Geschwindigkeitsgesetz der Chlorung," Jahrbuch "Vom Wasser", 1955, 21, Bd 1954, 143.
20. Lund, E. "Oxydative Inactivation of Poliovirus at Different Temperatures," Arch. ges. Virusforsch., 1963, 13, 375.
21. Koppe, P. "Die Güteveränderung des Trinkwassers im Rohrnetz." DVGW-Broschüre "Probleme der Wasserverteilung—Armaturen—Wasserversorgung im Ruhrgebiet", Wasserfachl. Aussprachetagung 1969 in Essen, 122. (Frankfurt 1969.)
22. Fair, G. M., and Whipple, M. C. "The Microscopy of Drinking Water," 4th Ed., New York, 1954.
23. Burman, N. P. "Taste and Odour due to Stagnation and Local Warming in Long Length of Piping," Proc. Soc. Water Treatment and Exam., 1965, 14, 125.
24. Knöpp, H. "Neuere Untersuchungen über die Wirkung von Kühlwasser auf die Selbstreinigung," Deutsche Gewässerkundl. Mitt., 1969, 63.

COMMISSION SPECIALE SUR LA POLLUTION ET LA PROTECTION DES RESSOURCES EN EAU

Rapport de la Commission—1

Par décision du Conseil d'Administration, l'ancienne "Commission Spéciale sur la pollution des eaux de surface" a été rebaptisée du titre ci-dessus qui indique que sa compétence s'étend également aux eaux souterraines et que le but de l'Association, qui est la protection des ressources en eau, est explicitement mentionné.

Pour le Congrès de New-York, notre Commission a travaillé dans deux directions.

D'abord, elle a produit un rapport sur les critères de qualité des eaux de surface en ce qui concerne les intérêts des services publics de distribution d'eau, un sujet d'actualité qui mérite discussion.

Ensuite, à l'invitation du Comité Scientifique et Technique, nous présentons des rapports sur trois autres sujets, chacun d'eux étant préparé par un membre de la Commission.

Un rapport sur les "dimensions nécessaires pour les zones de protection des captages d'eaux souterraines" n'a pas pu être terminé à temps. Nous espérons pouvoir le publier séparément.

Pour la Commission,
C. BIEMOND, *Président*
P. DESCROIX, *Secrétaire par intérim*

COMMISSION SPECIALE DE POLLUTION ET DE PROTECTION DES RESSOURCES EN EAU: SUJET No. 1

Critères de Qualité des Eaux de Surface:

Rapport de la Commission—2

1. Les critères de qualité discutés dans ce rapport se proposent de définir la qualité minimale exigée d'une eau de surface pour qu'elle soit acceptable comme source d'alimentation en eau publique. Nous espérons que ce rapport pourra être publié sous sa forme définitive en tenant compte des opinions exprimées lors du Congrès de New-York.

L'eau de surface est puisée pour divers autres usages: pour l'irrigation et pour différents usages industriels; l'eau elle-même est utilisée sur place pour des fins récréatives comme la natation, la navigation et la pêche, pour la pêche commerciale, pour les transports, pour la production d'électricité, et pour l'évacuation des eaux usées.

Toutes ces activités économiques et sociales entraînent des attitudes différentes vis-à-vis de la qualité de l'eau des rivières ou des lacs. Certaines sont assez indifférentes, comme la navigation, d'autres doivent être strictes sur certains facteurs, comme la baignade en ce qui concerne la pollution bactérienne, la pêche pour la température et le goût.

La branche de l'administration publique responsable de la gestion d'un bassin hydraulique donné, en ce qui concerne la quantité aussi bien que la qualité, doit tenir compte de tous ces intérêts. Certains ont plus de poids que d'autres, du point de vue social ou économique et les décisions prises, basées sur des considérations nuancées, visent à l'aménagement de l'environnement.

2. Notre responsabilité est de remplir un service public, la fourniture ininterrompue d'une eau claire et saine pour la distribution publique, eau dont la qualité doit répondre aux usages variés pour lesquels elle est requise comme la seule ressource en eau disponible dans un monde urbanisé.

On comprend que les représentants de notre industrie soient inquiets de la pollution croissante de toutes les eaux de surface. D'un autre côté, les administrations de tous les pays industrialisés reçoivent progressivement de leur gouvernement les moyens de gestion de la qualité de l'eau.

Notre Association doit y collaborer en définissant les niveaux de qualité de façon à protéger convenablement les intérêts publics que nous représentons.

3. En ce qui concerne la qualité de l'eau, on peut distinguer, entre les règlements, les normes, les critères, les objectifs de qualité, et les directives. Le présent rapport n'a rien à voir avec les *règlements*: ceux-ci peuvent être promulgués par les gouvernements, par exemple pour certains éléments de qualité pour l'eau distribuée, bactériologiques, toxiques, et chimiques. Nous ne parlons pas non plus de *normes*: celles-ci ont également un statut officiel, comme les normes internationales et européennes promulguées par l'Organisation Mondiale de la Santé en 1963 et 1970. En général, ces normes font autorité, alors que notre Association ne vise qu'à une déclaration de valeur morale faite par des experts en distribution d'eau.

Les *critères* énoncent certaines conditions de qualité dont le respect est considéré comme un préalable pour atteindre un but donné, qui est ici la fourniture d'une eau de qualité généralement acceptée. Les *objectifs de qualité* comme ceux publiés par le Conseil d'Administration de l'A.W.W.A. en janvier 1968 comme déclaration de principe visent à promouvoir l'amélioration de qualité de l'eau distribuée. Les *directives* ont un caractère plus faible, mais similaire.

4. Nous discutons ici de *critères* de qualité pour les

eaux de surface. Nous pouvons donc maintenant définir notre sujet: ce sont les exigences minimales pour la qualité des eaux de surface permettant d'obtenir, en employant les procédés de purification praticables, un niveau de qualité généralement accepté pour la distribution publique.

Avec cette définition, nous nous heurtons à deux difficultés, spécialement dans une réunion internationale. Quels sont les procédés praticables? Quelle est la qualité généralement acceptée?

La première question sera reprise aux paragraphes 6 et 8. Pour la seconde, nous observons certains cas où on accepte une qualité d'alimentation bien inférieure au niveau généralement atteint dans les grands réseaux. Il y a apparemment des différences dans les niveaux de qualité acceptés. D'un autre côté, nos membres Suédois en particulier, parlent d'eau de surface de si bonne qualité que le produit fini peut être supérieur à la qualité généralement acceptée.

Les Administrateurs de l'A.W.W.A. ont conscience que des différences de qualité souvent considérables existent aux Etats-Unis, mais ils ont déclaré:

"Idéalement, l'eau livrée aux consommateurs doit être claire, incolore, inodore et sans goût. Elle ne doit pas contenir d'organismes pathogènes ni de formes biologiques qui puissent être nocives pour la santé humaine ou esthétiquement discutables. Elle ne doit pas contenir de teneurs en produits chimiques qui soient physiologiquement dangereuses, esthétiquement discutables, ou économiquement dommageables. L'eau ne doit pas être corrosive ni incrustante ni laisser des dépôts sur les ouvrages dans lesquels elle passe, ou dans lesquels elle peut séjourner, ce qui comprend les tuyaux, réservoirs, chauffe-eau, et accessoires de plomberie. L'eau doit être convenablement protégée par des processus naturels, ou par des traitements qui assurent une qualité constante."

Nous exprimons notre accord à cette déclaration.

5. Dans le tableau 1* sont donnés (1)—les objectifs de qualité de l'A.W.W.A. de 1962; (2)—les recommandations similaires de l'Association Néerlandaise des distributions d'eau de 1961; (3)—les normes internationales de l'O.M.S. (1963); (4)—les normes européennes de l'O.M.S. (1970), qui intéressent tous l'eau traitée (pour chacun la liste est abrégée). On notera qu'il existe des différences importantes, les critères les plus rigoureux étant ceux de l'A.W.W.A.

Les conclusions de ce rapport, en ce qui concerne les critères de qualité de l'eau de rivière, doivent être basés sur un niveau de qualité défini de l'eau mise en distribution. Le niveau choisi est un compromis entre les quatre colonnes du tableau 1. Il figure à la première colonne du tableau 2* et il demande certains commentaires.

- (a) la dureté d'une eau distribuée est déterminée par les ions calcium et magnésium. Il y a une tendance à adoucir l'eau à environ 2 milligrammes/litre pour réduire les dépenses relatives à l'équipement domestique ou pour les processus industriels; l'adoption de l'adoucissement obligé à faire attention aux problèmes de corrosion.
- (b) la valeur donnée pour l'activité bêta globale est conforme avec les recommandations de la Commission Internationale pour la protection radiologique.
- (c) il est évident que ces critères ont, à certains égards, un caractère de directives car les circonstances locales de climat, d'hydrogéologie, et d'activités humaines sont variables. Ce sont des directives dans la mesure où tout écart, dans notre opinion, doit être justifié.

- (d) nous avons eu des difficultés à fixer des limites acceptables pour les substances inorganiques comprises dans le résidu sec Cl et SO₄. Beaucoup de distributions d'eau ont une qualité supérieure à cet égard, d'autres peuvent avoir des difficultés à tenir les limites. Celles que nous proposons tiennent compte des emplois industriels, de l'horticulture, du goût, et de la corrosion.

6. Entre la qualité de l'eau à la source de qualité désirée pour la distribution existe un écart qui doit être comblé par les procédés de traitement. Nous avons tenu compte de procédés tels que stockage, coagulation, filtration, charbon actif en lit ou en poudre, chloration, et ozonation.

Il peut aussi exister un grand écart entre la qualité réelle de la ressource et les critères de qualité figurant dans la colonne 4 du tableau 2. Cet écart, à notre avis, doit être couvert par la gestion des ressources en eau; nous soutenons que les services d'eau intéressés doivent avoir une influence sur cette gestion. Il est possible qu'une gestion réalisable des ressources en eau ne puisse pas, dans un cas donné, garantir en toutes circonstances le niveau de qualité désiré. Il faut alors tenir spécialement compte de trois facteurs: la pollution naturelle, le débit d'étiage de la rivière, et une pollution accidentelle. Il est évident qu'en ce qui concerne le premier facteur, la gestion des ressources ne peut jouer aucun rôle et que sa responsabilité doit avoir des limites en ce qui concerne le second et le troisième.

Discutons d'abord le premier facteur. La seule ressource disponible dans une très vaste région peut être une eau de surface provenant de marais tourbeux ou des sols minéraux lessivables. Dans le premier cas, l'eau peut être très colorée, acide, humique, et contenant beaucoup de manganèse; dans le second cas, elle peut être très minéralisée. Il est évident que les services d'eau doivent prévoir des stades spéciaux de purification pour lutter contre ces formes de pollution naturelles. Le but de ce rapport est d'imposer des limites aux pollutions artificielles des ressources en eau. Les valeurs données au tableau 2, colonne 4, reflètent cette intention et ne valent, en aucun cas, pour les pollutions naturelles. Ces chiffres doivent être considérés comme valables pour les cours d'eau coulant dans un lit alluvial dont l'eau n'est pas substantiellement influencée dans sa composition par l'intrusion naturelle de matières organiques ou inorganiques. Dans ce dernier cas, les remarques du paragraphe 8 sont valables.

Revenant maintenant aux deux autres facteurs mentionnés ci-dessus (débit d'étiage, pollution accidentelle), nous soumettons les considérations suivantes.

Une pollution grave et soudaine résultant d'une collision de bateaux transportant des substances dangereuses ou d'une explosion dans une usine chimique située au bord de l'eau doit être actuellement acceptée comme risque naturel qui ne peut pas être actuellement empêché par des précautions raisonnables du gestionnaire des ressources. Un cas semblable est celui d'une sécheresse anormale. Très souvent, la charge polluante artificielle d'une rivière est constante dans le temps et, par conséquent, plus concentrée lorsque le débit est faible. Si l'on est d'accord sur certains critères de qualité de la ressource, il faut préciser le débit minimum pour lequel ces critères sont valables. Au-dessous de ce débit, et aussi en cas de pollution accidentelle, les risques naturels aux dépens du fournisseur d'eau entrent en jeu. Nous suggérons que la fréquence de ce débit minimal soit déterminée sur la moyenne de 20 jours par an pendant une période de plusieurs décennies de l'histoire du cours d'eau.

Les procédés de traitement connus peuvent ne pas être suffisants pour couvrir ces risques supplé-

* Pour les tableaux 1 et 2, voir le texte anglais.

mentaires et tout service d'eau qui dépend d'une ressource exposée à ces risques potentiels doit avoir pris ses dispositions à l'avance pour y faire face. Cela peut être de maintenir une réserve d'eau (réservoir de surface ou souterrain), en disposant de ressources de réserve ou par un traitement de secours. Toutes ces solutions doivent être pesées au point de vue financier. Nous ne discuterons pas ce point plus en détail car il est évident que les circonstances locales sont très variées, que l'on ne peut pas donner de recette générale.

7. Nous devons présenter les critères de qualité que nous proposons et pour cela, nous revenons au tableau 2. La colonne 2 est entièrement basée sur le rapport de 1968 du Comité Consultatif Technique National de l'Administration Fédérale de Lutte contre la Pollution (Etats-Unis); la colonne 3 donne les critères proposés et adoptés au Cinquième Congrès de l'A.I.D.E. (Berlin 1961); la colonne 4 est notre proposition, qui diffère de 2 et 3. Nos commentaires sur certaines de ces différences sont les suivants:

- (a) le niveau cité pour la pollution bactérienne peut être considéré comme trop élevé du point de vue de l'environnement;
- (b) les valeurs de 500 pour le résidu sec, 150 pour les sulfates, et 200 pour les chlorures comparées aux valeurs plus faibles de la colonne 1 supposent l'existence d'un réservoir d'égalisation;
- (c) les limites pour le pH ont été resserrées dans le

but de combattre l'acidification des cours d'eau par les déversements industriels;

- (d) un niveau minimal de saturation d'oxygène de 70% serait, à notre avis, un grand progrès dans beaucoup de rivières.

8. Nous devons clairement faire savoir que notre avis est qu'une amélioration générale des rivières doit viser aux chiffres de la colonne 4. Les circonstances locales peuvent amener des valeurs meilleures ou pires que les nôtres. Dans le premier cas, nous pensons que le meilleur niveau doit être maintenu et que les chiffres de la colonne 1 peuvent alors être améliorés en proportion. Mais, si la qualité de la ressource ne peut pas être raisonnablement relevée au niveau de la colonne 4, le choix sera d'accepter une qualité inférieure de l'eau distribuée (colonne 1), ou de préférence, de réaliser des traitements supplémentaires qui peuvent être inhabituels et coûteux. La décision doit être prise par le distributeur d'eau. Nos collègues sud-africains et espagnols ont cité à la Commission des exemples intéressants.

Novembre 1971

Pour la Commission,
Le Président,
C. BIEMOND.
Le Secrétaire par Intérim,
P. DESCROIX.

Prévention de la Micropollution: son importance dans l'élaboration d'une politique générale de lutte contre la pollution

par

C. GOMELLA

Ingénieur Conseil; Président Directeur Général de la SETUDE, Paris

1. DEFINITION ET GENERALITES

La notion de micropollution s'affirme davantage tous les jours dans les esprits mais sa définition tend à évoluer. En 1969, dans le rapport général sur la Micropollution et les Traitements d'Affinage (Congrès AIDE; Vienne), les micropolluants étaient définis comme des corps dont l'action organoleptique et sanitaire était certaine ou présumée et dont les effets se faisaient sentir pour des teneurs très faibles et qui n'étaient généralement pas visés par les normes officielles de qualité.

En fait, les normes ont tendance à évoluer elles aussi en élargissant considérablement la liste des substances visées et en diminuant les teneurs tolérées. Dans ces conditions, les micropolluants sont à définir comme des corps apportant des nuisances organoleptiques ou sanitaires pour des teneurs faibles, inférieures à celles qui peuvent être assurées par les traitements traditionnels d'épuration des eaux usées ou de correction des eaux destinées à la distribution publique. Dans un certain sens, cette définition rejoint celle des substances réfractaires mais englobe toutes les fuites de pollution à travers les chaînes traditionnelles de traitement.

La liste des micropolluants s'allonge chaque jour au fur et à mesure de l'amélioration de nos connaissances médicales et de l'accroissement de la précision des tests analytiques appliqués au contrôle des eaux.

Il existe pour lutter contre la micropollution, deux voies qui se complètent mutuellement: à l'aval du point de puisage, les traitements d'affinage; à l'amont du point de puisage, la prévention de la micropollution.

L'affinage a des limites, surtout économiques, et des conditions d'emploi optimales dépendant de la nature du processus appliqué (adsorption, oxydation). Le deuxième moyen d'action est un aspect particulier d'une politique générale de lutte contre la pollution. C'est cette deuxième possibilité d'action qui sera envisagée ici.

On peut distinguer trois sources de micropollution: l'industrie, l'agriculture, et la population humaine. Il est possible de prévoir des mesures pour chacun de ces trois secteurs, c'est ce qui sera d'abord envisagé ici, mais aussi d'avoir recours à des mesures plus générales en prévoyant une classification et une spécialisation des cours d'eau.

2. LUTTE CONTRE LA MICROPOLLUTION D'ORIGINE INDUSTRIELLE

Dans l'état de choses actuel, c'est l'industrie qui est la source la plus importante de micropollution, tant en ce qui concerne les volumes d'eau qu'elle utilise, que les charges globales de pollution qu'elle amène.

L'eau est utilisée dans trois buts différents: le process, le refroidissement, et l'entraînement des déchets. Les quantités d'eau utilisées dans le process sont pratiquement négligeables et le refroidissement ne peut être la

cause que d'une pollution thermique. L'entraînement des déchets est de loin la cause principale de la micropollution d'origine industrielle.

Deux positions peuvent être adoptées par les industriels vis-à-vis de ces eaux: les rejeter telles quelles ou en modifier la nature par un traitement approprié. Cette deuxième solution est celle qui est utilisée. Elle est la plus logique à la seule condition (qui est rarement remplie) qu'il ne soit pas possible d'entraîner les déchets autrement que par l'eau.

(i) Traitement des effluents

Le traitement des effluents est traditionnellement très imparfait si on se place du point de vue de la prévention de la micropollution. Des abattements de 90% sont considérés comme très satisfaisants. Une épuration généralisée dans un bassin conduit ainsi à une fuite de l'ordre de 10% de la masse globale de la pollution rejetée. On est donc amené, en amont des portions de bassin à protéger, à faire appel à des traitements complémentaires (dits tertiaires) qui sont complexes et onéreux. Un abaissement de la fuite de 10 à 5% accroît de 50% le prix du traitement initial.

Il faut prendre garde au fait qu'il ne suffit pas de traiter la phase liquide, même à l'extrême, mais que les déchets solides doivent être évacués de manière à ne pas contribuer à la pollution de l'environnement, car il ne s'agirait alors que d'un transfert de pollution, d'un retard à la pollution, et non d'une suppression de la pollution. Les déchets groupés sous forme de terrils conduisent à une *pollution d'imprégnation* dont les effets se manifestent encore après la fermeture de l'usine à l'origine de cette pollution.

Dans le cas, par exemple, de l'élimination de l'ammoniac par stripping, l'ammoniac enlevé à l'effluent est repris par l'eau de pluie et retourne à l'eau de surface par un processus à peine plus lent, mais beaucoup plus coûteux, que l'introduction directe.

L'élimination du phosphore peut se faire par précipitation de phosphates "insolubles" qui peuvent cependant être entraînés avec le temps sous l'effet, par exemple, d'un changement du pH.

A la longue, on risque d'aboutir à une accumulation à travers le pays de déchets solides stockés, qui constituent une menace potentielle pour l'environnement. La solution semble consister en un enfouissement profond des déchets, à une profondeur telle qu'ils échappent au cycle normal de l'eau.

En raison de leur complexité et de leur prix, les traitements complémentaires des effluents nécessitent un tri préalable; il faut prendre garde de ne pas disperser les éléments nocifs à éliminer; ce tri facilite l'élimination des éléments les plus dangereux et la rend plus économique.

(ii) Autre possibilité

La question est de savoir s'il est nécessaire d'évacuer les déchets par l'eau. En fait, l'industriel répond qu'il est possible de faire appel à des "méthodes sèches de production" dans beaucoup des cas (industrie papetière en particulier).

L'emploi de l'eau s'est imposé du fait du bon marché et de la qualité naturellement bonne du produit, dans la situation du 19^{ème} siècle. A l'heure actuelle, on est en pleine absurdité: le prix du produit naturel augmente, la multiplication des usines et l'augmentation de leur taille font que le problème d'alimentation en eau devient de plus en plus coûteux et difficile et la qualité du produit est de plus en plus détériorée par l'utilisateur. Il y a là un cercle vicieux qu'il faudrait s'efforcer de rompre.

Une première réaction a été le recyclage des eaux utilisées qui se pratique de plus en plus (par exemple dans la sidérurgie, la consommation d'eau a été divisée par un facteur allant jusqu'à 100 grâce au recyclage).

Une deuxième réaction est celle de la recherche systématique de nouveaux procédés sans eau pour l'élimination des déchets (par exemple l'utilisation de solvants récupérés par distillation).

Il résulterait de cette nouvelle orientation une meilleure protection de la nature et des hommes et même une économie; nous sommes en effet à une époque charnière ou l'emploi traditionnel de l'eau et le recyclage ou les process secs sont économiquement à peu près équivalents, mais le coût de l'eau augmente (transport de plus en plus lointain, traitement de plus en plus sophistiqué) et dans un certain avenir, l'économie sera du côté des solutions de recyclage et de process secs.

Dans l'immédiat, il faudrait faire un tri systématique des polluants dangereux non biodégradables et veiller à ce qu'ils ne soient pas déversés dans les eaux. Les problèmes particulièrement graves dans ce domaine semblent être ceux du mercure, des métaux lourds, et des hydrocarbures* (problème de transport en particulier).

3. LUTTE CONTRE LA MICROPOLLUTION D'ORIGINE AGRICOLE

La quantité d'eau utilisée par l'agriculture croît du fait de l'irrigation d'appoint.

La micropollution est ici le résultat de l'usage de produits chimiques de synthèse. La campagne contre ceux-ci (interdiction du DDT) est peut être injustifiée; ce qu'il faut arrêter (c'est l'usage immodéré de ces produits).

De même, il y a un usage immodéré des produits nitrés et phosphorés utilisés comme engrais.

Il semble s'agir surtout ici d'un problème d'éducation.

4. LUTTE CONTRE LA MICROPOLLUTION DUE A LA POPULATION HUMAINE

La population humaine s'accroît, plus lentement que l'industrie, mais surtout se concentre. Le problème principal est celui des déversements massifs à l'aval des agglomérations. C'est un problème de plan d'ensemble de bassins et de développement de traitements tertiaires à la proximité amont des prises d'eau.

Les virus posent un problème particulier en raison de leur longue survie, mais la solution existe, soit au niveau de l'épuration tertiaire, soit au niveau du traitement pour la production d'eau potable: l'ozonation.

* Les hydrocarbures aromatiques sont les plus dangereux à l'état de traces

Reste le problème des déchets solides des hommes, en particulier le problème des parasites dans les boues stabilisées résultant de traitements d'oxydation totale. Il faudrait tout au moins s'orienter vers un traitement des boues de stations d'épuration par des procédés conduisant à la destruction des oeufs de parasites (traitement thermique, incinération).

5. LUTTE CONTRE LA MICROPOLLUTION PAR SPECIALISATION DES BASSINS ET COURS D'EAU

Toutes les méthodes exposées jusqu'à maintenant sont longues et coûteuses.

Une autre solution, exigeant des plans intégrés d'aménagement de territoires, et qui peut être économiquement acceptable et même profitable, est la spécialisation de fractions de bassins, de rivières, ou de fractions de rivières, les unes à vocation de production d'eau potable et d'usages touristiques et de loisirs, et les autres à vocation d'élimination des déchets, ce qui conduirait d'ailleurs à des localisations systématiques d'industries polluantes dans certaines régions, ou encore à la création de collecteurs régionaux protégeant les zones, souvent très larges, de concentrations urbaines et économiques contre une auto-intoxication par leurs propres déchets. Ils seraient alors les pendants des vastes et longues adductions d'eau propre qu'exigent de telles zones.

Le problème est complexe et demande de nombreuses études, en particulier la définition de critères devant être respectés aux points de puisage; la mise au point d'un plan à long terme, qui devra être international (les bassins ne respectant pas toujours la division politique des territoires).

6. CONCLUSION

Ce rapport constitue une tentative de cri d'alarme à toutes les autorités concernées. La pollution et son aspect le plus insidieux, la micropollution, ne peut être combattue uniquement par des moyens techniques (à la source ou au puisage). Ce n'est là qu'un aspect très partiel de la question; elle doit être étudiée d'une façon globale avec des implications extrêmement complexes, sociales, financières, économiques à long terme, et internationales.

La pollution n'est que la conséquence logique de l'accroissement considérable de notre niveau de vie (accroissement qui ne peut s'arrêter), accroissement conduit avec une attention insuffisante donnée aux produits du métabolisme économique. Philosophiquement, le problème est tellement important et débouche sur de telles perspectives que l'on peut se demander si la lutte contre cette pollution ne va pas conduire à remodeler les process industriels, les méthodes agricoles, la répartition des centres de fabrication sur les territoires ruraux. Il y a là un problème à résoudre en mettant en oeuvre toutes les ressources de la recherche opérationnelle.

Si dans l'immédiat des mesures partielles et d'un intérêt local doivent certes continuer à être prises pour parer au plus pressé, il est indispensable d'élaborer une méthode de pensée adaptée d'une part à la masse considérable de pollution concentrée rejetée en des zones relativement réduites et, d'autre part, à la "fuite" inévitable de pollution traversant tous les barrages techniques. C'est cette fuite qui est à la source de la micropollution et qui oblige à rechercher des solutions originales, la charge concentrée de pollution devenant telle que la "fuite" conduit à des niveaux résiduels intolérables.

Surveillance de la qualité des eaux de rivières

par

P. L. KNOPPERT, Ingénieur

Rotterdam, Pays Bas

RÉSUMÉ

La surveillance de la qualité des eaux de rivière destinées à la production d'eau potable implique la mesure d'un paramètre en vue de contrôler de ce paramètre et de donner l'alarme au cas où il viendrait à dépasser une limite préfixée. Les mesures doivent donc être automatiques et continues ou tout au moins périodiques.

Cette surveillance est rendue nécessaire par la multiplication des emplois des eaux de rivière non seulement pour la distribution d'eau potable, mais aussi pour l'irrigation, l'industrie, et la production d'électricité. Parallèlement, les causes de la pollution se multiplient: déversement d'eaux d'égout, d'eaux usées industrielles difficiles à épurer, de pétrole, d'engrais et de pesticides.

On peut avoir une idée de la condition de l'eau d'une rivière en mesurant un nombre limité de paramètres, pourvu que ce soit en des emplacements bien représentatifs et à une cadence qui tienne compte des éventualités de modification rapide. Les appareils d'analyse automatique assurent qu'il n'y a pas de modification de qualité de l'eau entre le moment du prélèvement et celui de l'analyse; ils existent pour la DCO, l'ammoniac, les phosphates, le carbone total, et le carbone organique total. On peut également mesurer automatiquement et en continu le pH, la conductivité, l'oxygène dissous, la température, le potentiel redox, et la turbidité.

Des électrodes ont été mises au point pour la mesure du fluor, sulfure, cyanure, cadmium, argent, cuivre, plomb, chlorure, bromure, iodure, sodium, potassium, calcium, nitrate, et dureté. Mais leur instabilité fait qu'ils doivent être employés en laboratoire.

On peut mesurer la direction et la force du vent, le débit et le niveau de la rivière, et l'intensité de la

lumière. L'observation de poissons en aquarium, au besoin par télévision, permet de détecter les poisons.

Le poste de surveillance doit être placé sur la rive en un endroit représentatif de la qualité de l'eau, inaccessible au public. L'eau à analyser doit être pompée par une pompe submergée et amenée par un tuyau de 3 à 6 cm de diamètre aux cuves de mesure.

Les senseurs peuvent être des appareils photo-électriques (mesure directe de la turbidité, colorimétrie, carbone total par infrarouge après combustion) ou des électrodes (température, oxygène dissous, pH, conductivité, et rH).

Les mesures sont transformées en signaux électriques enregistrés sur place ou transmis à un poste central. Les signaux numériques se prêtent à l'exploitation directe par ordinateur.

Comme exemple, on peut donner le Rhin qui débite en moyenne 2 200 m³/s, au minimum 650 m³/s. Il fournit de l'eau potable à 20 000 000 de personnes, mais en basses eaux est si polluée qu'il est impossible de la traiter convenablement. En 1963, a été créée une Commission internationale pour la protection du Rhin contre la pollution qui fait tous les quinze jours des analyses en différents points. Cette surveillance est insuffisante et en 1969, les distributions d'eau de Suisse, d'Allemagne, et des Pays Bas qui traitent l'eau du Rhin ont créé un groupe de travail international chargé de mettre en place un système d'alerte le long du Rhin. Dans ce but, un laboratoire flottant va être établi à la frontière germano-hollandaise. Ce laboratoire fera des analyses manuelles et mesurera en continu le pH, la conductivité, l'oxygène dissous, les chlorures, et la turbidité, et comportera des aquariums traversés par l'eau du fleuve.

Conséquences pour l'alimentation en Eau de l'augmentation artificielle de température des eaux de surface

par le

Docteur KLAUS HABERER

Wiesbaden, R.F.A.

Les conséquences de l'élévation de température des eaux de surface sont d'autant plus difficiles à apprécier que le mode de captage de ces eaux pour l'alimentation en eau est multiforme (Fig. 1).

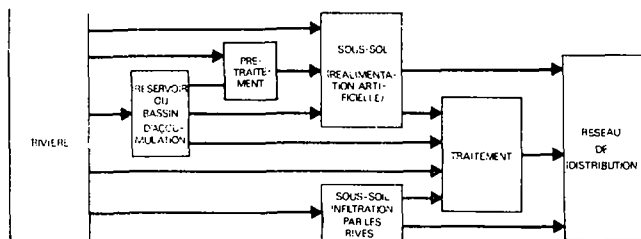


Fig. 1. Circulation dans les types les plus courants d'alimentation par des eaux de surface.

Propriétés physiques.—L'élévation de température diminue la viscosité de l'eau et accélère la vitesse d'infiltration dans le sol de 2 à 3% par 1°C. Mais elle peut amener une stratification de l'eau des réservoirs avec tous les inconvénients que cela comporte.

Qualité de l'eau.—Une élévation de température de 10°C accélère de deux à quatre fois les réactions chimiques, réduction, oxydation, absorption et dissolution, et les réactions biochimiques comme l'assimilation du CO₂. La solubilité des solides augmente, celle du gaz diminue. Ce fait, combiné avec l'accélération des phénomènes d'autoépuration, peut amener une situation anaérobie d'où production de H₂S, NH₄, etc.

Les élévations brusques de température causent la mort du plancton, d'où augmentation du carbone organique dans l'eau.

Effet sur les eaux immobiles.—A 25°C, les diatomées sont remplacées par les algues vertes et à 30°C par les algues bleu-vertes dans les lacs et réservoirs comme en rivière, avec formation de fleurs d'eau (Fig. 2.) Or, la plupart des fleurs d'eau produisent des toxines et, en outre, leur disparition favorise le développement d'actinomycètes qui donnent à l'eau un mauvais goût. De même, la mort des spongiaires et des mollusques amène des mauvais goûts. L'absence d'arrêt du développement des moules en hiver favorise leur pullulation dans les prises d'eau et même leur passage dans le réseau.

Réalimentation des nappes.—L'infiltration d'eau plus chaude favorise la dissolution du fer, du manganèse et des composés azotés et l'anaérobiose de l'eau provoque l'apparition de H₂S. Les précipitations de fer et de manganèse colmatent ensuite le sol au voisinage des puits de reprise.

Traitement de l'eau.—Les hautes températures accélèrent la floculation et la décantation, d'où économie de réactifs. Mais il faut plus de chlore pour oxyder l'ammoniaque formé en anaérobiose et plus de réactifs pour enlever les colloïdes et les odeurs. Il faut parfois avoir recours au charbon actif et agrandir toutes les installations. Inversement, la vitesse de désinfection augmente 1,7 fois pour 10% d'élévation de température et les poliovirus sont également détruits plus vite.

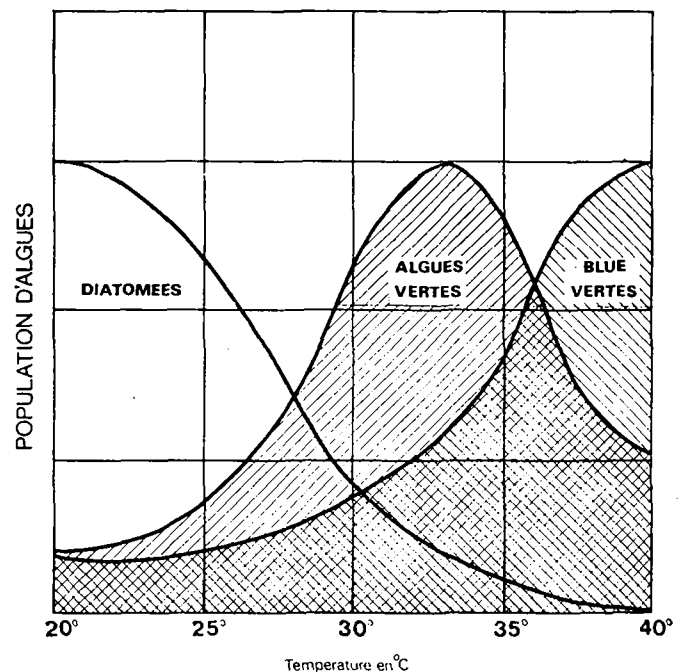


Fig. 2. Succession des espèces d'algues selon la température (d'après J. Cairns, 1971).

Distribution de l'eau.—L'augmentation de température dans le réseau de distribution amène une disparition plus rapide du chlore restant, d'où post-croissance d'organismes et mauvais goûts. La réduction de la teneur en oxygène favorise la corrosion des tuyaux et la réduction des sulfates en H₂S.

Conclusions.—Pour éviter ces inconvénients, certains pays ont imposé des limites à l'augmentation admissible de la température des rivières. Par exemple, pour le Rhin, la température ne doit pas être élevée de plus de 3°C ni dépasser 25°C en amont de Bâle, 5°C et 28°C en aval de Lauterbourg. Il est nécessaire de surveiller attentivement ces limites et de vérifier constamment la qualité de l'eau et du biotope.

Cathodic Protection of Underground Pipelines with Special Reference to Urban Areas

by

WALTER G. v. BAECKMANN, Dipl.-Phys.

Ruhrgas A.G., Essen, Germany

SUMMARY

In Europe, the cathodic protection of underground pipelines has been a recognized technology for decades. In the Federal Republic of Germany there are about 20,000 km, in France and Italy 30,000 km each, and in the Soviet Union about 100,000 km of cathodically protected long-distance lines. These are for the most part natural-gas or petroleum high-pressure lines, for which in some European countries cathodic protection is specified because of the reliability required in service. Though water pipes often consist of other materials, steel pipes coated with cement mortar are frequently used for big sizes and for long-distance lines, which are then cathodically protected, mainly for economic reasons.

In 46 towns of the Federal Republic of Germany, direct-current trams are still in service. Through the extension of express routes between the cities and by reason of subways now being built, the rail network is now again increasing. In cities where stray currents also make their influence felt, it is possible to achieve perfect cathodic protection of steel pipelines. In general, however, this is only striven for with high-pressure and medium-pressure gas mains on account of the great number of insulating joints which are necessary. For the most part, the water supply network is, together with the gas distribution network, as well as the telecommunication network and the power mains, near the direct-current substations connected to the rails by way of the common leakage of stray currents. In these circumstances, not only can protection from stray currents be obtained but partial cathodic protection also. The characteristics of the cathodic protection of water pipes are based on the use of the water pipe network for earthing purposes and on the formation of the insulating joints.

1. CONDITIONS FOR CATHODIC PROTECTION

The following conditions are to be observed if underground pipelines are to have economic and perfect cathodic protection:^{1*}

- (i) The pipeline must be a continuous electrical conductor.
- (ii) It may not have contact with low-resistance earthed installations.
- (iii) It must be encased by a pipe coating with sufficient electrical resistance.

In general, these requirements are only complied with by welded steel pipelines which, for water supply, are mostly in use as long-distance lines. Table 1 gives

a list of the dates of cathodic protection of old and new long-distance water mains. Cathodic protection here is nearly the same as for other pipelines, with the exception of the form of the insulating joint (see section 3, p. O3).^{2,3,4}

For pipelines with rubber-sealed screwed sockets or Tyton sockets the first condition can be met by bridging the sockets with a cable of at least 16 mm² cross-section.

For water pipes in urban areas, the second requirement generally is not complied with because, in many cases, the water pipe network has been utilized hitherto for earthing purposes, for the protection of the power supply. The third condition, too, is in most cases not kept, in regard to pipelines of cast iron or reinforced concrete. In any case, a very high protective current density is required for these pipes, and they exert a considerable influence on adjacent pipelines and cables.

2. CATHODIC PROTECTION BY MEANS OF DRAINAGE OF STRAY CURRENTS

In cities with trams, the distribution of potential in the ground is mainly derived from the potential field brought about by stray currents.⁵ Generally, trams run with the negative pole at the rails, so that stray-current corrosion areas are mainly situated in the immediate vicinity of the rectifier stations. These are the places where welded steel pipelines are in greatest danger because of their high conductivity.

Pipelines with Tyton joints or screwed sockets are in contact with the power cable network via domestic supply-pipes, through which stray currents can also be brought in from distant areas. Post Office cables, power cables, and high-voltage cables are equally subject to the danger of corrosion by stray currents in the vicinity of direct-current tramway substations.

Older steel pipelines with inferior quality coatings often take up important stray currents. They may not, on account of the exercise of their influence, be the only ones to get stray current protection. The German "Arbeitsgemeinschaft für Korrosionsfragen" (AfK) (Study Group for Corrosion Problems) has proposed technical methods and a cost apportionment for common measures for protection against stray currents⁶ in its recommendation No. 4.

In urban areas, all pipelines and cables are for the most part combined by a common drainage bond for stray currents and are connected to the negative substation bus-bar. In such a drainage combination, a relay or a diode is inserted to avoid reversal of the stray current when reversal potential occurs in the rail.⁷ Fig. 1 shows the schematic diagram of a foreign, stray current-supplied, drainage bond. For the most part, distribution of the

* A list of numbered references is given on p. O7.

Table 1. Dates of long-distance water pipelines having cathodic protection

Pipeline	Year	Length, km	Nominal pipe size, mm	Number of rectifier stations	Medium current density, $\mu\text{A}/\text{m}^2$	Medium protection potential, V/CuSO ₄	Medium protection area, km/station	Total protection current, A
BWV I Line	1956-58	105	900-1300	6	300-400	-1.2	15-24	51
BWV II Line	1969-71	59	1400-1600	8	30- 65	-1.6	8	16
LW	1970-71	71	1300-1500	7	20- 65	-1.6	10	15
Gelsenwasser	1961-71	85	700-1200	7	18-430	-1.4	12	30
Senegal	1970	197	800	3	8- 16	-1.4	65	5
Söse-Line	1930	108	450- 800	11	200-400	-1.1	10	85
Ecker-Line	1942	20	500- 600	2	600	-1.1	10	24
Wahnachtalsperrenvreb.	1956-70	89	250-1000	9	65-310	-0.9-1.9	10	70
RHENAG	1962-65	11	600-1000	1	140	-0.9	11	4
Solingen	1967	10	700	1	60	-1.5	10	5

BWV I + II Water pipeline (Bodensee).
 LW III. Landes-Water-pipeline Ulm-Stuttgart.
 Gelsenwasser Pipelines in the water network for Northern Westphalian coalfields.
 Senegal Water pipeline, St. Louis-Dakar.
 Söse-pipeline Water pipeline, Harz Waterworks.
 Ecker-pipeline Water pipeline, Harz Waterworks.
 Wahnachtalsperrenverband Water pipelines of the Wahnachtalsperrenverband.
 RHENAG Water pipelines of the Rheinische Energie AG.
 Solingen Water pipelines of the Stadtwerke Solingen.

Table 2. Currents returning via the drainage stray currents in various towns

Urban district	Number of protection stations		Total sum of load currents (tram), A	Total sum of return currents, via electric drainages, comprised in A	Remarks
	Where natural drainage of stray currents occurs	Where there is forced drainage of stray currents			
München	110	10	20,000	2,200	Proportions of the return currents: Water pipes 11% Gas pipes 42% Tele-heating pipes 10% Cable network 37%
Düsseldorf	34	39	71,000	1,800	Proportions of the return current: Water pipes 22% Gas pipes 56% Tele-heating pipes 2% Cable network 20% High- and medium- pressure gas-network 95% cathodically protected
Aachen	3	3	14,000	108	High- and medium- pressure gas-network with total cathodic protection: off-potential -0.85 V/CuSO ₄
Gelsenkirchen	5	—	1,000	60	Part of the return current and protection range (Fig. 2)
Recklinghausen	3	—	1,450	600	Proportion of the return current: Water pipes 80% Tele-heating pipes 15% Cable network 5%

drained stray currents from the different gas and water pipes, Post Office cables, and power lines is not feasible, because of the existence of many unknown random interconnections. Often 30-50% of the stray return load current of the trams will be flowing through such a complex of stray-current drainage systems (Table 2).

Fig. 2 shows drainages of stray currents in the city of Gelsenkirchen, the drainage current of which is given in Table 2. As the water mains are mostly cast iron pipes with Tyton sockets, electric drainage cables of 90 mm² cross-section copper have been installed additionally in some streets. The domestic supply-pipes

and the protected conductors of the current supply have been connected to the drainage cable. By this means, it has been possible to obtain cathodic protective potentials in the represented area (see Fig. 2). By measuring the on-potentials and the off-potentials at more than 100 points, three locations have been found where the potential changed unfavourably when the installation was connected. By bridging the sockets (not previously bridged here), this unfavourable influence could be eliminated.⁸

The relatively small extension of the protected area at the water distribution pipes is due to the fact

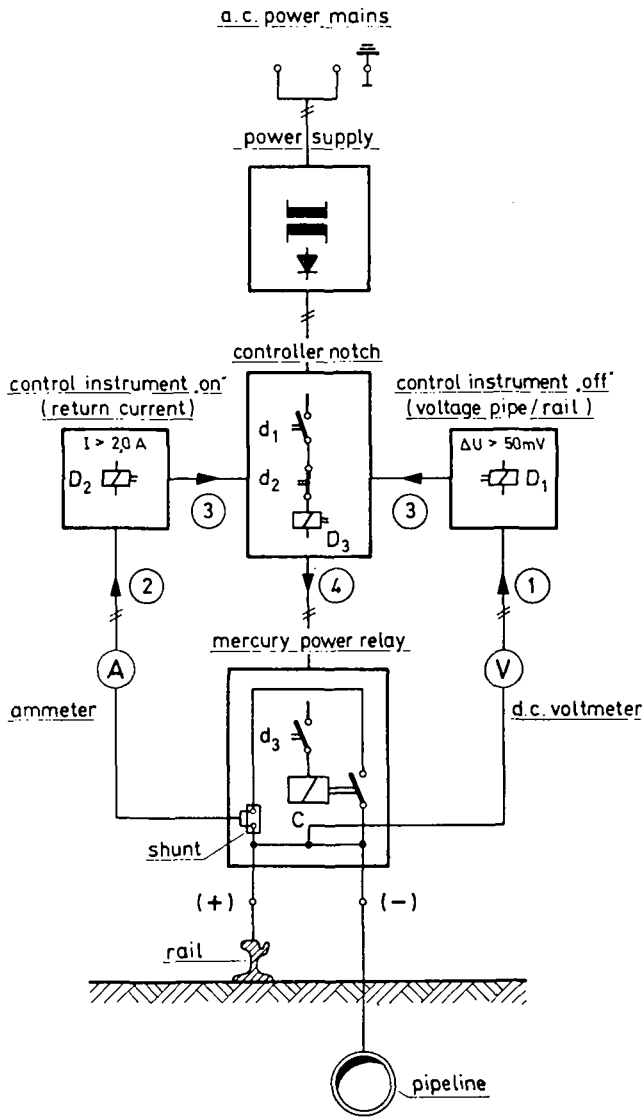


Fig. 1. Diagram of an electric drainage-relay by "foreign" current.

1. Relay D_1 responds to a certain change in voltage between pipe and rail.
2. Relay D_2 responds to a certain change in current.
3. Relay D_3 operates in accordance with relays D_1 and D_2 .
4. Power relay C depends on relay D_3 .

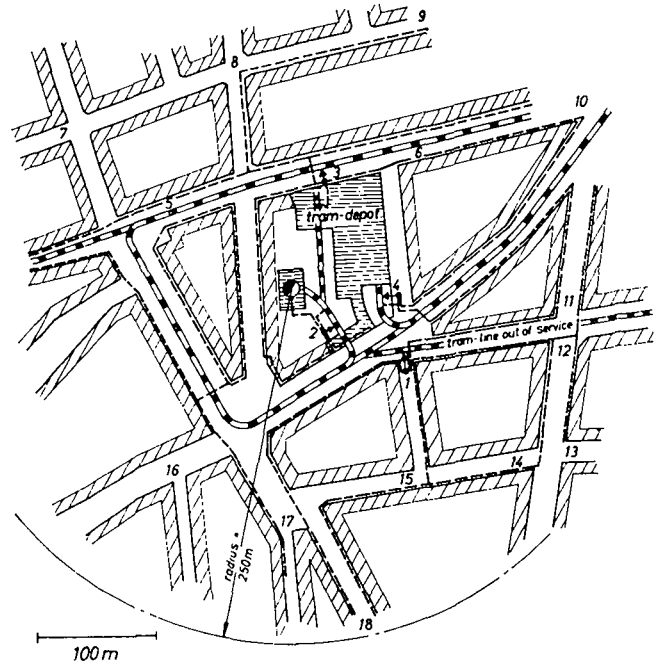
that:—

- (i) In the houses, the earthings of the current supply are connected, and
- (ii) It is not economic to insert insulating joints in the majority of existing house supply-pipes.

In future, however, it is possible that the cathodic protection of distribution networks will be improved as it becomes more and more usual to install plastic pipes for domestic supplies.

Even where there is drainage of stray currents with a considerable electric current, only a relatively small extension of the protective potential can be obtained (see Fig. 3).

With high-pressure and medium-pressure gas mains, cathodic protection of many kilometres of pipelines is often obtained in urban areas also by the insertion of insulating joints. If there is stray current influence, a relatively constant potential can be obtained by way of potential-controlled forced electric drainage rectifiers. Fig. 4 gives the relevant schematic diagram.



- d.c. substation (- terminal on the rail)
- solid drainage of stray currents
- tram-line
- drainage-cable

Fig. 2. Drainage of stray currents in urban area (Gelsenkirchen).

Drainage currents (return current via the electric drainage complexes): at measurement point 1, $I = 8 A$; at point 2, $I = 23 A$; at point 3, $I = 25 A$; and at point 4, $I = 4 A$.

Pipe/soil potentials (V/CuSO₄), with and without drainage of stray currents:

Measurement			Measurement		
point	With	Without	point	With	Without
1	-0.62	-0.40	10	-0.72	-0.52
2	-1.10	-0.30	11	-0.65	-0.58
3	-0.84	-0.50	12	-0.70	-0.51
4	-0.67	-0.50	13	-0.63	-0.61
5	-0.50	-0.51	14	-0.71	-0.71
6	-0.88	-0.55	15	-0.55	-0.63
7	-0.85	-0.74	16	-0.56	-0.55
8	-0.63	-0.55	17	-0.66	-0.66
9	-0.68	-0.60	18	-0.52	-0.38

3. INSULATING JOINT FOR CATHODICALLY PROTECTED WATER PIPES

The resistance of insulating joints in water pipes depends on the nominal size D , the length of the insulation-ring l and the resistivity of the transported water ρ . Fig. 5 shows the relationship between the resistance of insulating joints and the different nominal sizes and lengths of the insulation-ring. The measurement was done with alternating current having a frequency of 110 Hz. With increasing length of the insulation-ring l , there is a steep slope which first appears in the form of a parabola and at a later stage changes into a straight line (homogeneous current distribution), the slope of which corresponds to the resistance of the head of water R in the insulated portion of pipe.

$$R = \frac{4\rho l}{D^2\pi}$$

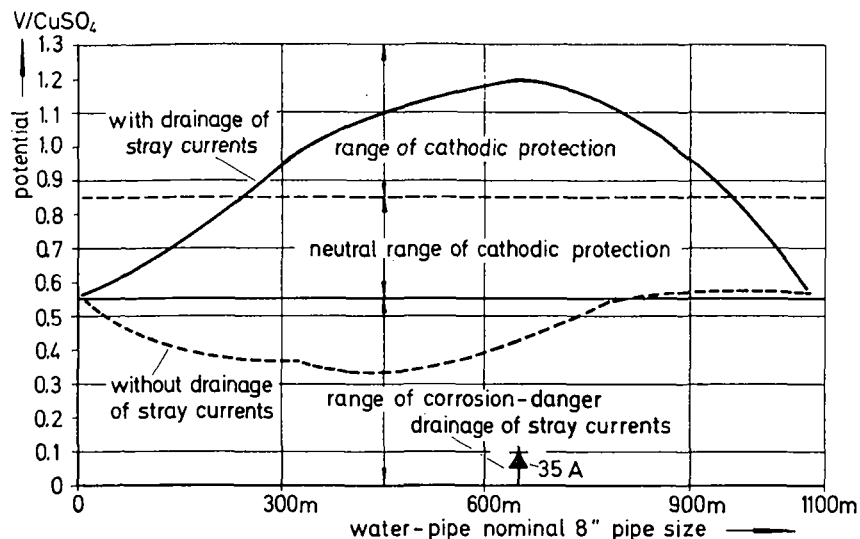


Fig. 3. Potential distribution in a steel water-pipe (nominally 8 inches diameter), of the drainage of stray currents.

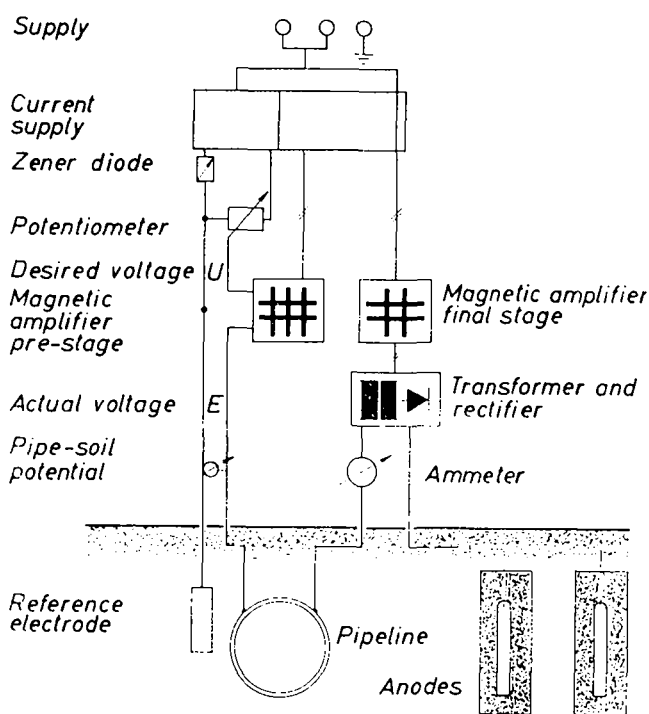


Fig. 4. Diagram of controlled rectifier.

This relationship shows that the resistance varies in direct linear proportion to the length of the insulated pipe-piece and in inverse proportion to the square of the nominal diameter D . So if, with greater nominal size, the length of the insulated pipe-pieces is not increased likewise, the decrease of resistance will follow still more rapidly. For a pipeline with a diameter of 1 m, the resistance with an insulation-ring of 10 mm thickness and with water having a resistivity $\rho = 2000 \Omega\text{-cm}$ will run up to only 0.2Ω .

When cathodic protection is applied, a voltage of about 0.5 to 1 V is present at the insulating joints, so that where the length of the insulating-ring is small a considerable current will emerge from the inner side of the pipe, which, not being connected to a cathodic-protection system, causes an electrolytic loss of material. For pipes coated internally with cement mortar, with an internal resistance of some $100 \Omega\text{-m}^2$ and a relatively important polarization arising, and for pipelines with insulating interior linings, the outflow of current can be neglected.

To measure current-density distribution behind the

insulation-ring on the pipe surface that is not connected to a cathodic protection system, a pipe with an insulating joint was sawn in pieces of different lengths (1, 2, 4, 8, 16, and 32 mm). Between the different portions, insulation-rings of 0.1 mm thickness were inserted.⁹ The portions were each bridged with shunts of 100Ω to measure the potential drop (Fig. 6). Using the values thus obtained, the current density in relation to the loss of material was calculated. In Fig. 7, the calculated anodic current densities, determined for an applied voltage of 1 V, are recorded for different nominal sizes. In these instances the current density in the proximity of the insulation-ring is nearly the same for different nominal sizes. It decreases, however, very rapidly with increasing distance from the insulation-ring, so that after about 2 mm only 50% of the emergent current remains and after 16 mm only 10%.

A current density of 1 mA/cm^2 corresponds to an iron loss of 10 mm/a. Indeed, due to polarization, the current density diminishes after some days to about 50% of its original value.

For measuring the real iron loss, a voltage of 1 V has been applied to a pipe having a nominal size of 2 inches, with an insulation-ring ($l = 8 \text{ mm}$), for 70 days. The loss of material which occurred is shown in Fig. 6. Furthermore, the loss of material, measured and calculated, in respect of the current density, has been included. The loss of material which actually occurred was rather more important than that calculated from the current density.

In the case of drinking-waters which have a relatively high resistivity (about $2,000 \Omega\text{-cm}$), it is possible to obtain an increase in the resistance value of the insulating joint; and by this means a considerable diminution of the loss of material has been achieved by increasing the length of the insulation-ring or by additional internal insulation of an electrically separated portion of pipe (see Appendix, p. O6).

For salt waters with a resistivity of about $20 \Omega\text{-cm}$ and for a pipeline with a nominal diameter of 32 inches (81 cm) the length of the internal insulation should be anything up to 100 m to obtain a significant diminution of the loss.

In such cases, Ruhrgas has inserted an anode inside (see Fig. 8) by which means the current emerging at the pipe surface not connected to the cathodic protection, is compensated by impressed current. This procedure makes it possible to realize an external cathodic protection, because the potential drop that would have occurred across the insulation-ring is maintained by the additional impressed current.⁹

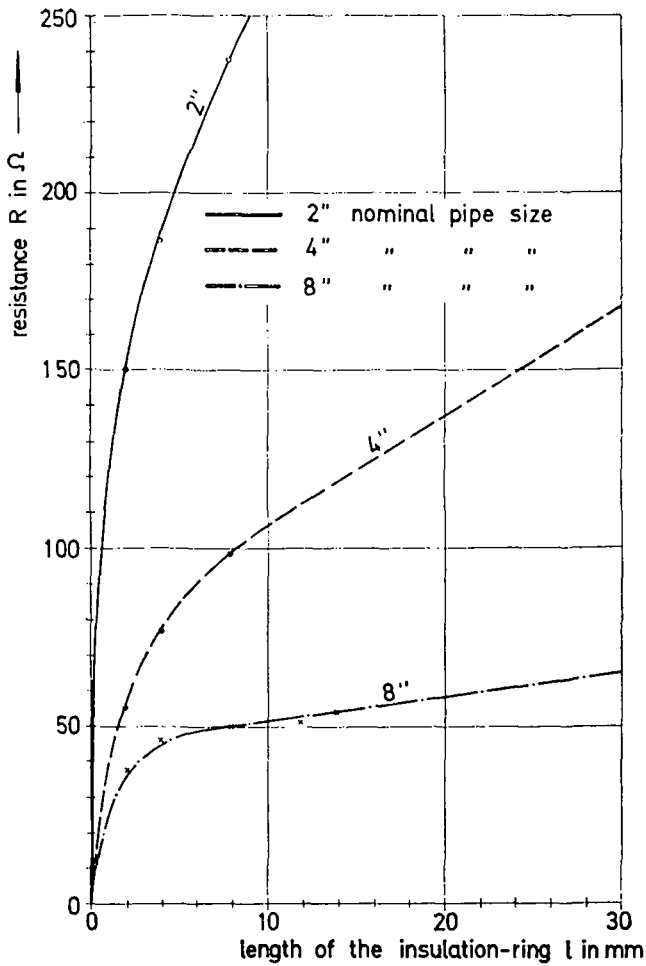


Fig. 5. Dependence of resistance on insulating-joints for various nominal pipe sizes and various lengths of insulation-rings.

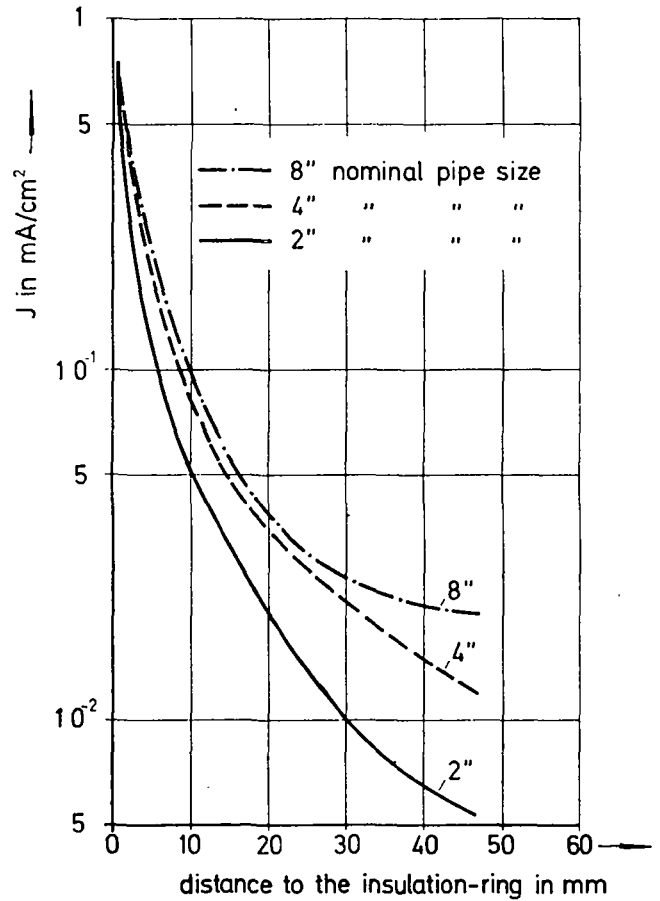
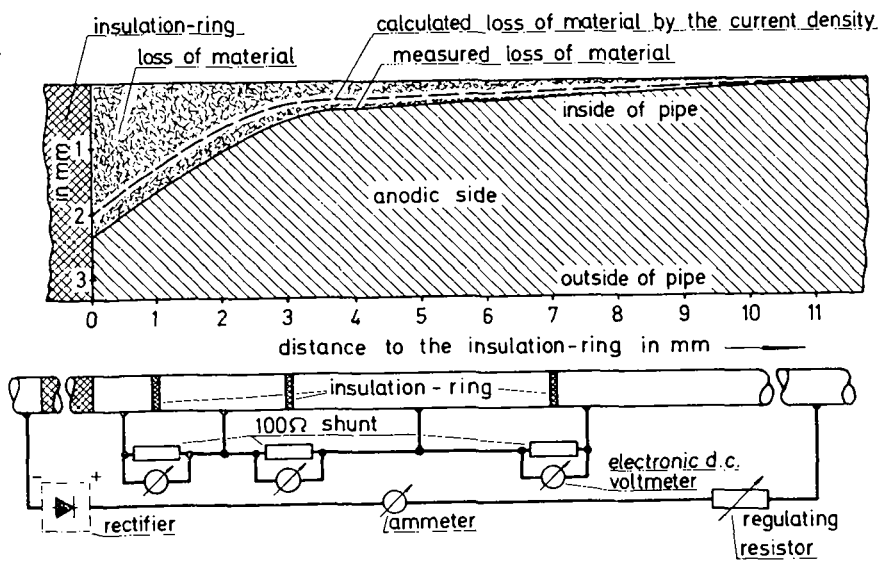


Fig. 6. Loss of material at anode side (insulation-ring 8 mm) of a water pipe (2 inches diameter), after application of a voltage of 1 V across the insulation-ring for 70 days (pipe-wall section shown much enlarged).

Fig. 7. Current densities: anode side of insulating-joints.



To obtain sufficient protective effect, the current fed in by way of the anode must be equivalent to, or more important than, the current determined from the measured direct-current resistance of the insulating joints and the existing direct-current voltage. Fig. 9 shows the potential conditions as they existed prior to the installation of the anode at the steel surface; it also shows the potentials which have appeared after the

installation of this arrangement. Measurement of the potential at the inside pipe wall is in this case made with a reference electrode (zinc) inserted additionally.

Where the current supply is too great (> 2 A), electrolysis occurs at the anode, chlorine gas being generated. To avoid this, additional inside insulation is applied in the anode area, and by this means the current to be applied is considerably reduced.

$$\rho_{H_2O} = 2000 \Omega \text{ cm}$$

$$\Delta U = 0.4 \text{ V}$$

$$J = 0.1 \cdot 10^{-3} \text{ A/cm}^2$$

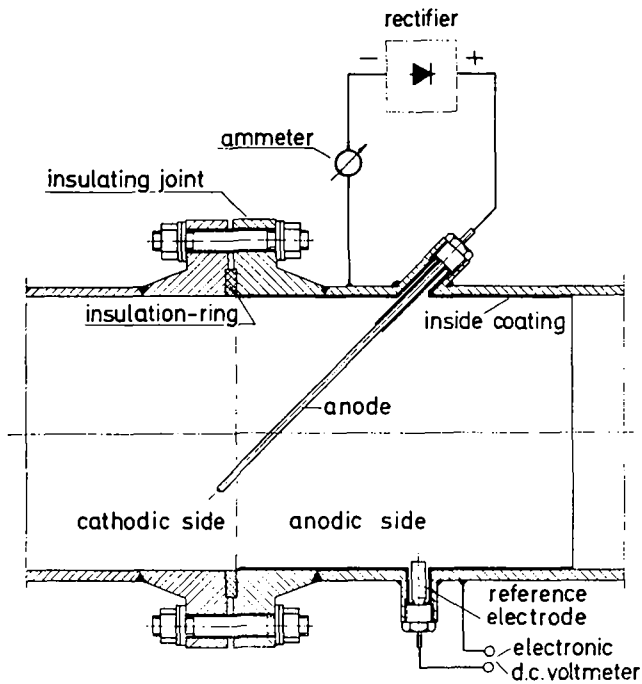


Fig. 8. Arrangement of anode in insulating-joint.

APPENDIX

Calculation of the Length of the Pipe-portion to be Insulated Internally (D. Funk's Method)

Studies have shown that 50% of the current emerges over the first 0.2 cm immediately behind the insulation-ring. To avoid an iron loss here which might exceed 1 mm/A, the maximum current density must be $J \leq 0.2 \text{ mA/cm}^2$. The resistance R of the internally insulated portion of pipe required for these conditions must, with an existing voltage of ΔU , amount to:

$$R_1 = \frac{\Delta U}{J D \pi \cdot 0.2 \text{ (cm)}} [\Omega] \quad \dots (1)$$

ΔU = Voltage across the insulation-ring minus polarization voltage (0.6 V)

J = Permissible current density, $0.2 \times 10^{-3} \text{ A/cm}^2$.

Δ = Pipe size, in cm.

Fig. 5 shows the dependence of the resistance on the length of the insulated portion of pipe. By approximating the straight part of the graph by means of

$$R_2 = A + B \cdot l \quad \dots (2)$$

we get

$$A = \frac{C \times 10}{D} \cdot \frac{\rho}{2400} \quad \dots (3)$$

The constant $C = 80$, and

$$B = \frac{\sigma \cdot 4}{D^2 \cdot \pi} \quad \dots (4)$$

By combining equations (3) and (4) with equation (2), R_2 can be expressed as follows:

$$R_2 = \frac{C \cdot 10 \cdot \rho}{D \cdot 2400} + \frac{\sigma \cdot 4}{D^2 \cdot \pi} \cdot l \quad \dots (5)$$

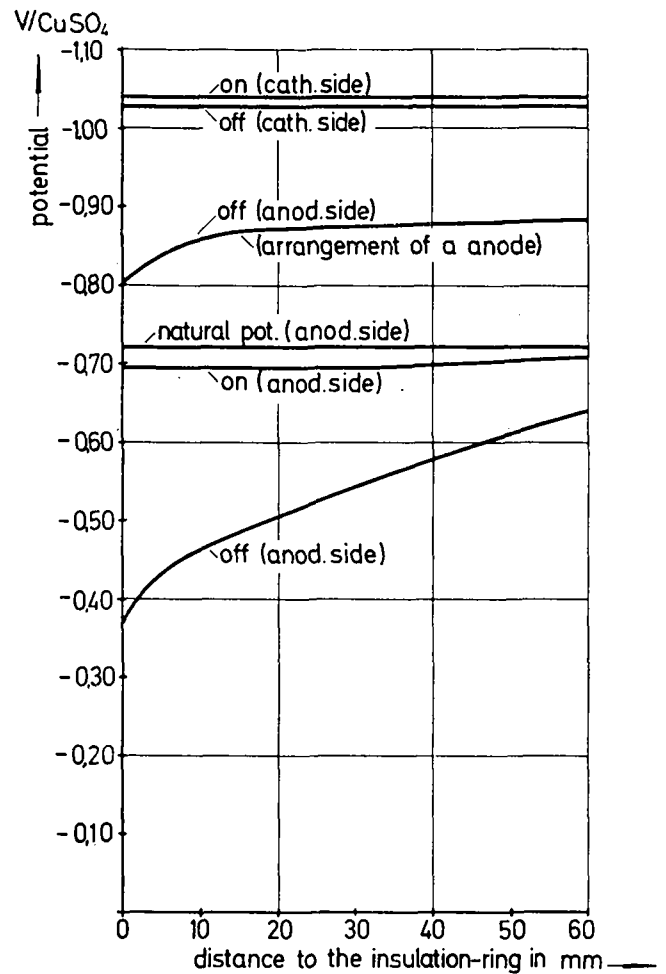


Fig. 9. Distribution of potential inside an insulating-joint (insulation-ring 8 mm).

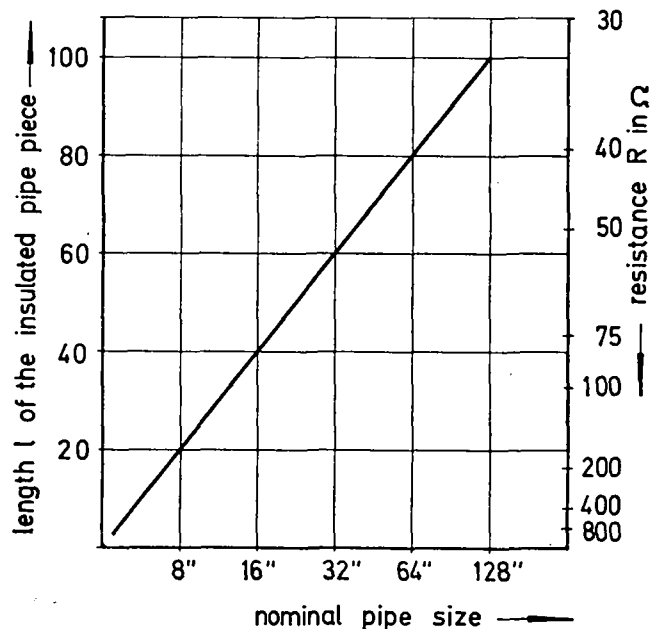


Fig. 10. Relationship between lengths and resistances of internal insulated pipe-portions, depending on nominal pipe size.

By combining equation (1) with equation (5), we obtain, when $R_1 = R_2$, the following expression for l for the length of the portion of pipe to be internally insulated:

$$l = \frac{\Delta U \cdot D}{J \cdot 0.2 \cdot \rho \cdot 4} - \frac{C \cdot 10 \cdot \Delta \cdot \pi}{2400 \cdot 4} \dots (6)$$

A permissible value of J would be $0.2 \cdot 10^{-3}$ A/cm² (1 mm/A loss), whence it follows that

$$l = \frac{\Delta U \cdot D \cdot 10^3}{0.16 \cdot \rho} - \frac{C \cdot D \cdot \pi}{960} \text{ cm} \dots (7)$$

In the diagram (Fig. 10) the requisite resistance in regard to the length l of the portion of pipe to be internally insulated has been taken in accordance with the pipe size for a potential of 1 V across the insulated portion of pipe and for a water resistivity of $\rho = 2000 \Omega\text{-cm}$.

BIBLIOGRAPHY

1. v. Baeckmann, W., and Schwenk, W. "Handbook of cathodic protection", 1st edition Weinheim, Verlag Chemie, 1971.
2. CEOCOR: Practical guide to cathodic protection, Communication No. 7, printed by Cebedoc, Liège (1969).
3. v. Baeckmann, W., and Baltes, A. "Potential measurements control cathodic protection." *Europe and Oil*, 1971 (September), 9, 30.
4. Martin, F. "Corrosion protection of cast iron and steel water pipes," *Rohre, Rohrleitungsbau, Rohrleitungstransport*, 8, 32 (No. 2), 66.
5. Schwalm, L. H., and Sandor, J. G. "The basics of stray current," NACE, 1969, Paper No. 39, Houston, Texas.
6. Recommendations for procedures and cost distribution in the case of corrosion-protective measures applied to cables and pipelines against stray currents from direct current railway and trolleybus installations, AfK Recommendation No. 4, 1971.
7. Keller, R. M. "Stray current mitigation bonds and reserve current switches," *Proceeding of the 9th Annual Appalachian Underground Corrosion Short Course*, West Virginia University, Technical Bulletin 72, 1964, 446.
8. v. Baeckmann, W. "Cathodic protection in urban areas and potential measurements, *Neue DELIWA-Zeitschrift*, 1971, No. 2, 42.
9. Funk, F. *Ruhrigas AG*, unpublished studies, 1970 (patent announced).

COMITE INTERNATIONAL PERMANENT POUR L'ETUDE DE LA CORROSION ET LA PROTECTION DES CONDUITES:

SUJET No. 1(a)

Protection cathodique des conduites souterraines avec référence spéciale aux régions urbaines

par

WALTER G. VON BAECKMANN, Diplômé de Physique
Ruhrigas AG., Essen (Allemagne)

RESUME

En Europe également, la protection cathodique des conduites souterraines est pratiquée depuis plusieurs décennies. En Allemagne Fédérale, il existe environ 20 000 km de conduites protégées cathodiquement, en France et en Italie 30 000 dans chaque pays, et en U.R.S.S., environ 100 000. En majorité, ce sont des conduites haute-pression de gaz naturel ou de pétrole pour lesquelles certains pays européens exigent la protection cathodique pour des raisons de sécurité. Bien que la conduite d'eau soit souvent en d'autres matériaux que l'acier, les conduites d'acier revêtues intérieurement de ciment sont souvent utilisées pour les grandes tailles et les grandes distances; la protection cathodique est alors utilisée surtout pour des raisons économiques.

Dans 46 villes d'Allemagne, des tramways à courant continu sont toujours en service. Le réseau ferré

s'étend le long des axes de circulation entre villes et en souterrain. Même dans les villes où l'on trouve des courants vagabonds, il est possible d'obtenir une protection cathodique parfaite des conduites en acier. Mais on ne l'exige que pour les conduites de gaz à haute ou moyenne pression en raison du grand nombre de joints d'isolement nécessaires.

Pour la plus grande part, les réseaux d'eau, de distribution de gaz, et d'électricité, ainsi que les câbles de télécommunications et d'électricité, sont reliés aux rails près des sous-stations à courant continu par un drainage commun des courants vagabonds. De cette façon, on obtient non seulement une protection contre les courants vagabonds mais aussi une protection cathodique. Les caractéristiques de la protection cathodique des conduites d'eau sont basées sur l'utilisation du réseau de conduites pour la mise à la terre et pour la formation de joints isolants.

Protection Cathodique des Tuyaux en Béton Précontraint

par

Prof. J. FRANQUIN

Conseiller Scientifique, Société Dégremont, France

INTRODUCTION

A Stockholm, en 1964, nous avons traité: les problèmes de corrosion et protection des conduites en béton précontraint. Nous voudrions reprendre et développer le paragraphe relatif à la protection cathodique.

En 1946, quelques tuyaux d'une conduite principale d'irrigation de 1600 mm (63 in) de diamètre, à l'est d'Alger, éclataient. L'application de la protection cathodique paraissait être le seul moyen de sauver quelques kilomètres de ce périmètre. C'est ce que nous avons fait et, depuis, d'autres pays ont eu recours au même procédé, dans des conditions analogues.

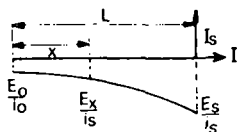
L'emploi de cette protection se serait vite généralisé comme moyen préventif, si, dans notre sphère d'influence, nous n'avions freiné cette orientation et considéré une telle utilisation comme anti-progrès. Actuellement, certains auteurs la déconseillent.

Etant donné que la protection cathodique sera encore, malheureusement, employée comme procédé curatif, nous la traiterons en considérant ce qui la diffère de celle des tuyaux en acier.

Puis, nous envisagerons les progrès réalisés au cours de la dernière décade dans l'élaboration des fils d'acier dur, dans la conception et la fabrication des tuyaux en béton précontraint, ainsi que les possibilités éventuelles de se passer de cette protection dans le futur.

Chapitre 1: PROTECTION CATHODIQUE des TUYAUX en BETON PRECONTRAINTE

Les paramètres qui conditionnent la répartition des lignes de courant dans la canalisation sont la résistance transversale R et la résistance longitudinale r de la conduite exprimées toutes deux en ohms par mètre courant.



(Fig. 1)

	Potentiel	courant de circulation	densité de courant
—A l'extrémité du tronçon	E_0	$I_0 = 0$	i_0
—Au point de soutirage	E_s	I_s	i_s

On a les équations:

$$E_s = E_0 \cos h \alpha L \quad (1)$$

$$I_s = \frac{I_0}{\sqrt{rR}} \sin h \alpha L \quad (2)$$

$$i_s = i_0 \cos h \alpha L \quad (3)$$

$$\text{en posant } \alpha = \sqrt{\frac{r}{R}}$$

ces équations sont valables pour un tronçon de longueur finie, ce qui est généralement le cas pour une conduite en béton précontraint.

Franquin et Vulcain (1) introduisent la notion de résistance effective R_e de la conduite, vue du point de soutirage:

$$R_e = \frac{E_s}{I_s} = \sqrt{Rr} \cos h \sqrt{\alpha} L \quad (4)$$

Pour une conduite de longueur infinie, R_e tend vers une valeur constante \sqrt{rR} . Les équations (1) et (2) permettent de tracer les courbes intensité ou potentiel en fonction de la longueur de la conduite, quand on se fixe un abaissement de potentiel E_0 à l'extrémité du tronçon à protéger. Cette dernière valeur E_0 est fixée par des considérations d'ordre pratique suivant le type de revêtement: bitume ou béton.

Inversement, si l'on se fixe E_s et le rapport E_0/E_s , on peut déterminer la longueur de conduite pouvant être protégée, puis l'intensité I_s au point de soutirage.

Divers auteurs ont traité la théorie de la protection cathodique, en particulier Mm. Heuze² et Unz³.

RESISTANCE d'ISOLEMENT d'une CONDUITE

Elle est fonction non seulement de la valeur d'isolement du revêtement, mais aussi de la résistance par rapport au sol. Ce dernier facteur peut jouer un rôle plus ou moins important selon la qualité du revêtement.

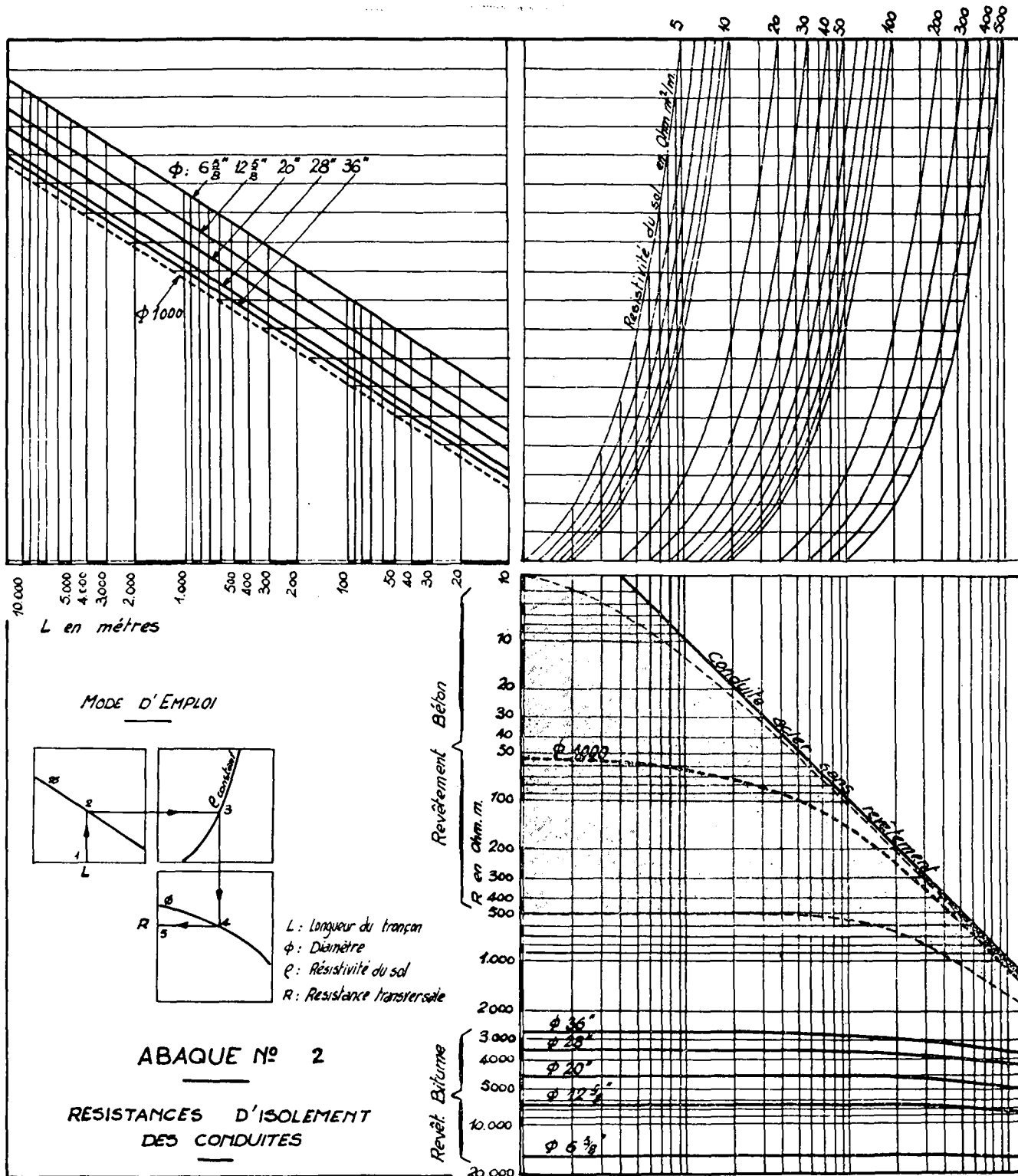
D'après Ribaud,⁴ le potentiel $E_m = RI$ du métal en un point d'une conduite est donné par la relation:

$$E_m = \frac{i}{2\pi} \left(\frac{\rho e}{r_0} + \rho_2 \log_e \frac{L}{r_0} \right)$$

dans laquelle:

i est la densité de courant dI/dx , ρ_1 et ρ_2 sont les résistivités respectives du revêtement et du sol, L est la longueur du tronçon de conduite, et e est l'épaisseur du revêtement.

On voit que la résistance R est la somme de deux termes, l'un caractérisant le revêtement de la conduite



$$R_1 = \frac{\rho e}{2\pi r_0}$$

et l'autre le sol

$$R_2 = \frac{\rho_2}{2} \log_e \frac{L_0}{r_0}$$

Dans le cas des tuyaux en béton précontraint où les frettes sont noyées dans le béton:

$$R_1 = \rho e / S$$

S étant la surface latérale des aciers de frettage à l'unité de longueur de tuyau.

Le tableau ci-dessous permet de comparer les résistances d'isolement des conduites en bitume et en béton.

(Fig. 2)

TABLEAU

	Revêtement bitumineux	Revêtement béton
1. Conduites avant enfouissement		
ρ résistivité (revêtement neuf)	10 ¹² Ω m	10 ⁴ Ω m
2. Conduite après enfouissement et vieillissement du revêtement		
Résistance spécifique	2 × 10 ⁶ Ω m	8 × 10 ³ Ω m
Par m ² de surface de tuyau	10 000 Ω/m ²	2 × 10 ² Ω/m ²
Par ml de conduite suivant φ	3000 à 20 000 Ω	5 à 500 Ω

La résistance d'isolement est pratiquement indépendante de la résistivité au sol (droites horizontales, abaque 2) lorsque le revêtement est constitué par le complexe bitumineux (carboplast et fibres de verre).

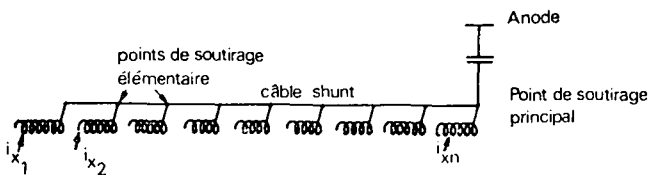
Pour les conduites en béton, le terme dû au sol peut ne pas être négligeable vis-à-vis de celui dû au béton. La résistivité de ce dernier n'est pas très bien définie. Maurin admet qu'un béton récemment coulé a une résistivité de quelques centaines d'ohms m et qu'elle atteint après un an un ordre de grandeur de 50 000. Le contact prolongé avec l'eau fait baisser cette dernière valeur suivant la nature de l'eau et la qualité du béton.⁵

Dans le cas du béton de revêtement des tuyaux SOCEA, nous avons trouvé 8000 ohms m.

Résistance longitudinale r

Le principe même de la conception des tuyaux à extrémité en béton ainsi que les bagues en caoutchouc formant joints détruisent la conductibilité électrique de la conduite. Les aciers de frettage pour lesquels la protection cathodique est envisagée ne sont pas en liaison électrique avec les génératrices ou avec le cylindre en tôle, qui pourraient servir de transporteur de courant.

C'est pourquoi il est nécessaire de prévoir un câble shunt distinct de la conduite, réuni aux aciers de frettage de chaque tuyau. (Fig. 3).



(Fig. 3)

Le courant i_x , en trant à l'extrémité du tuyau, opposée à celle du point de soutirage élémentaire, doit parcourir, pour rejoindre ce dernier toute la longueur du fil d'acier dur qui peut être de l'ordre de 1 km dans un tuyau de 1000 mm.

Il en résulte que le potentiel variera d'une extrémité à l'autre d'un même tuyau et qu'il existera une différence de potentiel de l'ordre de 50 mVolts entre les extrémités de 2 tuyaux consécutifs. Cette différence de potentiel risque de faire passer le courant d'un tuyau à l'autre par l'intermédiaire du sol.

Il faut donc placer, lors de la fabrication un mince ruban d'acier ou de laiton sous le fil de frettage pour court-circuiter toutes les spires. La pression du fil assure un contact suffisant.

Le câble shunt est isolé du sol: les gaines à base de chlorure de vinyle, polyéthylène ou néoprène sont les plus utilisées. La connexion câble shunt—tuyau est réalisée grâce à un écrou, solidaire d'une plaquette en acier engagée sous quelques spires de frettage.

Certains tuyaux possèdent des génératrices longitudinales ou un cylindre en tôle qui peuvent servir de transporteur de courant jusqu'au point de soutirage principal. Dans ce cas, les spires de frettage court-circuitées doivent être reliées aux extrémités au transporteur de courant. Une jonction entre les tuyaux reste néanmoins nécessaire.

Abaques Franquin et Vulcain (Fig. 4)

Un abaque a été présenté pour une résistance longitudinale constante r' de 10^{-5} ohms/m, chiffre moyen habituellement rencontré et pour des résistances d'isolement variant dans des limites assez étendues de 0,1 à 100 000 ohms/m pour y inclure tous les types de revêtements. Pour les tuyaux en béton précontraint, on utilise généralement l'échelle B.

Sur cet abaque, des parallèles en traits pointillés représentent le lieu des points ayant même rapport E_0/E_s qui peut varier de 0,2 à 0,9 suivant le type de protection. Par exemple:

$$E_0/E_s = 0,9 \text{ avec le magnésium.}$$

Dans le cas de soutirage du courant, on adoptera des valeurs plus faibles, mais sans jamais être $< 0,2$. Il y a intérêt à répartir le courant suivant une exponentielle la plus aplatie possible.

Afin de protéger avec un même poste de soutirage la plus grande longueur possible, on peut multiplier les points de soutirage principaux au moyen d'un câble porteur connecté au câble shunt par l'intermédiaire de résistances réparties aux points d'alimentation prévus. L'ensemble des résistances est réglé en sorte que le diagramme des chutes de tension dans le câble porteur soit, par comparaison mécanique, analogue à une suspension caténaire (Fig. 5).

Pour atteindre, à l'extrémité du tronçon, un potentiel de polarisation de $-0,85$ volt par rapport à l'électrode $\text{Cu-SO}_4\text{Cu}$, dans le cas des tuyaux en béton, il suffit d'un abaissement initial (courant passant) E_0 de 0,1 volt. En fonction du temps, le béton se gorge lentement de cations provoquant une polarisation lente, qui n'est pas contrebalancée par la possibilité d'une dé-polarisation rapide due à l'oxygène. Comme réciproque, l'arrêt du courant de protection montre qu'une conduite polarisée (en béton) met plusieurs semaines à se dé-polariser.

Le problème consiste, pour une conduite donnée dont on aura calculé ou mesuré R , à situer le point de rencontre de la courbe R et de la droite correspondant à E_0/E_s choisi. Les coordonnées de ce point de rencontre préciseront en ordonnées "la portée limite L " en abscisses la résistance effective du tronçon de conduite R_e .

Si la résistance longitudinale de la conduite ou de son câble shunt est différente (soit $r \neq 10^{-5}$ ohms m), la portée limite sera égale à L'/\sqrt{a}

et la résistance effective $R_e = R' \cdot \sqrt{a}$

$$a = r/r' = r/10^{-5} = 10^5 r$$

On en déduit l'intensité soutirée: $2 I_s = 2 E_s/R_e$ si le point de soutirage principal est au milieu du tronçon.

Exemple

Nous supposons une conduite constituée de tuyaux en béton précontraint de φ 1000 (diamètre extérieur 1,14 m) et de 6 m de longueur. La surface des aciers de frettage est de 3,10 m² par mètre linéaire de tuyau. Le béton de revêtement a une résistivité ρ de 8000 ohms m. La conduite est placée dans un sol de résistivité $\rho_2 = 5$ ohms m. Les tuyaux sont shuntés par un câble de résistance longitudinale $r = 7 \times 10^{-4}$ ohms/ml.

L'abaque 1 permet de déterminer:

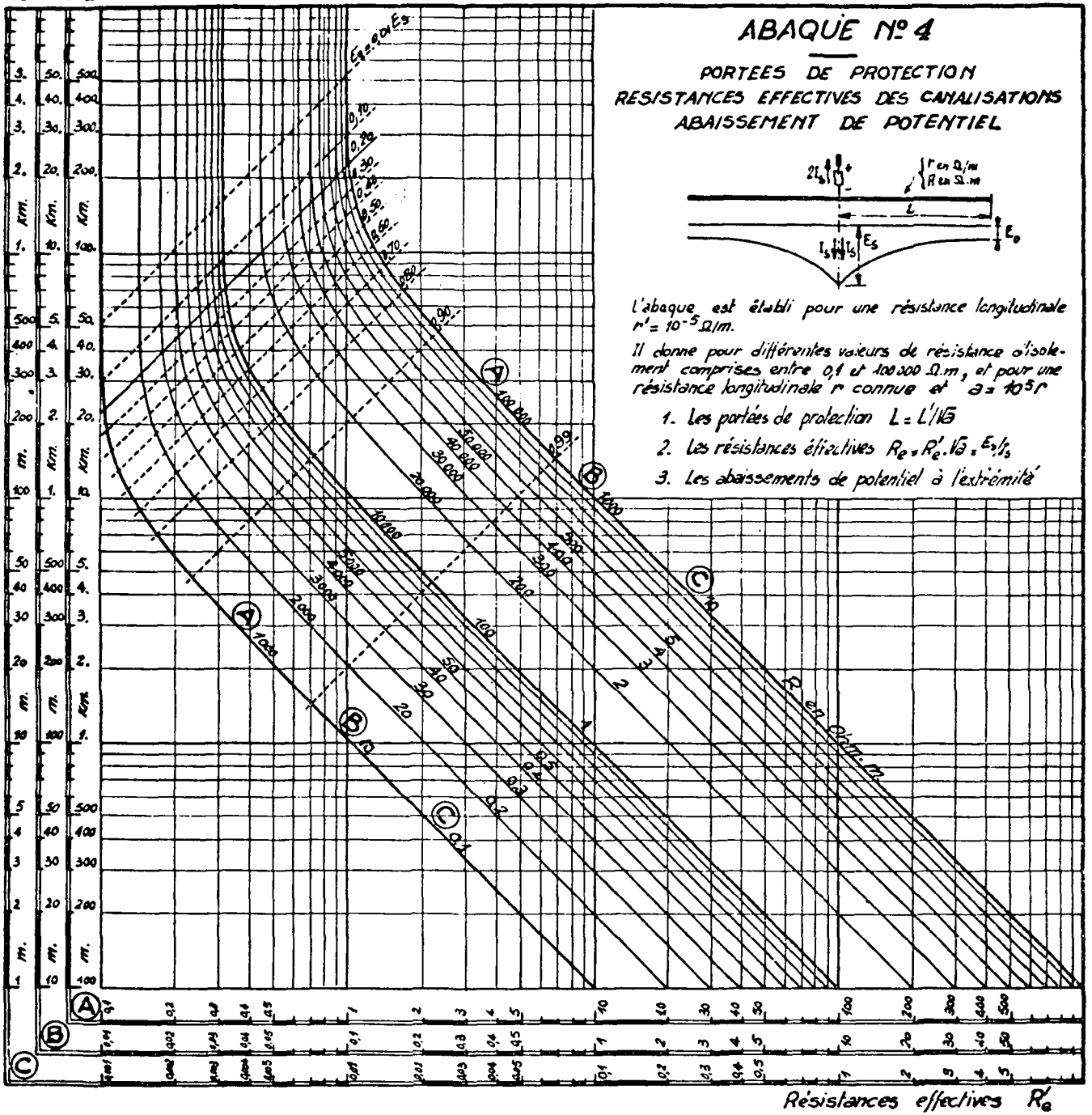
$$\text{Résistance transversale: } R_1 \text{ par ml de conduite} = \frac{8000 \times 0,021}{3,1} = 55 \text{ ohms/ml (due au béton)}$$

$$\text{Résistance transversale: } \frac{5}{2\pi} \log_e \frac{1}{0,57} \text{ (due au sol)}$$

négligeable.

On se donne différentes valeurs de E_0/E_s et $E_0 \approx 0,1$ et on calcule L' et R_e .

Portées L'



(Fig. 4)

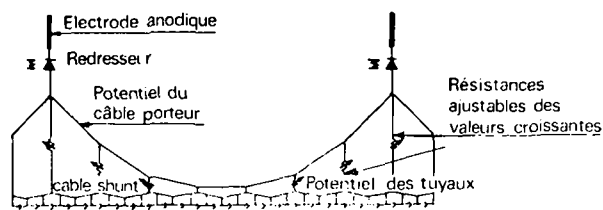


Fig. 5. Représentation des chutes de tension dans une distribution à câble porteur (d'après HEUZE)

	$E_0/E_s = 0,9$	$E_0/E_s = 0,7$	$E_0/E_s = 0,5$	$E_0/E_s = 0,3$	$E_0/E_s = 0,2$
E_s	0,111	0,143	0,200	0,334	0,5
(a) L'	1100	2050	3100	4400	5400
R'_e	0,054	0,035	0,0275	0,025	0,024
(b) Comme la conduite ou son câble shunt a une conductibilité r de $7 \times 10^{-4}/\text{ml}$ on a $\sqrt{a} = 8,33$					
L_e	132	246	372	528	628
R_e	0,45	0,292	0,23	0,209	0,200
(c) Si le point de soutirage est au milieu du tronçon					
$2 L_e$	264	492	744	1056	1296
Intensité de soutirage A	0,495	0,918	1,74	3,20	5
(d) Densité de courant: $3,10 \text{ m}^2$ de surface d'acier/ml					
Surface d'acier, m^2	820	1925	2300	3270	4000
$i \text{ mA/m}^2$	0,6	0,6	0,76	0,98	1,25

La densité moyenne de courant dépend du rapport adopté pour E_0/E_s pour un béton donné. Si le courant est bien réparti, $E_0/E_s \leq 0,7$ et, pour un bon béton, la densité de courant est de l'ordre de $0,6 \text{ mA/m}^2$ de surface d'acier sous le béton considéré. Si le courant est mal réparti, $E_0/E_s \neq 0,2$, la densité de courant augmente ($1,25 \text{ mA/m}^2$ de surface d'acier).

Toutes choses égales par ailleurs, la densité moyenne de courant dépend de la compacité du béton de revêtement. M. Heuze considère que les bétons sont compacts lorsque la densité moyenne de polarisation est comprise entre $0,4$ et 1 mA/m^2 d'acier, les points de soutirage étant distants d'environ 300 mètres. La densité moyenne peut monter jusqu'à 4 mA/m^2 proportionnellement à sa perméabilité.

Chapitre 2: La PROTECTION CATHODIQUE EST-ELLE à GENERALISER sur les CONDUITES en BETON PRECONTRAIT

En 1964, nous faisons remarquer qu'un soin tout particulier n'était pas apporté à la fabrication et à la mise en oeuvre aussi bien de l'acier de frettage que du béton de revêtement. Depuis, les fournisseurs d'acier dur et les fabricants de tuyaux ne s'ignorent plus et divers Cahiers des Charges ont été établis, en particulier les essais de corrosion accélérée y ont été introduits.

Nous allons essayer de démontrer que les reproches faits au précontraint quant à la susceptibilité de l'acier tendu à la corrosion ou à l'hydrogène doivent être minimisés étant donné nos connaissances actuelles en sidérurgie, d'autant plus lorsqu'on a la possibilité de l'enrober d'un bon béton de revêtement.

Les aciers de précontrainte

Dans le domaine qui nous intéresse, on demande à un acier de précontrainte de posséder une structure peu sensible à la fragilisation par l'hydrogène.

Les fils patentés tréfilés et vieillis ont la meilleure tenue aux essais de corrosion accélérée. On l'attribue au meilleur état de surface, à l'orientation longitudinale des joints de troosiste qui gêne la propagation de la fissure généralement transversale. On peut ajouter à cela que le traitement de phosphatation avant tréfilage laisse subsister une mince couche de phosphates complexes qui améliorent la tenue de ces fils dans les milieux agressifs étudiés habituellement.

Les aciers de précontrainte actuels sont de fabrication plus homogène et plus élaborée.

Le mécanisme de la fragilisation par l'hydrogène intervient dans le processus de fissuration sous tension de l'acier placé en permanence dans des conditions électrochimiques telles qu'il y a formation d'atomes H^+ et que ceux-ci peuvent pénétrer dans le réseau métallique.

Il faut évidemment que l'acier soit sensible à la fragilisation par l' H^+ .

La pénétration de l'hydrogène à l'intérieur de l'acier est favorisée par un fort taux de tension de l'acier et par la présence de certains corps, dont les plus classiques sont l'arsenic et l'hydrogène sulfuré.

La fragilisation à l'hydrogène peut également se faire par polarisation cathodique et c'est sous cet angle que certains auteurs prétendent que la protection cathodique des armatures du béton précontraint comporte plus de risques que d'avantages: le domaine d'"immunité thermodynamique" dans lequel est placé cathodiquement l'acier est aussi celui du dégagement de l'hydrogène.⁶

La mesure de la corrosion sous tension en France s'effectue au moyen de deux essais:

Un essai de longue durée (Mme Brachet) s'effectuant en milieu eau distillée;

Un essai accéléré (IRSID) en milieu SO_4H_2 0,1 N avec une densité de courant de 1 mA/cm^2 .

Les modes opératoires ont été rédigés avec l'accord des fabricants.⁷

Dans le cadre européen, chaque pays a son essai, généralement sans polarisation cathodique, avec une tension plus ou moins bien déterminée, et un milieu corrosif différent, nitrate aux Pays-Bas, H_2S en Autriche, thiocyanures en Allemagne.

RILEM-FIP se propose de définir un essai de corrosion accepté par tous les pays. Après accord sur un certain nombre de paramètres (taux de tension de l'acier par exemple), il a été confié à Mme Brachet l'étude comparative des divers milieux, à la suite de quoi l'essai sera agréé.

D'après les résultats d'essais effectués à l'IRSID en polarisation cathodique⁸ d'aciers patentés tréfilés, vieillis, on observe que pour une densité de courant de:

- 1 mA/cm^2 il n'y a pas de rupture au bout de 200 heures.
- 2 mA/cm^2 il y a rupture après 8000 minutes.
- 10 mA/cm^2 la rupture s'effectue en 30 à 50 minutes.

La quantité d'hydrogène pénétrant dans le métal croît avec le temps, puis se maintient à un palier. Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus avec un type d'acier:

Densité de courant mA/cm^2	Temps pour atteindre le palier	Volume d' H^+ en cm^3 dans 100 g d'acier
1	300 minutes	1
2,5	1000 "	3,4
5	3000 "	6,4

Les densités de courant utilisées en protection cathodique n'ont aucune commune mesure avec celles

utilisées en polarisation cathodique qui est un essai accéléré. Dans un exemple de protection par soutirage de courant cité par Unz, la densité de courant varie de 0,33 à 11,8 mA/m² de surface d'acier. C'est pour limiter ces variations de densité moyenne de courant qu'on adopte: $E_0/E_s > 0,2$.

On peut penser que l'hétérogénéité dans la perméabilité du béton de revêtement entraîne localement des variations de densité de courant notables à la surface de l'acier. Il ne faut pas exagérer ces hétérogénéités, car les techniques actuelles de fabrication en usine, surtout si elles sont surveillées par un contrôle suffisant, conduisent à l'obtention de béton aux qualités peu dispersées.

De plus, au crédit de l'emploi de la protection cathodique, il faut ajouter que les conduites protégées depuis 1946 sont encore en service.

Béton de revêtement

Le problème consiste à mettre en place un revêtement avec une très bonne compacité et faire en sorte que cette compacité se conserve sous l'effet des actions extérieures.

Il existe trois procédés de revêtement:

- Dépôt par pervibration du béton à E/c réduit, sur le tuyau tournant autour de son axe longitudinal (SOCEA-BETONDAK);
- Coulage vertical du béton avec essorage mécanique éliminant l'excès d'eau nécessaire à la mise en place du béton (SENTAB);
- Projection de mortier sur tuyau en rotation (LOCK JOINT).

Le groupe de travail Béton du CEECOR vient de publier des "Recommandations sur la fabrication des tuyaux en béton précontraint". Pour les bétons de revêtement, l'accent est mis sur la nécessité:

- D'utiliser des ciments Portland sans addition de chlorure de calcium;
- De composer le béton à partir d'agréats propres, de sable lavé et reconstitué;
- D'assurer sa mise en place pour que l'épaisseur minimale de recouvrement des aciers soit de 15 mm ($\frac{1}{2}$ inch), à l'aide de moyens mécaniques de serrage suffisant pour que sa perméabilité exprimée en coefficient de Darcy soit inférieure à 10^{-6} . Il est recommandé d'adopter une valeur de 10^{-7} dans les terrains chlorurés et sulfatés, et d'utiliser des ciments pauvres en AC₂ (classe 5) lorsque cela sera nécessaire.

L'uniformité des valeurs obtenues est à prendre en considération.

Ces recommandations résultent d'observations pratiques et des expériences de laboratoire faites par M. Arpaia.⁹

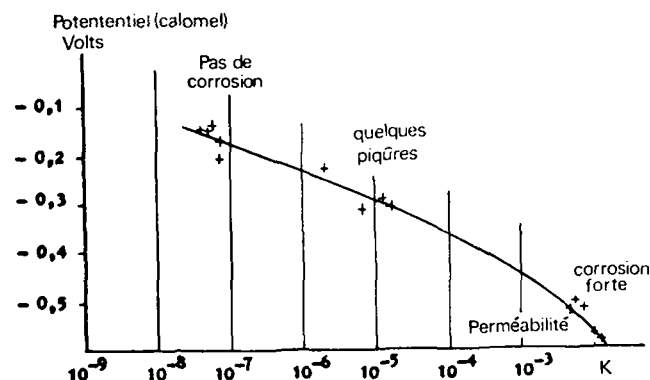


Fig. 6 Courbe de potentiels en fonction de la perméabilité (solution Cl⁻ 1 g/l)

Ces essais consistaient à mesurer le potentiel (électrode au calomel d'un acier recouvert d'une épaisseur de béton de 15 mm, l'éprouvette étant plongée dans une solution de ClNa à 1 g/l d'ion Cl⁻. La figure 6 indique le potentiel observé au bout de 6 mois en fonction

de la perméabilité du béton de recouvrement. L'examen visuel des éprouvettes confirme les chiffres trouvés dans la littérature, à savoir que, lorsque le potentiel de l'acier atteint -0,3 V, il y a un début de corrosion. Un potentiel plus électronégatif (-0,50 V) indique une corrosion forte.

Cette évolution du potentiel a été appliquée en France et en Italie pour suivre dans les zones agressives l'état de la conduite et éventuellement la protéger cathodiquement. Dans ces zones, repérées par une étude préalable du tracé, la conduite avait été, lors de la fabrication et la pose, rendue conductrice à cet effet.

Conserver la compacité du béton de revêtement et limiter la surtension des aciers de précontrainte en service, c'est faire en sorte que les actions extérieures (pression et charge de remblai) ne provoquent pas de fissure dangereuse, qui entraînerait une corrosion possible des aciers de fretage.

Contrairement à ce que l'on pourrait penser, la plus ou moins grande précontrainte du béton de revêtement n'est pas l'élément déterminant. Le contrôle de son épaisseur, la mesure de sa perméabilité, et la détermination des densités de courant nécessaires en cas de protection cathodique, permettent de classer les revêtements dans un ordre de qualité décroissante en pervibré, coulé et projeté.

Mesure de la perméabilité d'un béton: appareil Arpaia

Elle peut être définie comme étant le volume de fluide de viscosité unitaire qui passe à travers la surface unitaire de l'échantillon dans l'unité de temps et sous l'action du gradient de pression unitaire.

L'échantillon parallélépipédique aura les dimensions $55^2 \times e$ variables.

Les faces latérales seront imperméabilisées avec un vernis bitumineux ou avec de l'époxy.

L'appareil utilisé est schématisé, Fig. 7. Après avoir monté l'appareil, on ajoute de l'eau distillée dans le cylindre supérieur, en ayant soin de chasser l'air contenu dans l'appareil. On soude avec un mastic adhésif le tube en verre en forme de V après l'avoir rempli d'eau distillée jusqu'au commencement de la graduation. On introduit le piston que l'on charge d'un poids proportionnel à la pression à exercer. On mesure à des intervalles de temps fixes la hauteur du liquide dans le tube en V.

Si on connaît:

- P le poids ajouté en kg sur la plaque
- P_1 le poids du piston et sa plaque en kg
- S cm² la section du piston
- μ en centipoises, la viscosité du liquide
- h_0 en cm, la hauteur du liquide au temps $t = 0$
- h_t en cm, la hauteur du liquide au temps t en secondes
- s en cm², la section du tube en verre calibré
- e en cm, l'épaisseur de l'échantillon
- A en cm², la surface utilisée de l'échantillon

On a:

$(P + P_1)/S$ en kg/cm² est la pression exercée (pratiquement < 6)

Le volume de liquide filtré dans le temps t est:

$$V_t = 2 (h_1 - h_0) s$$

Le coefficient de perméabilité (Darcy) sera:

$$K = \mu \frac{c V_t}{A t_1 \pi}$$

On peut déterminer les perméabilités X_1, X_2, \dots pour divers temps successifs t_1, t_2, \dots et faire un diagramme de la perméabilité en fonction du temps. On prendra conventionnellement comme perméabilité de l'échantillon la valeur de X à 36 heures.

Un appareil simple a été conçu pour la mesure de la

PLAQUE PORTE-POIDS

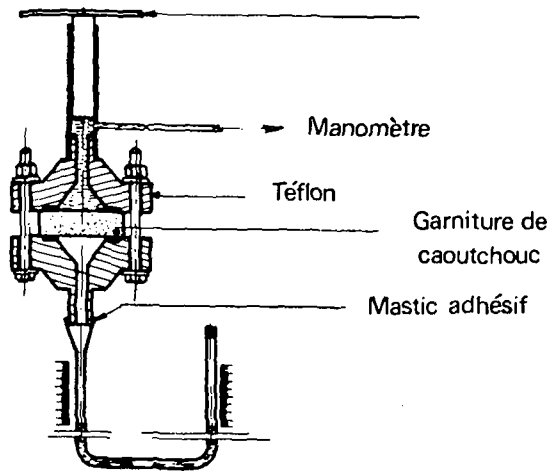


Fig. 7. Appareil pour la mesure de la perméabilité d'un béton.

perméabilité du béton de revêtement sur tuyau. Il serait souhaitable qu'un appareil semblable soit normalisé et qu'un essai de contrôle soit imposé aux fabricants de tuyaux en béton précontraint.

Quelques remèdes proposés

Des techniques de protection de fils de précontrainte ont été proposées:

- (a) Revêtement d'un film de peinture dont les qualités doivent être les suivantes: adhérence parfaite à l'acier, aptitude à suivre les déformations de celui-ci lors de sa mise en tension, adhérence au béton au moins égale à celle de l'acier non revêtu, résistance suffisante pour supporter les effets du transport, des manutentions et de la mise en oeuvre des aciers.

M. Dumas¹⁰ a pu mettre au point des peintures à base de résines époxy qui résistent à ces conditions. Ce procédé commence à devenir industriel (Cockerill, Belgique). L'épaisseur du film serait de 150 microns, et l'adhérence au béton des fils revêtus, vérifiés par l'essai au béton, est identique à celle du fil lisse.

- (b) La galvanisation des aciers a déjà suscité de nombreux travaux et des applications pratiques dans le

cadre du béton armé.

Le béton provoque sur le zinc une mince couche passivante d'hydrozincate de calcium modifiant très peu les caractéristiques mécaniques du béton.

Le dégagement d'hydrogène qui en résulte serait inhibé par la présence de chromates.

Les différentes études sur ce sujet montrent que l'utilisation d'aciers galvanisés en précontrainte comporte une série de risques qui n'ont pas été suffisamment reconnus ou pris en considération jusqu'ici.

CONCLUSION

La protection cathodique appliquée aux tuyaux en béton précontraint a rendu des services appréciables et doit être encore envisagée comme procédé de sauvetage de conduites anciennes en voie de corrosion.

Le temps est cependant arrivé où le tuyau peut et doit être conçu, calculé, fabriqué et contrôlé pour se suffire à lui-même. L'étude préalable du tracé de la canalisation doit permettre de prévoir, dans les zones à très basse résistivité, un béton de revêtement en quantité et en qualité suffisantes pour éviter tout ennui.

L'emploi d'acier peu sensible à la fragilisation par l'hydrogène est une obligation.

Il ne faudrait pas que, dans l'avenir, l'utilisation des fils d'acier revêtus d'époxy ou galvanisés conduise à négliger ces vérités premières et sûres concernant le béton et l'acier.

Bibliographie

1. FRANQUIN et VULCAIN: La protection cathodique des conduites. Techniques et Sciences Municipales, 1961, 3, 83.
2. HEUZE: Cathodic Protection of Steel in Prestressed Concrete. Materials Protection, 1965, 11, 57.
3. UNZ: Cathodic Protection of Prestressed Concrete Pipe. Corrosion, 1960 (June), 16, 289.
4. RIBAUD: Sur la détection des défauts d'isolement des revêtements des canalisations enterrées. Journal de l'Usine à gaz, 1954 (Janvier).
5. MAURIN: Si nous posions le problème de la corrosion du fer dans le béton. A.I.T.B.T.P., 1944 (November), 1316.
6. Mme BRACHET: Communication No. 38 présentée aux Journées Techniques de Paris, 23 avril 1971.
7. Essais d'armatures en acier à haute résistance pour constructions en béton précontraint. Editeur: Dunod (Paris) 1971.
8. MATHIEU (IRSID): Résultats d'essais non encore publiés.
9. ARPAIA: Note inédite, 1971.
10. DUMAS: Sur une méthode de protection des aciers contre la corrosion. A.I.B.T.P. 1964 (November), 203.

**INTERNATIONAL STANDING COMMITTEE FOR THE STUDY OF
CORROSION AND PROTECTION OF UNDERGROUND PIPELINES:
SUBJECT No. 1 (b)**

Cathodic Protection of Prestressed Concrete Pipes

by

Prof. J. FRANQUIN

Scientific Adviser, The Dégremont Company, France

SUMMARY

The cathodic protection technique used for steel in concrete is the same as for steel pipes.

The outer concrete does not act as an electrical insulator, but its resistance on site is better than is generally thought, and depends on its permeability. The insulating strength of a concrete pipe expressed in ohms per square metre is 50 times less than that of a steel pipe after laying in the ground and ageing.

A concrete conduit is not generally conductive along its length. Precautions have to be taken to render the pipe, and then the conduit, conductive.

There must be, however, a large number of tappings to spread the current and prevent excessive strengths at those points.

The currents used in practice do not embrittle the steel by releasing hydrogen; nor do they reduce metal-to-concrete adhesion.

Polarization and depolarization of the steel in the concrete are not immediate.

Quality checks on prestressed concrete pipes must be based on a cathodic polarization test on the steel under charge and on measurement of the permeability of the outer concrete. The quality of the concrete is the

most important factor, and cathodic protection should therefore only be considered in very few cases.

Paints (epoxy) are not yet widely used. Galvanization is being studied with a view to its possible use for processes involving prestressing. So far, however, the use of galvanized steel for prestressing concrete has involved a number of risks to which insufficient recognition or consideration has been given.

Cathodic protection of prestressed concrete pipes has given good service, and should still be considered as a means of salvaging old, corroding pipes. But the time has now arrived when pipes can and should be designed, calculated, manufactured, and tested in such a way as to be self-sufficient. The preliminary survey of the pipe route should make it possible to provide a concrete covering of a thickness and quality adequate to guard against any defect in zones of very low resistivity.

The use of steel which is not liable to hydrogen embrittlement is essential.

The use of steel wire, either coated with epoxy resin or galvanized, should not lead to any neglect, in the future, of these basic and reliable facts concerning concrete and steel.

The Depassivation of Concrete Reinforcement by an External Anodic Current

by

I. V. STRIZHEVSKII, B. L. REIZIN, AND M. S. SHEMOKHANSKAYA

When steel is covered by a layer of dense concrete based on neat cement it does not corrode for a long time because of the high pH-value of the liquid phase, which causes passivity in the metal. However, there have been cases of destruction of the concrete covering in anodic zones of reinforced-concrete structures, caused by stray currents.

The authors have studied the mechanism of breakdown of the passive state of steel during anodic polarization in an extract of hardened cement and under a cement covering.

Steady-state and transient potentiostatic curves were determined (with an exposure of 10 min. to each potential) on an electrode of steel St. 3 ($S = 1 \text{ cm}^2$) in an extract of hardened cement (extract composition, mg/litre: Cl^- , 25; SO_4^{2-} , 18; Ca^{2+} , 398; Mg^{2+} , 12.5) in a $\text{Ca}(\text{OH})_2$ solution (Cl^- 2 mg/litre) and in alkali-borate solution (pH 12, 37). The potential was altered in the positive direction in steps of 50 mV by means of a potentiostat of type TsLA P-5611. After each test the quantity of corroded iron in the form of soluble and insoluble corrosion products was determined by photo-colorimetric analysis. Individual tests were made with a disc electrode rotating at a speed of 1400 r.p.m. (designed by the Institute of Electrochemistry of the Academy of Sciences of the U.S.S.R.). The comparison electrode was a saturated calomel electrode, to which the potentials are referred.

An electrode of molybdenum wire (grade VMI) sharpened to a point 200 μm diameter was used to measure the pH of the layer adjacent to the electrode. The lateral surface of the electrode was insulated with epoxide resin. The molybdenum electrode was brought to a distance of 0.15–0.2 mm from the surface of the horizontal working electrode by a micrometer screw. The pH value was measured with an LPU-01 valve millivoltmeter. The molybdenum electrode was calibrated against borate-buffer and NaOH solutions.

On the steady-state potentiostatic curve, in an extract of hardened cement (Fig. 1, curve 1) at $\varphi = 0.6 \text{ V}$ there is a considerable increase in current (at less positive potentials, $i = 5 \times 10^{-7} \text{ A/cm}^2$), which may be associated with the discharge of OH^- ions. Evolution of oxygen bubbles was seen at a potential of 0.65 V.

Up to a potential of 0.85 V dissolved iron was not found in the extract. After the electrode had been held for 30 hours at a potential of 0.9 V, 0.11 mg/l of iron was transferred to solution. Individual pits were observed at a potential of 0.95 V. As the potential was raised further, the quantity of corroded iron increased.

The total potentiostatic curve (Fig. 1, curve 1) was resolved into partial curves corresponding to a discharge of OH^- ions (curve 2) and to dissolution of iron calculated as Fe^{2+} (curve 3). At potentials of 0.95–1.1 V not more than 6% of the total current is expended in

dissolving iron. At potentials of 1.1–1.25 V the increase in total current is accompanied by diminution in the part of it that is used to oxidize OH^- . At a potential of 1.3 V, at which the total current diminishes, the rate of dissolution of iron is three times greater than the rate of oxidation of OH^- ions.

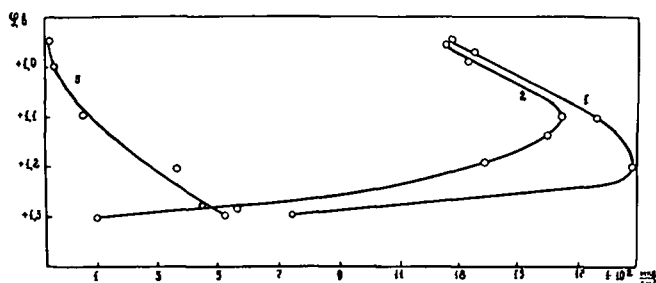


Fig. 1. Potentiostatic curves determined on a steel electrode in an extract of hardened cement.
1. Total polarization curve.
2. Discharge of OH^- ions.
3. Dissolution of iron.

High corrosion rates and potentials over 0.9 V indicate breakdown of the passive state of the steel.

With anodic polarization, oxidation of OH^- ions causes acidification of the layer adjacent to the electrode. The authors' pH measurements in the layer adjacent to the electrode showed that in an extract of hardened cement when $\varphi = 0.9 \text{ V}$ the pH value may fall to 6.8–7.0. A corrosion point is then formed close to the surface of the indicator electrode.

In measuring the pH under a cement coating, where the pH value in the layer adjacent to the anode is considerably more irregular because of the capillary-porous structure of the hardened cement, three indicator electrodes 2–3 mm apart were approached to the surface of the steel. The table gives the results of one of the tests obtained with galvanostatic anodic polarization (50 mA/ dm^2) of a steel electrode under a cement coating.

After the cement coating had been removed, corrosion products were observed near electrodes 1 and 2, but not near electrode 3. Consequently, in this case also there is a relationship between the reduction in pH value of the layer adjacent to the electrode and corrosion of the steel.

If reduction in the pH value of the layer adjacent to the electrode is prevented, corrosion does not take place. This is demonstrated by tests in alkali-borate buffer solution and on a rotating electrode in an extract of hardened cement. After the electrodes had been held for a long time under these conditions at potentials of 0.9–1.3 V, no corrosion products were observed either in solution or on the electrode.

Number of indicator electrode	Polarization time, min.	pH
1	30	12.5
2		12.5
3		12.5
1	50	10.8
2		12.5
3		12.5
1*	52	7.8
2		12.5
3		12.5
2	190	10.6
3		12.5
2*	192	7.2
3		12.5

* Further measurements of pH were impossible because of shorting between the surfaces of the working and indicator electrodes through a layer of corrosion products.

Fig. 2 shows transient potentiostatic curves determined under various conditions. A special feature of curve 1, which was determined in an extract of hardened cement with a stationary electrode (like the steady-state curve, Fig. 1) is that there is a current maximum when $\varphi = 1.1$ V. On curve 2, which was determined with a rotating electrode in the same solution, there is no maximum, and the current is greater in the diffusion region. In unbuffered saturated Ca(OH)_2 solution, the pH of which is close to that of the extract, there is no maximum on the current curve of the stationary electrode; and rotation of the electrode causes a comparatively small increase in the current in the diffusion region (curves 3 and 4). Neither is there a current maximum on curve 5, which was determined in buffer solution.

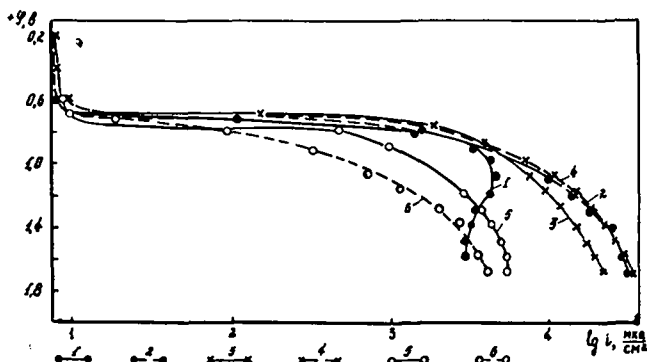


Fig. 2. Transient polarization curves.

1. On a stationary electrode in an extract of hardened cement.
2. On a rotating electrode in an extract of hardened cement.
3. On a stationary electrode in Ca(OH)_2 solution.
4. On a rotating electrode in Ca(OH)_2 solution.
5. On a stationary electrode in a buffer borate-alkaline solution.
6. On a platinum electrode in an extract of hardened cement.

Under these conditions of determination of curve 1 (in extract), pits appear on the surface of the electrode near to $\varphi = 0.95$ V, whereas in solutions of Ca(OH)_2 (curve 3) there is no pitting up to 1.7 V.

The relationship that has been found between the reduction in the pH value of the layer adjacent to the anode and corrosion of the electrode in an extract of hardened cement and under a layer of cement does not of itself explain the breakdown in passivity; reduction in the pH value of the layer adjacent to the anode should also occur in unbuffered Ca(OH)_2 solution; but here the passive state is maintained. Moreover, it is known that at potentials of 1-1.3 V steel can be in the passive state even in an acid medium.

Breakdown in the passivity of steel in extract and its retention in Ca(OH)_2 under the same conditions can be explained by the presence in the extract of 25 mg/l of chlorine ions; in Ca(OH)_2 the concentration of Cl^- is an order lower.

It is known that the higher the pH value of the medium, the lower the ability of chlorine ions to break down the passive state of steel.

Pitting corrosion is absent so long as high pH values are maintained in the zone adjacent to the anode. However, at pH values of the order of 7, to which the pH value is reduced during the process of anodic polarization, this concentration of Cl ions is already sufficient to counter the passivity of the steel. This is confirmed by tests in Ca(OH)_2 solution with the addition of 25 mg/l chlorine ions; the potentiostatic curve of this solution fully coincides with curve 1 obtained in extract. Pitting also appears on the electrode surface. On the other hand, when the concentration of chlorine ions in the extract of hardened cement is reduced to 2-5 mg/l (by precipitation with AgNO_3) pitting does not appear, and the potentiostatic curve coincides with curve 3 which was obtained in a solution of Ca(OH)_2 with 2 mg/l chlorine ions.

Apparently, the development of pitting corrosion creates additional acidification of the layer adjacent to the anode which causes a corresponding reduction in the total anode current (because of the difficulty of oxidizing OH^-), and thereby causes the appearance of a current maximum in curves 1 and 2 of Fig. 1, and curve 1 of Fig. 2. This is indirectly confirmed by the absence of a maximum in all cases when there is no pitting. Moreover, the maximum is also absent on the potentiostatic curve which was determined on a platinum electrode in extract.

On the basis of the foregoing observations, the process of corrosion of the reinforcement in anodic zones of reinforced-concrete structures can be represented as follows. On parts of the reinforcement close to which the pH value of the liquid phase of the concrete is considerably lowered by the action of the external anodic current, because of the increased activating capacity of chlorine ions, passivity is broken down and severe corrosion occurs. The pH value falls fastest at places where contact between the concrete and reinforcement is imperfect, also in large pores on the boundary between the reinforcement and the concrete. Dissolution of reinforcement is intensified by the formation of galvanic couples. Active parts of the reinforcement become anodic relative to parts near which high pH values are maintained and where the chlorine ions can break down the passive state.

La dépassivation des armatures du béton armé par un courant anodique externe

par

I. V. STRIZHEVSKII, B. L. REIZIN, et M. S. SHEMOKHANSKAYA

RESUME

Les armatures du béton armé sont normalement passivées par la valeur élevée du pH de la phase liquide. Mais dans les zones anodiques provoquées par des courants vagabonds, une attaque des armatures peut se produire.

Des mesures de pH faites à l'électrode de cadmium (diamètre 200 microns) à 0,15–0,20 mm de la surface d'un échantillon ont montré que l'attaque se produisait lorsque le courant dépasse 0,9 V car le pH descend à

6,8–7,0 et les ions chlore acquièrent une grande activité. La diminution du pH est plus rapide là où le contact entre béton et armature est imparfait et dans les larges pores de la limite entre armature et béton. L'attaque des armatures est intensifiée par la formation de couples galvaniques dus à la différence de pH qui se produit entre les parties plus ou moins bien protégées par le béton.

Mesures pratiques à prendre pendant le transport, la pose, et l'assemblage des conduites pour assurer leur protection contre la corrosion

par
Messieurs HUGES, LEGRAND, MERIAUX, POIRIER, POLLET

Membres de la Commission Française d'étude de la corrosion

présidée par

Monsieur MARC NEVEUX

Ingénieur Général du Génie Rural des Eaux et des Forêts

Des dispositions particulières sont à prendre pour assurer la bonne tenue, donc la pleine efficacité, des traitements intérieurs et extérieurs appliqués sur les parois des canalisations placées dans des milieux agressifs pour leur principal constituant.

La présente communication décrira les différents types de canalisations concernées et leurs constituants, puis exposera les mesures pratiques à prendre dans ce but tant pendant la période de transport, de pose que pendant l'assemblage.

DIFFERENTS TYPES DE CANALISATIONS CONCERNEES

Tubes d'acier

Protection extérieure.—Elle est réalisée à l'aide d'émaux dérivés de la houille (coal-tar enamel) ou du pétrole (asphalte ENAMEC) en 3 ou 4 mm d'épaisseur, ou d'avantage, armés par un voile de verre noyé dans l'émail. L'émail adhère sur l'acier par l'intermédiaire d'un film de vernis à base de brai de houille ou de bitume de pétrole ou à base de caoutchouc chloré pour les diamètres supérieurs à 500 mm.

Protection intérieure.—Elle est réalisée:—

Par centrifugation soit de bitume de pétrole fillerisé, soit de mortier de ciment.

Par projection soit de polyéthylènes en poudre, soit de poudres époxy.

Joints.—Ils diffèrent selon qu'il s'agisse de tubes assemblés par soudage autogène ou par différents types de joints.

Dans le cas de tubes assemblés par soudage il est fait usage pour les diamètres inférieurs à 700 mm de manchettes intérieures assurant à l'endroit de la soudure la jonction sans détérioration du revêtement interne d'émail bitumineux centrifugé. En tout état de cause l'espace fermé créé entre les deux tubes soudés de la manchette intérieure ne peut constituer un point faible, puisque les réactions qui pourraient éventuellement se produire au niveau de la zone interne de soudure seraient rapidement stabilisées.

Dès que le diamètre du tube permet de pénétrer à l'intérieur on peut reconstituer à la main la protection intérieure.

Pour les tubes avec revêtement intérieur au mortier de ciment on utilise généralement des joints de caoutchouc ou similaires, ou la soudure autogène. Cette deuxième possibilité ne présente aucun inconvénient, le ciment résistant très bien à l'élévation de température provoquée par la soudure.

Quant aux nouveaux revêtements internes en résine, ou en matière plastique, des solutions de joints sont à l'étude pour des diamètres inférieurs à 700 mm.

En ce qui concerne la protection extérieure des joints on a recours à des bandes préfabriquées, applicables à froid ou à chaud, ou on reconstitue, à l'aide de primaire d'émail, de voile de verre, et éventuellement de feutre d'amianté, le revêtement extérieur.

Tuyaux en fonte grise et à graphite sphéroïdal

Revêtement extérieur.—Le revêtement extérieur classique pour les petits diamètres (60 à 250 mm) est généralement constitué d'une couche de zinc métallique suivie d'une couche de vernis à base de brai de houille. Les tuyaux d'un diamètre supérieur à 250 mm s'ils ne sont pas zingués sont simplement vernis. Une protection complémentaire peut être réalisée par gaine polyéthylène.

Pour les pays chauds, le vernis est souvent remplacé par une peinture bitumineuse.

Les conduites immergées en milieux agressifs, en fonds vaseux, ou posées dans les zones de marnage peuvent être revêtues de peinture époxyde ou brai-époxyde ou des deux.

Revêtement intérieur.—Il est réalisé par centrifugation à grande vitesse de mortier de ciment.

Tuyaux en béton

Ces tuyaux sont de trois types: en béton armé avec âme en tôle d'acier, en béton armé, en béton précontraint.

Revêtements extérieurs et intérieurs.—Selon la nature des terrains ou des eaux, les tuyaux sont fabriqués avec des ciments ordinaires ou spéciaux, et sont éventuellement protégés à l'intérieur et à l'extérieur par des peintures ou enduits très souvent constitués d'époxy ou époxy-brai.

Assemblage et finition.—Pour les assemblages soudés il est procédé par recouvrement du tuyau tant à l'intérieur qu'à l'extérieur avec un mortier de ciment.

Pour les assemblages avec joints de caoutchouc il est seulement procédé au recouvrement à l'extérieur du tuyau de mortier de ciment. La nature du caoutchouc varie selon l'eau véhiculée. Il peut être naturel ou synthétique.

Dans le cas d'assemblage de tuyaux mâle-mâle, on emploie des bagues d'étanchéité en acier jointes à l'aide de différentes matières (brai-époxy, résine époxy, etc.).

Pour les tuyaux aériens des peintures spéciales peuvent être appliquées.

MESURES PRATIQUES A PRENDRE POUR ASSURER LA PROTECTION DES REVETEMENTS CONTRE LA CORROSION

Pendant le transport

La période de transport est considérée depuis le départ de l'usine jusqu'à la livraison sur le chantier.

Transport par wagons.—Le chargement sur wagon est généralement fait par l'usine expéditrice. Il convient à l'arrivée d'examiner l'état du wagon et du chargement et de s'assurer que les tuyaux et accessoires ainsi que les cales de protection ne sont pas déplacés. S'ils le sont, il convient de vérifier soigneusement chaque élément du chargement, prévoir de procéder aux réparations des dégradations constatées si elles ne sont pas importantes ou dans le cas contraire de refuser la livraison.

Transport par camions.—Il convient d'utiliser des camions découverts bien adaptés au transport des tuyaux. Leur plate-forme doit avoir une longueur suffisante pour que les tuyaux ne s'y trouvent pas en porte à faux. Des berceaux doivent être prévus pour les tuyaux de gros diamètre (400 mm et au dessus). Les camions doivent, de préférence, être équipés d'engins de manutention mécanique. Des précautions identiques à celles conseillées pour le transport par fer, doivent être prises à l'arrivée, avant le déchargement.

Chargement et déchargement.—Il y a toujours intérêt à utiliser des engins de levage de puissance légèrement excédentaire.

La flèche de la grue doit être placée bien à l'aplomb du wagon ou du camion afin de hisser les tuyaux maintenus horizontaux, suivant une première trajectoire verticale. Ils doivent être guidés au départ et à l'arrivée. Il faut éviter les balancements, les chocs contre les parois ou les autres tuyaux, et les contacts brutaux avec le sol. Pour suspendre les tuyaux au câble de la grue il faut utiliser des élingues à larges bandes maintenues écartées par un palonnier.

Ces précautions sont indispensables pour le maintien en bon état des revêtements intérieurs et extérieurs.

A défaut d'engins de levage on peut décharger les tuyaux en les faisant rouler sur des madriers inclinés, mais il faut alors freiner leur descente en les retenant au moyen de liens adaptés à la résistance mécanique du revêtement extérieur (cordages ou bandes larges).

Il ne faut jamais décharger par chute même sur des pneus ou du sable. Les tuyaux doivent être déposés à un endroit où ils ne créent aucune gêne. Selon le cas à un dépôt ou ils seront repris pour l'approvisionnement du chantier ou directement au chantier de pose.

Pendant la pose

La période de pose est considérée depuis l'examen de la tranchée jusqu'au remblai autour de la canalisation.

Examen de la tranchée.—La largeur de fouille doit être égale au diamètre extérieur du tube avec une sur-largeur de l'ordre de 0,25 m de part et d'autre. Le fond de la tranchée doit être arasé environ à 0,10 m au-dessous de la cote prévue pour le film d'eau. Un lit de pose doit être constitué de sable contenant moins de 12% de particules inférieures à 0,1 mm. Il doit être stable. Les grosses pierres placées sur le côté de la tranchée doivent être éliminées pour éviter leur chute éventuelle sur les tuyaux posés en fouille.

Manutention et pose.—Les tuyaux stockés sur le chantier suivant les indications des fournisseurs doivent

être prélevés et approvisionnés pour la pose après l'exécution de la tranchée. Avant descente en fouille les tuyaux doivent être examinés et débarrassés de tout corps étranger qu'ils pourraient contenir. La manutention doit se faire avec les plus grandes précautions, de préférence avec des engins de transport appropriés, par exemple des triqueballes. Les tuyaux doivent être déposés sans brutalité le long de la fouille du côté opposé aux déblais ou dans le fond des tranchées, et il convient d'éviter de les rouler sur des pierres ou en sol rocheux sans avoir constitué au préalable des chemins de roulement à l'aide de madriers. Les élingues métalliques, câbles, ou chaînes sont à proscrire. Les cordages peuvent être tolérés pour les canalisations qui peuvent être déposées à bras d'homme en fond de fouille. Lorsque le déplacement ou le calage d'une canalisation nécessite l'emploi d'un engin de levage mécanique les élingues doivent être constituées de bandes en matériaux tissés ou tressés suffisamment larges pour qu'il n'y ait aucune marque sur le revêtement.

Ceci est particulièrement important pour les revêtements à faible résistance mécanique. De toutes manières il devra être procédé de façon à ce qu'il n'y ait pas de frottement entre l'élingue et le tuyau susceptible de provoquer un arrachement ou une détérioration du revêtement (emploi d'un palonnier pour l'écartement constant des élingues, dégagement suffisant sous le tuyau pour le dégagement des élingues etc.).

Pour les tuyaux dont le revêtement est sensible à la chaleur, ces opérations doivent être réalisées aux heures où la température est la plus compatible à une bonne tenue des matériaux de protection. Les revêtements complémentaires pour la protection thermique, mécanique, ou chimique (chaux, papier, amiante, matières plastiques, etc.) qui auraient pu être détériorés pendant la manutention doivent être reconstitués.

Le calage des tuyaux sera réalisé à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins de bois à l'exclusion de pierres. Des paillons devront être interposés pour les canalisations dont le revêtement risquerait de subir des dommages du fait des frottements provoqués par les opérations de mise en place. Les tasseaux en bois doivent être évités. Plus la canalisation est importante plus la surface d'appui doit être soignée. L'idéal est que la surface d'appui constitue un berceau suivant un angle de 90°.

Les cotes du profil en long doivent être respectées. Les pentes doivent être constantes entre les points de changement des pentes prévues. De légères pentes doivent être ménagées en terrain horizontal. Ces dispositions sont propres à éviter des turbulences pendant l'écoulement et des poches d'air qui peuvent être à l'origine de phénomènes physico-chimiques ou bactériologiques susceptibles d'entraîner une dégradation du revêtement intérieur.

Un lavage du réseau doit être effectué avant la mise en service afin d'évacuer les éventuels dépôts de terre ou cailloux qui pourraient s'y trouver et être à l'origine d'usure de revêtement.

Contrôle du revêtement au balai électrique des canalisations métalliques revêtues extérieurement.—Après contrôle visuel permettant de procéder aux réparations éventuellement nécessitées par des blessures locales il est d'usage d'effectuer un "essai au balai électrique". La tension à admettre aux bornes de l'appareil doit être réglée entre 10 000 et 15 000 volts selon l'épaisseur du revêtement et sa nature.

Il ne faut pas oublier que l'essai au balai électrique est un essai destructif. Il ne doit donc être effectué qu'une seule fois sur chantier.

Lors des assemblages

Nécessité de la bonne exécution des assemblages.—La façon et la protection des assemblages sont des opérations faites uniquement sur le chantier. Prendre les plus heureuses dispositions pour assurer les meilleures défenses contre la corrosion pendant le transport des tubes ou des tuyaux et leur mise en oeuvre, n'est rien si l'on n'accorde pas la plus grande attention à la façon des assemblages et à leur protection. Toute imperfection dans la protection des joints permet, en effet, à plus ou moins longue échéance, l'entrée et la sortie des courants de circulation, que leur origine soit extérieure aux conduites: courants vagabonds issus de voies ferrées électrifiées, ou d'installations industrielles voisines; soit que leur origine se trouve simplement dans les piles formées par la multiplicité des natures de sols traversés, court-circuités par les conduites.

Types d'assemblages.—Parmi les assemblages modernes de type courant on peut considérer ceux qui comportent un joint d'étanchéité, généralement constitué par un anneau de caoutchouc, et ceux qui ne comportent pas de joint: soudure autogène ou brasure. Nous incluons d'ailleurs dans cette dernière catégorie les joints vissés avec ou sans manchon intermédiaire qui peuvent être exécutés métal sur métal ou bien avec utilisation de pâtes ou de filasse sur les filets et qui sont utilisés sur les conduites en fonte ou en acier.

Sur certains grands chantiers de pose et lorsqu'il s'agit, de tubes en acier livrés nus et revêtus sur place, à la machine, après soudure des assemblages sur de grandes longueurs, rien ne distingue la protection des assemblages de celle du corps des tubes. Le contrôle général au balai électrique concerne en même temps les assemblages et le corps des tubes. Il est donc inutile d'insister sur ce point.

Assemblages comportant des joints.—Les joints nécessitant des revêtements à ajouter ou à reconstituer sont seuls décrits ici. Ils sont toujours de formes plus ou moins tourmentées en raison des brides ou des boulons parfois à longues tiges qu'ils comportent. Leur revêtement, fait à la main, est ainsi rendu difficile et exige de la part de l'exécutant, habileté et conscience professionnelle. Que le revêtement soit une bande de

soie de verre imprégnée à chaud par un émail, soit qu'il consiste en bandes préparées à l'avance légèrement préchauffées avant application, ou bien encore en produits adhésifs sur supports plastiques, la difficulté est d'éviter les poches et les duplicatures au niveau des boulons des écrous et des brides et le recouvrement insuffisant entre les spires successives des bandes appliquées. On prétend parfois que, après remblaiement des fouilles la pression des terres sur les tubes ou les tuyaux tend à diminuer l'importance des vides ou des duplicatures du revêtement et contribue à son adhérence. Le plus souvent l'introduction de l'eau dans les vides s'oppose à cette situation et les risques de corrosion sont réels; l'énergie nécessaire à la protection cathodique si elle est prévue, augmente sans que l'on puisse être assuré que le potentiel nécessaire soit atteint en ces points.

Assemblages sans joint.—Les assemblages sans joint tels que ceux obtenus par soudage autogène ou vissage ne présentent pas les difficultés de revêtement rencontrées dans les assemblages examinés plus haut; leurs formes ne se distinguant guère de celle du tube ou du tuyau courant, que la soudure soit effectuée sur slip ou bout à bout ou que les manchons de raccords filetés soient d'un diamètre qui excède quelque peu celui des tubes assemblés.

Assemblages à fond de fouille.—Lorsque la protection des assemblages est faite à fond de fouille, dans une niche, il convient que celle-ci ait des dimensions telles que le travail y soit normalement aisé. On veillera particulièrement aux défauts qui peuvent apparaître au voisinage de la génératrice inférieure des tubes où le travail des ouvriers peut être gêné par l'espace réduit au droit du fond de fouille.

Remblai

Le dessus et les flancs des tuyaux doivent être bourrés soigneusement par couches successives et bien damées, avec un matériau identique à celui du lit de pose.

Ce remblayage doit être poursuivi de la même manière et avec le même matériau jusqu'à 20 cm au dessus de la conduite.

Practical measures to be taken in the transport, laying and jointing of pipes to ensure protection against corrosion

by

Messrs. HUGES, LEGRAND, MERIAUX, POIRIER, POLLET
Members of the French Committee for the Study of Corrosion

Under the Chairmanship of

Mr. MARC NEVEUX

Ingénieur Général du Génie Rural des Eaux et des Forêts

Special precautions should be taken to ensure the proper behaviour—and hence the full efficiency—of internal and external coatings applied to the walls of pipelines laid in locations in which their main constituents are of an aggressive nature.

The present paper describes the different kinds of pipeline concerned and their components, and deals with the practical steps to be taken during the period of transportation, laying, and joining.

DIFFERENT TYPES OF PIPELINE CONCERNED

Steel Pipes

External Protection.—This is provided by means of coal-based (coal-tar enamel) or petroleum-based (ENAMEC asphalt) coatings 3 or 4 mm in thickness, or better still, reinforced by a glass-fibre fleece immersed in the coating. Adhesion of the coating to the steel is obtained by means of a film of coal-tar-based, petroleum-bitumen-based, or chlorinated-rubber-based varnish in the case of diameters exceeding 500 mm.

Internal Protection.—This is provided by:

Centrifuging with fillerized petroleum bitumen or cement mortar.

Spraying with either polythene in powder form or with epoxy powders.

Joints.—These differ according to whether the tubes are joined by oxy-acetylene welding or by joints of different types.

Tubes joined by welding (for diameters of less than 700 mm) use internal joints which render the joint safe at the point of welding, without causing deterioration of the internal coating of centrifuged bitumen. In any case the closed space created between the two welded tubes of the internal joint cannot constitute a point of weakness, since any reactions that might occur at the level of the internal welded zone would soon be stabilized.

When diameters are such that access to the inside can be gained, the internal protection can be manually reinstated.

In the case of tubes with an internal coating of cement mortar, the general practice is to use rubber or such-like seals; or the jointing may be effected by oxy-acetylene welding. There is no inherent disadvantage in the second method, as the cement withstands very well the rise in temperature caused by welding.

As regards the new internal coatings in resin or plastics, research is being carried out into joints for diameters of less than 700 mm.

As regards the external protection of joints, pre-fabricated strips (applied hot or cold) are used; or a coating primer, or a glass-fibre fleece, or (if necessary)

asbestos felt may be used to reinstate the external coating.

Grey and Spheroidal Graphite Cast Iron Pipes

External Coating.—The classical external coating for small diameters (60–250 mm) generally consists of a layer of metallic zinc followed by a coat of coal-tar-based varnish. Pipes of diameters in excess of 250 mm are simply varnished if they are not galvanized. A polythene sheath may be used for additional protection.

In hot countries, bituminous paint often replaces the varnish.

Pipelines immersed in aggressive environments, or in trenches with muddy bottoms, or which are laid in clayey areas may be covered with epoxide paint or tar-epoxide (paint), or both.

Internal Coating.—This is applied by high-speed centrifuging of cement mortar.

Concrete Pipes

These fall into three types: reinforced concrete, with steel-sheet core; reinforced concrete; and pre-stressed concrete.

External and Internal Coatings.—According to the nature of the terrain or water concerned, the pipes are made of ordinary or special cement, and are, if need be, protected inside and out with paint or dope which often consists of epoxide or epoxide-tar.

Jointing and Finishing.—Pipes with welded joints are coated both inside and out with cement mortar.

Joints which use rubber seals call only for an external coating of cement mortar for the pipe. The kind of rubber varies according to the water carried: it may be natural or synthetic.

Where male/male jointing is used for pipes, packing rings of steel bonded by various materials (epoxy-tar, epoxy resin, etc.) are used.

Special paint can be used for overhead pipes.

PRACTICAL STEPS FOR THE PROTECTION OF ANTI-CORROSION COATINGS

During Transit

The transit period starts on leaving the works and ends on delivery to the site.

Rail Transport.—Loading to wagon is generally effected by the consigner. On arrival, the state of the wagon and of the load should be examined; it is advisable also to see that there has been no movement of the pipes, fittings, and chocks used for protection. If there has been movement, each item of the load should be carefully inspected, and steps should be taken for the

repair of any damage found, provided it is of a minor nature; otherwise, the consignment should be refused.

Road Transport.—Open lorries, well-suited for the carriage of pipes, should preferably be used. They should have a sufficiently long platform to prevent the pipes from overhanging. Large-diameter pipes should be provided with cradles (400 mm and over). Lorries should preferably be fitted with mechanical handling devices. On arrival, precautions should be taken similar to those advised in the case of rail transport, before offloading.

Loading and Offloading.—It is always advisable to use lifting gear which is slightly on the overpowered side.

The crane jib should be located straight above the wagon or lorry, so as to keep the pipes in a horizontal position throughout lifting, after the initial vertical trajectory. They should be guided at the beginning and end of the operation. Any swinging, impacts against walls or other pipes, and sudden contacts with the ground should be avoided. Slings having broad bands held apart by spreaders should be used to suspend the pipes from the cable of the crane.

These precautions are essential for keeping the internal and external coatings in good condition.

In the absence of lifting gear, the pipes can be offloaded by rolling them over inclined planks, their descent being restrained by means of ties of a type (broad bands or ropes) suited to the mechanical strength of the external coating.

They should never be offloaded by dropping, even on tyres or sand. The pipes should be placed where they are not in the way: either in a depot from which they are to be collected to supply the work-site, or directly at the work-site itself, as the case may be.

During Laying

The laying begins with the examination of the trench and ends with backfilling around the pipeline.

Examination of Trench.—The width of the trench should equal the external diameter of the tube, plus an allowance of some 0.25 m on either side. The bottom of the trench should be levelled off about 0.10 m below the proposed level for the film of water. A pipe bed should be laid, consisting of sand containing less than 12% of particles less than 0.1 mm in size. It should be stable. The large stones placed at the side of the trench should be removed to prevent the possibility of their falling on the pipes which have been laid in the trench.

Handling and Laying.—Pipes stored on the site in accordance with the supplier's instructions should be collected and supplied for laying after the trench has been excavated. Before being lowered into the trench the pipes should be examined, and any extraneous matter they may contain be removed. The greatest care should be exercised during handling, and suitable vehicles (such as logging wheels) should preferably be used. The pipes should be lowered gently along the trench on the opposite side to the excavated material or on the bottom of the trenches. Avoid rolling them over stones or rocky ground, unless planks have first been used to make a track. In no circumstances should metal slings, cables, or chains be used. Ropes may be tolerated for pipelines which can be laid manually in the trench bottom. When the movement or levelling of a pipeline needs the use of mechanical lifting gear, the slings should consist of strips of woven or plaited material of sufficient breadth not to mark the coating.

This is especially important in the case of coatings of low mechanical strength. In any event, there should be no friction between the sling and the pipe, which might scrape off or damage the coating (a spreader should be used to keep slings continually apart; sufficient clearance should be left below the pipe for the removal of slings, etc.).

In the case of pipes with heat-sensitive coatings, these operations should be carried out at a time of day when the temperature is best suited to the satisfactory behaviour of the protective materials. Additional coatings for thermal, mechanical or chemical protection (lime, paper, asbestos, plastics, etc.) which might have deteriorated during handling should be reinstated.

The pipes should be chocked-up by means of well-tamped clods of earth or by wooden chocks; no stones should be used. Layers of straw should be inserted in the case of pipelines whose coatings might be damaged by friction caused during laying. Wooden cleats should be avoided. The larger the pipeline, the more care should be taken with the supporting surface. The ideal supporting surface is a cradle at an angle of 90°.

The dimensions of the longitudinal profile should be adhered to. Gradients should be constant between the chosen points of change of gradient. Slight gradients should be made on horizontal ground; their introduction tends to avoidance of turbulence during flow, and of air pockets which might give rise to physico-chemical or bacteriological phenomena capable of causing deterioration of the internal coating.

The pipeline should be flushed before being taken into use, so as to remove any deposits of soil or stones, which might initiate wear of the coating.

Inspection by Holiday Detector of Externally Coated Metal Pipelines.—After visual inspection, enabling repairs of local damage to be effected, a "holiday detector inspection" is customary. The voltage at the terminals of the appliance should be between 10,000 and 15,000, according to the thickness and type of coating.

It should be remembered that the holiday detector test is destructive, and should be applied once only *in situ*.

During Jointing

Need for Satisfactory Jointing.—The making and protection of joints are operations effected *in situ* only. The best-laid plans for protection against corrosion during transport of the pipes, or when laying them, are pointless unless maximum care is taken with the method of making and protecting the joints. Any defect in the protection of the joints, in fact, sooner or later allows the entry and exit of stray currents; whether they come from outside the pipeline (stray currents from electrified railways or nearby industrial establishments), or whether they simply originate from the "batteries" (cells) formed by the variety of soil types traversed and short-circuited by the pipelines.

Types of Joint

Amongst current types of modern joints, one may consider those which employ a seal (usually a rubber ring) and those with no seal (oxy-acetylene welded or brazed joints). Incidentally, the authors are including in the latter category screwed unions with or without an intermediate joint which may be effected on a metal-to-metal basis, or with the use of paste or tow on the threads (used in the case of cast-iron or steel pipes).

On some major pipelaying sites, using bare steel pipes coated *in situ* by machine after considerable lengths have been joined by welding, there is nothing to distinguish the protection of the joints from that of the body of the pipes. The general holiday-detector inspection covers the joints and the body of the pipes simultaneously. There is thus no point in stressing this matter.

Joints with Seals.—The seals which require coatings to be added or reinstated are the only ones described here. Their shapes are always more or less distorted by reason of the flanges and bolts (sometimes with long shanks) which they involve. Their coating by hand

is thus difficult, and calls for skill and conscientiousness on the part of the workman. Whether the coating consists of a glass filament strip impregnated with hot coating-material or strips prepared beforehand and slightly preheated before application, or even of adhesives on a plastics base, the difficulty is to avoid pockets and duplications at the level of the nuts and bolts and the flanges, and insufficient coverage between successive spirals of the strips used. It is sometimes claimed that after trenches have been backfilled, the pressure of the earth on the pipes tends to reduce the dimensions of the voids or duplications of coating, and helps them to adhere. More often than not the entry of water into the voids militates against this, and there are real risks of corrosion; the energy needed for cathodic protection (if specified) increases without its being possible to be certain that the necessary potential is attained at these points.

Seal-less Joints.—Seal-less joints are of the kind produced by oxy-acetylene welding or by the use of screw threads; they do not involve the coating difficulties encountered in the case of the joints considered earlier.

Their shape hardly differs from that of the ordinary pipe, whether the welding has been effected by means of the slip or butt method, or whether the joints of the threaded connections are slightly greater in diameter than the tubes joined.

Joints at the Bottom of the Trench.—When the protection of joints is effected at the bottom of the trench (in a “bell hole”), the dimensions of the hole should be such as to facilitate the work in normal cases.

Particular attention should be paid to any defects which may appear in the vicinity of the lower surfaces of the pipes, where workmen may be hampered in their work by the limited space perpendicular to the bottom of the trench.

Backfill

The top and sides of the pipes should be carefully packed with successive layers and should be well tamped, using a material identical with that of the pipe bed.

This backfill should continue in the same manner, and should consist of the same material up to a distance of 20 cm above the pipe.

INTERNATIONAL STANDING COMMITTEE FOR THE STUDY OF CORROSION AND PROTECTION OF UNDERGROUND PIPELINES:

SUBJECT No. 3

Experiences with External Plastic Coatings for Steel Pipes

by

Dipl.-Ing. H. FISCHER

EWAG (Energie- und Wasserversorgung Aktien- Gesellschaft, Nürnberg)

INTRODUCTION

At the seventh International Water Supply Congress (Barcelona) Dr. Klas reported for the first time on the fabrication of plastic coatings for steel pipes. Since then, these pipes have come into current use in Germany, for gas-main networks especially, but also for water mains; they now constitute about 65–75% of the total pipe production.

As a user, the author will be referring to his firm's experiences during the last eight years. They lay plastic-coated steel pipes, with cement mortar lining, in towns; the nominal sizes (NS) are from 24 inches upwards. The internal protection of the pipes, applied in the factory, is taken to a point just before the end of the pipes. The seams are butt-welded. After the welding and testing of the seams, the cement mortar lining is completed by hand. For smaller dimensions (nominal sizes from 4½ to 20 inches), pipes with welding socket joints are used, the cement mortar being applied just before the jointing of the pipes. The surplus cement mortar, squeezed out of the joint, is removed with a cleaning-pig.

Plastic-coated steel pipes of nominal diameters from 28 to 48 inches (700 to 1200 mm), with cement mortar lining, have also been used for long-distance water-pipelines, e.g. for the pipeline of the Franconian economic community, extending from the Danube to the towns of Nürnberg, Fürth, and Erlangen (length 63.4 miles = 102 km). Where higher stresses (maximum internal pressure 285 lb. per sq. inch (20 atmos.) are encountered pipelines having lengths up to 29 miles (47 km) have been constructed.

At other building sites prestressed concrete pipes with nominal diameters of 55 inches and 48 inches, with internal pressures up to 227.6 lb. per sq. inch have been laid. Altogether 146.8 miles of such mains have been laid, including 40.5 miles in which fusion-bonding with PE (polyethylene) powders was carried out. Since 1963, 106.3 miles with extruded PE coatings have been laid by EWAG for gas and water distribution.

SELECTION OF SUITABLE PROTECTIVE MEASURES

As steel is exposed to damage by corrosion caused by dampness, aggressive soil, or direct current, the aim is to attain the greatest durability in the pipes by adequate protective measures. It is to be expected that the best result of combining active and passive corrosion control is to be obtained by means of cathodic protection in connexion with a very good external protective coating.

The buried portions of the pipes are not only exposed to corrosion; the coating should also be able to

withstand the mechanical forces occurring in the soil without becoming damaged; for instance, through the tamping after back-filling, and the subsequent sinking of the soils, or through swelling and shrinking of clayey soil under the influence of dampness. Pipe coatings should therefore be without defects and should show adequate stability. This can be expected to a far greater extent with plastic-coated pipes than with the pipe coatings previously used. Plastic-coated pipes are not sensitive to pressure, and show hardly any damage by transport. Damage may only be caused by very careless treatment, for instance, a farmer scraped some pipes lying near his field with his plough, and a firm carried out rock-blasting in the pipeline trench alongside pipes laid out for installation.

The German market offers three types of plastic coatings:

(a) A seamless jacket applied with the aid of an extruder; an adhesive fixes the pipe to the plastic coating. Between 1963 and 1969 Mannesmann produced two seamless jackets, each having an adhesive layer.

(b) For large mains (nominal diameters from 23 inches upwards) Mannesmann developed an extrusion method in which coatings of very thin PE (polyethylene) foils are applied to the revolving pipes. These single coatings melt under heat, to form a homogeneous layer (Fig. 1). This insulation consists of a single PE coating about 0.118–0.157 inch (3–4 mm) thick which sticks to the pipe by an extremely hard adhesive. At present this wrapping insulation is available for nominal diameters up to 60 inches; it makes an excellent pipe protection which is also very suitable for boring or driving.

(c) The coatings are applied by fusion-bonding of plastic powder. To do this, the pipe is heated and PE powder is thrown or scattered on to it. The first coating is sintered and fused on to the pipe. On adding more powder, the PE fuses from the inside to the outside, as a result of the thermal capacity of the heated pipe and forms a seamless regular coating which must not cool too quickly in order to diffuse the gas generated. As the first coating to be applied partly oxidizes, a genuine adhesion results which is increased still more by shrinkage.

COATING THICKNESSES

The thickness of the PE layer (including the adhesive) of the Excelsior-X-Tru-Coat method of the Republic Steel Corporation, Cleveland, Ohio, U.S.A., varies from 0.035 to 0.061 inch. By contrast, the German market offered far thicker coats during early years. Pipes supplied to-day with one PE layer are delivered in the

following average thicknesses:

Pipe sizes	Coating thicknesses
4 inches (100 mm)	0.079 inch (2.0 mm)
10½ inches (250 mm)	0.087 inch (2.2 mm)
20 inches (500 mm)	0.089 inch (2.5 mm)
20 inches (500 mm)	0.118 inch (3.0 mm)

Most manufacturers choose PE for the protective coating because it offers in its chemical and physical properties great advantages in comparison to other plastics; for instance:—

(a) High mechanical resistance—especially when the coating is not too thin—against pressure and impacts or against shear stress during the driving process.

(b) No loss of tenacity at low temperatures as with PVC or bituminous material.

(c) Slight degree of water absorption: after nine years the increase in weight for high-density PE is 0.1%.

(d) Slight degree of water vapour diffusion. The coefficient of permeability P is, for low-density PE,

For high-density PE it is 0.2×10^{-8} , $0.1 \times 10^{-8} \frac{g}{cm \cdot h \cdot Torr}$.

(e) Good electrical properties. For alternating current, it has a high dielectric strength of 80–100 kV/mm. For direct current, the value is 30–40% higher. The resistance of the coating is excellent; and there is no significant drop as compared with the initial value.

Because no material is ideal, there are also some disadvantages to be recorded:—

(a) Higher coefficient of linear expansion, that of PVC being 5.83 times that of steel; for PE it is 18 times that of steel.

(b) Sensitivity towards ultra-violet light.

(c) Higher degree of oxygen diffusion. The coefficient of permeability for high-density PE is $2 \times 10^{-8} \text{ cm}^3\text{-cm/kg-sec}$. For plasticized PVC it is 0.4×10^{-8} .

EXTRUDED COATINGS

By the summer of 1963 the first pipeline of this type with extruded double-PE coating had been laid. It comprised 9.65 miles (15.5 km) of mains of 12 inches (300 mm) nominal diameter and 4.82 miles (7.77 km) of 5 inches (125 mm) nominal diameter. With the double coatings it was possible to carry out the field coating of the welding with tight overlaps preventing any infiltration of ground water. Moreover the external coat had the function of protecting the internal PE coating against mechanical damage. The applied adhesive was very soft at the beginning; so a "self-healing effect", in the event of slight damage to the PE coating, was attributable to it. The differences in length of the PE coating were considerable as a result of the varying day and night temperatures.

A maximum difference of 1.18–1.57 inch (3–4 cm) was observed in a single pipe. Consequently, in the course of development, medium-hard adhesives with an adhesion of 5.6–11.2 lb. per inch were used to reduce those differences. To-day only extremely hard adhesives are applied, especially for mains.

For the outer coat grey Lupolen 1 800 H, was used originally. Some pipes, left over from the first installation, found their way to a depot. After 1½ years of storage fissures were discovered in the external coating (Fig. 2). The weight of the rainwater entering the fissures produced circumferential tensile stresses, which caused further crackings of the external coating.

Investigations have shown that the elongation, at the break in the PE, diminished very much in the defective area, while about one-third of the pipe coating still showed the original mechanical properties. The damage is incontestably to be traced back to the local oxidative depolymerization of PE as a consequence of high ultra-violet influence. The producer drew his conclusions: for the external coating, too, he used high-grade Lupolen 1 852 E black 413 (pipe quality).

The EWAG long-distance gas-pipeline (length 35.1

miles, nominal diameter 12 inches, pressure 910 lb. per sq. inch) from Nürnberg to the underground gas storage at Eschenfelden has 1.67 miles of coating applied by a melting process and 33.43 miles of extruded double coating.

For the extruded coating a moderately hard adhesive was used; the colour chosen was white, to enable any damage to the outer coating to be recognizable, as both coatings were black at the time.

When black pipes were installed in a sand pit a secondary effect resulted. The heating of the pipe by insulation, intensified by reflection, was remarkable: with a pyrometer a maximum temperature of 172°F (77°C) was measured. In spite of the hard adhesive, deformations of the coating arose when temperatures exceeded 167°F (75°C), which led, especially at the edges of the supporting pieces of wood, to ridges on the outer plastic coating. The inner PE coat remained undamaged. If the pipes are stored on sandbags, this phenomenon can be avoided.

Valuable experience was also gained with extruded wrapping insulation, where an extremely hard adhesive was used. Mains of this type, with cement mortar lining, have been used since 1968, especially for water distribution lines. Experiments to separate the coating in a cold state lead to the damaging of the PE layer. By heating up the inside of the pipes to 158°F (70°C) the insulation can easily be stripped off; this is necessary, for example, in the production of a cast shape or a quarter-bend pipe after the removal of the cement mortar lining.

All manufacturers now produce extruded coatings only as a single-layer system.

FUSION-BONDED COATINGS

Besides the extruded PE insulation, melted PE coatings are also delivered by two firms in Germany. The fusion-bonding of powders permits pipes with nominal diameters of from 4 inches to 60 inches to be coated in a single plant; the coating of irregular surfaces such as fabricated items or water-containers is thus especially facilitated.

In contrast to the extrusion method, which requires careful treatment of the material, this method should be carried out at a fusion-bonding temperature between 517–608°F (270–320°C). As a thermal depolymerization of the PE chain molecule starts at about 554°F (290°C) and as this reduction is necessary for the adhesion in the lowest layer at the pipe surface, the correct application of PE is limited to a very small region. Overheating, especially in the presence of oxygen, leads to damage to the PE and to the formation of pores on the adhesive side (Fig. 3).

Before the advent of plastic-coated pipes, the author's firm carried out the insulation of cast shapes and difficult parts, such as flanged joints for pipe networks, by the Griesheim flame-spraying method in their own workshops. The types of plastic powder available for this purpose show a small degree of granulation and good fluidity. Experiments with the powder delivered for pipe insulation proved negative. When flame-spraying takes place, powder is sprayed on the preheated piece to be worked upon by compressed air passing through an acetylene flame. During this process so much air is taken in by the cooling layer that the coating, outwardly appearing homogeneous, consists of air-holes with a very delicate PE coating. Moreover, examination of the melting characteristics of this type of PE showed a bad result in contrast to the tube insulation (Fig. 4).

So such shapes have been insulated in the workshop by the dipping method. A perfect adhesion base is important; certain drip-traps, which were moderately flame-sprayed and then coated, were found, after a year in the soil, to have cracked layers in the bottoms and lids

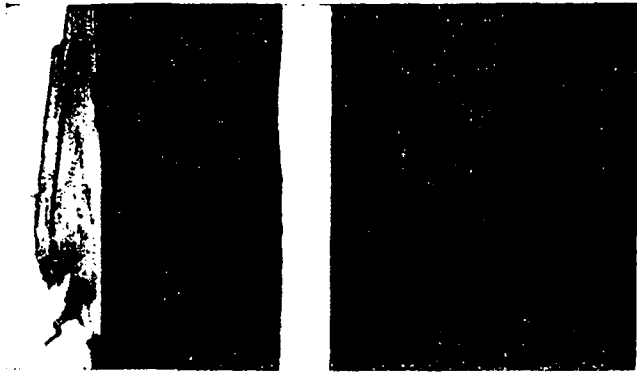


Fig. 1. Microtome section of coating taken from a steel pipe, showing remains of adhesive on the left and PE coating on the right, enlarged 60 times. The streaks originate from the different thicknesses of the microtome cut.



Fig. 2. Split external coating.

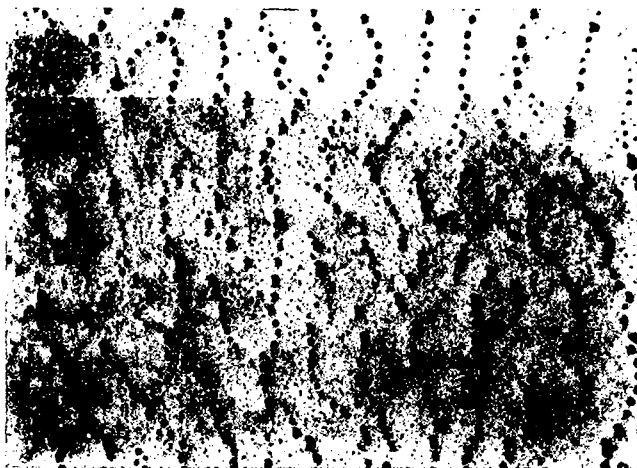


Fig. 3. Formation of pores on the adhesive side.



Fig. 5. Air cavities in the adhesive base, enlarged 12 times.



Fig. 4. Sprayed plastic coating (vertical cross-section) enlarged 10 times.

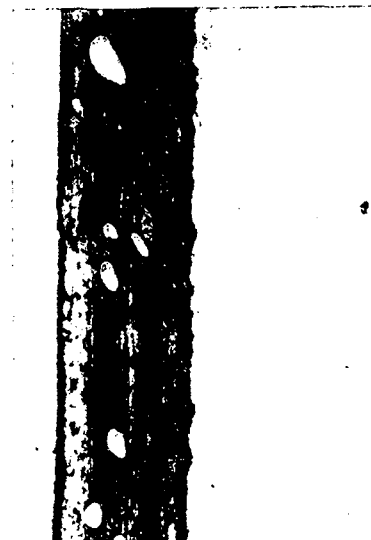


Fig. 6. Dipped plastic coating (vertical cross-section) enlarged 10 times.)

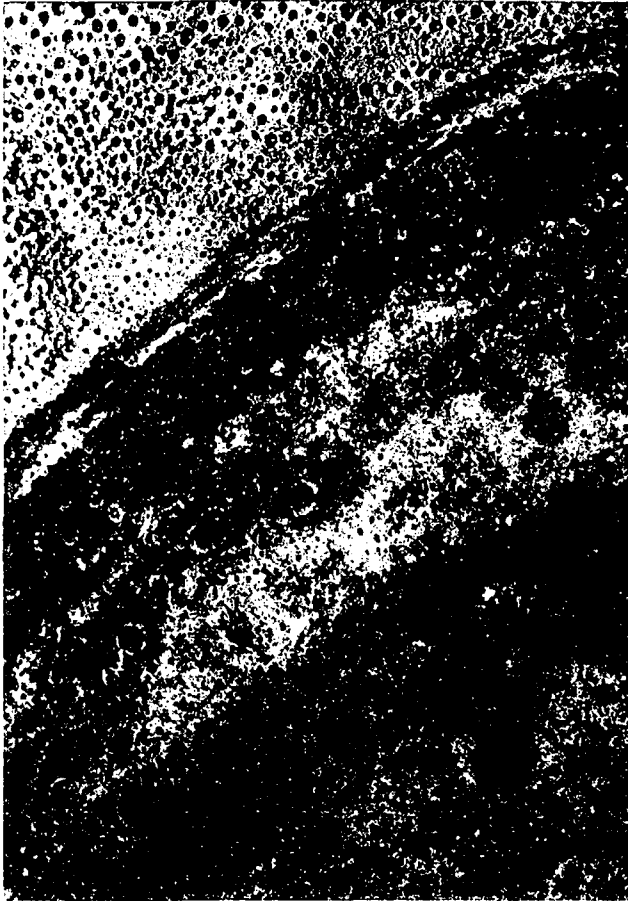


Fig. 7. Pores and bubbles on the adhesive side, in conjunction with corrosion of the undercoat.

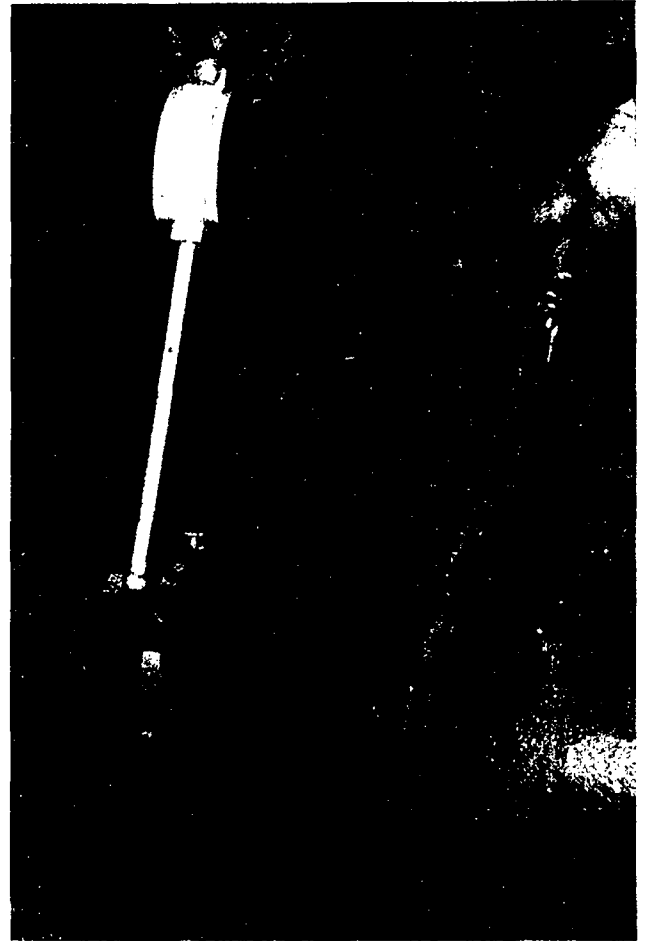


Fig. 11. Heating of the welded seam by means of a ring-burner, also measurement of the temperature.

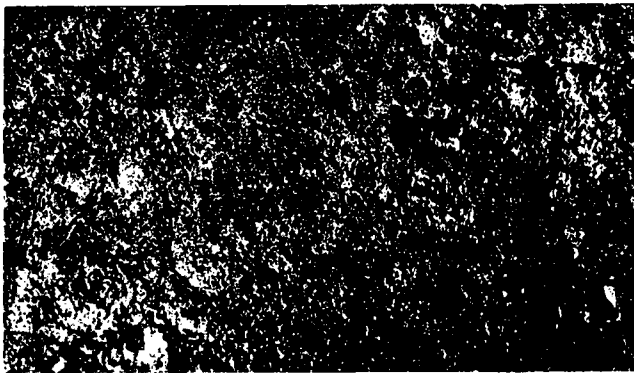


Fig. 8. Fissures on the outside of the PE coating, enlarged 15 times.

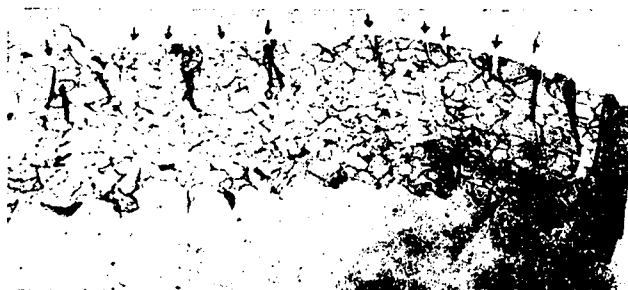


Fig. 9. Microtome to illustrate vertical cross-section, enlarged 20 times.



Fig. 12. Microtome of vertical cross-section, showing effect of over-heating, enlarged 32 times.

Afterwards, all drip-pots were treated, principally by sand-blasting, before coating. Since then no further cases of such defects have been observed.

Large branch-pieces (for example, 44 inches nominal diameter reducing to 22 inches) have been produced and post-coated in the EWAG workshops; as they were intended for water, the cement mortar lining had to be completed also.

POROSITY

Due to the method of production (partial oxidation process) pores and air pockets develop between steel and plastic (Fig. 5). Until now, it had been thought that those pores did not matter; but after six years penetration of moisture, a loss of adhesion has resulted. It was also regrettable that the pores occurred not only in the first coat but also in the additional layers (Fig. 6). The cause was found to be that the heat capacity of the tubes was insufficient, and the escaping of gas from the coating was prevented because of too quick cooling. From then onwards the tubes, after spraying with PE powder, have been subsequently heated by infra-red (V.R.) radiation.

Further unpleasant surprises were also experienced with fusion-bonding coats at the storage place. For instance, it was discovered that on some tubes corrosion-effects had occurred, under the PE coat, over a length of about 3.9 inches, starting shortly before the joints. This defect was stopped at the manufacturing stage by allowing the coating to taper off gradually.

A further defect in production was discovered when parts of the PE coat had to be detached during the fabrication of inch tubes into various shapes (Fig. 7). In the case illustrated, the coating of a pipe with a nominal diameter of 28 inches showed, on the inside, a strong formation of pores and bubbles, traceable to a too strong and irregular heating of the tube before the coating, and a too intense post-flaming. At the same time a corrosion under the coat is identifiable.

For the red-coloured PE coating, Lupolen 1 810 H was used.

After 2½ years of storage, hair cracks were discovered in some stored pipes in 1968, in the top coating of a fusion-bonded insulation (Fig. 8). Moreover the insulation had split up to the pipe, at two points which had already been repaired. Microscopical examination of the structure of the fusion-bonded PE layer revealed the cracks in the surface and the pores in the coating (Fig. 9). The cracks had a maximum depth of 0.01 inch (0.25 mm).

The formation of cracks was definitely traced back to the influence of the ultra-violet radiation in natural light. From that time onwards the manufacturer has used a colourless stabilizer. As soot is the most effective stabilizer, fusion-bonded coatings are only produced in black nowadays.

FIELD-COATING OF WELDED JOINTS

For the field-coating of welded seams on pipes with an extruded PE coating, different methods have been employed. Since 1968 the author's firm have coated their welded seams by the Densolen method, as follows.

After welding, the cleaned pipe, still in a luke-warm condition, is supplied with a bituminous priming, to prevent any rusting until further treatment. For the field-coating, an adhesive is applied to the dry pipe surface and a tape of butyl caoutchouc is wrapped on, with slight prestress, with an overlap of 50%. This tape is 0.04 inch thick, to give a good elastic underpad for the later exterior coatings.

The Densolen tape overlaps grow together under the influence of the prestressing and of the pressure of the PE foil applied later to a seamless coating.

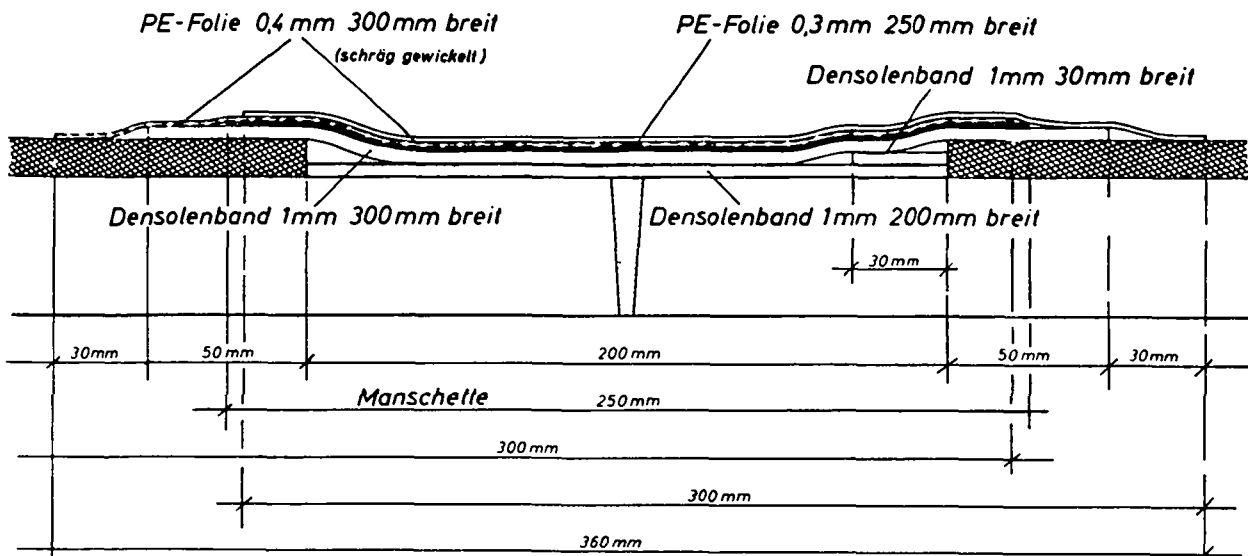
The corrosion-prevention effect of the Densolen inner wrap is greatly intensified by a superposed PE coating, 22 inches in width (57 cm) and 0.012 inch (0.3 mm) thick. The adhesive of the foil combines insolubly with the Densolen tape, so that the coating shows a joint only at both ends and a single overlapping longitudinally.

For mechanical protection, a PE tape 3.94 inches wide and 1/16 inch thick was wrapped with 50% overlapping around the field-insulation that has been customary until now. The total thickness of the insulation is 0.122 inch (3.1 mm), of which the thickness of the PE coating amounts to 0.043 inch (1.1 mm). Because of the soft base, the elongation capacity of the PE foils can be utilized also, so the insulation is not damaged immediately when small stones happen to fall on to the pipe.

For large pipes, with (for example) a nominal diameter of 48 inches the amount of field-coating could be reduced very much by the arrangement shown in Fig. 10. Manufacturers keep to a distance of 3.9 inches between the welding edge and the wrapped PE coating, so that the width of the field-insulation is not more than 14 3/8 inches. Densolen tape and PE foils are supplied with adequate widths.

Other German firms (Kettler and Company, Vogelsang) have developed methods of field-insulation which are, in general, thermal processes and which use

Fig. 10



plastic-compatible bituminous tapes with additional wrapping of PE tape.

To-day the methods mentioned above have been used also for fusion-bonded coatings because they are easy to apply. Another fashionable method of insulation in the field is the usage of PE hoses which shrink on heating; they are coated on the inner side with an elastic adhesive (a mixture of bitumen and caoutchouc). In Germany the products of the Fa. Raychem. Corporation are the only substances yet known; but unfortunately they are very expensive.

FUSION-BONDING METHODS

The attractiveness of this procedure is the possibility of coating the welding seams, as well as all the installed parts, with the same material as the pipes and of thus obtaining a homogeneous insulation. This fusion-bonding method demands a specially careful and exact treatment during the coating of welded seams.

Even heating, by means of a ring burner, is very important. The procedure (Fig. 11) has to be carried out exactly so as to represent a flame-cleaning of the metal surface, to remove any drifting rust and to gain a good adhesion of the plastic coating, as this fusion-bonded coating has to keep in step with the linear expansion of steel.

ADHESION: PRACTICAL CONSIDERATIONS

The following allowances may be made for the adhesion of the coating:

For coatings applied during manufacture:	33.5-39.5 lb. per inch (6-7 kp/cm)
For field coatings:	11.2-16 lb. per inch (2-3 kp/cm)

In heating, the temperature goes up to 590°F (310°C), and is measured by means of a pyrometer (Fig. 11). The metal surface is then strewn lightly with PE powder and completely covered with powder by means of a cloth. After 4-5 minutes a PE coating about 0.12 to 0.16 inch (3-4 mm) thick is fusion-bonded; the surplus powder is swept away with a brush and used for the next welding seam. The coating surface is polished by singeing. However, much can be done wrongly, especially, when the powder is put on a pipe surface which is not heated sufficiently.

When the worker who applies the coating tries to achieve the smoothness lacking on the surface by using a flame which is too strong, the surface is overheated. Fig. 12 is a typical example of this. Both open and closed pores are the result. The maximum sizes are: for open pores, 0.100 inch (2.5 mm), with a maximum depth of 0.04 inch (1 mm); for closed pores, the sizes range from 0.006 to 0.032 inch (0.15-0.8 mm).

Increases in pipe dimensions are accompanied by increasing difficulties in achieving exactitude and homogeneity in the field coating of welding seams. Two ring-burners, for a nominal diameter of 28 inches could accomplish the heating of the pipe within 17 minutes at an outdoor temperature of 28.5°F, quickly and perfectly. The powder needed 7 minutes for fusion-bonding. The fusion-bonded coating is especially suitable for boring or driving methods of installation.

At an outdoor temperature of 28.5°F it was found that, for a nominal diameter of 40 inches, preheating times of 25-35 minutes and sintering times of 9-11 minutes were needed. To obtain a better distribution of heat, a parallel burner was constructed (Fig. 13) which is rotated up and down on the pipe. The preheating-time was 12 minutes, as also was the sintering time. A nominal diameter of 40 inches is about the upper limit at which field-sintering of the welding seam can be done with a reasonable amount of effort and expense.

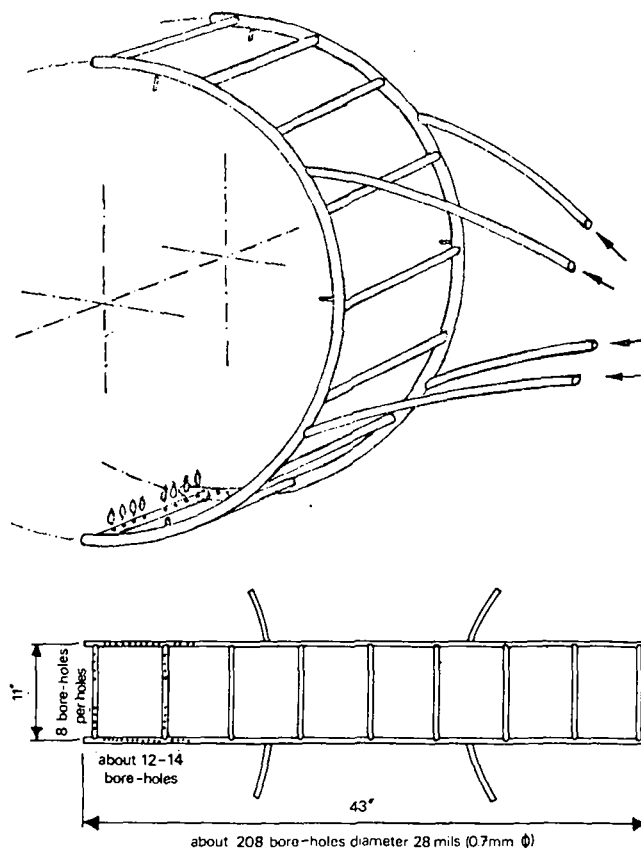


Fig. 13

ADHESION: PHYSICAL CHARACTERISTICS

As already mentioned in regard to extruded coatings, the adhesives take over the adhesion to the pipes; in the case of fusion-bonded coatings the PE adheres itself. Theoretically a seamless hose without an adhesive layer would give efficient protection against corrosion, but this would be difficult to handle during pipe-laying because of the big changes in length due to heat or cold. After having obtained good degrees of adhesion, an alarming discovery was made in 1970.

It is known that hydrogen and oxygen diffuse in more or less degree through all types of coatings, also through bitumen. Therefore hollow spaces between coating and steel surface should not be allowed to form. In the case of thick coatings the permeability is limited, yet all the coatings now known lose their adhesion at different spots, after a while, due to damage to the insulation or to the edge of the PE coating. Then a negligible corrosion under the coating begins. But according to the experiments of Dr. Schwenk the highest possible corrosion rate is only 0.002 inch (5 μm) loss in depth of iron per year, that means 0.020 inch within 100 years. That certainly does not matter and is to be considered as normal rust accretion.

This question was pursued in a practical way by the author's firm with their pipes. Their long-distance pipeline (nominal diameter 12 inches) from Weissenburg to Treuchtlingen, laid in 1963 with double-extruded PE coating (field-wrapping of sockets in Mannesmann style) was examined. After removing the insulation, which was still adhering well, the steel surface, lying in the groundwater, was found to be in a bright, rust-free, sand-blasted condition. The field insulation of the welding seam which lay next to this inspected point was in perfect condition too. The results were also very satisfactory concerning pipes laid in 1968, with double-extruded black PE coating on hard adhesive (long-distance pipeline Nürnberg-Eschenfelden, nominal diameter 28 inches), as were they

also in the case of the black PE coatings wrapped upon extremely strong adhesives used for the 28-inch water main in Langwasser. The red fusion-bonded PE coating of the long-distance pipeline from Schambach to Eichstätt, laid in 1965 (nominal diameter 12 inches) made a good impression externally, but it showed no better adhesion to the pipe. The pipe surface was slightly rusted, with a ferrous loss of thickness of about 0.0004 inch (1.1 μm).

Where the surface was not so wet the coatings still adhered to the pipe; the pipe surface was slightly rusted and a ferrous loss of thickness of 0.00024 inch (0.6 μm) had occurred. The rusting under the coat is therefore harmless. Far more important is the question whether the PE coat, without the adhesive, is still able to endure strains, pressures, expansion or shrinkage, as well as residual stress, without bursting.

To clarify this question, it was obviously necessary to establish a starting point for the working capacity of the PE-coating by recording the strain energy.

WORKING CAPACITY

Tension tests were carried out on strips $1\frac{5}{16}$ inches (30 mm) wide and 4 inches (100 mm) long, taken from different portions of the pipe length and from the perimeter, which were loosened from the coating by heating the pipe from inside.

The removal of this bonding is easily done at an inside temperature of the pipe of 140°F (60°C) for fusion-bonded insulation or moderately hard adhesives. For an extremely hard adhesive a temperature of 158°F (70°C) is necessary. At the priming of the insulation, temperatures of 130°F–150°F are not much exceeded. At these temperatures a deleterious effect on the plastic is not to be feared.

The tension tests were carried out at a room temperature of 68°F (20°C) with a loading speed of 1.968 inches per minute (50 mm/min) and 0.985 inch (25 mm) free fixing-length. The testing machine shows, independently, the strain dependent on the extension. By choosing a suitable scale and by planimentering the diagram, the specific strain-energy can be found in feet per lb. (mkg).

One has to realize that different results for extruded and fusion-bonded materials are inevitable. In the first place, the extruded material has a homogeneous structure, in which no grain boundaries are recognizable; second, the samples are far smoother, as the adhesive and not the underside of the plastic is strained during the loosening process. When this loosening occurs, in the case of fusion-bonded material, PE residues remain on the pipe. The underside of the samples is therefore roughly granulated. One has to take into account a certain notch-effect due to the single cavities, which worsen the result. In spite of this, one should not do without examinations of this kind.

The working capacity of the different samples differed greatly:—

Extruded coatings.
 Longitudinal 14–77 foot-lb. (1.9–12.4 mkp)
 Transverse 29–135 „ (2.7–18.6 mkp)

The breaking load showed variations between—
 1,180–1,490 lb. per sq. inch; 0.83–1.04 kg/mm²

The elongation varied from 216 to 684%

Fusion-bonded coatings.
 Longitudinal 14–41 foot-lb. (1.9–5.6 mkp)
 Transverse 11–31 „ (1.5–4.2 mkp).

Sample not in order (fissures caused by ultra-violet radiation):
 Longitudinal 6 foot-lb. (0.8 mkp).
 Transverse 4.5 „ (0.66 mkp).

Breaking load. 1,225–1,313 lb. per sq. inch (0.86–0.92 kp/mm²).
 Sample not in order: 1,000 lb. per sq. inch (0.7 kp/mm²).

Elongation.
 Longitudinal 98–151%
 Transverse 102–204%
 Sample not in order No elongation.

From these results the author can draw the following conclusions:—

- (1) PE coatings which are not damaged by ultra-violet radiation or improper treatment will not break up.
- (2) As a minimum for the working capacity of PE coatings the following values should be adhered to:
 Extruded coatings . . . 36 foot-lb. or 200% elongation
 Fusion-bonded coatings 18 foot-lb. or 100% elongation
- (3) As the breaking loads of all the samples showed only small differences, the elongation values should be regarded as satisfactory.

ELECTRICAL RESISTANCE VALUES

The electrical resistance values of PE coatings remain excellent, even after a long period in the soil and in ground-water. Results are available in which different sections of the pipes have been tested for 5 to 10 years, and longer, in different kinds of soil (marshy soils, clay soils) or in aggressive solutions. In general, the following specific coating resistances resulted:—

Pipes	in soil	in water
Single bitumen insulation	2.6×10^{11} ohms-cm ²	10^9 ohms-cm ²
Double bitumen insulation	1.1×10^{13}	„ 10^{10} „
Extruded PE insulation	3.0×10^{15}	„ 10^{13}
Fusion-bonded PE insulation	10^{13}	„ $>10^{11}$ „
Loaded anodically in aggressive solution		$>10^{11}$

FIELD INSULATION

All the methods of insulation, which are offered by the different manufacturers show, in a 0.1 N solution of sodium chloride, 10^{14} ohms-cm² to 10^{12} ohms-cm² after 100 days. In general, one can regard coating resistances which are greater than 10^{11} ohms-cm² as very good.

PROTECTIVE CURRENT REQUIREMENT

Pipes coated with PE enable perfect cathodic protection to be achieved with less equipment. Even at the most disadvantageous points, an off-potential of –850 mV can easily be maintained. Because of the small current requirement, an inadmissibly high effect on other plants is avoided. These pipes are therefore also suitable for use within towns. The author's firm have achieved excellent results with their plastic-coated long-distance pipelines outside the area influenced by stray currents. Two examples are appended.

After five years' use, a routine check revealed that the pipe soil-potentials had dropped at some points below the off-potential of –850 mV. This was traced back to two circumstances:—

(a) Periods of heavy rain during the summer of 1969 had so moistened the soil, that the negligible increase in current density for cathodic protection was caused by a slight penetration of moisture.

(b) It is possible that the weakening of the adhesion (discovered only in 1971) gives rise as well to the need for a higher protective current.

As both the magnesium anodes are situated at the one end of the long-distance gas pipeline, and as the pipeline runs parallel to a high-voltage line, two deep-earth connections were put about 7.65 yards deep into the earth, and the induced alternating current was rectified with diodes. In this way the pipe soil-potential could be considerably improved. Measurements taken a year

EXAMPLES

(a) *Hersbruck-Eschenfelden*; nominal diameter 12 inches (300 mm); double extruded; 12.8 miles (20.7 km).

	2 Mg anodes, mA	Off-potential, mV	Protective current density, microamps per sq. foot
Trial feeding	13	—890	0.057
Practical regulation	32	—1000	0.145

(b) *Schambach-Eichstätt*; fusion-bonded coating; 21.12 miles (34 km); laid in 1965; 2 Mg anodes of 19.8 lb. (9 kg) weight each.

	2 Mg anodes, mA	Off-potential, mV	Protective current density, microamps per sq. foot
Initial values	40	—910	0.140
After 1 year	21	—890	0.0747
After 5 years	24	—800	0.084
After the installation of 2 deep earth-connections with diodes; practical regulation	125	—1000	0.42
After 6 years; Mg anodes; 1 deep earth connection	44	—930	0.149

later, when switching off one of the deep earth connections, showed that a protective current density of $1.6 \mu\text{A}/\text{m}^2$ (0.15 micro-amp. per sq. foot) would be sufficient.

By comparison, the protective current density of the pipeline to Ansbach, one-third of which is single-coated and two-thirds double-coated with bituminous layer (54.7 miles long; nominal diameter 8 inches; laid 1965) is $110 \mu\text{A}/\text{m}^2$ (10.2 μA per sq. foot). In the case of very old bitumen-treated lines a current density of $850 \mu\text{A}/\text{m}^2$ (79.2 microamps per sq. foot) is attained.

SUMMARY

Experiences with PE coatings, described in detail, have led to a series of improvements, which were only made possible by the use of high-grade types of PE.

As a coating for pipes, PE represents the best protection against corrosion for pipelines, because of its good mechanical, chemical, and physical properties, and its excellent electrical insulation capacities in connexion with cathodic protection.

Expériences avec le Revêtement Externe en Plastique des Conduites en Acier

par

M. H. FISCHER

Ingénieur Diplômé (Allemagne); EWAG (Energie und Wasserversorgung A.G.), Nurembourg, Allemagne

SOMMAIRE

Depuis 1963, une grande proportion de conduites mises en terre ont un revêtement de polyéthylène (PE) comme protection contre la corrosion. L'auteur rapporte ses huit années d'expérience avec ces conduites dans la distribution d'eau et de gaz, les conduites d'eau en acier étant revêtues à l'intérieur de ciment. Dans le réseau de distribution de l'EWAG*, 280 km de conduites protégées par du plastique ont été posées.

Nous attendons une prolongation considérable de la durée de nos conduites enterrées grâce à l'effet combiné des protections actives (protection cathodique) et passives, et, grâce au revêtement de plastique, nous espérons une élimination presque complète de la corrosion.

Les diverses espèces de revêtement existantes sur le marché, leur épaisseur, et le PE utilisé sont brièvement décrits.

Normalement, certains défauts d'un nouveau produit n'apparaissent que lors de son utilisation à grande échelle. Ces défauts amènent les fabricants à améliorer leurs produits.

Il est apparu que, des nombreuses sortes de PE commercialisées, seules les meilleures conviennent dans ce but. Le rapport traite des différences entre revêtements extrudés et projection, et des défauts rencontrés. Le PE se montre très sensible aux ultra-violets de la lumière solaire.

Avec les produits non stabilisés, le revêtement de PE commence à devenir cassant, ce qui se manifeste par des fissures. Les endroits des revêtements projetés qui

* EWAG: Compagnie de Distribution d'Eau et d'Electricité, Nuremberg.

ont besoin de réparations sont spécialement menacés. Après deux ans, certains se fendent jusqu'au métal.

Les revêtements projetés doivent être mis en oeuvre dans une gamme relativement étroite de températures. Un mauvais traitement, en particulier un excès de chauffage, amène facilement la formation de pores, comme le montrent plusieurs exemples.

Les méthodes de soudure en campagne des joints ainsi que les procédés thermiques à froid sont ensuite discutés.

Une surprise désagréable est la perte d'adhésion des revêtements projetés après 6 ans dans le sol.

Heureusement, il a été prouvé par des excavations que le revêtement plastique des conduites ne s'était déchiré nulle part, et la légère augmentation de la densité de courant pour la protection cathodique doit être attribuée à la pénétration d'humidité avec les années plutôt qu'à un phénomène d'affaiblissement.

Parmi toutes les propriétés des revêtements PE terminés, la capacité de travail de différents revêtements a été examinée afin de trouver le degré auquel les élongations minimales du revêtement PE doivent être sollicitées.

De même, ont été traitées les valeurs de la résistance électrique après une longue période passée dans le sol et les besoins en courant protecteur pour les canalisations cathodiques étendues.

D'après notre expérience actuelle, les conduits à revêtement plastique ont prouvé leur excellence. Les revêtements PE, joints à la protection cathodique, visent à être la solution optimale pour la protection contre la corrosion.

**INTERNATIONAL STANDING COMMITTEE FOR THE STUDY OF
CORROSION AND PROTECTION OF UNDERGROUND PIPELINES:**

SUBJECT No. 4

**Internal Cement Mortar Linings for
Cast Iron, Ductile Spun Iron, and Steel Pipes**

by

ROBERT S. BRYANT, B.S., C.E.

Civil Engineering Associate, Los Angeles Department of Water and Power

1. HISTORY

The history of cement mortar lining follows rather closely the development and utilization of ferrous metal pipelines for the transmission of water.

As the ability to manufacture iron pipe improved and the performance requirements increased, oxidation of the iron was recognized as one of the major problems in the successful use of this type of pipe.

Oxidation of the iron pipe has damaging effects both to the outside and to the inside of the pipe. In most cases, the inside of the pipeline and the more hostile environment of the moving water became the first area of concern for the development of a protective coating. It can thus be seen that efforts to apply a cement coating came as no real surprise, for cement had a long and successful history in the conveyance of water before the advent of iron pipe.

The early efforts to place a cement mortar lining on the interior pipe wall consisted of a hand application of mortar; while the theory proved sound, the application system was slow and difficult for the production of a consistent thickness. Subsequent methods involved an extrusion process whereby the mortar was applied to the pipe wall by the passage of a circular plug through the pipe length. The pipe was usually held in a vertical position, the plug being pulled up through a deposit of mortar placed in the pipe. The major problems in this method involved the lack of a uniform and circular pipe wall and the limitation on the length of a pipe that could be lined. If the pipe was too long, the mortar would slip around the plug and not be deposited uniformly on the pipe wall. By enlarging the plug diameter to secure a better seal, the lack of uniformity in the pipe diameter would produce bare spots in the lining. One other method used at this stage was to pour a highly liquid mortar on the pipe walls, in the manner of painting. This system also produced a non-uniform thickness and tended to wash off the pipe wall when it came into contact with flowing water.

Despite the shortcomings of the various systems that were tried, it soon became evident that cement mortar lining could produce a highly effective and economical protective coating for the interior of cast iron and steel pipelines. This coating was found to possess not only a sound physical covering for the metallic pipe, but it also performed a chemically protective function due to the chemistry of the Portland cement. Various experiments had shown that the presence of high alkaline content in water would inhibit or arrest the usual oxidation process of iron when conveying water. This "alkaline environment" was also found to be present in cement mortar in contact with water, due to the solution formed from the "free" lime remaining in the mortar after the completion of hydration.

It thus became clear that the benefits obtainable

from a cement mortar lining would be: (1) To produce a smooth interior surface, to enhance the carrying capacity; (2) To maintain the surface and related carrying capacity by protecting the ferrous pipe wall from oxidation.

With the basic objective fairly well established, the development of a practical system for applying cement mortar lining was undertaken by a number of developers. The period between 1900 and 1950 saw the introduction of a great number of lining systems.

Meanwhile, advancements in the manufacture of iron and steel pipe had eliminated some of the earlier problems encountered during cement lining of irregular diameters, by the centrifugal casting of iron pipe and seamless or welded steel pipe. These improvements in iron and steel pipe manufacture paved the way for the centrifugal application of cement mortar for the lining of new pipe, or "in-plant" cement mortar lining as it is known to-day.

Current practice in "in-plant" cement mortar lining in the United States consists primarily of the centrifugal lining of the pipe as the final stage of pipe manufacture.

2. "IN-PLANT" LINING

The "in-plant" method involves the placing of the mortar on to the pipe wall while the pipe is being rotated around its major axis. The mortar is placed in the pipe in quantities to produce the desired thickness at a low rotational speed; upon completion of the placing, the speed is increased to produce uniformity of thickness and high density of the mortar. This high rotational speed forces excess water from the mortar to produce the high density and adherence of the mortar to the pipe wall. Upon completion of the spinning phase, the excess water is drained out of the pipe, the pipe ends are sealed, and the required period of steam or atmospheric curing is commenced. The size of pipe that may be cement mortar-lined by this method is primarily limited by the size of the equipment and the rotational effort required to spin the pipe.

Current practice in regard to the thickness of cement mortar lining in cast iron and ductile iron pipe "in-plant" is shown by the following details:—

Pipe size	Cement mortar lining thickness
3-12 inches (7.6-30.5 cm)	Not less than $\frac{1}{8}$ inch (1.5 mm)
14-24 inches (35.6-61.0 cm)	$\frac{3}{8}$ inch (2.3 mm)
30-54 inches (76.2-137.2 cm)	$\frac{1}{2}$ inch (3.3 mm)

Mortar shall consist of not less than one part of cement to two parts of sand.^{1*}

Current practice in regard to the thickness of cement mortar lining in welded steel pipe "in-plant" is as follows:—

* Index numbers refer to the References, p. O39.

<i>Pipe size</i>	<i>Cement mortar lining thickness</i>
4-10 inches (10.2-25.4 cm)	$\frac{1}{2}$ inch (6.4 mm)
11-23 inches (27.9-58.4 cm)	$\frac{3}{8}$ inch (9.6 mm)
Over 26 inches (91.4 cm)	$\frac{1}{2}$ inch (12.7 mm)

Mortar shall consist of not more than three parts of sand to one part of cement.^a

"In-plant" cement mortar lining does have several features that should be considered as minor disadvantages that are worthy of mention. The first is that the joint area is unlined, and if the pipe is too small for placing the mortar inside by hand, the pipe will possess a small gap in protective coating at each joint; larger pipe sizes (24 inches; 61 cm) can be hand-lined, and present no problem. The second is that, in the greater thickness ($\frac{1}{2}$ inch; 12.7 mm and over), there is a tendency for the mortar components to segregate during the spinning phase. This action causes the surface of the lining to be composed of cement only, rather than homogeneous sand-cement. This surface is softer, and during use will erode away, leaving a rougher surface. This effect can be lessened if the pipe receives a hand or mechanical trowelling immediately after the excess water has been drained from the pipe before removal from the spinning equipment. The trowelling action recombines part of the laitance surface with the mortar to produce a harder surface. Excess cement paste is removed from the pipe as the last part of the trowelling.

Another problem is that the pipe must be carefully sealed during the curing phase to prevent shrinkage of the mortar away from the pipe wall, or shrinkage cracks in the lining. It should be noted, however, that cracks in the lining that are $\frac{1}{8}$ inch (2.5 mm) or less will be sealed again when the pipe is filled with water. This effect is due to migration of the free lime out of the mortar, and is known as "autogenous healing".

In conclusion, the author can state that experience with "in-plant" cement mortar lining extends over a period of approximately 39 years, and has been highly satisfactory and most economical.

3. "IN-PLACE" LINING

The placing of cement mortar lining in previously installed pipelines has been termed "in-place" cement mortar lining, simply to distinguish the methods from "in-plant" or factory-installed cement mortar linings. "In-place" cement mortar lining, in its present form, is in general divided into two systems. The first is sometimes known as the "Tate system" and was initially developed in Australia in the early 1930s. This system, in general, is an improvement over the "pulled plug" lining methods, and basically involves a metal plug or bullet-shaped form with a perforated skirt attached at the trailing edge; it is used primarily on the smaller pipe sizes (4 inches, 10.2 cm, up to 10 inches, 40.06 cm) of "in-place" cement mortar lining.

Lining by this system is accomplished by pulling the form through sufficient mortar, previously placed in the pipe, to cover the individual work-sections. The practical length of a work-section is about 300 feet (91.5 m). The size of the plug in relation to the inside diameter of the pipe is such that the mortar is subjected to approximately 100 lb. per sq. inch (7 kg/cm²) at the periphery of the plug. This pressure forces excess water from the mortar through the perforated skirt at the rear of the plug and is deposited on the invert of the pipe. If the amount of water in the mortar is carefully controlled, the lined section will be very nearly circular. Too much water produces a flat spot on the pipe invert and will reduce the cross-sectional area of the pipe adversely.

The Tate system produces an excellent mortar lining, having a smooth surface and sufficient shear strength to seal or plug small holes through the pipe

wall. This system requires a minimum of sophisticated equipment, and can be carried out rapidly.

Two of the disadvantages of this system are: (1) the thickness of the cement mortar lining in small pipelines (4 inches, 10.2 cm, up to 6 inches, 15.2 cm) produces a marked reduction in cross-sectional area; and (2) every outlet and connexion to the pipeline must be excavated and cleared of mortar after the passage of the lining plug.

The second "in-place" lining method, which may be called the "Perkins system", is currently the most widely used in the United States, where it was initially developed in the middle 1930s.

Generally, in this system the mortar is placed on the pipe wall by a spray rotating at considerable velocity to produce a uniform covering of mortar around the pipe wall. Attached to, and following, the spray head, a trowelling device imparts a smooth finish to the deposited mortar. Depending on the pipe size, the trowelling can be accomplished by one or two rotating flat steel trowels or, in the smaller sizes (4 inches, 10.2 cm to about 30 inches, 76.2 cm) by a segmented cone-shaped trowel which is simply pulled by the lining machine. The Perkins system has proved so popular that many varied methods are used to deliver mortar to the spray head, ranging from pumping the mortar by rubber hose to transporting it in small trucks. Pipe sizes currently being lined range from 4 inches (10.2 cm) to over 25 feet (7.6 m). The general operation of the system is to place the machine in the pipeline at a convenient point, advance it into the pipe to the extent of the hose available, or to the practical limit of travel distance for the mortar-hauling equipment, and to then apply the cement mortar lining as the lining machine withdraws back to the entry point. In pipe sizes of 24 inches (61.0 cm) and larger, the functioning of the machine is controlled by an operator stationed on it. The thickness of the cement mortar lining and the rotation of the trowels are controlled by the operator. In pipes of smaller sizes, these operations are controlled remotely by an operator at the access point.

The cement lining produced by this system is very dense (due to the high rotational speed of the spray head) and uniform in thickness. The surface finish is very smooth and compares favourably with "in-plant" cement lining.

Curing of the cement mortar lining is important and must be carefully controlled. To reduce both the wear and the energy requirements for pumping or handling the mortar, and to keep the water content to an absolute minimum, a quantity of pozzolanic cement or similar admixtures is added to the mortar. While these admixtures are beneficial, they do increase the shrinkage factor of the mortar if draughts are allowed through the curing pipeline. Fortunately, due to the limited number of access points to the interior of the pipeline, this situation can be controlled with moderate care.

Recent advances in this system have made it a very attractive alternative to "in-plant" cement mortar lining for large (over 54 inches, 137.2 cm) diameter welded steel pipelines; in such cases the cement mortar lining is placed after installation of the pipe, as compared with installing "plant-lined" pipe. The several advantages are: lower installation weight of pipe lengths; no hand-lining required at the joints; and no lining damage if the pipe has to be stretched out of round during installation, to accommodate "flexible-wall" design criteria.

"In-place" cement mortar lining has become a most valuable tool in the reconditioning of old unlined pipelines, in that the cost of cement mortar lining is

but a fraction of a new installation, and leaks or decreases in capacity due to internal corrosion are effectively remedied.

The current practice in the United States, in determining the thickness of "in-place" cement mortar lining, is divided into two categories: Reconditioning and New Pipe. The basic reason for this division is to place a greater thickness of mortar on the walls of old pipelines to cover more effectively the "pits" and defects in the surface caused by corrosion.

The current practice in regard to the thickness of cement mortar lining "in-place" is as follows:—

Reconditioning cast iron:

Diameter: inches ..	4-10	12-36
cm ..	10.2-25.4	30.5-91.4
Thickness of lining:		
inches	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{16}$
mm	3.3	4.8

Reconditioning steel:

Diameter: inches ..	4-12	12-36	Over 60
cm ..	10.2-30.5	30.5-55.9	152.4
Thickness of lining:			
inches	$\frac{1}{8}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{1}{2}$
mm	6.4	7.9	12.7

New cast iron:

Diameter: inches ..	4-10	12-36
cm ..	10.2-30.5	30.5-91.4
Thickness of lining:		
inches	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{16}$
mm	3.3	4.8

New steel:

Diameter: inches ..	4-12	14-36	66-90	Over 90
cm ..	10.2-30.5	35.6-91.4	167.6-228.6	228.6
Thickness of lining:				
inches	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{2}$
mm	4.8	6.4	11.2	12.7

In the City of Los Angeles, California, the association with cement mortar lining has been long and very favourable. Starting in 1934, all cast iron pipe has been installed with "in-plant" cement mortar lining; and from about 1945, all steel pipe has been installed with "in-plant" or "in-place" cement mortar lining. In 1944, a programme of "in-place" cement mortar lining of older unlined cast iron and steel pipe was commenced, and currently approximately 170 miles (274 km) of these pipelines have been lined with cement. These efforts, combined with a comprehensive cathodic protection programme, served to produce a dramatic reduction in the number of leaks in the city's system by about 1955. To be sure, other factors were involved; but cement mortar lining played a key role.

4. CONCLUSION

In conclusion, cement mortar lining of cast iron, ductile spun iron, and steel pipe has risen from very modest beginnings in the early 1900s to become one of the most useful tools in the waterworks industry for preserving and maintaining the efficiency of a water distribution system.

REFERENCES

1. A.W.W.A. Specification No. C104, "Cement Mortar Lining for Cast-Iron and Ductile-Iron pipe and fittings for water".
2. A.W.W.A. Specification No. C205, "Cement Mortar Protective Lining and Coating for Steel Water Pipe".
3. Table 1, A.W.W.A. Specification No. C602, "Cement-Mortar Lining of Water Pipelines in place".

Revêtements intérieurs en ciment des conduites en fonte ductile centrifugée et en acier

par

M. ROBERT S. BRYANT

SOMMAIRE

Ce rapport discute brièvement les premiers et timides essais faits pour donner une base commerciale aux revêtements en mortier de ciment vers 1900 et pour présenter l'état actuel de la question où ces revêtements appliqués aux conduites de fonte, de fonte ductile centrifugée, et d'acier sont devenus l'un des outils les plus utiles pour maintenir le bon rendement des réseaux de distribution d'eau.

Les systèmes couramment utilisés aux Etats-Unis

pour mettre en place le revêtement de ciment dans les tuyaux pendant la fabrication, appelés "en usine" et pour placer le revêtement en ciment dans les conduites déjà en place, appelés "en place", sont décrits et commentés.

Le rapport comprend également des extraits de normes de l'*American Water Works Association* concernant l'épaisseur du revêtement pour divers types et tailles de conduites d'eau.

Automation of Water Analysis and its use to Control the Water Purification Process

by

JOSEPH V. RADZIUL, P.E., S.M., I.S.A.

Chief, Research and Development, Water Department, City of Philadelphia, Pennsylvania, U.S.A.

and

IRWIN H. SUFFET, Ph.D.

Assistant Professor of Chemistry, Environmental Engineering and Science, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, U.S.A.

INTRODUCTION

Instrumental and automated analytical techniques for the measurement of water-quality parameters are burgeoning. The assessment of the application of these techniques for the control of the water purification process is timely and necessary to provide deliberation and direction for technological advances.

Criticism of various on-stream continuous analysers may relate to sample pretreatment, maintenance, standardization, and amenability to process environment. Questions are also raised about precision, selectivity, sample lag-time, and even the competence of operators in using these instruments.

The authors believe that much of the apparent shortcomings of continuous analytical equipment can be discounted; their advantages are many. Probably the most significant benefit is that this kind of instrumentation can be used to obtain continuous-type information impossible of attainment by manual methods and to translate results into a near-real-time electrical analogue signal suitable for digital data logging and modern concepts of control.

These facts, and the continued introduction of new analytical instrumentation permit the authors to predict and discuss a total systems-control approach, based upon a view of the water purification process (raw water supply, treatment process, and distribution system) as a whole rather than the more traditional examination of individual units. To arrive at this result, near-real-time information on water quality must be available continuously from all elements of the system. The provision of such information is dependent upon the use of automated analysis of indicator parameters appropriate to the system being considered.

To determine the appropriate parameters for a water purification system, consideration must be given to the uses of the treated water, for these dictate the individual processes chosen for treatment and they subsequently fix the water-quality parameters to be monitored. The same uses which dictate treatment methods also serve as a measure of the suitability and/or treatability of the source of supply.

for certain industrial uses may require less or additional treatment.

In the United States, drinking water standards have been established by the Public Health Service (PHS) for domestic water supplies, to protect the health and promote the well-being of individuals and the community. These standards place limits on biological, chemical, physical, and radiological aspects of water quality to which drinking-water and water-supply systems used by carriers and others subject to Federal quarantine regulations must conform. The PHS standards have been universally adopted by the various states. To determine if concentrations of substances are in compliance with the PHS standards, analytical methods specified in the current edition of "Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater", Am. Pub. Health Assoc., *et al* (known as "Standard Methods") are used as the accepted reference.

Table 1 lists those parameters and variables which may be considered necessary for: qualification of water source; selection of treatment method; regulatory health requirements; quality goals; and the control (or potential use in the control) of the water-treatment process. The authors agree that others may want to include other parameters.

The ability to measure these parameters on-line is shown by their state of development either as automatic or continuous water-quality analysers. The column headings show the categories. Thus "Instrument Available" indicates well-developed instruments with accuracies and tolerances, acceptable by "Standard Methods" or by the Environmental Protection Agency, which perform reliably and are generally reasonably priced. "Instrument Near Term" categorizes a few instruments currently available but not yet qualified either by reason of accuracy, degree of precision, methods involved, limited field experience, or detection of threshold concentrations, by "Standard Methods". Certain of these instruments are in the development stage or require improvement in time-response or circuitry and/or flow-through capability to permit their use in an on-line mode. "Manual Now" is a category for which little hope is expressed of obtaining practical automated instruments for the indefinite future.

APPRAISAL OF THE STATE OF THE ART

No one can agree on a precise definition of "automation". The authors restrict the term to the condition of operating in a manner essentially independent of external control. A system with a time-step or interruptors could therefore be considered semi-automatic.

With this concept in mind, the state of the art of the automation of water analysis, and its uses to control the water purification process, is explored. The authors further restrict the discussion to the conventional water-treatment process for public supplies, noting that water

TABLE 1.
Status of Automating Water Quality Analyses

Variable or Parameter	Instrument Available	Instrument Near Term	Manual Now
Alkalinity	×		
Aluminium		×	
Ammonia	×		
Arsenic		×	
Bacteria			×
Barium		×	
Beta-radio-gross	×		

BOD			x
Cadmium		x	
Calcium		x	
Carbon alcohol extract			x
Carbon chloroform extract			x
Carbon dioxide, free		x	
Carbon, total organic		x	
COD		x	
Chloride	x		
Chlorine, free	x		
Chlorine, total	x		
Chlorine demand			x
Chromium, hexavalent	x		
Coliforms			x
Colloidal titration		x	
Colour		x	
Conductivity	x		
Copper	x		
Cyanide		x	
Fluoride	x		
Hardness	x		
Lead		x	
Magnesium		x	
Manganese		x	
Mercury		x	
Nitrogen, nitrate	x		
Nitrogen, nitrite	x		
Nitrogen, organic	x		
Odour			x
Oil		x	
Oxygen reduction potential	x		
Oxygen, dissolved	x		
Oxygen, per cent saturation	x		
pH	x		
Phenol		x	
Phosphates, meta	x		
Phosphates, ortho	x		
Phosphates, total	x		
Potassium		x	
Residue, filtrable			x
Residue, total			x
Selenium		x	
Silica	x		
Silver		x	
Sodium		x	
Streaming potential		x	
Sulphate	x		
Surfactants	x		
Taste			x
Temperature	x		
Turbidity	x		
Zeta potential		x	
Zinc		x	
Totals (61)	26	25	10
Per cent of total (61)	43	41	16

The significance of Table 1 is that, of the 61 parameters identified by the authors as being important for monitoring the water treatment process, for only about 43% of these variables is a suitable instrument available. Although there is still a considerable dearth of analytical instruments for water-quality analysis, their number has increased greatly since the senior author called this fact to the attention of the instrumentation industry in 1963-64.

With some effort, and with investment in research and development, another 41% of potentially desirable parameters could be automated for on-line operation.

It cannot be discounted that about 16% of all parameters tabulated appear to be limited to strictly manual analysis for an indefinite period.

It may be that since, in the U.S.A., water utilities are largely publicly owned and are non-competitive, instrument makers have ignored the fact that this industry is, by tonnage, the largest bulk processor. Similarly, it might be concluded they have inadvertently failed to realize that water "manufacture" (treatment) is chiefly a chemical process, and that this field could be a prime user and market from all types of instrumentation and controls. Although the water industry is lagging somewhat behind the times, there is an urgent need for sophisticated processes, with subsequent upgrading of control and

attendant methods of control analysis. All this dictates the development of adequate analytical instruments and control systems, for which our modern generation will demand continuous control by computers.

The parameters in Table 1 can be presented on a functional basis, as in Table 2, which indicates the locations in the water-treatment system where these variables should be monitored and the purpose for this in each case. In this text the basic components of the water treatment system comprise: supply, the conventional water-treatment process, and distribution to the consumer. Conventional water-treatment process is taken to include prechlorination; chemical coagulation with any required pH adjustment; taste, odour, and colour removal; rapid sand filtration; and postchlorination with possible ammoniation. Not to be neglected is the measurement of criteria to meet legal requirements.

Table 2 is based upon a typical scheme for a conventional water-treatment system, and delineates the following elements:

- (*) Denotes sampling points (Table 2).
- (1) Sources of supply: ground; surface.
- (2) Presedimentation or impounding basins.
- (3) Mixing tanks and basins; rapid or flash mix and flocculators.
- (4) Settling tanks or sedimentation basins.
- (5) Filtration: rapid sand, or mixed, or multi-media.
- (6) Clear-water well, basin, or reservoir.
- (7) Distribution system or pipe network; transmission facilities.

Obviously, for the foregoing elements to be functional, a sufficient hydraulic gradient is necessary to provide: flow from the source of supply; flow, hydraulic balance, and effective chemical pacing through the water-treatment process; and flow through the distribution pipe network for delivery with adequate pressure at the customer's taps. Gravity and/or a combination of storage facilities (ground, elevated) and pumping (raw-water, booster, etc., stations) accomplish this purpose. Many instruments are available to measure pressure and water levels (elevation) and for the control of intake structures, valves, hydraulic balance, chemical pacing, and pumping.

TABLE 2.
Primary Water-Quality Parameters—Sampling Points and Purpose

Variable or Parameter	Instrument Available (types)	Sampling Points (*)	Purpose		
Alkalinity	Automated wet chemistry	(1)	Estimate dose, data record.		
		(2)	Estimate coagulation dose.		
		(3) (4)	Check coagulation dose.		
		(5) (6)	Corrosion control.		
		(7)	Corrosion control, data record.		
		Bacteria	No instrument	(1)	Data record, estimate dose.
				(2)	Estimate dose.
(4)	Check, dose.				
(5)	Control filter operation.				
(6)	Estimate dose, data record.				
(7)	Data record.				
Chlorine	Amperometric titrators			(2) (3)	Check dose.
		(4) (5) (6)	Check dose, estimate dose.		
		(7)	Estimate dose, data record.		
Coagulant	No instrument	(2)	Estimate dose.		
		(3) (4)	Check dose.		

<i>Variable or Parameter</i>	<i>Instrument Available (types)</i>	<i>Sampling Points (*)</i>	<i>Purpose</i>
Colour	No instrument	(1)	Estimate dose, data record.
		(2)	Estimate dose.
		(4)	Check dose.
		(5)	Check dose, data record.
		(7)	Data record.
Fluoride	Specific ion electrode Potentiometric titrator Automated wet chemistry	(1)	Estimate dose, data record.
		(5)	Estimate dose.
		(6)	Check dose, data record.
		(7)	Data record.
Hardness	Automated wet chemistry	(1) (6) (7)	Data record.
		(2) (4) (5)	Check treatment.
Heavy metals	No instrument	(1)	Estimate dose, data record.
		(2) (4)	Estimate dose.
		(5) (6)	Check dose, data record.
Iron	Automated wet chemistry	(1)	Estimate dose, data record.
		(2)	Estimate dose.
		(4)	Estimate dose, check dose.
		(5) (6)	Filter control, check dose.
		(7)	Corrosion control, data record.
Manganese	No instrument	(1)	Estimate dose, data record.
		(2)	Estimate dose, check dose.
		(4)	Check dose.
		(5) (6)	Filter control, check dose.
pH	Glass electrode	(1)	Estimate dose, data record.
		(2)	Estimate coagulation dose.
		(3) (4) (5)	Check coagulation dose.
		(6)	Estimate corrosion control dose.
		(7)	Corrosion control, data record.
Phosphate	Automated wet chemistry	(1)	Data record.
		(5) (6)	Estimate dose, check dose.
		(7)	Corrosion control, data record.
Taste and Odour	No instrument	(1)	Estimate dose, data record.
		(2)	Estimate dose.
		(4)	Check dose, estimate dose.
		(5) (6)	Check dose.
		(7)	Estimate dose, data record.
Toxic organics	No instrument	(1)	Estimate dose, data record.
		(5)	Check dose.
Turbidity	Nephelometers	(1)	Estimate dose, data record.
		(2)	Estimate dose.
		(4)	Check dose.
		(5)	Check filter control, data record.
		(7)	Estimate dose, data record.

Process engineers accustomed to practices in the automated chemical industries might be disturbed if they were to use Table 2 to investigate the nature of the process

procedures, analytical methods, and instrumentation, as well as certain limitations and constraints imposed, utilized, or tacitly accepted by the water industry in the quality control of its manufactured product.

Such process engineers would discover variations in the quality and concentration of the constituents of the raw water—that many of these substances cannot be properly defined and quantified in time before the raw material is accepted or introduced into the manufacturing process. This fact may often preclude process modifications which could alleviate or rectify any deleterious effects caused by these constituents. The inability to make a rapid assessment of the quality of the finished product further frustrates any attempts for a feedback loop for control of the quality of the end product. There are no instruments to measure, on-line, certain critical variables such as those previously mentioned. Control logic is in its infancy for computer control of the process. In addition to all these factors, non-steady state flow is the rule in practice. Probably the greatest criticism that can be voiced is that analytical control measurements are being taken in batches (once a shift to 12 times daily) and applied to control a material flow that is variable in quantity and quality.

Now that the framework of the state of the art has been established, discussion can be centred on a survey of other analytical problems and a general appraisal of the generic analytical tools and control loops used in to-day's water industry. Although desirable, an appraisal of specific instrument techniques is beyond the scope of the paper. A brief discussion of the relative advantages and disadvantages of instrumental versus manual analytical methods appears proper.

Quality and flow measurements cannot be dissociated in the majority of cases, if water treatment is to be subject to continuous control of its unit processes and if the best results are to be obtained. Measuring instruments for these purposes can be typed according to function: electro-wet chemical or electronic water-quality analysers; electro-mechanical or electronic sensors for weight and volumetric measurement for the control of pacing chemical application or inventory; electronic probes or sensors for all hydraulic flows, water, or other levels, as well as physical properties such as pressure and temperature.

Large volumes of electronic and electro-mechanical instrumentation and equipment in sophisticated form are available for chemical feed, levels, plant flow, and physical properties. These instruments have excellent reliability and accuracy; they employ solid-state forms requiring almost negligible maintenance, and can be used with confidence.

Mention should also be made of the availability of proved indicating and recording devices, controllers, actuators, monitoring and alarm systems, communications (telemetry, microwave, etc.), supervisory control, and data-logging facilities inherent in most instrument installations in the water industry.

The pertinent aspects of the first basic component of the water treatment system—supply—may be examined. The 1969 International Water Supply Association's Congress presented a paper by the senior author on the evaluation of automatic instruments for measuring and recording physical, chemical, and microbiological characteristics of water, which was confined to the development of sensors and recorders for "package" quality monitors for surface waters.

Little advance in automatic monitors of this type has been made to date. These monitors are generally restricted to conventional sensors such as: conductance, dissolved oxygen, ORP, temperature, pH, turbidity, water level, solar radiation, and chlorides.

Obviously, these few parameters are best suited to discern partially the condition (health) of a water resource; of themselves they are totally insufficient for determining either the qualifications of a water supply or its treatment. Specific conductance could be an indicator of a chemical spill but would not tell whether it was innocuous.

More automated wet chemical methods are being used for the investigation of surface supplies primarily adapted for ship-based laboratories. The work-load in assessing surface waters has introduced a multiple-parameter wet chemical analyser system equipped with multi-pen recorders, and is limited to the simultaneous analysis of six of the following constituents: nitrogen (organic, ammonia, nitrate, nitrite); phosphate (ortho, total); chemical oxygen demand; MBAS; acidity or alkalinity; sulphate; or phenols. The output is suitable for data fed to punched paper or magnetic tape.

The senior author (Philadelphia Water Department) is employing automated wet chemistry for analysis of the degradable nitrogens aboard the Department's laboratory ship for the Delaware River estuary.

Self-contained buoy type monitors for surface waters are in prospect as the result of improved electronics for this type of device; in a certain model, the use of serial shift registers employing integration metal oxide semi-conductors permits storage of a month's data without a mechanical tape-recorder. The buoy type monitors are currently restricted to pH, dissolved oxygen, water temperature, conductivity, stream velocity, and direction of flow.

A potential on-line oil-detection instrument for surface water will be practicable when some method can be developed to overcome interference by turbidity of the ultra-violet principle embodied in this instrument.

The second basic component of the water-treatment system is the most important processing phase with its attendant clarification, aesthetic, and sensory conditioning (taste, odour, colour removal), corrosion control, and disinfection. Of the four factors, only corrosion control can be somewhat effectively controlled. The other three factors are empirically resolved by test, trial, error adjustment, and/or other compensation.

In the clarification phase, coagulant demand is a parameter that cannot be properly estimated or monitored. The least amount of coagulant to clarify a water adequately is relegated to the visual judgment of the plant operator from the observation of a primitive jar-and-stirrer test.

The Philadelphia Water Department has experimented with three potential methods for coagulation dosage and flocculation control: zeta potential, streaming potential, and colloidal titration. Further development and modification of these instrument techniques, coupled with a better understanding of the process mechanism, is necessary before they would be suitable for on-line automated analysis.

Currently, the Department uses zeta potential in regulating inadvertent under-, or over-, dosage of coagulants. This relatively inexpensive instrument requires a trained, experienced operator to minimize individual differences inherent in the visual observation and measurement of the velocity of a particle, otherwise difficulty occurs in comparing results between various operators.

Another inexpensive instrument using the principle of streaming or current potential was tested. Unfortunately, this instrument was an early model, and the results obtained were considerably more erratic than those determined from zeta potential. Other research workers have reported more successful results from the newer models. In the authors' opinion, streaming potential in

principle appears to be more amenable to automation than zeta potential.

The Department's latest research is with colloidal titration. It was found necessary to incorporate an automatic titrator for the technique before the end point could be sensed with any consistent repeatability. Flow-through methods, and a suitable electric analogue signal output, are required if this method is to be automated. Experiments are being planned to correlate colloidal titration with zeta potential.

Disinfection in the United States is accomplished with chlorine; a legal requirement by the various States. Residual chlorine analysers incorporated in a control loop are used to regulate the dosage. These systems are effective and appear satisfactory for the present until a chlorine demand instrument is devised. The disadvantages lie in the need for protection from over-dosing and the number of application and testing points necessitated for the disinfection process.

A publicized "spin-off" from the Space programme is an electronic bacterial counter. Our industry is awaiting the availability of the field data. Because bacterial counts are the criteria for a potable water in the U.S.A., and because "Standard Methods" require 24 to 48 hours to obtain results, an interim solution would perhaps be to promulgate a chlorine residual for finished water to replace the bacterial standard.

The final basic component of the water treatment system is the distribution network. Corrosion, bacteria, colour, taste, and odour are important here. Many fine waters from plant effluents have deteriorated in quality during transmission through the pipe system. Unless more data are available, for the most part from analytical instrumentation yet to come about, little can be determined if the control of such deterioration were properly to be made at the plant or through satellite quality-control stations in the distribution system.

The National Sanitation Foundation (NSF) under the aegis of the Water Quality Division, Environmental Protection Agency, U.S.A., has been investigating and developing basic scientific criteria and specifications for a continuous monitoring system for use in the detection and control of water-quality deterioration in distribution systems.

In the present report, the senior author, as a member of the Technical Advisory Committee, can give but a brief report of NSF's progress.

The performance characteristics of commercial ion selective electrodes (F^- , NO_3^{-2} , Cl^- , Ca^{2+} , and Mg^{2+}) are being evaluated as part of NSF's programme. Of prime importance is NSF's description of a continuous monitoring system for the determination of free and total fluoride in which reagents are added for pH adjustment and for the recovery of complex fluorides.

An electrochemical method for measuring calcium carbonate stability was developed by NSF, using an inert rotating electrode which provides information about the quality, thickness, and rate of deposition of the calcium carbonate film. This method functions without interference from water constituents, and has promise as a semi-continuous technique.

The project is also directed towards automating differential anodic stripping voltammetry, for the continuous measurement of trace elements such as lead, copper, cadmium and zinc.

The final phase of the project deals with the development of "black boxes" for field testing of instruments investigated and introduced under the programme.

In retrospect, it would seem the automation of the water-treatment system—supply, process, and distribution—is hampered by the dearth of available analytical instrumentation. Conversely, the reluctance or inertia by the water industry to change and move towards on-line

procedures has been a major hindrance to bringing in continuous in-stream analysers. Cognizance should be given that most water plants in the U.S.A. consist of small units employing ten or fewer workers. There is also the contention that it often takes as much time to maintain certain analytical instruments as it does to perform the analysis manually. Nor can one ignore legal and enforcement implications. Juries pay more credence to evidence of a good chemist in court than they would give to the same data obtained by instrumentation. Nevertheless, the shortage of water resources, and of qualified personnel, are giving birth to laws encouraging the consolidation of water treatment systems with resultant economies of scale, water equity, and improved service to consumers. All these dictate automated analytical techniques to permit surveillance, monitoring, process control, and optimization of the basic water-treatment system elements via remote computer operation.

In summary, two promising analytical techniques offer immediate relief: automated wet chemistry, and selective ion probes.

In general, automated instrumental wet chemical methods are superior to manual procedures because of their speed, accuracy, and precision. Many more samples can be processed by this method to effectuate a major advantage of near real-time continuous water-quality monitoring. Manual methods are too slow and require a physical transfer of samples from point of collection to the laboratory. A high sampling frequency, permissible by automated wet methods, is necessary for continuous control of the process and for its optimization. These instruments have data retransmission capabilities for communication with a central processor (computer) for decision making and subsequent process modification.

Caution must be exercised with automated wet chemical equipments, to ensure that they are provided with a non-hostile environment. They also need more developmental work, if self-calibration is to be dependable, in order to reduce maintenance and attention. The authors advocate careful continuous maintenance and calibration by a trained operator to ensure reliability and valid data.

A most important fact: these systems are expensive. At the present time, the authors have yet to learn of a public waterworks that uses this type of instrument to control, on-line, any phase of water treatment.

Instrument analytical methods can be considered relatively inflexible with respect to the range of concentration in which the instrument operates—they are pre-set. Automated wet chemical methods can analyse such parameters as chemical oxygen demand and phenol with speed, accuracy, and precision. However, they cannot match the low detection-limits obtainable with the more complex and time-consuming manual techniques. Consequently, instrument analysis of chemical oxygen demand and phenols is suited for industrial applications rather than for the surveillance of natural or treated waters used for public purposes. It should be noted that the instruments require the sample stream to be essentially free of suspended solids. Filtration of the sample stream is facilitated by an accessory package; thus only the dissolved constituents of the water sample are delivered to the instrument for analysis.

The other immediate fertile field for automating water-quality analysis concerns selective ion probes as primary sensors. These electrodes are sensitive to a particular ion, or class of ions, and are of two basic types depending on the composition of the selecting membrane as either a liquid ion exchanger or solid ion exchanger. They have the advantage of being low in cost, reasonably maintenance-free, rugged, and applicable to a continuous-flow environment, which enhances

their automation capability. Depending on the parameter measured, and on the *in situ* conditions, these probes can have great sensitivity, selectivity, resultant accuracy, and precision. Their long-term stability is excellent, particularly for the solid ion exchanger type (crystal). This characteristic affects the frequency with which the sensor must be calibrated and serviced.

Certain specific ion probes have limitations which include interfering ions, complexing formations, ionic strength, pH range, and temperature.

INTEGRATED WATER-PURIFICATION PROCESS CONTROL

With the state of the art of analytical water-quality instrumentation defined, the authors now turn to a discussion of a rationale for a completely automated water purification system and its logical development.

Traditionally, the water purification process has been viewed as a series of separate, unrelated unit operations. A total water purification process must be developed in the context of automated, real-time analysis, with provisions for prompt remedial action.

Table 3 suggests the more essential elements of water purification process control.

TABLE 3.
Water Purification Process Control Elements

1. Continuous, on-line, automated surveillance of the essential raw-water quality parameters.
2. Detailed mechanistic knowledge of the control parameters of each unit process.
3. Detailed knowledge of the quantitative range of variation of the control parameters.
4. Detailed knowledge of the effect of corrective action in one unit process on subsequent processes and on finished water quality.
5. Continuous, automatic monitoring of the control parameters.
6. Control logic to process analytical signals and determine appropriate corrective action on a near-real-time basis.
7. Control logic to integrate each unit process with an overall optimum process control scheme.

While the availability of process monitoring parameters is described in Table 1, their use for control is virtually non-existent in the water industry. This is primarily due to the fact that any selection of control parameters for monitoring any unit operation has to be predicated upon a detailed knowledge of the actual process mechanism and its interrelation to the total system. Toward this end, the authors feel that the following are some basic factors which warrant immediate examination and understanding:—

1. The purpose or function of the unit process.
2. The direct or indirect control of the process by means of the measured variable on a near real time basis.
3. The capability for near real time corrective action.
4. The effect of the process on subsequent processes.

To provide the required monitoring, and hence the desired process control, criteria must be established for both the analytical devices and the actual process control. Table 4 lists such criteria.

TABLE 4.
Analytical and Process Control Criteria

<i>Analytical</i>	<i>Process Control</i>
Time	Time
Selectivity	Automatibility
Required Sensitivity	Reliability
Required Precision and Accuracy	Integrated Control Logic
Range of Response	

The availability and evolution of devices which satisfy the required analytical criteria were discussed earlier. Continued development in this area is to be encouraged, but greater attention need be focused on the process control criteria if any optimum automated water-purification system is to evolve.

Of the process control criteria cited, lag time, or dead time, looms as a most important factor. In any closed-loop control system, lag time is the summation of:—

- (1) Time lost during the initial sensing of the control variable for set point comparison,
- (2) Time lost in effecting corrective action, and
- (3) Rate of response of the process to the corrective action.

Fig. 1 graphically represents "dead time" for a simple analytical control loop.

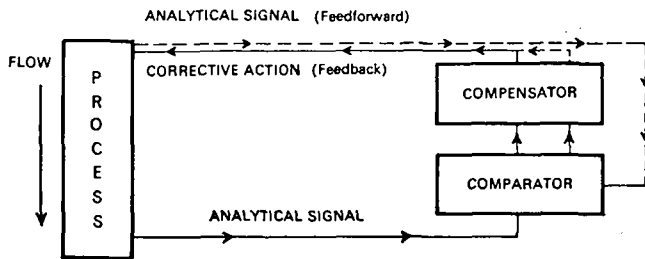


Fig. 1. Analytical Control Loop.

In addition to the lag caused by dead time, when the magnitude of error (difference between measured and present value) observed by the comparator is outside the acceptable range of error, the system either over-corrects or under-corrects. The former can result in sustained hunting (trial and error correction); the latter may lead to a too slow system-response.

If a potential upset can be detected and corrective measures taken by some fast-responding means, which bypasses the relatively slow-responding main control-loop, the effect of the upset on the measured variable may be largely, if not entirely, eliminated. With this approach, the main control-loop sees only a tiny fraction of the potential upset, and the magnitude of the resultant error is correspondingly small. This technique of detecting a potential upset and forestalling its effect is called "feed forward action". Fig. 2 describes such a scheme; this is based upon detailed knowledge of the process mechanism.

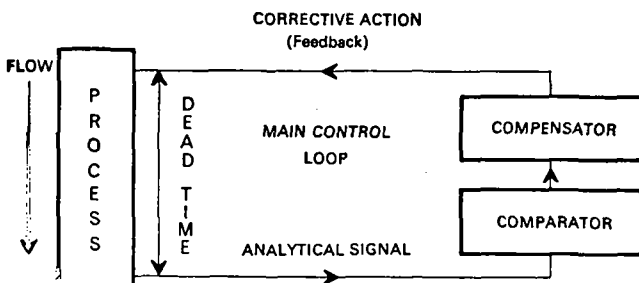


Fig. 2. Analytical Control loop with Feed-forward Capability.

Conceding the development of minimum lag time control loops, the problem of providing an analytical signal from the process to the control loop still prevails.

Lag time resulting from sample processing would seem to restrict the use of automated wet chemical techniques to provide real-time analytical signals.

What is clearly indicated is the *in situ* measurement of process control variables on a real-time basis, using instantaneously responding sensors. However, the vast majority of presently accepted control parameters do not lend themselves to such measurement techniques. Of course, such sensors need to be anti-fouling, and must be capable of selecting one substance (control variable) in the presence of commonly found interferences.

With such analytical information available, control logic can be developed for the total water-purification process. This control logic can first be initiated on an empirical basis without full knowledge of each unit process, provided results are acceptable. This may be initially implemented via computer-assisted supervisory control, and finally by a more sophisticated process-control computer system. As the process and chemical mechanisms of the water purification system become known, control logic can be modified to reflect the actual cause and to effect relationships which will result in an objective approach.

The model control parameter for pH can be used to exemplify a total systems approach to water purification. The pH probe is an *in situ* device of proved reliability in waters of varying quality. Also, as shown in Table 1, pH is a control parameter germane to nearly all the unit processes in water purification. Fig. 3 lays down a total systems approach for pH control.

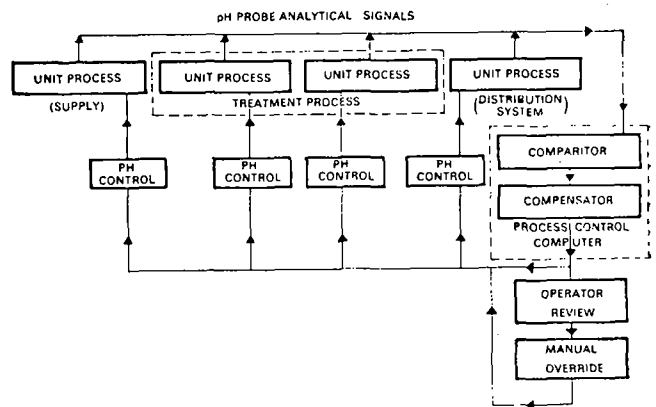


Fig. 3. Total Process Control Loop.

As seen in Fig. 3, pH information from a number of unit processes, where pH is important (see Table 2), is fed simultaneously to a process control computer. Within the process computer, the evaluation of pH data is made in a cause-and-effect manner relative to the total water-purification system. Control signals are then fed back to each unit process, and adjustments are made to optimize the pH of individual unit processes in relation to the needs of the total system.

When all such necessary loops are developed and coupled with appropriate control logic, the result will be an integrated water-purification system hopefully capable of optimum operation.

SUMMARY

The authors have presented a survey of the present state of the art, in the United States, for the automation of water analysis, and of its use to control water purification; a generalized appraisal of generic instrumentation and associated control loops used for this purpose. A theoretical approach to total system control is discussed, in contrast to the conventional method of control of individual elements of the unit process. This fundamental concept implies new approaches to the design and operation of water-treatment systems, using computer-based analytical techniques and logic. The design and operation of conventional facilities must accordingly be developed in the direction of the newer technology.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors express their appreciation of William L. Greene and Michael J. McGuire, Sanitary Engineers, Philadelphia Water Department, for their contribution to this paper.

(For Further Reading, see next page.)

FURTHER READING

1. "Advances in Automated Analysis", Technicon International Congress, 1970, U.S.A.
 2. BALLINGER, D. G. 1971 (Nov.), "Laboratory Methods for the Measurement of Pollutants in Water and Waste Effluents", Joint Conference on Sensing of Environmental Pollutants, U.S.A.
 3. BAXTER, S. S., and RADZIUL, J. V. 1969, "Evaluation of Automatic Instruments for Measuring and Recording Physical, Chemical and Microbiological Characteristics of Water", International Water Supply Association, Vienna Congress.
 4. DANEKER, JAMES R., Chief Systems Engineer, Builders Iron Foundry, Providence, Rhode Island, 1971 (Private communication; chlorine residual control systems), U.S.A.
 5. ELVING, P. J., 1967, Journ. Water Pollution Control Federation, 39, "The Need for Instrumental and Automated Analytical Techniques", U.S.A.
 6. HANSEN, H. F., and HESS, A. 1970 (May), "Water, Water Everywhere, but—", Control Engineering, U.S.A.
 7. MANCY, K. H. 1971, Ann Arbor Science Publishers (U.S.A.), "Instrumental Analysis for Water Pollution Control", U.S.A.
 8. KAWAMURA, S., HANNA, G. P., Jun., and SHUMATE 1967 (Aug.), J.A.W.W.A., "Application of Colloidal Titration to Flocculation Control".
 9. LIGHT, T. S. 1969, "Industrial Analysis and Control with Ion Electrodes", Ion Selective Electrodes, Department of Commerce, NBS, Special Publication 314.
 10. PHILADELPHIA WATER DEPARTMENT, 1971, "Queen Lane Water Treatment Plant Automation Feasibility Study", internal report.
 11. SUFFET, I. H., RADZIUL, J. V., and GOFF, D. R. 1970 (May), 16th Annual Analysis Instrumentation Symposium, ISA, "Continuous Water Quality Measurement: Present Status and Future Trends".
 12. "Water Quality Monitoring in Distribution Systems", Research Report, National Sanitation Foundation, Ann Arbor, Michigan, 1971, U.S.A.
 13. SUFFET, I. H., and SEGALL, F., 1971 (Sept.), J.A.W.W.A., "Detecting Taste and Odours in Drinking Water Supplies".
-

Automation des analyses d'eau et son emploi dans le contrôle du traitement des eaux

par

JOSEPH V. RADZIUL, P.E., S.M., I.S.A.

*Directeur Recherches et Développement, Département "EAU", Ville de Philadelphie, Pennsylvannie, Etats-Unis
et*

IRWIN H. SUFFET, Ph.D.

*Professeur Auxiliaire de Chimie, Sciences et Techniques de l'Environnement, Drexel University, Philadelphie,
Pennsylvannie, Etats-Unis*

RESUME

Les auteurs exposent l'état actuel aux Etats-Unis de l'automation de l'analyse de l'eau et de son emploi pour le contrôle de la purification de l'eau et donnent une appréciation générale sur l'instrumentation spécifique et les boucles de contrôle associées à cette fin.

Ils discutent une hypothèse de contrôle total contrastant avec la méthode classique de contrôle des divers éléments de chaque étude de traitement.

Ce concept fondamental implique de nouvelles approches pour la conception et l'exploitation des stations de traitement d'eau utilisant des techniques analytiques et une logique basées sur un ordinateur.

La conception et l'exploitation des ouvrages classiques doit donc évoluer vers la nouvelle technologie.



Advantages and Disadvantages of Membrane Filtration for the Bacteriological Examination of Water

by

N. P. BURMAN, Ph.D., B.Sc., P.A.I.W.E.

Metropolitan Water Board, London, England

INTRODUCTION

The use of membrane filters in biological investigations has been claimed to date from the work of Fick in 1855, but the first use of membrane filters for the examination of coliform organisms in water appears to have been in Russia in 1933-34 (Schütz and Kruse 1947).* A major impetus was, however, given to the development of the technique in Germany during the 1939-45 war in an attempt to overcome the shortage of materials available for media protection. The Joint Intelligence Objectives Agency of the Armed Services studied the methods of membrane production in Germany, and published their results in a FIAT report (1947). Following publication of this Report a number of investigators in different parts of the world developed production techniques, so that now there are four sources of membrane internationally available, namely, Sartorius, Millipore, Oxoid, and Gelman.

COLIFORM ORGANISMS

Most workers concentrated initially on developing methods for enumerating coliform organisms in water, but subsequently numerous other applications have been developed. In Germany Müller (1949) and Kruse (1949) used Endo medium, and in the U.S.A. Goetz and Tsuneishi (1951) used similar media and techniques which have been subsequently modified and incorporated into the American "Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater", published by the American Public Health Association (APHA 1965). In Great Britain, Windle Taylor, Burman, and Oliver (1953 and 1955) initially adapted bile salts media for use with membranes, but subsequently modified Jameson and Emberley's (1956) Teepol broth (Windle Taylor and Burman 1964; Burman 1967 a). This also has been subsequently incorporated into the British recommended methods "The Bacteriological Examination of Water Supplies" (Report 1969). Teepol is a proprietary surface-active agent; and in France, Buttiaux, Muchemle, and Leurs (1953) developed a membrane technique using another surface-active agent in a modification of Chapman's Tergitol 7 agar.

Glutamate Media

While these developments in membrane techniques were taking place, developments on different lines were also occurring with multiple-tube MPN methods using chemically defined media. These started with the work of Folpmers (1948) in Holland, but considerable further development was carried out in Great Britain, terminating in a joint investigation by the Public Health Laboratory Service (PHLS 1968 and 1969) as a result of which an improved formate lactose glutamate medium was included in the British recommended methods (Report 1969). This medium is particularly valuable for recover-

ing *Escherichia coli* from inadequately chlorinated waters. Much effort has been devoted by the present writer to adapt this medium for use with membranes, but so far without success.

Resuscitation Techniques

Many of the initial membrane techniques recognized the advantages of a resuscitation procedure whereby the membranes were incubated first on a non-inhibitory nutrient medium for one or two hours before transfer to an inhibitory medium. In this way attenuated organisms were resuscitated and continued to grow when transferred to an inhibitory or selective medium, whereas some of them would not have been enabled to grow if cultured direct on an inhibitory medium. The necessity for resuscitation has been eliminated partly by development of media modifications and particularly in Great Britain by development of a dual-temperature technique. The optimum growth temperature for microorganisms in the logarithmic phase is not necessarily the optimum temperature for initiation of growth, especially of attenuated or damaged organisms or those surviving exposure to disinfectants such as chlorine. Harris and Whitefield (1965) and Burman (1967a) have shown that a greater recovery of organisms in these conditions is obtained by initial incubation at a lower temperature.

A resuscitation procedure can be used with membranes very much more easily than with a multiple-tube method, but a simple change of temperature is even easier, either by transfer from one incubator to another or by an automatic timed temperature change-over in an anhydric incubator or a water bath. The British recommended method incorporates an initial incubation for 4 hours at 30°C followed by 14 hours at 35°C or 44°C.

Elevated Temperature Techniques

This leads to a consideration of the direct use of elevated temperature techniques for the enumeration of *Esch. coli* or faecal coliforms, a term preferred in the U.S.A. In Great Britain membrane techniques were designed right from the beginning to enumerate coliform organisms and *Esch. coli* independently on two separate membranes using an incubation temperature of 44°C for the *Esch. coli*, and 35°C for the coliform organisms. Initially a resuscitation procedure was used with preliminary incubation on nutrient broth, but this was replaced by pre-incubation at 30°C for 4 hours. A less nutrient medium with a higher Teepol content was originally used for the coliform organisms at 35°C, but the same more nutrient medium with lower Teepol concentration is now used for both the final temperatures. Teepol was shown to increase in inhibitory power with increase in temperature, and at the pre-incubation temperature of 30°C the concentration used is virtually non-inhibitory so that the method combines the advan-

* An alphabetical list of references is given on p. 16.

tages of resuscitation and low-temperature pre-incubation.

Transport Medium

A development arising from the resuscitation and low-temperature techniques is the use of a transport medium whereby the water sample is filtered on site or at a small local laboratory and placed on a very dilute nutrient non-inhibitory medium and despatched to a central laboratory, by post if necessary, where it is transferred to an inhibitory medium at the appropriate temperature. A transport time of one to three days can still give satisfactory results (Panzai, Macklin, and Coles 1965). This saves the cost and difficulty of transporting water samples in bottles and the changes in numbers that occur on storing samples in bottles. Low-temperature storage for not more than 6 hours is normally recommended. Both the British and American Standard Methods approve the use of these transport techniques.

ENUMERATION OF OTHER ORGANISMS

Although the initial impetus to the development of membrane techniques was centred on the enumeration of coliform organisms, numerous other techniques have been adapted or developed for use with membranes, many of which make use of other advantages of membranes that are not required for coliform counting.

Fluorescent Pseudomonads

There are two techniques which use membranes in a very straightforward manner very similar to that used for coliform organisms but with different media. One of these is for the fluorescent pseudomonads using King's B broth (King, Ward, and Raney 1954) with 4 µg/ml erythromycin incubated three days at 30°C, fluorescent colonies being counted under an ultra-violet lamp (Windle Taylor 1965-70). Similarly *Pseudomonas aeruginosa* can be counted using Drake's (1966) modification of King's A agar incubating at 37°C for 48 hours.

Microfungi

The other simple technique is for microfungi, using a modification of Martin's rose bengal agar with kanamycin (Burman, Oliver, and Stevens 1969). Incubation is at 22-25°C for 7 days. This technique enables significant counts to be obtained from 100 ml samples on one membrane in investigating complaints of mouldy tastes due to growth of fungi in internal plumbing systems in buildings.

Faecal Streptococci

Membrane methods for the enumeration of faecal streptococci based on the use of the azide medium of Stanetz and Bartley (1957) have been developed in the U.S.A. and in Great Britain, the main difference being that the American method uses incubation for 48 hours at 35°C whereas the British method uses initial incubation for 4 hours at 35°C followed by 44 hours at 44 or 45°C. This higher incubation temperature has been shown to be necessary in Great Britain (Burman 1961) because at the lower temperature numerous unidentifiable streptococci, which were certainly not faecal, were readily isolated from river-derived water.

Mead (1963) has added a further refinement to this technique by subculturing all the colonies to a tyrosine, sorbitol, thallose acetate medium with TTC on which *Streptococcus faecalis* produces dark maroon colonies surrounded by clear areas due to good tyrosine decarboxylase activity. The subculturing is achieved by removing the membrane and inverting it on the surface of the agar medium by an imprinting technique.

Actinomycetes

A different imprinting technique has been used by Burman (1967b) and subsequently modified (Windle Taylor 1967-68) for the enumeration of actinomycetes in water. This technique uses the chitin agar of Lingappa and Lockwood (1962). As the chitin is present as an insoluble suspension it cannot diffuse through a membrane placed on the surface. After filtration of the water sample the membrane is therefore placed face downwards on the chitin agar and, using the low-temperature pre-incubation technique, is incubated at approximately 15°C for 18 hours. The membrane is then removed and discarded and the organisms imprinted on the agar surface are then allowed to grow at 30°C for 3 weeks. Some slow-growing strains are more readily recognized after a further 3 weeks at 25°C.

The precise time and temperature of pre-incubation is not critical, but if left too long or at too high a temperature sufficient growth will have occurred to produce streaks of subsidiary colonies across the medium after removal of the membrane and subsequent incubation.

Before filtration the sample is heated for 2 hours at 44°C to destroy many of the interfering bacteria. Alternatively the membrane could be heated after filtration if this is more convenient. It is advisable to use antifungal antibiotics in the medium, but antibacterial antibiotics have made little difference, especially on samples taken in the distribution system.

The problem of non-diffusion of nutrients through a membrane or the difficulty of recognition of characteristic colony formation on a membrane can also be overcome by using the membrane solely to concentrate the micro-organisms in a sample. Fifty ml or more of water can be filtered through a membrane and the organisms washed off and suspended in 5 ml of sterile water which can be plated out in the usual way on any suitable selective medium. Techniques of this nature have been used by the Water Research Association (1968) for enumerating actinomycetes.

Salmonellas

Another method of using membranes to concentrate micro-organisms from a large volume is to immerse the membrane after filtration in an enrichment medium. Different volumes may be filtered through separate membranes, or one membrane may be cut up into sections and the separate cultures used to obtain an MPN. This technique can be used with almost any enrichment procedure as for example for salmonellas on selenite broth or Rappaport broth (Rappaport, Konforti, and Navon 1956), so avoiding the use of large volumes of enrichment medium.

The limitation to this technique, especially when looking for small numbers of organisms in large volumes of turbid water, is the volume that can be filtered through one membrane. It is not unusual for river waters to contain one or two salmonellas per litre, but to be of sufficient turbidity to limit the filterable volume to less than 100 ml per membrane. In these circumstances the technique of Hammerström and Ljutov (1954), using a kieselguhr filter-aid on a rigid base is more effective (Burman 1967b).

Oxidase Tests

Membranes may also be used to carry out certain biochemical tests on all the colonies on a membrane simultaneously, by transferring the membrane, after incubation and growth is complete, to a pad saturated with an appropriate test reagent. Such a technique has been used by Daubner and Mayer (1968) for differentiating oxidase-positive from oxidase-negative colonies on membranes cultured on Endo medium. The colour differentiation is even easier with membrane grown on Teepol broth. The membrane, after growth, is transferred to a

0.2% stabilized aqueous solution of oxidase reagent and a blue-purple colour develops in a few seconds, starting from the colony margins and extending into the centre. At this concentration the test is not injurious to the organisms so that the colonies are available for further work if required.

Direct Enumeration

There are various ways in which membranes may be used for direct enumeration of bacteria without culture or with minimal culture to produce microcolonies. After filtration of the sample through the membrane it may be stained and dried and cleared with immersion oil of the same refractive index as the membrane (Janasch 1958; Korsch 1961). Different makes of membranes are not all equally suitable for this clearing technique, as clearing is not complete with some of them. It is advisable to confirm the suitability of the batch of membranes to be used with a suitable clearing oil. Portions can be mounted on a slide and direct counts of microorganisms made. If phase contrast is used, the staining can be eliminated (Rasumov and Korsch 1962).

These methods will give very much higher bacterial counts than any cultural technique as there is no one set of conditions that will enable all bacteria to grow. The method has, however, no differential value and more especially it cannot differentiate between viable and non-viable organisms. In a natural habitat it can be expected that any non-viable organisms that do not fall prey to some other predator will disintegrate fairly rapidly, but in an artificially disinfected environment such as chlorinated water this will not necessarily happen. The author has obtained counts by this method of 66,000 to 1,925,000/ml from river-derived stored reservoir water, but chlorination at 1 mg/litre for one hour made no difference to the results. Very high counts were also obtained from autoclaved distilled water (Windle Taylor 1965-66).

A quick count of viable organisms capable of growth under the conditions selected can, however, be obtained by culturing the membrane on an appropriate medium for a few hours at a suitable temperature and then staining and examining for micro-colonies.

Fluorescent Antibody Techniques

The only way in which a direct count of microorganisms on membranes can be made differential is by the use of a fluorescent antibody staining-technique which uses specific sera labelled with fluorescent stains. This technique has been used for direct counts of serological enteropathogenic *Esch. coli* strains from water by Danielsson (1965), Danielsson and Laurell (1965) and Danielsson, Laurell, Nordbring, and Sandler (1968). The technique has possibilities also with other groups of organisms.

Leptospire

All the preceding techniques make use of the ability of a membrane filter to separate bacteria from the water and concentrate them on the surface of the membrane. There are several other techniques which depend on the ability of some organisms to pass through membranes. The leptospire may be isolated in this way as they are long spiral organisms about 0.1 μm in diameter and therefore able to pass through standard membranes of 0.45 μm pore size.

Baseman, Henneberry, and Cox (1966) isolated leptospire by placing a drop of incubated filtrate in the centre of plates of a synthetic medium at 30°C in which growth occurred as a thin spreading film in 7-9 days. Not all leptospire will, however, pass through a membrane on simple filtration, as it will depend on how the organism is presented to the pores in the membrane; but active leptospire will pass through the membrane if left in contact long enough. A simple filtration method

is therefore likely to be more successful if an enrichment culture is filtered instead of the water sample.

A further technique is to float the membrane on a small quantity of an appropriate medium so that the leptospire grow through the membrane and can be subcultured from the underlying medium (Fowler 1970).

Bdellovibrios and Bacteriophages

Membranes may also be used for the isolation of *Bdellovibrio bacteriovorus* a very small vibrio-like organism, very actively motile by means of flagella, parasitic on a wide range of Gram-negative organisms, and first described by Stolp and Petzold (1962). They are from 0.3 to 0.4 μm in diameter and 0.8 to 1.2 μm long and can therefore pass through a membrane filtration of 0.45 μm pore size. Stolp and Starr (1963) originally used membranes for isolation of these organisms from the filtrates, using a two-layer agar technique. A very poor medium is used with a solid agar layer base and a semi-solid surface layer containing the inoculum and a suspension of host bacteria in which the bdellovibrios form plaques after a few days.

The method is not very suitable for enumeration, as not all the organisms will pass through the membrane, higher counts being obtainable by a centrifugation technique (Dias and Bhat 1965). Enrichment of unfiltered samples on suspensions of host bacteria before filtration is not successful, either, because of interference from bacteriophages which also pass through the membranes. Bacteriophages produce plaques in 24 hours; bdellovibrios take two to three days. Bacteriophages are usually outnumbered by bdellovibrios in soil and water samples so, provided the bacteriophage plaques are marked after 24 hours, the bdellovibrio plaques appearing later can readily be noted in direct platings of filtrates. In enrichment cultures the growth of bacteriophages is so abundant that they would mask the bdellovibrios on subsequent plating.

Viruses

For the isolation and enumeration of viruses, membrane filters can be used in two ways. Because of their very small size it is natural to assume that they would readily pass through membrane filters of very much larger pore-size and in this way could readily be separated from bacteria. But some membranes are able to adsorb virus particles to their pore surfaces. This occurs readily with the American Millipore membranes, but not with the British Oxoid membranes, and it can be prevented in the Millipore membranes by treating first with nutrient broth. Nutrient broth can subsequently be used for eluting the adsorbed viruses from the membrane.

The membranes can thus be used for concentrating the viruses on the membrane and subsequently eluting them with broth, or they can be separated from bacteria by filtering through Oxoid membranes or broth-treated Millipore membranes. The viruses in the filtrate can then be concentrated by filtration through alginate membranes (Gartner 1967) which are of a small enough pore-size to retain the viruses and which are now available commercially (Sartorius) in a reinforced form that will withstand high positive filtration-pressures. Most of the routine virus isolations carried out in Great Britain by the Metropolitan Water Board since 1966 have used this technique.

GENERAL ADVANTAGES OF MEMBRANE FILTRATION

The title of this paper refers specifically to advantages and disadvantages of membrane filtration. The foregoing descriptions of techniques have, by their nature, indicated many of the advantages and some disadvantages of the respective techniques. There are however a number of general advantages which will now be considered.

Membrane filtration has provided the bacteriologist with a new tool and new possibilities which cannot all be classified into advantages or disadvantages. The techniques are highly adaptable, as membranes can be manipulated in a variety of ways that are not possible with other cultural methods, many of which have become apparent in the foregoing descriptions of techniques.

Concentration from Large Volumes

The most obvious general advantage is the concentration of organisms from large volumes of water and the consequent economies of using and handling smaller quantities of culture media, the use of absorbent pads saturated with liquid media instead of agar, the need for very much less incubator space, and reduced washing-up. The introduction of membrane filtration for routine use in the Metropolitan Water Board Laboratories permitted a significant diversion of staff from routine control to research and development. The economies in materials enabled expenditure on this item to remain almost static for two or three years during a period of rapid inflation.

Separation from Toxicity

In addition to reduction of volume, the micro-organisms are separated from any toxic or inhibitory substances that may be present in the sample. On the other hand, because of the selective adsorptive capacity of membranes some toxic substances could well become concentrated in the membrane. Traces of copper can be concentrated in this way and so can some antibiotics such as penicillin. These can usually be eluted by washing with large volumes of pure water filtered through, a technique which has been used in the pharmaceutical industry for testing sterility of antibiotic solutions.

Ease of Manipulation

The ease of transfer from one medium to another and the ease of temperature change in dual-temperature techniques have been exploited in several of the techniques described, together with various imprinting transfer possibilities.

Statistical Precision

One advantage of a membrane technique compared with an MPN multiple-tube technique is its greater precision and lesser statistical variation, as it is not dependent on probability tables. Replicate counts on membranes, however, are not entirely without statistical variation, as they are subject to the same variation as all bacterial colony counts on a solid medium, the statistical error being greater with fewer colonies.

Pure Cultures

As the initial count is of colonies on a solid surface rather than of mixed cultures in a tube, one step is eliminated if it is desired to isolate pure cultures for further investigation or type identification, saving both the labour and materials for plating tube cultures on an agar medium and the extra day involved in incubation.

Colour

A rather unexpected advantage of membranes, especially with micro-organisms growing on a non-selective non-differential medium, is the differentiation of their natural pigments which seem to develop well and contrast well against the white background of the membrane.

Rapidity of Growth

Another effect, which is not easy to explain, is the more rapid growth that usually seems to occur on a membrane, especially compared with growth in a liquid medium in a tube. In the coliform test using Teepol broth

this enables reliable opinions to be given in 12 hours; and if no growth is visible at all in 8 to 10 hours, a negative result can be assumed. This enables plant that has been kept out of supply, pending a negative result from a sample, to be returned to supply with the least possible delay. If small colonies of indeterminate colour are seen to be developing in 8 to 10 hours an opinion should be delayed until satisfactory differentiation is obtained in 12 to 18 hours, but an efficiently chlorinated sample can normally be expected to produce no colonies at all on this medium.

Concentration of Media

Membranes and the adsorptive pads used for saturating with culture media both have selective adsorptive properties which affect the partition of adsorption of media ingredients between the pad and the membrane, which in turn affects the availability of nutrients to bacteria deposited on the surface of the membrane. For this reason it is necessary to re-assess the concentration of all the ingredients in culture media when adapting them for use with membranes; and it has been found that for most broth media used with absorbent pads, higher concentrations of many of the constituents are necessary. This could be regarded as a disadvantage of membranes; but once the optimum concentration had been assessed it would no longer be a disadvantage, but may be a contributory factor to the increased growth rates and better pigmentation experienced with membranes.

Independent Counting of *Esch. coli* and its Implications

There is one aspect of membrane filtration applied to the coliform group of organisms that has some interesting possibilities. With the MPN multiple-tube technique it has always been necessary to determine a coliform count before proceeding to subculture at 44°C to determine an *Esch. coli* or faecal coliform count. Although some workers have claimed that it is possible to incubate primary multiple tubes at 44°C this is not usually satisfactory except with sewage effluent. The more attenuated organisms normally encountered in water samples do not always grow readily if initially incubated at 44°C, thus resulting in lower counts. With membranes the counts of coliform organisms and *Esch. coli* are determined at one and the same time on two separate membranes.

It is relevant therefore to consider whether it is necessary to determine a coliform count at all, but to retain only an *Esch. coli* count as the prime indicator of faecal pollution or to divert our energy into counting organisms that can give more useful information, for example the pseudomonads or the clostridia.

No water bacteriologist can fail to have encountered instances where coliform organisms have undoubtedly multiplied in the aqueous environment, either on dead algae or other decaying vegetation (Burman 1961) or various organic materials used for pump or valve packings or other materials in contact with water, where they have no connection with faecal contamination and have no greater significance than any other natural saprophytic water-organisms capable of growth under similar conditions.

Some preliminary investigations carried out on coliform organisms isolated from such situations at the Metropolitan Water Board, London, have shown that these organisms, although capable of growth at 37°C have an optimum growth temperature lower than this and usually nearer 30°C and are capable of growth in aqueous situations at much lower temperatures, and furthermore that although they can be designated to a classical coliform type by simple IMViC typing, if they are characterized by all the 20 or more tests recommended by the Enterobacteriaceae Subcommittee of the

International Committee on Bacteriological Nomenclature, many of them cannot be fitted in to any of the classical recognized coliform types. Work on these organisms is continuing with a view to the possibility of distinguishing between coliform organisms of faecal origin and those of saprophytic habitat.

The faecal *Esch. coli*, on the other hand, very rarely multiply in any natural environment outside the human or animal body; there are only two recorded instances in the literature. One of these is of growth in pea haulm silage or in the liquid draining from it (Robertson *et al* 1966) and the other is from heaps of filamentous algae raked up from slow sand filters, or the liquid draining from them (Windle Taylor 1969-70). Both of these are similar types of material; fermentation in the heaps causes temperature increases to over 30°C overnight, and in both situations *Esch. coli* counts of over 10,000,000/100 ml were obtained.

Efficient chlorination or other means of disinfection should, however, be equally as effective for removing coliform organisms as for removing *Esch. coli*; the retention of both tests may therefore be justified for samples after chlorination as a measure of efficiency of chlorination, but as the *Esch. coli* can now be determined independently of coliform organisms it is worth considering whether counts of coliform organisms are any more significant than colony counts on nutrient agar at 37°C, for samples taken at all other stages of treatment and in the distribution system.

GENERAL DISADVANTAGES

Turbidity

There are a few disadvantages of membranes that apply fairly generally. Difficulties can occur in examining turbid waters, especially where the numbers of micro-organisms are low so that relatively large volumes need to be filtered with correspondingly large accumulations of deposits on the membrane. The turbidity of river waters may be sufficient to prevent filtration of 100 ml volumes, so that filter blockage occurs before this volume is filtered. For most examinations of river waters very much smaller volumes than this are used, suitably diluted with sterile diluent so that the problem does not arise; but it can arise in coliform counts on chlorinated raw river-water or chlorinated sewage-effluent, or stored water with heavy algal blooms.

In addition to causing blockage of the filter, excessive deposits can interfere with growth of micro-organisms on the surface by interference with nutrient availability, masking of colonies, and alteration of normal colony characteristics. Some deposits, especially rust, can be inhibitory to some micro-organisms, especially the coliform group, or can interfere with differentiation on some selective media, especially inhibition of fluorescence or pseudomonads.

Bacterial Overgrowth

Another instance in which membranes cause difficulty occurs when the specific organisms to be enumerated are small in numbers compared with other organisms capable of growth on the differential medium used. This can sometimes occur with the coliform group in the presence of large numbers of non-lactose fermenting Enterobacteriaceae or Pseudomonadaceae. Confluent growth of the non-lactose fermenters can then mask or suppress the growth of coliform organisms although it is surprising how well coliform organisms show up in these circumstances. Even if the alternative multiple-tube MPN method is used in these circumstances, interference by these large numbers of other organisms could occur, suppressing the growth of the coliform organisms in the tubes. If such results are commonly encountered, only comparative trials by the two methods could determine the more suitable.

Detection of Gas Production

Gas production cannot, of course, be detected on membranes so, in a count of coliform organisms on membranes, not all those counted will fall within the narrow limits of the water bacteriologist's usual definition of coliform organisms. In some very early work, using bile salts media on membranes, 83% of 1,624 yellow colonies picked from membranes were confirmed as acid and gas producers in 48 hours at 37°C. The percentage was lowest in samples with the highest numbers of yellow colonies and will inevitably vary according to the organisms naturally present in the local environment. This is one reason why it is always advisable to compare the results obtainable with membranes with those obtainable by the alternative standard multiple-tube method, on the particular water sources concerned, before making a change-over.

The inclusion of these non-gas producing organisms is of little significance for all samples taken before final chlorination. After chlorination, and for samples taken in the distribution system, all coliform organisms should be absent, whether gas producers or not, and the few that do occur can readily be picked off for further confirmation. The absence of gas detection can be offset against the determination of other reactions on the same membrane, such as the oxidase test already described.

Chlorine-damaged Organisms

Although the low-temperature and low-nutrient resuscitation procedures can recover more coliform organisms on membranes than the standard procedures from chlorinated waters, none of the membrane methods are so effective for inadequately chlorinated waters as the multiple-tube MPN method using glutamic acid medium. A similar phenomenon seems to occur with the fluorescent pseudomonads using King's B broth with membranes or multiple tubes. Higher counts are obtainable on multiple tubes than on membranes with chlorinated samples. This investigation is still proceeding. Very little progress has been made in finding the reason for this difference or in means of overcoming it.

Re-use of Membranes

One final disadvantage of membranes that should be mentioned is the high cost if used once only. The relevance of this will vary in different countries according to the cost of technical labour that is saved by the use of membranes. The most expensive membranes available in Great Britain can be used once only; the cheapest, of British manufacture, are sufficiently robust to be re-used several times, ten times being a fair average.

The British recommended methods (Report 1969) give details of the method of preparation for re-use, which in fact involves less work than preparation of new membranes for use. It is important, however, that membranes be re-used only with the same medium they were used with originally, as complete removal of traces of inhibitors cannot be guaranteed. After some purposes membranes cannot be re-used at all, owing to cleaning problems. This applies to faecal streptococci on Slanetz and Bartley agar, and to fungi on any medium.

ACCEPTANCE OF MEMBRANE FILTRATION

Over the past 15 years many visitors have come from all over the world to the Metropolitan Water Board, primarily to learn about membrane filtration techniques, and they have had the opportunity to compare the method with the standard multiple-tube technique. The outstanding advantages of membranes have been very readily recognized, especially for waterworks laboratories and new laboratories where there is no existing

traditional method and very little interest has been shown in the alternative tube methods. Many water laboratories in Great Britain have successfully adopted the method without any great problems. The method has not found so much favour in the Public Health Service Laboratories which have to deal with a great variety of pathological specimens, as water samples coming in at various times do not fit well into the general work-load if examined by membrane filtration. The

method has also been accepted as a suitable alternative by the World Health Organization (WHO 1970).

Although reference has been made to some of the initial work with membrane filtration in the United States, the author has little knowledge of the extent to which it has been adopted in that country or of any particular problems that may have been encountered, and he hopes that the opportunity will be taken to discuss some of the American experience in this field.

REFERENCES

- APHA 1965 *Standard methods for the examination of water and wastewater*, 12th ed. New York, American Public Health Association.
- BASEMAN, J. B., HENNEBERRY, R. C., and COX, C. D. 1966 Isolation and growth of *Leptospira* on artificial media. *J. Bact.*, **91**, 1374-5.
- BURMAN, N. P. 1961 Some observations on coli-aerogenes bacteria and streptococci in water. *J. appl. Bact.*, **24**, 368-376.
- BURMAN, N. P. 1967a Development in membrane filtration techniques: 2, Adaptation to routine and special requirements. *Proc. Soc. Wat. Treat. Exam.*, **16**, 40-6.
- BURMAN, N. P. 1967b Recent advances in the bacteriological examination of water. *Progress in microbiological techniques*, 185-212, Ed. C. H. Collins. London, Butterworths.
- BURMAN, N. P., OLIVER, C. W., and STEVENS, Janet K. 1969 Membrane filtration techniques for the isolation from water, of coli-aerogenes, *E. coli*, faecal streptococci, *Clostridium perfringens*, actinomycetes and microfungi. *Isolation methods for microbiologists*, Part A, Soc. Appl. Bact., Tech. Ser. No. 3, London, Academic Press.
- BUTTIAUX, R., MUCHEMBLE, G., and LEURS, T. 1953 La colimétrie de l'eau sur membranes filtrantes. *Ann. Inst. Pasteur*, **84**, 1010-25.
- DANIELSSON, D. 1965 A membrane filter method for the demonstration of bacteria by the fluorescent antibody technique: I. A methodological study. *Acta Path. Microbiol. Scand.*, **63**, 597-603.
- DANIELSSON, D., and LAURELL, G. 1965 A membrane filter method for the demonstration of bacteria by the fluorescent antibody technique: 2, The application of the method for detection of small numbers of bacteria in water. *Acta Path. Microbiol. Scand.*, **63**, 604-8.
- DANIELSSON, D., LAURELL, G., NORDBRING, F., and SANDLER, O. 1968 A membrane filter method for the demonstration of bacteria by the fluorescent antibody technique: 3, The application of the method for the demonstration of enteropathogenic *Escherichia coli* in drinking water. *Acta Path. Microbiol. Scand.*, **72**, 118-24.
- DAUBNER, I., and MAYER, J. 1968. Use of oxidase test in water analysis, *Arch. Hyg. Bakt.*, **152**, 302-5.
- DIAS, F. F., and BHAT, J. V. 1965 Microbial ecology of activated sludge: II. Bacteriophages, *Bdellovibrio*, coliforms, and other organisms. *Appl. Microbiol.*, **13**, 257-261.
- DRAKE, C. H. 1966 Evaluation of culture media for the isolation and enumeration of *Pseudomonas aeruginosa*. *Hlth. Lab. Sci.*, **3**, 10-19.
- FIAT Report. 1947 No. 1312. Washington, D.C., U.S. Dept. of Commerce.
- FOLPMERS, T. 1948 Is it justified to use lactose broth for the detection of *Bact. coli* in the presumptive test of routine water analysis? *Ant. v. Leeuwenhoek*, **14**, 58-64.
- FOWLER, G. 1970 Axenic cultures of leptospire. *N. Z. Vet. J.*, **18**, 202.
- GARTNER, H. 1967 Retention and recovery of polioviruses on a soluble ultrafilter. *Transmission of viruses by the water route*. Ed. G. Berg, London, Interscience Publishers.
- GOETZ, A., and TSUNEISHI, N. 1951 Application of molecular filter membranes to the bacteriological analysis of water. *J. Amer. Water Wks. Assoc.*, **43**, 943-984.
- HAMMERSTRÖM, E., and LJUTOV, V. 1954 Concentration technique for demonstrating small amounts of bacteria in tap-water. *Acta Path. Microbiol. Scand.*, **35**, 365-9.
- HARRIS, N. D., and WHITEFIELD, M. 1965 The influence of incubation temperature on the viability of *Escherichia coli* damaged by phenol, X-rays and radiomimetic agents. *J. gen. Microbiol.*, **41**, vi.
- JAMESON, J. E., and EMBERLEY, N. W. 1956. A substitute for bile salts in culture media. *J. gen. Microbiol.*, **15**, 198-204.
- JANNASCH, H. W. 1958 Studies on planktonic bacteria by means of a direct membrane filter method. *J. gen. Microbiol.*, **18**, 609-20.
- KING, Elizabeth O., WARD, M. K., and RANEY, E. D. 1954 Two simple media for the demonstration of pyocyanin and fluorescein. *J. Lab. clin. Med.*, **44**, 301-7.
- KORSCH, L. E. 1961 Direct quantitative microscopic determination of bacteria on membrane filters in the sanitary inspection of water reservoirs. *J. Hyg. Epidem. Microbiol. Immun.*, **5**, 349-56.
- KRUSE, H. 1949 Darstellung des im Hygiene-Institut der Universität Göttingen angewandten Verfahrens zur Untersuchung von Trinkwasser auf seinen Gehalt an *Bacterium coli* mit Membranfiltern. *Zent. Bakt. I. Abt. Orig.*, **153**, 241-8.
- LINGAPPA, Y., and LOCKWOOD, J. L. 1962 Chitin media for selective isolation and culture of actinomycetes. *Phytopath.*, **52**, 317-23.
- MEAD, G. C. 1963 A medium for the isolation of *Streptococcus faecalis, sensu strictu*. *Nature*, London., **197**, 1323-4.
- MÜLLER, Gertrud 1949 Die Schnellbestimmung von *Bact. coli* in faecal-verunreinigtem Trinkwasser. *Zent. Bakt. I. Abt. Orig.*, **153**, 237-40.
- PANEZAI, A. K., MACKLIN, T. J., and COLES, H. G. 1965 Coli-aerogenes and *Escherichia coli* counts on water samples by means of transported membranes. *Proc. Soc. Wat. Treat. Exam.*, **14**, 179-86.
- PHLS Standing Committee on the Bacteriological Examination of Water Supplies, 1968 Comparison of MacConkey broth, Teepol broth, and glutamic acid media for enumeration of coliform organisms in water. *J. Hyg., Camb.*, **66**, 67-82.
- PHLS Standing Committee on the Bacteriological Examination of Water Supplies, 1969 A minerals-modified glutamate medium for the enumeration of coliform organisms in water. *J. Hyg., Camb.*, **67**, 367-374.
- RAPPAPORT, F., KONFORTI, N., and NAVON, B. 1956 A new enrichment medium for certain salmonella. *J. clin. Path.*, **9**, 261-6.
- RASUMOV, A. S., and KORSCH, L. E. 1962 The use of phase-contrast microscopy for the direct method of bacterial count in assaying water quality. *Microbiology*, **31**, 357-61.
- REPORT, 1969 The bacteriological examination of water supplies. Reports on Public Health and Medical Subjects, No. 71, London, H.M.S.O.
- ROBERTSON, J. S., CROLL, J. M., JAMES, A., and GAY, J. 1966 Pollution of underground water from pea-silage. *Mon. Bull. Minist. Hlth.*, **25**, 172-9.
- SCHÜTZ, F., and KRUSE, H. 1947 Die Anwendung der Membranfilter in der bakteriologischen Wasseruntersuchung, insbesondere zur Bestimmung des Coli-Titers. *Zent. Bakt. I. Abt. Orig.*, **152**, 135-47.
- SLANETZ, L. W., and BARTLEY, C. H. 1957 Numbers of enterococci in water, sewage, and feces determined by the membrane filter technique with an improved medium. *J. Bact.*, **74**, 591-5.
- STOLP, H., and PETZOLD, H. 1962 Untersuchungen über einen obligat parasitischen Mikroorganismus mit lytischer Aktivität für *Pseudomonas*-Bakterien. *Phytopath. Z.*, **45**, 364-90.
- STOLP, H., and STARR, M. P. 1963 *Bdellovibrio bacteriovorus* gen. et sp. n., a predatory, ectoparasitic, and bacteriolytic micro-organism. *Ant. v. Leeuwenhoek*, **29**, 217-48.

WATER RESEARCH ASSOCIATION, 1968 Recommended methods for the enumeration of actinomycetes and fungi in waters. *WRA Technical Inquiry Report*, No. 150.

WHO, 1970 European standards for drinking-water, 2nd edn. Geneva, WHO.

WINDLE TAYLOR, E. 1965-1970 Bacteriology Section. 42nd, 43rd and 44th *Rep. Res. bact. chem. biol. Exam. Lond. Waters.*

WINDLE TAYLOR, E., and BURMAN, N. P. 1964 The appli-

cation of membrane filtration techniques to the bacteriological examination of water. *J. appl. Bact.*, **27**, 294-303.

WINDLE TAYLOR, E., BURMAN, N. P., and OLIVER, C. W. 1953 Use of the membrane filter in the bacteriological examination of water. *J. appl. Chem.*, **3**, 233-40.

WINDLE TAYLOR, E., BURMAN, N. P., and OLIVER, C. W. 1955 Membrane filtration technique applied to the routine bacteriological examination of water. *J. Inst. Wat. Engrs.*, **9**, 248-263.

Avantages et inconvénients de la filtration sur membrane pour l'analyse bactériologique de l'eau

par

N. P. BURMAN, Ph.D., B.Sc., P.A.I.W.E.

Metropolitan Water Board, London, England

RESUME

Les filtres à membrane sont connus depuis longtemps, mais leur usage intensif pour la microbiologie ne s'est développé que depuis 1945, initialement surtout pour la numération des coliformes dans l'eau, et cette technique a été adoptée comme standard ou recommandée dans de nombreux pays et internationalement. Les techniques de ressuscitation impliquant transfert de la membrane d'un milieu non inhibiteur à un milieu inhibiteur ont été remplacées par des techniques de milieu amélioré et de double température qui donnent en 18 heures des numérations de coliformes et d'*Escherichia coli* au moins aussi élevées que celles obtenues en 48 heures par une méthode présomptive à tubes multiples. Les difficultés et délais de transport des échantillons peuvent être surmontés avec les membranes en filtrant sur place et en plaçant la membrane dans un milieu de transport.

Les techniques de membranes standards peuvent être utilisées pour compter les pseudomonas fluorescents, les champignons et levures, et les streptocoques fécaux. *Streptococcus faecalis sensu stricto* peut être ultérieurement confirmé par une technique de subculture impprimante. Une autre technique d'impression peut être utilisée pour les actinomycètes en retournant la membrane sur un agar chitiné pendant les premières heures.

Les microorganismes peuvent être concentrés sur une membrane qui est alors placée dans un milieu d'enrichissement approprié pour compter certains organismes, mais les échantillons d'eau sale peuvent bloquer les pores, de sorte que pour les salmonelles, on préfère un adjuvant de filtration. On peut réaliser des numérations directes non spécifiques de microorganismes en colorant et en nettoyant les membranes avec de l'huile à immersion et il y a des possibilités de numération spécifique à l'aide de colorants anticorps fluorescents.

On peut également utiliser des membranes de différentes façons pour des organismes capables de les traverser comme les leptospires, en leur permettant de se développer à travers la membrane dans le milieu sous-jaçant et les bdellovibrions dont une partie seulement traverse normalement la membrane.

Les membranes peuvent être utilisées de deux façons pour la numération des virus par absorption sur la membrane ou par filtration à travers une membrane traitée au bouillon suivie par une membrane en alginate.

Les avantages les plus évidents des membranes sont la réduction de volume des échantillons, des milieux, et des emballages, la séparation des éléments toxiques, l'adaptabilité et la facilité de manipulation, la précision statistique, et la rapidité des résultats. La possibilité d'obtenir des numérations d'*E. Coli* indépendamment des coliformes donne l'occasion de ré-examiner tout le rationnel de la numération des coliformes.

On ne peut pas utiliser les membranes pour de grands volumes d'eau trouble, ni là où un grand nombre d'autres organismes étouffent les organismes spécifiques à dénombrer. On ne peut pas détecter sur membranes la production de gaz, mais d'autres tests biochimiques peuvent être appliqués par transfert à toutes les colonies existant sur une membrane. Il ne paraît pas qu'il y ait des méthodes de membranes aussi efficaces pour la culture des organismes endommagés par le chlore que les méthodes correspondantes à tubes multiples et la mise au point de milieux au glutamate a été particulièrement significative à ce point de vue. Si on ne les utilise qu'une seule fois, les membranes peuvent être coûteuses suivant le prix de revient du travail technique qu'elles économisent. Les méthodes britanniques recommandées approuvent la réutilisation des membranes avec les précautions nécessaires.

Progrès sur la recherche sur les effets de l'ozone sur l'eau pendant le traitement et dans le réseau de distribution

par

CYRIL GOMELLA

Ingénieur Conseil, Président Directeur de la SETUDE, Paris, France

et

JEAN HALLOPEAU

SETUDE, Paris, France

L'utilisation de l'ozone pour le traitement des eaux est ancienne et maintenant classique. En fait on peut considérer que dans ce domaine, l'ozone est antérieur au chlore, puisque les premiers essais datent de 1886 et qu'avant 1900 des installations avaient été réalisées. En 1914, des installations importantes étaient déjà en service: en France (Paris, Nice), en U.R.S.S. (Saint-Petersbourg).

Toutefois, pendant une très longue période (50 ans), l'ozone était considéré comme un procédé "concurrentiel" avec le chlore, ayant pour objet principal la stérilisation avec des avantages reconnus pour le goût et la coloration de l'eau traitée.

En 1964, l'AIDE inscrit le sujet "ozonation" au programme de son congrès de Stockholm (rapport général No. 4—rapporteur: M. J. Hallopeau).

A cette occasion, une enquête internationale a été faite, qui a permis de constater l'intérêt certain qui était porté à l'ozone dans un grand nombre de pays. Mais il s'agissait principalement d'études et les réalisations (assez nombreuses) se limitaient encore à l'Europe et surtout à la France.

Cette enquête confirmait l'efficacité remarquable de l'ozone dans les domaines de bactériologie, goûts, et odeurs. En particulier, des précisions intéressantes avaient été apportées sur l'inactivation des virus par l'ozone et des études effectuées en France (1962 à 1964) qui pour la première fois introduisaient la notion du double seuil d'efficacité de l'ozonation (seuil de résiduel 0,4 mg/l (0.4 ppm) et seuil de temps minimal d'action: 4 minutes).

En 1969, au congrès de l'AIDE à Vienne, R. Coutris et C. Gomella, rapporteurs du rapport général No. 2 (micropollution et traitement d'affinage de l'eau) mentionnaient des recherches nouvelles sur l'inactivation des virus et sur les actions de l'ozone dans la chimie de pollution des eaux: DBO, DCO, oxydabilité, substances extractibles au chloroforme, détergents, phénols, hydrocarbures, métabolites divers, substances cancérogènes, et certains pesticides.

DEPUIS 1964: LES PROGRES

A partir de ces bases le traitement de l'eau par l'ozone a pris un développement très rapide en Europe. Ce développement est caractérisé par les installations réalisées, les progrès techniques dans la production de l'ozone et sa dissolution dans l'eau, les recherches poursuivies et l'adoption de la technique du double-seuil (encore appelée *ozonation vraie*) sauf dans les cas où il ne s'agit que de décoloration.

INSTALLATIONS NOUVELLES

Depuis 1964, des installations de très grosses capacités ont été réalisées ou sont en cours de réalisation en Europe. Citons parmi les plus importantes (les dates

indiquent la mise en service effective ou très prochaine):

<i>En France:*</i>	
Méry-sur-Oise	270 000 m ³ (59.47 m.g.)/jour; 1964
Choisy-le-Roi	800 000 m ³ (176.21 m.g.)/jour; 1967
	la plus grosse installation du monde actuellement
Orly	300 000 m ³ (66.08 m.g.)/jour; 1969
Toulouse	54 000 m ³ (11.89 m.g.)/jour; 1970
Aubergenville	120 000 m ³ (26.43 m.g.)/jour; 1969
Morsang-sur-Orge	50 000 m ³ (11.01 m.g.)/jour; 1970
Nice	50 000 m ³ (11.01 m.g.)/jour; 1972
<i>En Belgique:</i>	
Anvers	24 000 m ³ (5.28 m.g.)/jour; 1968
Bruxelles	130 000 m ³ (28.63 m.g.)/jour; 1972
Kluizen	50 000 m ³ (11.01 m.g.)/jour; 1972
<i>En Hollande:</i>	
Leiden	60 000 m ³ (13.21 m.g.)/jour; 1972
Zwinderch	24 000 m ³ (5.28 m.g.)/jour; 1972
<i>En Grande-Bretagne:</i>	
Manchester	320 000 m ³ (70.48 m.g.)/jour; 1972
<i>En U.R.S.S.:</i>	
Moscou	1 200 000 m ³ (264.31 m.g.)/jour; (en cours)
Kiev	400 000 m ³ (88.10 m.g.)/jour; (en cours)
Gorki	300 000 m ³ (66.08 m.g.)/jour; (en cours)
<i>En Pologne:</i>	
Wroclaw	190 000 m ³ (41.85 m.g.)/jour; (en cours)
<i>En Bulgarie:</i>	
Burgas	30 000 m ³ (6.60 m.g.)/jour; 1972
<i>Au Canada:</i>	
Québec	218 880 m ³ (48.00 m.g.)/jour; 1969

* Plus de 200 installations d'importance variable sont en service en France.

PROGRES DANS LA PRODUCTION

Nous ne décrivons pas les détails des perfectionnements apportés qui ont permis d'augmenter considérablement la production des ozoneurs ces dernières années. Cette étude technique sortirait d'ailleurs du sujet.

Nous signalons seulement que, si l'on se réfère à un type d'ozoneurs à tubes effluveurs (alimenté en air atmosphérique) qui est l'appareil le plus utilisé actuellement, la production horaire d'ozone par tube est passée (sans changement des cotes géométriques du tube) de 5 g (0.17 oz.) en 1961 à 10 g (0.35 oz.) en 1964, 15 g (0.52 oz.) en 1968 avec une technique classique. Une nouvelle technique a permis d'atteindre 50 g (1.70 oz.) dans une toute dernière réalisation.

Simultanément, le nombre des tubes effluveurs ayant été augmenté, la capacité de production du générateur unitaire le plus important est passée de 1 kg/heure (2.20 lb./hour) en 1961 à 2 kg/heure (4.40 lb./hour) en 1964, 8,3 kg/heure (18.29 lb./hour) en 1967

en technique classique et près de 30 kg/heure (66 lb./hour) en technique nouvelle.

Ces chiffres montrent le progrès considérable réalisé dans la production de l'ozone par effluve de l'air atmosphérique.

Simultanément, il faut noter que la concentration de l'ozone dans l'air est passée de 1% à 2% en poids.

PROGRES DANS LA DISSOLUTION DE L'OZONE DANS L'EAU

Des recherches ont été poursuivies dans la disposition et les dimensions des cuves de traitement ainsi que dans les procédés de diffusion de l'air ozoné.

CUVES DE TRAITEMENT

Les résultats obtenus dans les grosses installations réalisées ont confirmé l'intérêt des cuves de traitement à compartiments multiples parcourus successivement par le courant d'eau avec possibilité du réglage de l'injection d'ozone dans chacun d'eux.

C'est la disposition dont le fonctionnement a été décrit par MM. Coutris et Gomella dans le rapport No. 2 du congrès de Vienne (1969).

Le premier compartiment est une zone d'oxydation chimique intense où la consommation d'ozone est en général assez importante. Les compartiments suivants sont des zones "d'entretien" du résiduel d'ozone nécessaire à l'action bactéricide et virulicide et au parachèvement d'oxydation.

Le temps de passage de l'eau dans la totalité de la cuve représente le temps de mise en contact avec l'ozone.

Des études ont prouvé qu'il fallait adapter ce temps (donc la dimension de la cuve) à la nature de l'eau à traiter et au résultat recherché.

La décoloration et la stérilisation d'une eau peu polluée sont souvent obtenues en un temps très court: 5 à 6 minutes. Un ou deux compartiments peuvent suffire.

Par contre, s'il s'agit d'une superficielle à pollution organique ou industrielle élevée et variable (eau de rivière par exemple) il faut être prudent. Un temps de contact total de 12 à 15 minutes avec traitement dans des compartiments successifs est nécessaire: on compense ainsi l'autodestruction de l'ozone et par réinjection d'ozone frais, on conserve tout le long du circuit de l'eau l'efficacité maximale de l'air ozoné à forte concentration.

PROCEDES DE DIFFUSION

Les réalisations importantes récentes ont amené des progrès dans les deux procédés de diffusion de l'air ozoné: les tubes poreux et les turbines.

Tubes poreux

C'est toujours le procédé le plus utilisé. La technologie en a été améliorée par un contrôle plus précis de la régularité de la porosité des tubes; on peut ainsi grouper les tubes pour obtenir une diffusion très homogène.

Turbines

Des recherches poursuivies dans ce domaine ont conduit à la mise au point d'un appareil industriel qui a été soumis à une expérimentation comparative avec un dispositif à tubes poreux.

Voici quelques unes des conclusions intéressantes qui ont pu être dégagées à la suite de ces essais:

- (a) Pour des conditions d'emploi identiques, c'est-à-dire:

Même débit d'eau à traiter et d'air,
Même concentration d'ozone dans l'aire,

la turbine donne des chiffres plus élevés de

concentration d'ozone dans l'eau et moins élevés d'ozone dans l'air; il y a donc meilleur rendement réel du partage d'ozone entre eau et air.

Ce meilleur rendement de partage obtenu par la turbine s'explique probablement par la turbulence élevée qui améliore le coefficient de transfert de masse à travers l'interface et qui doit modifier le rapport surface/volume des bulles.

Le phénomène se traduit par l'équation:

$$\frac{dM}{dt} = -KS(C - C_s)$$

M = masse d'ozone transférée.

t = temps.

S = aire globale de l'interface.

K = coefficient de transfert.

C = concentration de l'ozone dans le film d'interface (lié à teneur en ozone dans la bulle).

C_s = concentration de saturation correspondant à la teneur en ozone dans la bulle par application du coefficient de partage.

Or, dans le cas de la turbine, le facteur $(C - C_s)$ est toujours défavorable vis-à-vis de celui réalisé avec la diffusion par tubes poreux du fait que la concentration d'ozone dans l'eau est plus élevée et que la concentration restant dans l'air est plus faible. C'est l'amélioration sensible du produit KS pour la turbine qui explique cette meilleure performance.

D'autre part, il est probable que la turbine crée un mouvement de recyclage de l'eau qui doit même intéresser partiellement une zone située au-dessous de son plan de rotation.

- (b) La turbine permet des applications ponctuelles de l'ozone avec un taux de traitement considérable plus élevé que les tubes poreux qui, au contraire, permettent une "diffusion d'entretien" pendant un temps de contact prolongé.

Ceci, venant en complément du transfert de masse important, permet d'envisager une réduction des dimensions du premier compartiment de réaction d'oxydation en vue de la saturation.

- (c) Ces caractéristiques de fonctionnement ont permis une utilisation intéressante de la turbine pour le recyclage de l'air qui se dégage au-dessus des cuves de traitement.

Du fait même que l'on s'impose de réaliser dans l'eau une certaine teneur en ozone restant (0,4 mg/l (0,4 p.p.m.) en général pour l'action virulicide), il est obligatoire que l'air qui se dégage en partie haute des cuves de traitement contienne encore de l'ozone résiduel.

D'après la loi de dissolution des gaz (loi de Henry), il existe en effet à l'équilibre un coefficient de partage de l'ozone entre la phase gazeuse (bulle d'air ozoné) et l'eau: c'est un coefficient de proportionnalité entre les concentrations d'ozone dans l'air (C_a) et dans l'eau (C_e).

Dans les conditions usuelles de température, ce coefficient est voisin de 2,5. Si l'équilibre est réalisé, on a donc:

$$C_a = 2,5 C_e$$

Mais compte tenu de la lenteur de la dissolution, l'équilibre n'est pas atteint pendant la durée de 20 secondes environ de remontée de la bulle sur la hauteur

de la cuve. Et en fait, C_a et C_e sont liées par la relation :

$$C_a = 2,5 C_e + P$$

P étant une constante que l'on appelle la "pression motrice".

Si la concentration imposée dans l'eau est 0,4 mg/l (0,4 p.p.m.), on voit que la concentration résiduelle dans l'air est obligatoirement supérieure à 1 mg/l (1 p.p.m.).

Il y a là une perte d'ozone qui est inévitable. Elle est de l'ordre de 10% de l'ozone produit et elle est même plus coûteuse car en général il n'est pas possible de laisser échapper dans l'atmosphère extérieure de l'air contenant 1 à 2 g (0,03 oz. to 0,07 oz.) d'ozone par litre: il faut donc installer des appareils de destruction d'ozone.

Or, la turbine a apporté une solution intéressante à ce double problème (perte d'ozone et destruction): elle permet de reprendre l'air dans le haut des cuves de traitement et de le réinjecter économiquement dans l'eau à l'entrée du premier compartiment avec les avantages que nous avons signalés: introduction ponctuelle d'un gros débit d'air, dispersion intense dans une eau à concentration d'ozone nulle; donc dissolution très rapide. L'air qui se dégage ne contient plus que des traces et peut être évacué dans l'atmosphère extérieure sans risque pour le voisinage.

Recherches

Les recherches ont été poursuivies sur l'action de l'ozone comme moyen de traitement des produits de pollution des rivières.

D'autre part, des études sont en cours sur le comportement de l'eau ozonée dans les réseaux de distribution.

Actions de l'ozone sur les produits de pollution des rivières

L'expérience de l'ozonation permet d'affirmer que l'ozone exerce une action complexe et que l'on peut en attendre des effets différents dont l'explication théorique reste souvent à préciser.

L'ozone peut agir comme un *oxydant ordinaire*, mais son action est alors particulièrement vigoureuse et surtout très rapide. Cette action n'est pas influencée par les conditions d'ambiance (*pH*, teneurs en matières organiques et en particulier en matières azotées) sauf en ce qui concerne le pouvoir réducteur qui se traduit par la *demande en ozone de l'eau* qui en tout état de cause doit être satisfaite. Cette demande en ozone influe fortement sur le *taux de traitement* qui lui est pratiquement proportionnel. Cette action oxydante simple vise:

La précipitation rapide et complète du fer et du manganèse, même si ces deux éléments se trouvent sous forme complexée et si le pH est bas;

La floculation, par destruction partielle de macro molécules organiques protectrices, des colloïdes organiques d'origine naturelle, cette action floculante pouvant conduire à une suppression (ou à une diminution des taux) de l'application des réactifs coagulants classiques;

La décoloration d'eaux chargées de matières humiques ou de colorants végétaux;

L'élimination, tout au moins pour une très grande part, des goûts et d'odeurs d'origine naturelle (métabolites d'algues en particulier);

La destruction de cyanures et de phénols simples;

Un abaissement très sensible des teneurs en germes pathogènes et en germes tests de contamination fécale.

De surcroît, l'ozone peut être utilisé d'une *façon spécifique*, c'est-à-dire par application de la méthode du *double seuil* (temps de contact minimal avec un résiduel minimal). Cette action spécifique se traduit par:

Une élimination totale de tous les germes présents dans l'eau, y compris les germes sporulés;

Une inactivation des entéro-virus qui permet d'espérer, en raison d'analogie de structure, une action efficace sur les autres virus;

Une élimination importante d'un grand nombre de matières polluantes organiques réfractaires aux traitements traditionnels, qui se traduit par un abaissement sensible de la DCO chromique, de la teneur en substances extractibles au chloroforme, de la teneur en détergents, etc.

Une amélioration considérable, souvent jusqu'au voisinage de la perfection, des qualités organoleptiques de l'eau traitée.

Cependant, dans l'état actuel de la technique, l'action de l'ozone reste limitée vis-à-vis de certains hydrocarbures aliphatiques, d'un nombre important de pesticides organo chlorés et des composés ammoniacaux. Les deux premiers sont éliminés aisément par le charbon actif, les derniers, qui posent un problème délicat, doivent, pour l'instant, faire l'objet de traitements biologiques. L'ozone reste cependant de très loin supérieur, dans son domaine propre, aux autres procédés et sans supplanter ces derniers est un élément nécessaire de toute chaîne de traitement moderne.

ETUDES SUR LE COMPORTEMENT DE L'EAU OZONÉE DANS LES RESEAUX DE DISTRIBUTION

Au Congrès de Stockholm en 1964, il avait déjà été signalé que dans certains cas on avait constaté la présence d'enduits muqueux sur les parois des canalisations et même de développements de turbidités dans des réseaux alimentés en eau ozonée.

Depuis cette date et à l'occasion de la mise en service des installations récentes, le phénomène a de nouveau été quelquefois constaté et des recherches ont été entreprises pour en analyser la nature et les circonstances d'apparition, ainsi que pour y apporter remède.

Une enquête a été faite en France sur un assez grand nombre de réseaux de distribution alimentés en eau ozonée.

Il n'est malheureusement pas possible de faire une enquête complète: il existe en France un grand nombre d'installations d'ozonation (souvent d'assez petite importance) qui fonctionnent depuis fort longtemps sans que de tels problèmes se soient apparemment posés et qui n'ont jamais fait l'objet d'aucune recherche spéciale.

Voici les observations que nous avons pu dégager actuellement:

(a) *Il ne s'agit pas d'un phénomène général*

Si l'on excepte des réseaux, de petite importance, alimentés par des eaux très peu minéralisées ou agressives dans lesquels des phénomènes de "turbidité rouge" ne peuvent objectivement pas être imputés à l'ozone, nous avons inventorié 21 distributeurs d'eau ozonée ne donnant lieu à aucun inconvénient. Parmi ces installations, certaines sont très importantes, en particulier celle de la Ville de Nice et de sa région qui est probablement la plus ancienne puisque la première usine d'ozonation date de 1907.

(b) *Il ne s'agit jamais de présence de germes-test de contamination (Coliformes, E. Coli, Cl. Perfringens, enterocoques). Dans tous les réseaux examinés, la présence de tels germes est exceptionnelle.*

Dans le réseau de Nice, E. Coli n'est pratiquement jamais décelé depuis plus de 60 ans de surveillance bactériologique par un laboratoire spécialisé.

Une statistique très intéressante qui a été établie sur un réseau de la Banlieue Parisienne a même fait apparaître une amélioration sensible apportée par

l'ozonation: dans l'usine d'alimentation (eau de rivière épurée), le traitement final était fait par le chlore et bioxyde de chlore jusqu'en 1965, année de mise en service de l'ozone. Voici, d'après les contrôles quotidiens le relevé (en %) du nombre des prélèvements ayant décelé E. Coli (sur 15 années):

	Chloration		Ozonation			
	1955-65	1966	1967	1968	1969	1970
Usine	1,77%	0,6	0,33	0,00	0,00	0,27
Réseau	4,28%	1,47	0,13	0,76	0,21	0,13

(c) *Les inconvénients les plus significatifs ont apparu dans une distribution importante (alimentée en eau de rivière épurée par coagulation et filtration rapide), plusieurs années après la substitution de l'ozone au chlore pour le traitement final.*

Ils se sont manifestés par des afflux intermittents d'eau turbide (brune) aux robinets des consommateurs dans certaines zones. Le phénomène apparaissait surtout sur des conduites de fonte d'assez petits diamètres et assez éloignées.

Les analyses ont fait apparaître une forte quantité d'oxyde de fer, et la présence en nombre important de germes cultivant sur gélose à 20 degrés C; par contre, absence totale de germes test de contamination et nombre très faible de germes cultivant à 37 degrés C sur gélose.

Il faut signaler que ces phénomènes se sont répétés en 1970 et 1971 principalement dans la période Mai-Septembre. Ils se trouvent en corrélation avec les phénomènes suivants:

Débit très bas de la rivière persistant depuis deux ans;
Température élevée de l'eau entre Mai et Septembre: 15 à 20°C en 1970, 18 à 25°C en 1971;
Croissance continue dans l'eau brute depuis deux ans: de la teneur en azote ammoniacal du taux "break-point" de chlore.

Il apparaît donc que l'on se trouve en face d'une pollution accélérée de la rivière. Il faut noter en particulier que l'ozone n'agit pas sur l'azote ammoniacal.

Il est intéressant de signaler que le réseau de Nice, où aucun inconvénient n'est constaté depuis plus de 60 ans, est alimenté par une eau de rivière de montagne filtrée très peu polluée et dont la température est souvent très basse et atteint rarement 15°C.

(d) *On peut noter que ces phénomènes ont apparu dans un réseau qui a été alimenté pendant 50 ans avec des eaux seulement filtrées et stérilisées par le chlore. Quoiqu'il ne s'agisse pas d'une eau agressive, beaucoup de conduites anciennes contiennent nécessairement des dépôts ferrugineux.*

LES REMEDES APPLIQUES

Dans ce cas particulier, les remèdes suivants sont en cours d'application:

(a) D'abord on a augmenté le taux du traitement de pré-chloration (par bioxyde de chlore) de l'eau brute: ceci pour faire baisser la teneur en azote ammoniacal. Malheureusement, on est assez limité dans cette voie par des taux de "break-point" quelquefois très élevés.

- (b) D'autre part, on a mis en service un traitement de chloration à faible taux *après* l'ozonation.
(c) Enfin, on procède à des nettoyages de conduites très énergiques dans les zones où se produisent les phénomènes d'eaux turbides.

Ces mesures ont été rapidement efficaces: elles ont abaissé les numérations de germes (gélose à 20°C) de plusieurs centaines à quelques unités.

CONCLUSION

Le 6ème Congrès de l'AIDE (1964) à Stockholm (sujet No. 4) avait permis de donner une vue d'ensemble sur l'emploi de l'ozone dans le traitement des eaux potables. Il confirmait l'action remarquable de l'ozone vis-à-vis des trois qualités dominantes d'une eau potable: bactériologie, couleur, goût (et odeur).

Le 8ème Congrès de l'AIDE (1969) à Vienne (sujet No. 2) avait permis de démontrer l'efficacité non moins remarquable de l'ozone comme agent de *traitement* des pollutions chimiques modernes des eaux.

Dans le présent rapport, nous avons exposé les progrès qui ont été faits dans différentes directions:—

Progrès considérables dans le capacité de *production* des appareils générateurs d'ozone puisque, entre 1961 et 1965, avec une technique classique, la production caractéristique d'un élément effluveur a triplé et la production unitaire du plus gros appareil a été multipliée par 6. Avec une technique toute récente, les coefficients d'augmentation par rapport à 1961 seraient $\times 10$ (élément effluveur) et $\times 30$ (le plus gros appareil);

Progrès dans la dissolution de l'ozone: turbine;
Progrès dans les recherches sur le traitement en usine et la conservation de la qualité en réseau.

Enfin, il faut signaler que la mise en service des nouvelles installations très importantes et leur exploitation absolument continue depuis plusieurs années ont démontré la fiabilité de l'équipement et la très grande facilité de conduite.

Certes, les recherches doivent se poursuivre dans toutes les directions. Mais nous pensons pouvoir avancer la conclusion suivante:

Il nous paraît dès maintenant démontré aussi bien par les recherches scientifiques et techniques que par l'expérience d'exploitation de très grosses installations en marche continue, qu'en raison de:

l'efficacité de l'ozone sur la bactériologie, la virologie, les goûts, les couleurs, et les pollutions, la fiabilité des moyens de production d'ozone actuels,

l'ozonation devrait figurer maintenant dans la chaîne de traitement de toute station de traitement d'eau potable d'une certaine importance, même si pour des raisons diverses et dans certains cas, on souhaite appliquer un traitement final par le chlore avant introduction dans le réseau.

L'ozonation est probablement le procédé le plus spécifiquement adapté au traitement des eaux potables moyennement polluées; en association avec le charbon actif elle peut résoudre la totalité, ou presque, des problèmes qui peuvent se poser en dehors de ceux de la pollution par les composés ammoniacaux ou par les ions minéraux.

Progress in Research into the Effects of Ozone on Water during Treatment and in the Distribution System

by

CYRIL GOMELLA

Consulting Engineer, President Director, SETUDE, Paris, France

and

JEAN HALLOPEAU

Setude, Paris, France

SUMMARY

Ozone has long been used in water treatment, but for a very long period (fifty years) ozonization was considered in opposition to chlorination on the one hand while on the other it was regarded as a luxury process of no great practicability.

During the last ten years, notable progress has been achieved not only in ozonizers but also in the use of ozonization as a water treatment process.

Ozonization is now becoming widespread; it has been adopted in very large capacity plants (Moscow 264·31 m.g.d. (1,200,000 m³/day); Paris 176·21 m.g.d. (800,000 m³/day), for example) as well as in smaller plants.

This technological development is illustrated by the enlarged capacity of ozonizer units which have increased in their output from 2·20 lb. per hour in 1961, up to 4·40 lb. per hour in 1964, 18·29 lb. per hour in 1967, and 66 lb. per hour in 1971.

The feasibility of the ozonization process is also demonstrated by the fact that it is used without any increase in number of the operating staff in large-capacity wholly automatic plants, while it can equally be used in small plants operated only by non-technical staff.

This progress in water treatment is shown in relation to:

- (1) *Ozone application* by means of porous diffusers or by the use of a turbine to diffuse it throughout the water.
- (2) *Re-use of ozone* in air exhausted (without drying) from the treatment tanks.
- (3) *Better understanding of the mechanism of ozone action* and of efficient rules for use of ozone; this has led to the "double-threshold" technique (minimal contact time with a minimal ozone residual), also known as "true ozonization" and to the production of air having a high concentration of ozone.

The mechanism of ozone action still requires further investigation; nevertheless experience has shown that two methods of using it may be followed:

(1) Ozonization as a normal oxidizing agent

The action of ozone is especially powerful and rapid, requiring only a saturation of the reducing capacity of water (ozone demand) and a punctual application. Its purposes are the following:

Removal of iron and manganese, including their complex compounds, in critical conditions (high value pH, ammonia, organic compounds, or reducing agents present);

Flocculation of natural organic compounds (which leads to smaller dosing, or elimination, of coagulants);

Removal, to a large extent at least, if not completely, of natural colouring matters.

(2) Specific ozonization ("true ozonization")

This follows the "double-threshold" method (minimal time and minimal residual), the purposes of which are:

- Total destruction of germs;
- Inactivation of entero-viruses;
- Partial or total destruction of organic matter which is resistant to traditional treatment (fall COD, ESC, etc.).

These actions, in contrast to chlorination, are carried out notwithstanding the ammonia and organic-matter content and the pH value. Yet "true ozonization" is rather ineffective on a number of compounds, for example, most of organo-chlorine pesticides and ammonia, and is rather expensive for the removal of saturated hydrocarbons.

The question of maintaining satisfactorily the bacteriological quality of ozonized water in a distribution network exists in various water supplies. Analyses of the actual conditions tend to show that an acceptable water quality is not a question of water treatment but of cleaning of the mains network. In fact, a properly ozonized water remains sterile indefinitely, if it is not recontaminated (for instance, by micro-organisms existing on the distribution pipe-walls or by mixing with an insufficiently sterile water).

This problem, peculiar to each network, can be resolved in two different manners:

- (i) A general cleaning of the network before feeding it with ozonized water;
- (ii) An injection of a very low dose of chlorine, with a perfect bactericidal effect and without any organoleptic objections.

More than fifty years' experience in the city of Nice proves that a clean and well-protected distribution network is definitely free of germs if it is fed with ozonized water.

Ozonization probably is the process most specifically adapted to the treatment of fairly polluted water; when associated with activated carbon all, or nearly all, problems that do not arise from pollution by ammonia compounds or inorganic ions can be resolved.

Introductory Statement

1. Programme of Work

The Standing Committee's terms of reference emphasize the importance of encouraging the exchange of information internationally on the education and training of waterworks personnel and the establishment of a bank of knowledge on this subject, available to all members of the Association. At a meeting held at Nice in April 1971 the Standing Committee made arrangements for implementing a programme of work which would make substantial progress towards achieving this aim. The programme, approved by the Scientific and Technical Committee, included the following tasks:—

- (a) To compile a statement of the present position in relation to the organization and development of education and training of waterworks personnel in the member countries;
- (b) To compile a glossary of terms commonly used in relation to the subject, including the designations or job titles used;
- (c) To establish and arrange a programme for the session of the New York Congress allocated to the Committee.

2. Progress of Work

In September 1971 a small working party was formed with representatives from France, Great Britain, and the World Health Organization International Reference Centre. The working party subsequently produced a training glossary which, among other things, should provide a useful source of reference to member countries when compiling the statement of their position in relation to the education and training of waterworks personnel. A simple questionnaire was also drawn up, initially to collect, from member countries, basic data on:

- (a) The availability of existing education and training facilities at all levels;
- (b) Organizations which specifically promote or provide for the training of waterworks personnel;
- (c) The availability of publications which deal with the training of waterworks personnel;
- (d) The numbers that are presently trained and the size of backlogs which may exist.

It is hoped that at the time of the meeting of the full Committee which is to be held at the New York Congress, 1972, some of the questionnaires will have been returned, and a bank of information on waterworks education and training will have begun to be assembled.

3. Panel Discussion on Training and Education, New York Congress

The aim of the Committee is to promote discussion and a general exchange of views during this special interest session. This may lead to the discussion of training and education topics other than those selected by the Committee for presentation by panel members. The Committee will welcome this. The range of training activities from which to choose is wide and appears to be steadily increasing as water managements continue to pay greater attention to this vital management function. The Committee concluded that those subjects which undoubtedly generate common interest, and should provide a basis for broader consideration, are:

- (a) Training techniques and methods;
- (b) Management training;
- (c) Operator training.

The following short papers are not intended to present comprehensive studies of these subjects. Their purpose is to summarize certain lines of approach being adopted within three member countries. The contributing countries are represented on the Chairman's panel, and will be pleased to provide additional information on their respective subjects. It is the Chairman's wish, however, that the greater part of this session should be available for Congress delegates to discuss and compare their experiences in these, and in related, areas of training and education for waterworks personnel.

Topic No. 1. Training Techniques and Methods: A United States Position

Robert L. Reynolds,
Educational Technologist Consultant,
Atlanta, Georgia.

John H. Austin,
Professor, Environmental Systems Engineering,
Clemson University, Clemson, South Carolina.

Topic No. 2. Management Training

H. W. Barker,
Senior Training Officer,
Water Supply Industry Training Board,
Great Britain.

Topic No. 3. Operator Training

J. B. Abrahamse,
Netherlands.

Management Training

by

H. W. BARKER, M.I.Mech.E.,

Senior Training Officer, Water Supply Industry Training Board, Great Britain

1. INTRODUCTION

Management as a concept or managing as an activity are imprecise; the controversy still rages as to whether or not either is an art or a science, and whether training, however valuable in improving performance, can itself alone produce a manager. Clarification of these and other associated notions must at least be attempted if any fruitful discussion is to derive from this paper.

2. WHAT IS MANAGING?

The use of this active verb is preferred to such abstract words as "the Management" or ill-defined persons called "the Managers". In water supply it seems to be the exception rather than the rule for jobs which include the management function to be designated with the title of manager. There are many definitions of the activity of managing; some are economic in kind, e.g. resource changing in an input-output or manufacturing system, value-adding processes as in water supply; others are "behavioural" in nature, e.g. directing, leading, motivating, and co-ordinating within an organizational structure. Functional activities, such as engineering, accountancy, and water treatment are not seen as part of general management as defined above; but, as functional departments, they need managing in these ways.

3. THE CONTENT OF MANAGEMENT TRAINING

Management training is primarily concerned with three aspects:

- (a) *Knowledge*: the acquisition, through various learning situations, of information about the job, about specialist functions and technical processes;
- (b) *Skills*: the ability to perform managerial tasks by training and practice using selective methods and techniques;
- (c) *Attitudes*: appropriate behaviour in respect of work, people, service to be provided, aims, and objectives.

Of these essential ingredients, it is the development of the appropriate blend of skills and attitudes which provides the greatest challenge to the top executive when he embarks upon a programme of training his management team.

4. MANAGEMENT DEVELOPMENT

It is too limiting to think in terms of training managers; it is necessary to plan for the development of managers. Management training is frequently used as an immediate or short-term solution to the managerial deficiency of an individual. Too frequently it may be administered as a "shot in the arm" (perhaps even as a consolation prize). To achieve the greatest pay-off from the training investment, it is necessary to plan for the long-term, progressive development of managerial

ability. This should include planned movement within the water undertaking and within the Industry: promotion; secondment; systematic "job" training; and interdisciplinary management education, all of which should extend throughout a manager's career.

5. MANAGEMENT TRAINING AND THE WATER INDUSTRY

The Water Supply Industry is a trading service on a considerable scale, and a water undertaking has to be run as a business enterprise. This does not diminish the first basic need which water must fulfil, which is to maintain the life of the people and to keep them healthy. It may be appropriate therefore to accept water supply as a health and service industry, but an industry, nevertheless, which provides a commodity at a price on demand from consumers. The management constraints of such a business are at least somewhat different from, if not more difficult than, those imposed upon managers engaged in competitive industry and commerce. The whole object of a water undertaking must be to benefit the consumer; and everything, including the training and development of its managers, must be measured from this standpoint.

6. THE MANAGEMENT OF HUMAN RESOURCES

Historically and traditionally the major concern of those persons engaged wholly or in part with the training of waterworks personnel appears to have been directed towards the efficient operation and control of the physical resources of the undertaking. This may have come about because some 75% of the capital of the Industry is invested in its underground reticulation system. Engineering is a precise science which responds to known laws; the real problems for the water manager stem from the people who collectively form the undertaking. It is the skilful utilization of this resource which must be the first priority in improving management performance.

The differences which exist between training for management and training in technology are marked, and need to be borne in mind. The distinguishing features can be said to be:—

- (a) Management training, because it is concerned with the efficient use of human resources, is the cardinal point upon which the success of all training depends.
- (b) Management training extends throughout the undertaking from the policy makers down to the foreman; it is therefore concerned with organization structure, and plays a significant part in organizational development.
- (c) The effectiveness of management training is much less easily measurable, and the standards for assessing performance are frequently subjective rather than objective.
- (d) Training techniques cannot yet precisely

simulate human situations; formal management training tends to present static situations, no matter how realistic the case study or business game might be.

- (e) Managers learn best by managing in the dynamic situation of the work place.

7. ESTABLISHING THE PRINCIPLES

The intent to improve management performance through a purposeful training programme is unlikely to achieve substantial success without the active and continuous support of the top manager. It follows that:—

- (a) Management training should be placed at the head of the undertaking's training priorities.
- (b) The Board should adopt a deliberate policy of management improvement and development throughout the undertaking. The chief officer should undertake personal responsibility for implementing that policy.
- (c) The Board, together with the Chief Officer, should ensure that the structure of the organization provides the climate which encourages the development of managers and provides every opportunity for them to develop their talents by managing in diverse situations. Experience of managing in the function of water distribution can especially provide this.
- (d) The chief officer should assess the capability of his management team and establish a training programme which emphasizes individual self-development, i.e. development which comes primarily from what the individual does for himself, not from what is done for him.

8. WEAKNESSES IN EXISTING SYSTEMS

The failure rate of management development schemes is probably higher than for any other category of training. Although the principles may be energetically applied, the methods adopted are frequently unimaginative and impractical. The weaknesses may be any one or a combination of the following factors:—

- (a) Schemes which are too systematic and logical for managers who are not always fully seized of these attributes. The training programme tends to start from the premise that management training is a good and necessary thing, and then simply shows a logical and systematic way of applying it.
- (b) Too seldom do schemes begin with a statement of the management problem as it is seen in real life.
- (c) Schemes may be installed too mechanically, or only partially, and are operated without understanding or commitment.
- (d) Individual programmes are not integrated to form team-training plans, or lack targets, or are dominated by paper rather than by practice.
- (e) The scheme is seen only as a procedure for arriving at a set of training-course needs.
- (f) Inadequate correlation between an undertaking's targets and objectives and the management development scheme.
- (g) Lack of real faith in management succession planning, due to the alleged "uncertainty of external influences unknown, at the time of the plan".
- (h) Commitment to a system of management performance appraisal which the managers have not been trained to apply.

9. A PRACTICAL APPROACH

The question therefore seems to be: "How systematic should the chief officer be in adopting a practical approach to drawing up a management-training pro-

gramme?" For the Water Supply Industry of Great Britain, the solution to this problem cannot yet be said to be fully resolved. An outline of the approach which is being tested may be useful, if only for purposes of comparison with the methods of other member countries.

Stemming from joint discussion between management representatives from the Industry and the Water Supply Industry Training Board, a simple "Guide" has been produced which identifies the following primary areas of management activities as those most commonly, but not exclusively, practised in water undertakings:—

The General Management Function.
Organization, Planning, and Control.
Man-power Planning, Recruitment, and Selection.
Man-power Training and Development.
Communication.
Industrial Relations.
Management Techniques.

The Guide also identifies the main levels of line management which exist, and describes the extensive internal and external facilities which are available for the training of waterworks personnel in management and supervisory functions.

Accepting that the purpose of management training is to improve the overall efficiency of the undertaking, it follows that the stimulus to formulating a management-training programme must come from recognition of the need to improve management performance, and an analysis of current deficiencies. Using the Guide as a check list, the analysis may be carried out in any one or more of the following ways:—

- (a) The performance of existing personnel may be examined under each of the areas of management activity listed in the Guide: weaknesses may be identified and a training programme drawn up to cure the deficiencies for the individuals at the appropriate level and in the appropriate area of activity.
- (b) The analysis may reveal a general weakness throughout the undertaking in a particular area of management activity described in the Guide. A carefully phased training programme can then be drawn up to cure the deficiency in that particular management activity at each distinct level of line management.
- (c) As a result of the analysis, management may decide to introduce a new management technique throughout the undertaking. This action would involve drawing up a carefully phased training programme for all personnel involved in-line management in that particular technique.
- (d) When planning longer-term management development, i.e. the preparation and development of individual members of the staff for future management posts, the Guide can be used in drawing up a comprehensive training programme in each of the management activities for the individual.

Finally the Guide provides an outline of the management training methods considered to be suitable for use by water undertakings, the factors which apply to the choice, or mix, of methods, and the ways in which the Board's Training Advisory Service can be used to assist water undertakings in implementing management-training programmes.

10. KNOWN GAPS IN THE TRAINING

In planning a more systematic approach to the improvement of existing manager performance and the continuous development of future managers, there is merit in examining the reflections of the experienced

managers of water supply. The experienced managers, who are commonly, but not necessarily, in middle age and middle management, are likely to say of themselves: "We are men who have had at least five years in the management function and have reached our present positions largely through the experience we have gained from a succession of earlier jobs. Our success has largely arisen from a mixture of experience, intuition, and knowledge built up by dealing with situations as they arise. Our management techniques and skills have usually been developed by necessity rather than by any planned process".

A sample of some of the training gaps that experienced managers might identify could be:—

- (a) Failure to recognize that the most important factor in developing managers of good potential is a demanding initial job. The first job is all-important. How many first-rate managers have been lost due to lack of initial challenge? It is still not uncommon to find highly intelligent young men who have little or no idea as to the initial steps they should take on the path that leads to senior management. They understand the criteria which they must meet in order to gain entry to the appropriate professional body or institution. This is as far as many can see. The need here is for good counselling and tutoring of the young man by an experienced manager who has himself been trained for this role. With this is the need to exploit the numerous opportunities which exist in the day-to-day business of water supply by putting the young man to work in a position of authority in which he will be accountable for the results achieved.
- (b) Pre-occupation with a single discipline during the early stages of a career, leading to the development of a too narrow view of the total business of water supply. Specialization in engineering, accountancy, administration, or chemistry is good in building confidence and a sense of expertise, but it goes too far. It imposes a delay in the study of human and industrial relations which includes individual, group and organizational behaviour, e.g. working conditions, motivation, leadership styles, trade unions, and the "ethos" of the Industry. There is the need for a "two-way stretch", learning to be ambivalent and the constant reminder to take an interdisciplinary view of operational problems.
- (c) A critical time occurs when the demands of the managerial side of the job begin to exceed the technical work for which the young professionals believe themselves to be ideally suited

and to which, up to that point, they have devoted most of their working lives. At this cross-road the need is to be able to judge the relative worth of managerial and technical career avenues and the feasibility of combining them. The need is for the acquisition of those trainable managerial skills which include:—

- (i) *Communication*: the ability to create the atmosphere in which there is a willingness to communicate as well as the ability to give and receive understandable messages.
- (ii) *Delegation*: the ability to pass down authority and responsibility in important matters to subordinates; the senior should only do those jobs the junior cannot do.
- (d) A sense of vulnerability and uncertainty when first required to report directly to the Board or Committee. Inadequate preparation for this key relationship could materially be improved by progressive and guided observation and involvement with committee work, procedure, and the trainable stratagems which may influence a governing body towards mutual targets, (or, how to teach the Board to make better policy—or only policy).

11. ASSESSING THE EFFECTIVENESS

In attempting an assessment of the effectiveness of management training, four questions need to be asked:—

- (a) Were the training needs correctly identified?;
- (b) Did the training programme meet those needs?;
- (c) Were the results commensurate with costs?;
- (d) Could the same results have been achieved more economically?

These are difficult questions to answer, and assessment may unavoidably be a matter of judgment. If successful, the effort will have been worth while, because it represents a sound investment in man-power as distinct from the physical assets of a water undertaking. The prediction for water supply is that the job of providing a reliable supply of good water from finite resources at a low price to meet increasing demand will call for managers of the highest skill and calibre. The real worth of the water undertaking will increasingly be determined, not by the value of its physical assets, but by the quality of its management and the effectiveness of the continuous training which they must seek. How valuable it will be if member countries of the International Water Supply Association continue to pool their training experiences and resources in the future.

Training Techniques and Methods: A United States Position

by

ROBERT L. REYNOLDS

Educational Technologist Consultant, Atlanta, Georgia

and

JOHN H. AUSTIN

Professor, Environmental Systems Engineering, Clemson University, Clemson, South Carolina

The quantity and quality of personnel needed to operate waterworks facilities has increased many times over the past few years. Construction of new facilities often means inclusion of more sophisticated control and process equipment. The technicians required for staffing these plants need advanced training: however, the allotment of funds for personnel to receive the training required is often not included in budgets by management. Thus, new techniques must be developed to maximize the effective training that can be accomplished with the funds allocated.

A number of organizations have developed training manuals over the years. Some of these have been recently updated, such as the Texas Manual (Mahlie 1964),* New York Manual (New York State Department of Health, no date), and the Clemson D Water Manual (Austin 1968). To give a uniform base to the many courses taught throughout the country, the American Water Works Association (AWWA) has developed lecture guides for three levels of both distribution system personnel (AWWA 1967 a, b, c) and water treatment plant operators (AWWA 1970 a, b, c).

The American Association of Professors in Sanitary Engineering has produced two laboratory guides (AAPSE 1971 a, b) to assist the advanced operator in the conduct of routine laboratory tests and in the design of bench scale experiments. The latter will give information on the changes to be made to improve plant performance. The AWWA has instigated a course for plant operators which can be given in any locale. Both local and national water treatment plant expertise is utilized to assist those taking the course with the latest in treatment technology.

The most recent innovations applied in the training of water treatment plant personnel has been the current concepts and techniques of the educational technologist. Among the more far-reaching of these is one termed the Behavioural (or Performance) Objective Approach. This approach, or technique, does just what its name implies: it states in clear and precise terms just what the behaviour (performance) of the trainee will (or should) be after training. It has a major advantage over conventional teaching methods in that both the instructor and the student know more precisely the desired outcome of learning. Given trainees at any reasonable level of *entry* behaviour, the necessary behaviour modification can be more readily ascertained that will achieve the desired *terminal* behaviour. Since entry and intermediate, as well as terminal, behaviour is spelled out, it is a relatively simple task for the trainee, as well as the instructor, to measure what achievement has been made. (Indications of achievement to a trainee are often important in order to motivate him further.)

The explicit nature of behavioural objectives makes them a useful planning tool. For example, the instructor can better estimate what time and effort must go into assuring that the desired terminal behaviour is achieved. A further advantage of behavioural objectives is their use by an instructor in evaluating his performance since they are an explicit yardstick with which to compare what he intended to do with what he actually accomplished.

More generally, the use of behavioural objectives can form the basis of establishing effective training systems, job descriptions, and licensing systems. That is: (1) the basic continuum of performance of operators will have been defined so as to facilitate the preparation and maintenance of job descriptions; (2) the basic content will have been identified for relevant course curriculum development and for optimally integrating instructional media selection and design; and (3) the conditions and criteria for evaluating the post-training performance (licensing examinations) of the operator will have been determined.

The training systems aspect implied in item (2) above is most significant. When using the behavioural objectives approach properly, the overriding influence on an entire training programme will be the man on the job. The point to be made here is that the concern will be with the man/machine, man/plant, man/environment, man/idea *interaction*—not with passive and/or ambient knowledge about inanimate objects or static ideas. In the present case, since we are interested in the waterworks operator, the focus would be on the knowledge and skill required by the operator to actually *operate* the plant. Thus the training will be explicitly “operational”. This operational orientation should be of major importance in performing the behavioural analysis and in documenting the objectives. This orientation can be assured by including the operational experience of well-qualified operators at various grade levels. Fig. 1 illustrates the concepts just discussed and the manner in which they interact.

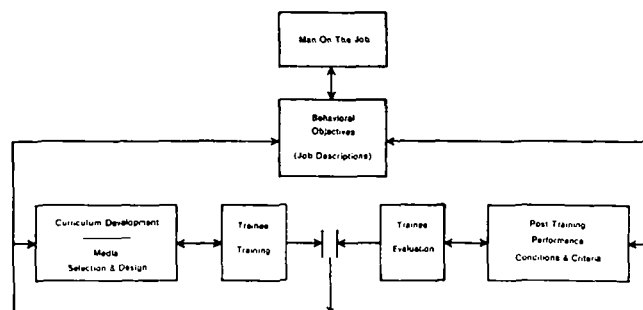


Fig. 1
A training system

* A list of references is given on p. R6.

A start has been made by the profession in using such recent advances in educational technology. Dr. K. H. Mancy and Dr. Larry Purselove at the University of Michigan have produced a series of programmed self-instructional texts on water chemistry. Dr. Ken Kerri at Sacramento State College (Kerri *et al.* 1970) has directed the production of a self-study course for advanced waste-water treatment-plant operators.

The major application of the behavioural objective approach has been carried out at Clemson University (Clemson University 1971 a, b) in the development of a two year post-high-school training programme for operators of waste-water treatment-plants. Although this effort has been applied to the waste-water treatment-plant operator, the system which is being developed can easily be adapted to the training of water-treatment plant operators. This work is being carried out with the assistance of highly qualified waste-water treatment-plant operators and the staff of three technical education centres in the United States.

Initially, thirty-seven broad behavioural objectives were developed so as to be representative of most of the knowledge and skills required of an operator. Next, in order to define the object of the behaviour, a composite model plant (CMP) was developed. This plant is composed of processes representative of those found in practice. For each process, representative units (of equipment) were chosen, the operation of which would afford the trainee the most comprehensive mastery of all other similar process units. In other words, the probability of a trainee being able to transfer the knowledge and skills learned with respect to the CMP Process Units to other process units has been maximized.

Once the general behaviours and the process units had been determined, it was possible to develop more specific behavioural objectives for each process unit and its components. With this information available, a two-year curriculum outline was devised and, at the present time, lesson plans are being developed to indicate the training sequences within courses.

The basic design approach, using behavioural objectives, is summarized in Fig. 2 (Markle and Tiemann 1966). First, the type of performance of the

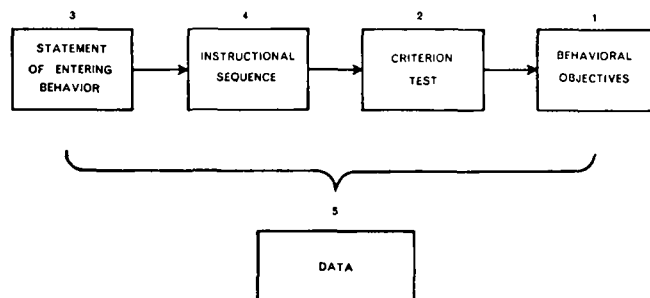


Fig. 2.
Basic components of an effective training sequence

trainee must be determined and the behavioural objectives stated. Second, criterion tests must be developed that will establish whether these behavioural objectives have been reached. Third, the background of the trainee must be determined in order to know the type and extent of the training materials needed. Fourth, the instructional materials have to be prepared. Fifth, data must be collected to determine the effectiveness of the programme in order that any revisions needed can be made.

The system, as described, is also being used in a number of courses conducted by the Ontario Water Resources Commission.

REFERENCES

1. Mahlie, W. S. (ed.). 1964, *Manual for Sewage Plant Operators*. Texas State Department of Health, Austin, Texas. 782 pp.
2. New York State Department of Health. No date. *Manual of Instruction for Water Treatment Plant Operators*. Health Education Service, Albany, N.Y. 308 pp.
3. Austin, John H. (ed.). 1968. *Correspondence Course Manual for Water Plant Operators—Class D*. South Carolina Water and Pollution Control Association, Columbia, S.C. 327 pp.
4. American Water Works Association. 1967 a. *Suggested Course Outline for Water Distribution System Operators, Grade 1*. American Water Works Association, New York, N.Y. 40 pp.
5. *Ibid.* 1967 b. *Suggested Course Outline for Water Distribution System Operators, Grade 2*. American Water Works Association New York, N.Y. 162 pp.
6. *Ibid.* 1967 c. *Suggested Course Outline for Water Distribution System Operators, Grade 3*. American Water Works Association, New York, N.Y. 202 pp.
7. *Ibid.* 1970 a. *Suggested Training Outlines for Water Treatment Operators, Grades III and IV*. American Water Works Association. New York, N.Y. 239 pp.
8. *Ibid.* 1970 b. *Suggested Training Outlines for Water Treatment Operators, Grade II*. American Water Works Association, New York, N.Y. 323 pp.
9. *Ibid.* 1970 c. *Suggested Training Outlines for Water Treatment Operators, Grade I*. American Water Works Association, New York, N.Y. 367 pp.
10. American Association of Professors in Sanitary Engineering 1971 a. *Sanitary Engineering Unit Operations and Unit Processes Laboratory Manual*. American Association of Professors in Sanitary Engineering. 102 pp.
11. Jenkins, D. *et al.* 1971 b. *Water Chemistry Laboratory Manual*. American Association of Professors in Sanitary Engineering.
12. Kerri, K. *et al.* 1970. *Operation of Wastewater Treatment Plants A Field Study Program*, Sacramento State College.
13. Clemson University, 1971 a. *Criteria for the Establishment and Maintenance of Two Year Post High School Wastewater Technology Training Programs, Volume I, Program Criteria*. Clemson University. 45 pp.
14. *Ibid.* 1971 b. *Criteria for the Establishment and Maintenance of Two Year Post High School Wastewater Technology Training Programs, Volume II, Curriculum Guidelines*. Clemson University. 637 pp.
15. Markle, S. M., and Tiemann, P. W. 1966. *Programming Is a Process*. Office of Instructional Resources, University of Illinois at Chicago. 15 pp.

Operator Training

by

J. B. ABRAHAMSE

The Netherlands

1. Introduction

The author was requested by the IWSA Standing Committee on the Education and Training of Waterworks Personnel to provide a contribution for the session on training in the Programme for the 1972 Congress in New York. He would have wished to have been able to carry out a study in depth into systems of training waterworks manual operators. As this unfortunately has not proved possible, he asks that the paper be regarded as a modest contribution to the subject and hopes that it will provide a basis for useful discussion.

The views expressed in the paper relate exclusively to the situation as it exists in Holland.

2. The Waterworks Operator

Interpretation of the concept of manual work into Dutch terms is fraught with some difficulty. Examination of other national systems reveals that the term "waterworks operator" refers both to manual workers concerned with the distribution function and those whose duties are concerned with obtaining and supplying water. Both jobs are at the base of the job structure of an undertaking; and to perform either to a reasonably competent standard primarily requires simple technical training in the basic skills used. Although this may imply that a common approach could be taken to operator training, experience in the Netherlands indicates that training of "Supply Operators" can adequately be achieved by on-the-job training which may vary, in terms of content and method, from undertaking to undertaking. In view of this it would seem advisable to restrict the paper to a study of the training requirements of mainlaying and pipe-work. The Netherlands manual operator engaged in this work is commonly known as a "fitter".

3. The Waterworks Fitter

The distribution fitter is primarily concerned with the installation, maintenance, and repair of mains, service pipes, and the apparatus to which these are connected, e.g. service cocks, water meters, hydrants, valves, etc. He will also undertake such manual excavation as may be necessary, the periodical reading of large water meters, standby duty, and shift work when required.

The job title "Water Fitter" is further complicated by the fact that it may refer to an assistant fitter, an established fitter, and even a foreman fitter. To complete the job hierarchy, the foreman fitter, who may himself be a member of a working group or gang, is responsible to a supervisor, while the labourer is subordinate to the assistant fitter. To describe this in comparative terms, the relationship of the labourer to the fitter and thence to the supervisor is roughly comparable with the military hierarchy, private-corporal-sergeant.

In terms of total numbers employed, fitters form a very large element of the labour force and this factor, coupled with the undeniable importance of their work, underlines the importance which should be attached to their systematic and progressive training.

4. The Apprenticeship Act

In 1966 the Apprenticeship Act came into effect in the Netherlands. This Act has proved to be of great importance to the training of waterworks fitters, the basis of the Act being that the apprentice, under an apprenticeship agreement, receives a combination of practical training for a stated occupation and a general, occupation-orientated further education.

The apprenticeship agreement is concluded between the employer (master) and the apprentice in the presence of the National Training Body. The agreement states, among other things, the occupation for which the apprentice is being trained, the practical training programme which he will receive, the programme duration, and the school which he will attend to receive his further education.

The master is obliged to train the apprentice in the practice of the chosen occupation in accordance with the training programme and under the supervision of a trained instructor. The master is also obliged to make the apprentice available to attend the education course within the undertaking's time. The apprentice is required to maintain a written record of the tasks he has completed and the progress he has made. The agreement is terminated by the apprentice successfully completing a final examination, by the expiry of the agreed time or by his reaching the age of 27 years.

The bodies responsible for administering and fostering the development of the apprenticeship system employ advisers who have the task of ensuring compliance of the apprenticeship agreements and providing guidance and help to apprentices when required. The national bodies also reimburse the masters on a modest scale to cover part of the costs of the training programme.

5. "Gawalo"

Responsibility for the training of waterworks fitters in the Netherlands is vested in the Gawalo Training Foundation, set up in 1948, in which employers' and employees' associations, the organized school system, and the Association of Waterworks and Gasworks all participate and provide financial contributions. It may be of interest to explain that the name "Gawalo" is an acronym derived from the job titles: gas fitter, water fitter, and "loodgiter" (plumber). The Foundation is based in The Hague.

6. Training the Waterworks Fitter

The training of waterworks fitters is based upon

the Apprenticeship Act, and comprises two main integral elements. These are:

- (a) A practical, works-orientated training programme which is carried out under the close supervision of an instructor who is designated by the master and trained for this role by Gawalo;
- (b) A general but occupation-orientated further education programme, normally undertaken on a day-release basis.

Evidence that participation in this training scheme is in accordance with the legal requirements of the national apprenticeship system is provided by the agreement entered into by the apprentice and a director of the waterworks, both in the presence of the Gawalo Training Foundation.

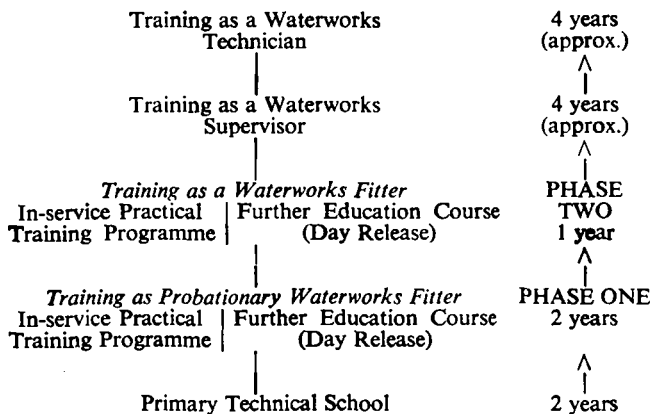
7. The Practical Training Programme

The programme is structured as follows:

- (a) Primary training for a two-year period as a probationary waterworks fitter (combined with training as a probationary gas fitter);
- (b) Advanced training for a final year.

During this three-year apprenticeship the Gawalo adviser maintains close personal contact with the apprentice and his works instructor. Tasks and projects completed are validated, and a careful check is maintained on progress made and standards reached.

The overall training programme in schematic form is outlined below, together with an indication of the way in which a fitter could progress to higher levels of employment. Training courses for supervisors and technicians are currently provided by the Netherlands Association of Water Undertakings.



8. Qualifications for Admission to the Training Scheme

Prerequisites for admission to the first phase of the scheme are that the apprentice must be employed by a water undertaking and have been awarded a primary technical school certificate. A further criterion is that the apprentice must be below 27 years of age. Although older persons may be admitted to the scheme, they would not be recognized as having qualified under the statutorily programmed system, nor be eligible for the special terms and conditions of employment enjoyed by the apprentice under agreement.

9. Phase One. The Training Programme for the Probationary Fitter: Educational Content

The programme for the occupation-orientated further education part of the training scheme consists of seven day-release sessions spread over seven weeks in the school year August to June. The syllabus includes instruction in the general subjects of literacy, numeracy, and social studies, together with applied mathematics and physics, elementary gas and water technology,

technical drawing, and the interpretation of drawings. Facilities for this educational course are available at primary technical schools in Amsterdam, Rotterdam, and Zwolle.

10. Practical Training Content

As outlined in section 6, the educational part of the overall programme is combined with a specified and planned programme of practical training which is arranged by, and takes place in, the water undertaking which employs the apprentice and with whom the apprenticeship agreement has been concluded.

11. Interim Assessment: Probationer Fitter

Phase One of the scheme is completed at the end of the two-year probationary period, at which point the fitter is required to pass examinations covering applied theory and technical drawing. Successful completion of a practical test of manual dexterity is also required.

12. Phase Two: The Training Programme for the Waterworks Fitter

During this final year of the scheme the training programme and syllabus are structured to follow the same general lines as for the Phase One programme. Once again, a statutorily specified and approved practical training programme is required to be successfully completed at the place of work. Additionally, a further series of seven day-release sessions are provided at a primary technical school covering the subjects of water technology, calculating quantities, tools and equipment, interpretation of drawings, and technical sketching. Facilities for this educational course are available at Gouda, Zwolle, and Heerlen.

13. Final Assessment: Waterworks Fitter

Phase Two of the scheme is completed at the end of this third and final year of training. An examination is set and taken each year in June to cover the theoretical studies. A further practical test of manual dexterity has again to be successfully completed not later than one year following the commencement of the Phase Two programme. The award of the Diploma in Waterworks Fitting is conditional upon successful completion of Phase Two of the scheme.

14. Training Costs

The overall cost of this training scheme is comparatively inexpensive and is designed to act as an incentive to encourage training and thus improve performance standards and career prospects. Practical training received by the apprentice at the place of work is provided free of charge. Fees for the further education element range from 70 guilders (£8.40) per year for the Phase One period to 120 guilders (£14.40) for the final Phase Two year. An additional charge could be incurred where a water undertaking is unable to provide practical training, which would then be provided by the primary technical school for a fee of 120 guilders.

All charges raised by the primary technical school have to be met by the apprentice, although many water undertakings have introduced a grant scheme which covers approximately 75% of these costs.

The Ministry of Education and Science, in supporting and encouraging the apprenticeship system, contributes the substantial subsidy of 75,000 guilders to Gawalo, to which sum this organization adds a further 15,000 guilders.

15. Observations and Impressions of the Scheme

Since early in 1967, following the introduction of the Apprenticeship Act of 1966, some 200 candidates have undertaken the Phase Two Final examination for the

Diploma in Waterworks Fitting. Approximately two-thirds of these candidates were successful, and this same figure can be applied to the Phase One examination stage. Although these figures may appear to be comparatively modest it should be explained that, to date, only about one-third of the 120 water undertakings established in the Netherlands have actively co-operated in this new apprenticeship system.

It is well recognized by the Netherlands Water Industry that considerable planning and evaluation remains to be done. This will require a man-power planning exercise to be attempted by each water undertaking to determine what the present and future needs are in terms of manning levels and numbers to be trained.

Impressions gleaned from the Industry indicate that the aims and objects of the Waterworks Fitter Scheme are still insufficiently known and understood by

employers. There is also some evidence that the 100 or so man-days required to train the fitter are regarded as unproductive time which the undertaking can ill-afford to "lose". There is also the not unfamiliar conviction that the manual work of a water undertaking is well within the capacity of relatively unskilled men who, under supervision, are able to acquire a satisfactory level of competence by learning through experience. Efforts must therefore clearly be made to demonstrate that organized and systematic training for manual work is a sound investment with a "pay-off" which can be measured. Despite these uncertainties and reservations, the course for manual waterworks fitters, which has now been in existence for six years, represents a considerable advance towards a nationally acceptable manual operator training scheme for the Netherlands Water Industry.



COMITE PERMANENT POUR L'EDUCATION ET LA FORMATION DU PERSONNEL DES DISTRIBUTIONS D'EAU

Introduction

1. Programme de Travail

Les attributions du comité insistent sur l'importance d'encourager les échanges internationaux d'information au sujet de l'éducation et la formation du personnel des distributions d'eau et sur l'établissement d'une banque de renseignements sur ce sujet à la disposition de tous les membres de l'Association. Lors d'une réunion tenue à Nice en Avril 1971, le Comité a mis en route un programme de travail qui permettra de progresser vers ce but. Ce programme, approuvé par le Comité Scientifique et Technique, comprendra les tâches suivantes:

- (a) Rassembler des renseignements sur la situation actuelle de l'organisation et du développement de l'éducation et de la formation du personnel des distributions d'eau dans les pays membres.
- (b) Rédiger un glossaire des termes couramment utilisés pour ce sujet, y compris les dénominations des emplois.
- (c) Préparer un programme pour la session du Congrès de New-York attribuée au Comité.

2. Avancement du Travail

En Septembre 1971, un petit groupe de travail a été formé avec des représentants de France, Grande-Bretagne, et du Centre International de référence de l'Organisation mondiale de la Santé. Ce groupe de travail a produit un glossaire des termes de formation qui, entre autres choses, fournira d'utiles références aux pays membres qui veulent vérifier leur position en ce qui concerne l'éducation et la formation de leur personnel. Un simple questionnaire a été aussi rédigé, pour rassembler dans les pays membres les données de base sur:

- (a) L'existence de possibilités d'éducation et de formation du personnel à tous les niveaux.
- (b) Les organisations spécifiquement créées pour promouvoir ou fournir l'éducation du personnel des distributions d'eau.
- (c) L'existence de publications consacrées à la formation du personnel des distributions d'eau.
- (d) Le nombre de personnes actuellement formées et l'importance des besoins à satisfaire.

Il est permis d'espérer qu'au moment de la réunion plénière du Comité qui se tiendra lors du Congrès de New-York en 1972, quelques questionnaires auront été renvoyés et que l'on aura pu commencer à rassembler une banque d'informations sur l'éducation et la formation dans les distributions d'eau.

3. Table Ronde sur la Formation et l'Éducation: Congrès de New-York

Le désir du Comité est de promouvoir une discussion et un échange de vues général pendant cette session spéciale. Cela pourra conduire à discuter des sujets sur l'éducation et la formation autre que ceux choisis par le Comité en vue de la présentation par les participants à la table ronde. Le Comité en sera heureux. Le domaine des activités de formation entre lesquelles choisir est large, et il augmente constamment au fur et à mesure que la direction des services d'eau attache plus d'importance à cet élément vital de la gestion. Le Comité a conclu que les sujets qui soulèvent incontestablement un intérêt commun et qui offrent une base de plus larges considérations sont:

- (a) Les techniques et méthodes de formation.
- (b) La formation des dirigeants.
- (c) La formation du personnel d'exploitation.

Les brefs rapports ci-joints ne visent pas à présenter une étude exhaustive de ces sujets. Leur but est de résumer certaines lignes d'approche adoptées en trois pays différents. Les pays qui y ont contribué sont représentés dans la table ronde et seront heureux de donner des renseignements supplémentaires sur leurs sujets respectifs. Le désir du président serait cependant que la plus grande partie de la discussion soit consacrée aux délégués du Congrès pour discuter et comparer leurs expériences dans ces domaines et dans d'autres relatifs à la formation et à l'éducation du personnel des distributions d'eau.

Sujet No. 1. Techniques et méthodes de formation. Une position aux Etats-Unis

Robert L. Reynolds,
Educational Technologist Consultant,
Atlanta, Georgia.

John H. Austin,
Professor, Environmental System Engineering,
Clemson University, Clemson, South Carolina.

Sujet No. 2. Formation des dirigeants

H. W. Barker,
Senior Training Officer,
Water Supply Industry Training Board,
Great Britain.

Sujet No. 3. Formation du personnel d'exploitation

J. B. Abrahamse,
Netherlands.

Formation des Dirigeants

par

H. W. BARKER, M.I.MechE.,

Ingénieur en chef de formation, Conseil de Formation de l'Industrie des Distributions d'eau, Grande Bretagne.

1. INTRODUCTION

La direction comme concept ou comme activité est imprécise; la controverse fait toujours rage pour savoir si c'est un art ou une science et si la formation, quelle que soit sa valeur pour améliorer les résultats, peut à elle seule former un dirigeant. Il faut au moins essayer de clarifier ces idées et d'autres notions associées si l'on veut que ce rapport provoque une discussion fructueuse.

2. QU'EST-CE QUE DIRIGER?

L'utilisation de ce verbe actif est préférée à des mots abstraits comme "la direction" ou à des personnes mal définies appelés les "dirigeants". Dans les distributions d'eau, il semble exceptionnel que les emplois qui incluent une fonction de direction soient désignés par le titre de "directeur". Il y a de nombreuses définitions des activités de direction; quelques-unes sont de nature économique, p.ex. les modifications de ressources dans un système de production entrée-sortie, les processus d'addition de valeur comme dans l'alimentation en eau; d'autres intéressent par nature le comportement, p.ex. la responsabilité, l'animation, la motivation, et la coordination dans une structure d'organisation. Les activités fonctionnelles, comme celles des ingénieurs, des comptables, et des traiteurs d'eau ne font pas partie de la direction générale définie ci-dessus, mais, comme départements fonctionnels, ils exigent une direction dans leurs domaines respectifs.

3. LE CONTENU DE LA FORMATION DES DIRIGEANTS

La formation des dirigeants revêt trois aspects essentiels:—

- (a) *Connaissance*: l'acquisition, par divers modes d'enseignement, d'informations sur l'emploi, sur les fonctions des spécialistes, et sur les processus techniques.
- (b) *Habilité*: l'aptitude à accomplir des tâches de direction par formation et pratique en utilisant des méthodes et techniques sélectives.
- (c) *Attitudes*: comportement adapté au travail au personnel, aux services à rendre, aux buts et aux objectifs.

De ces ingrédients essentiels, c'est la mise au point d'un mélange approprié d'habileté et d'attitudes qui présente les plus grandes difficultés pour le responsable qui décide d'appliquer un programme de formation de son équipe de direction.

4. EVOLUTION DE LA DIRECTION

C'est trop se limiter que de penser en termes de formation de dirigeants. Il est nécessaire de prévoir l'évolution de la direction. La formation des dirigeants est fréquemment utilisée comme une solution immédiate ou à court terme des déficiences d'un individu comme

dirigeant. Trop fréquemment, elle lui est administrée comme une "piqûre dans le bras" (peut-être même comme un prix de consolation). Pour que l'investissement dans la formation ait son meilleur rendement, il est nécessaire d'avoir des plans à long terme, en vue de développer progressivement la capacité de la direction. Cela doit comprendre des mouvements planifiés à l'intérieur de l'entreprise et à l'intérieur de l'industrie, la promotion, la nomination d'adjoints, la formation systématique sur le tas, et l'éducation interdisciplinaire à la direction dont l'ensemble doit s'étendre sur toute la carrière du dirigeant.

5. FORMATION DES DIRIGEANTS DANS L'INDUSTRIE DE L'EAU

L'industrie de l'eau est largement un commerce, et une distribution d'eau doit être gérée comme une entreprise commerciale. Cela ne diminue en rien les besoins de base que l'eau doit couvrir, qui sont de maintenir la vie des gens et de les garder en bonne santé. On peut donc admettre que la distribution d'eau est une industrie de santé et de service, mais cependant une industrie qui fournit un produit contre un prix suivant les besoins des consommateurs. Les contraintes de la direction d'une telle entreprise sont quelque peu différentes, sinon plus difficiles, que celles imposées aux dirigeants des industries et commerces concurrentiels. L'objectif essentiel d'une distribution d'eau doit être l'intérêt du consommateur et tout, y compris la formation de ses dirigeants doit être mesuré, de ce point de vue.

6. LA GESTION DES RESSOURCES HUMAINES

Historiquement et traditionnellement, le souci principal des personnes engagées totalement ou en partie dans la formation du personnel de distribution d'eau semble avoir été dirigé vers l'exploitation et le contrôle efficaces des ressources physiques de l'entreprise. Ceci peut provenir de ce que 75% environ du capital de l'industrie est investi dans son réseau souterrain. L'ingénierie est une science facile qui répond à des lois connues, le problème réel pour le directeur vient des gens qui collectivement forment l'entreprise. C'est l'utilisation habile de cette ressource qui doit recevoir la priorité pour améliorer le rendement de la direction.

Les différences qui existent entre la formation de la direction et la formation en technologie sont importants et il faut se les rappeler. On peut dire que les traits distinctifs sont:—

- (a) La formation de la direction, qui est relative à l'emploi efficace des ressources humaines, est le point cardinal dont dépend le succès de toute formation;
- (b) La formation de la direction s'étend à travers l'entreprise toute entière depuis ceux qui décident de la politique jusqu'au contre-maître; elle a donc la responsabilité des

structures d'organisation et joue une part significative dans le développement organisationnel;

- (c) L'efficacité de la formation de la direction est moins facilement mesurable et les normes pour juger de son rendement sont fréquemment subjectives plutôt qu'objectives;
- (d) Les techniques de formation ne peuvent encore simuler avec précision les situations humaines; la formation de la direction formelle tend à présenter des situations statiques sans savoir jusqu'à quel point l'étude de cas ou le jeu des affaires est réaliste;
- (e) Les dirigeants apprennent mieux en gérant la situation dynamique de l'endroit où ils travaillent.

7. ETABLISSEMENT DES PRINCIPES

Le désir d'améliorer le rendement de la direction par un programme de formation adapté a peu de chances d'être un succès sans l'appui actif et continu de la direction générale. Il s'ensuit que:—

- (a) La formation de la direction doit être placée en tête des priorités de formation de l'entreprise;
- (b) Le conseil d'administration doit adopter une politique délibérée d'amélioration et de développement de la direction à travers l'entreprise toute entière. L'ingénieur en chef doit prendre la responsabilité personnelle de promouvoir cette politique.
- (c) Le conseil d'administration et l'ingénieur en chef doivent s'assurer que la structure de l'organisation assure un climat qui encourage le développement des dirigeants et leur donne toutes les occasions de développer leur talent en dirigeant dans le cadre de diverses situations. L'expérience de la direction dans une distribution d'eau est particulièrement favorable en ce domaine;
- (d) L'ingénieur en chef doit vérifier la capacité de son équipe de direction et établir un programme de formation qui mette l'accent sur l'auto-formation individuelle, c'est-à-dire la formation basée d'abord sur ce que l'individu fait pour lui-même et non sur ce que l'on fait pour lui.

8. FAIBLESSES DES SYSTEMES EXISTANTS

Le taux d'échec des programmes de développement de la direction est probablement plus élevé que pour aucune autre catégorie de formation. Bien que l'on puisse appliquer les principes avec vigueur, les méthodes appliquées manquent souvent d'imagination et ne sont pas pratiques. Ces faiblesses peuvent provenir d'un ou plusieurs des facteurs suivants:—

- (a) Des plans qui sont trop systématiques ou logiques pour des dirigeants qui ne sont pas toujours absolument pourvus de ces qualités. Le programme de formation tend à partir du principe que la formation de la direction est une chose bonne et nécessaire et montre alors simplement une façon logique et systématique de l'appliquer;
- (b) Trop rarement, les plans de formation commencent par une définition du problème de direction tel qu'il existe dans la vie réelle;
- (c) Les plans peuvent être mis en route trop mécaniquement ou seulement partiellement, et sont poursuivis sans compréhension et sans engagement réel;
- (d) Les programmes individuels ne sont pas

intégrés pour former des plans de formation d'équipe, ou ils manquent d'objectif, ou ils sont dominés par le papier plutôt que par la pratique;

- (e) Le plan n'est considéré que comme un procédé pour arriver à un ensemble de besoins en cours de formation;
- (f) Corrélation inadéquate entre les objectifs d'une entreprise et les plans de développement de la direction;
- (g) Manque de foi réelle dans la planification de l'échelle des dirigeants en raison d'une prétendue "incertitude des influences externes inconnues au moment du plan";
- (h) Confiance en un système d'appréciation du rendement de la direction que les dirigeants n'ont pas été entraînés à appliquer.

9. APPROCHE PRATIQUE

La question semble donc être "dans quelle mesure l'ingénieur en chef doit-il être systématique lorsqu'il adopte une approche pratique pour mettre au point un programme de formation de la direction?" Le processus à suivre peut être:—

- (a) Structures actuelles: examen de la structure de l'entreprise telle qu'elle est actuellement montrant situations, niveaux, fonctions, et champ d'autorité;
- (b) Inventaire de la direction; revoir ou établir un inventaire des informations dont dispose en fait la direction: expériences, qualifications, formation et données personnelles;
- (c) Objectifs: clarifier et redéfinir les objectifs de l'entreprise pour une période donnée;
- (d) Structure future: accord sur une structure telle qu'elle devra être à une date future montrant par définition d'emploi et par titre les situations qui existeront alors;
- (e) Concordance (boucher les trous): conciliation de l'inventaire actuel de la direction avec les besoins projetés de l'entreprise pour couvrir les objectifs prioritaires. Ce travail déterminera ou et quand des besoins critiques en personnel ou en qualification risquent de se produire. Les facteurs à considérer sont:—
 - Que faut-il faire, par qui, avec quelles ressources?
 - Quelles fonctions se développeront, se contracteront, changeront et dans quelle mesure?
- (f) Le plan d'action: lorsqu'on établit les plans pour combler les vides possibles en main-d'oeuvre et qualification de direction, il sera nécessaire de considérer:—
 - La réorganisation,
 - Le recrutement,
 - Les spécifications,
 - Les besoins en emplois,
 - Détermination du marché du travail,
 - Les critères de sélection du personnel,
 - Les plans de carrière, promotions, et transferts,
 - Les parrainages,
 - Projets, nominations, adjoints,
 - Formation et éducation à l'extérieur d'après les besoins individuels et les emplois nécessaires.
- (g) Révision et contrôle: l'expérience dans l'exploitation du plan et une vérification régulière des résultats permettront d'établir des normes de rendement et de déterminer le secteur où des améliorations sont encore possibles.

Le test du plan sera son succès pour la création et le maintien d'une situation dynamique dans laquelle les dirigeants sentiront l'adhésion du personnel au rendement et aux buts de l'entreprise.

10. INSUFFISANCES RECONNUES DANS LA FORMATION

Lorsque l'on prépare une approche plus systématique à l'amélioration du rendement des dirigeants actuels et au développement continu des dirigeants futurs, il est intéressant d'examiner les réflexions des responsables expérimentés des distributions d'eau. Les responsables expérimentés qui sont habituellement, mais non nécessairement, d'âge moyen, avec des responsabilités moyennes, peuvent se dire: "nous sommes des hommes ayant au moins 5 années de fonction de direction et nous avons atteint notre situation actuelle en grande partie grâce à l'expérience que nous avons acquise dans une succession d'emplois inférieurs. Notre succès provient largement d'un mélange d'expérience, d'intuition, et de connaissances qui s'est forgé au contact des situations telles qu'elles surgissent. Nos techniques et notre science de la direction se sont généralement développées par nécessité plutôt que par planification".

Un échantillon de quelques-unes des lacunes que les dirigeants expérimentés peuvent identifier pourrait être:—

- (a) L'impuissance à reconnaître que le facteur le plus important pour former des dirigeants de bonne potentialité est un travail initial difficile. Le premier travail est le plus important de tous. Combien de dirigeants de valeur ont été perdus parce qu'on leur demandait pas assez au début? Il n'est pas rare de rencontrer des jeunes gens très intelligents qui n'ont pas d'idée sur les premiers pas qu'ils ont à faire sur le chemin de la direction suprême. Ils ont assimilé les critères auxquels ils doivent répondre pour entrer dans l'organisme professionnel approprié. Ils ne voient pas plus loin pour la plupart. Ce dont ils ont besoin est d'un bon conseiller ou parrain qui soit un dirigeant expérimenté lui-même formé à ce rôle. En outre, il est nécessaire d'exploiter les nombreuses occasions offertes quotidiennement par les distributions d'eau pour mettre le jeune homme à un poste d'autorité dans lequel il sera responsable des résultats obtenus.
- (b) Soumission à une discipline unique au début d'une carrière qui tend à une vue trop étroite de l'ensemble du travail dans une distribution d'eau. La spécialisation dans les calculs d'ingénieurs, l'administration, ou la chimie est bonne pour créer un sentiment de confiance en soi, mais elle va trop loin. Elle impose un délai à l'étude des relations humaines et industrielles qui comprend le comportement individuel, en groupe, et institutionnel, c'est-à-dire: conditions de travail, motivations, styles de commandement, syndicats, et éthique dans l'industrie. Il est nécessaire d'apprendre à être ambivalent et de

se rappeler constamment de prendre une vue inter-disciplinaire des problèmes d'exploitation.

- (c) Le moment critique se produit quand les exigences du côté direction du travail commencent à supplanter le travail technique pour lequel les jeunes professionnels s'estiment idéalement faits et auquel jusqu' alors ils ont consacré le plus clair de leur activité. A cette croisée des chemins il faut être capable de juger de la valeur relative des carrières de commandement ou d'exécution et de la possibilité de les combiner. Il est nécessaire d'acquérir une science de la direction qui comprend:—
Communication: aptitude à créer l'atmosphère dans laquelle il y a un désir de communiquer aussi bien qu'aptitude à donner et recevoir des messages compréhensibles;
Delegation: aptitude à transmettre à des subordonnés l'autorité et la responsabilité dans des matières importantes; l'aîné ne doit faire que les travaux que le jeune ne peut pas faire.
- (d) Un sentiment de vulnérabilité et d'incertitude lorsque l'on doit pour la première fois rendre compte directement au conseil d'administration. La préparation insuffisante à ces relations clés peut être matériellement améliorée par l'observation progressive et guidée du travail du conseil d'administration, de sa procédure, et des stratagèmes qui peuvent influencer le conseil d'administration vers les buts d'intérêt mutuel (ou, comment apprendre au conseil d'administration à faire une meilleure politique—ou seulement de la politique?)

11. VERIFICATION DE L'EFFICACITE

Lorsque l'on essaie de vérifier l'efficacité de formation de direction, il faut se poser quatre questions:—

- (a) Les besoins en formation ont-ils été correctement identifiés?;
- (b) Le programme de formation a-t-il couvert ses besoins?
- (c) Les résultats ont-ils valu les dépenses?
- (d) Aurait-on pu obtenir plus économiquement les mêmes résultats?

Ce sont des questions auxquelles il est difficile de répondre et qui relèvent inévitablement du jugement. S'il est réussi, l'effort en vaudra la peine car il représente un investissement solide en main-d'oeuvre, distinct des biens physiques de la distribution d'eau. Fournir une eau convenable à partir des ressources finies à un prix peu élevé en couvrant des besoins croissants demande aux dirigeants une grande habileté. La valeur d'une distribution d'eau sera de plus en plus déterminée non par celle de ses investissements physiques mais par la qualité de sa direction et par l'efficacité de la formation continue qu'elle doit rechercher. Il serait précieux que les pays membres de l'Association Internationale des Distributions d'Eau continuent dans l'avenir à mettre en commun leur expérience et leurs ressources de formation.

Techniques et méthodes de formation: une position aux Etats-Unis

par

ROBERT L. REYNOLDS

Technologiste Conseil en Education, Atlanta, Georgia, U.S.A.

et

JOHN H. AUSTIN

Professeur d'Ingénierie de l'Environnement, Clemson University, Clemson, South Carolina, U.S.A.

La quantité et la qualité du personnel nécessaire pour gérer les réseaux de distribution d'eau se sont multipliées au cours des dernières années. La construction de nouveaux ouvrages signifie souvent l'introduction d'équipements de contrôle et de traitement plus élaborés. Les techniciens nécessaires pour faire fonctionner ces ouvrages ont besoin d'une formation poussée; mais, très souvent, les gestionnaires ne prévoient pas dans leurs budgets de fonds pour donner au personnel la formation nécessaire. Il faut donc mettre au point des techniques nouvelles pour maximiser la formation effective que l'on peut donner avec les fonds prévus.

Un certain nombre d'organismes ont mis au point avec le temps des manuels de formation. Certains de ces manuels ont été récemment mis à jour comme celui du Texas (Mahlie 1964)*, de New York (Service de Santé de l'Etat de New York, sans date), et le manuel de l'eau de Clemson (Austin 1968). En vue de donner une base uniforme aux nombreux cours enseignés dans le pays, l'American Water Works Association (AWWA) a produit des guides de conférences pour trois niveaux de personnel du réseau de distribution (AWWA 1967 a, b, c) et des stations de traitement (AWWA 1970 a, b, c). L'Association américaine des professeurs de génie sanitaire a produit deux guides de laboratoire (AAPSE 1971 a, b) pour aider le personnel de maîtrise à réaliser les analyses de routine et les recherches en laboratoire. Ces recherches donneront des informations sur les modifications à apporter à l'usine pour améliorer son rendement. L'AWWA a publié un cours pour les ouvriers d'usine qui peut être donné en n'importe quel endroit. Les experts en matière de traitement de l'eau à l'échelon local et national sont mis à contribution pour enseigner aux élèves les derniers progrès des techniques de traitement.

Les innovations les plus récentes en matière de formation de personnel des stations de traitement de l'eau sont les concepts techniques actuels des technologistes en éducation. Parmi les plus prometteurs de ces concepts est celui que l'on appelle l'approche par objectifs de comportement (ou de rendement). Cette approche technique est exactement ce que son nom indique: elle exprime en termes clairs et précis ce que le comportement (ou le rendement) de l'élève sera (devra être) après la formation. Elle a l'avantage majeur sur les méthodes de formation plus classiques que l'instructeur et l'élève connaissent avec plus de précision le résultat recherché de l'éducation.

Etant donné un élève à un niveau raisonnable quelconque de comportement *au départ*, les modifications de comportement nécessaires peuvent être plus aisément déterminées pour atteindre le comportement désiré *à l'arrivée*. Etant donné que les comportements au départ, à l'arrivée, et intermédiaires sont exprimés en clair, c'est un travail relativement simple pour l'élève aussi bien que

pour l'instructeur de mesurer les progrès réalisés. (L'indication à un élève des progrès qu'il a réalisés est souvent importante pour le pousser à continuer).

La nature explicite des objectifs de comportement en fait un utile outil de comportement. Par exemple, l'instructeur peut mieux estimer le temps et les efforts à réaliser pour obtenir de comportement terminal désiré. Un autre avantage des objectifs de comportement est leur emploi par l'instructeur pour juger de son propre rendement, car c'est un mètre avec lequel il peut comparer ce qu'il se proposait de faire avec ce qu'il a effectivement obtenu.

Plus généralement, l'emploi des objectifs de comportement peut former la base d'établissement de procédés de formation efficaces, de description des emplois, et des niveaux de qualification. C'est-à-dire que (1) le rendement de base du personnel devra être défini de façon à faciliter la préparation et la tenue à jour de descriptions d'emplois; (2) le contenu de base devra être identique pour permettre la mise au point des programmes de cours et pour intégrer d'une façon optimale la sélection et la conception des moyens éducatifs; (3) il faudra déterminer les conditions et les critères d'estimation du rendement après formation (examen de qualification) du personnel. L'aspect procédé de formation implique que le point important est le point 2. Lorsque l'on utilise convenablement l'approche par objectifs de comportement, l'influence déterminante sur la totalité du programme de formation sera celle de l'homme au travail. Le point à éclaircir pour cela sera l'interaction homme/machine, homme/usine, homme/environnement, homme/idée, et non pas la connaissance passive ou ambiante des objets inanimés ou des idées statiques. Dans le cas présent, comme nous nous intéressons au personnel des distributions d'eau, l'accent sera mis sur les connaissances exigées du personnel pour faire réellement *fonctionner* l'usine. C'est-à-dire, d'une autre façon, que la formation sera explicitement opérationnelle. Cette orientation opérationnelle est d'importance majeure pour l'analyse du comportement et la documentation des objectifs. Cette orientation peut être assurée en incluant l'expérience d'ouvriers qualifiés aux divers niveaux. La Fig. 1 illustre ces concepts et la manière dont ils réagissent les uns sur les autres.

La profession a commencé à utiliser ces récents progrès des techniques d'éducation. Le Dr. K. L. Mancy et le Dr. Larry Purseglove à l'Université de Michigan ont produit une série de textes programmés sur la chimie de l'eau, destinés aux études à domicile. Le Dr. Ken Kerri au Sacramento State College (Kerri *et al* 1970)* a dirigé la production d'une série de cours à domicile pour les exploitants de stations de traitement avancées d'eaux usées.

La plus importante application de l'approche par objectif a été faite à l'Université de Clemson (Clemson

* Pour la bibliographie, voir texte anglais.

Université 1971 a, b) pour la mise au point d'un programme de deux ans après les études secondaires pour les exploitants de stations de traitement d'eaux usées, mais le système mis au point peut facilement être adapté à la formation des exploitants de stations de traitement d'eaux potables. Ce travail est réalisé avec l'aide de personnel très qualifié de stations de traitement des eaux et avec l'aide de trois centres d'éducation technique des Etats-Unis.

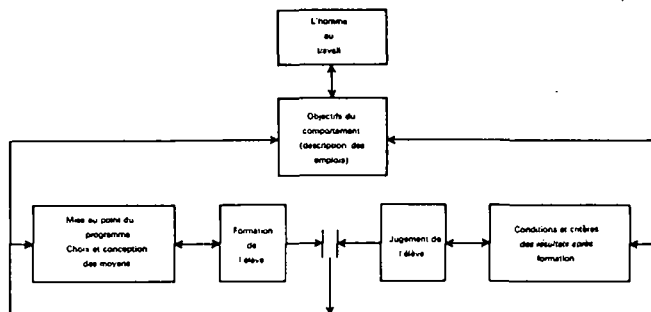


Fig. 1. Un système de formation

Au départ, on a défini 37 objectifs larges de comportement représentant la majorité des connaissances exigées d'un exploitant. Ensuite, pour définir les objectifs de comportements, on a mis au point une station modèle composite (CMP). Cette station comporte les opérations représentatives trouvées en pratique. Pour chaque opération, on a choisi des unités (d'équipement) représentatives dont l'exploitation donnera à l'élève la maîtrise la plus complète de toutes les unités de traitement similaires. En d'autres mots, on a maximisé la probabilité qu'un élève soit capable de transférer les connaissances acquises sur les unités d'exploitation du CMP à d'autres unités d'exploitation. Une fois que les

comportements généraux et les unités de traitement ont été déterminés, il a été possible de mettre au point des objectifs de comportement plus spécifiques pour chaque unité de traitement et ses composants. Grâce aux informations recueillies, on a mis au point un programme de formation en deux ans et actuellement les plans de leçons sont en cours de rédaction pour indiquer les séquences de formation à l'intérieur du cours.

L'approche basée sur les objectifs et comportements est résumée dans la Fig. 2 (Markle and Tiemann 1966): (1) On doit déterminer le type de rendement de l'élève et les objectifs et comportements; (2) On doit mettre au point des tests qui établiront si ces objectifs de comportements ont été atteints; (3) Il faut déterminer les antécédants de l'élève pour savoir le type et le volume matériel de formation nécessaire; (4) On prépare le matériel didactique; (5) Il faut recueillir les données qui déterminent le succès du programme afin de pouvoir faire les révisions nécessaires.

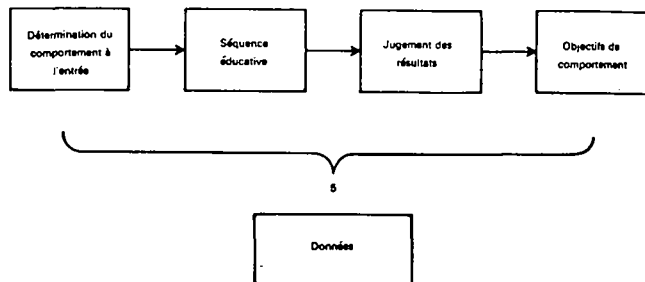


Fig. 2. Composants de base d'une séquence de formation efficace

Le système ainsi décrit a été utilisé dans un certain nombre de cours organisés par la Commission de Ressources en Eau de l'Ontario.

Formation du personnel d'exploitation de distributions d'eau

par

J. B. ABRAHAMSE

Pays-Bas

Introduction

1. L'auteur a été honoré que le Comité permanent de l'AIDE pour l'éducation et la formation du personnel lui demande une contribution à la session sur la formation du Congrès de New-York 1972. Il aurait aimé pouvoir faire une étude en profondeur sur la formation du personnel manuel des distributions d'eau. Comme cela n'a malheureusement pas été possible, il doit demander que ce rapport soit considéré comme une modeste contribution au sujet "formation du personnel d'exploitation" mais il espère qu'il sera la base d'une utile discussion en session plénière.

Toutes les idées exprimées dans ce rapport visent exclusivement la situation en Hollande.

L'exploitant de Distribution d'Eau

2. L'interprétation du concept du travail manuel en termes hollandais présente des difficultés. L'examen d'autres organisations nationales montre que le mot anglais "operator" vise à la fois les travailleurs manuels employés aux fonctions de distribution et ceux qui sont chargés de fournir l'eau. Ces deux tâches sont à la base de la structure des emplois d'un service d'eau et pour s'en acquitter à un niveau raisonnablement compétent, il faut une simple formation technique dans les connaissances de bases utilisées. Bien que cela puisse impliquer une approche pour la formation du personnel d'exploitation, l'expérience aux Pays-Bas indique que les ouvriers d'usine peuvent être convenablement formés sur le tas par des méthodes qui peuvent varier de service à service. Il serait donc recommandable de restreindre ce rapport à une étude des besoins de formation pour la pose des conduites et de leurs accessoires. L'ouvrier occupé à cette tâche est appelé aux Pays-Bas "fitter" (en France "plombier").

Le Plombier des Distributions d'Eau

3. Le plombier de distribution d'eau est essentiellement chargé de l'installation, de l'entretien, et de la réparation des conduites, branchements et appareils qui leur sont reliés tels que robinets d'arrêt, compteurs d'eau, bouches d'incendie, vannes, etc. Il doit également creuser les tranchées nécessaires, lire périodiquement les gros compteurs, et assurer les permanences et le travail en équipe.

4. De plus le titre "plombier" est compliqué par le fait qu'il peut s'appliquer à un aide-plombier, un plombier qualifié, ou même à un chef d'équipe plombier. Pour compléter cette hiérarchie, le chef d'équipe plombier qui peut être lui-même membre d'une équipe de travailleurs, est responsable devant un contremaître, alors que le manoeuvre est subordonné à l'aide-plombier. Par comparaison, la relation du manoeuvre au plombier et au contremaître est comparable en gros à la hiérarchie militaire: 2e classe, caporal, sergent.

5. En terme de nombre d'employés, les plombiers forment une grande partie des ouvriers et ce fait, couplé avec l'indéniable importance de leur travail, souligne l'importance qu'il y a lieu d'attacher à leur formation systématique et progressive.

La Loi sur l'Apprentissage

6. En 1966 entre en vigueur aux Pays-Bas la loi sur l'apprentissage. Cette loi s'est montrée de grande importance pour la formation des plombiers de distribution d'eau, la base de la loi étant que l'apprenti sous contrat reçoit une combinaison de formation pratique et d'éducation générale orientée vers l'emploi.

7. Le contrat d'apprentissage est conclu entre l'employeur (maître) et l'apprenti en présence du Corps national de formation. Le contrat détermine, notamment, l'emploi auquel l'apprenti sera formé, le programme pratique de formation qu'il recevra et l'école qu'il doit suivre pour son complément d'éducation.

8. Le maître obligé de former l'apprenti à la pratique de l'emploi choisi en conformité du programme de formation et sous la surveillance d'un instructeur spécialisé. Le maître est aussi obligé de laisser à l'apprenti le temps nécessaire pour suivre ses cours d'éducation. L'apprenti doit tenir un compte écrit des travaux qu'il a accompli et des progrès qu'il a faits. Le contrat s'achève quand l'apprenti passe avec succès un examen final, ou à l'expiration du temps convenu, ou lorsqu'il atteint l'âge de 27 ans.

9. Les administrations responsables du développement de l'apprentissage emploient des conseillers qui ont la tâche de veiller à l'observation des contrats d'apprentissage et guider et aider les apprentis si nécessaire. Ces administrations remboursent aux maîtres une partie des coûts du programme de formation.

Le Gawalo

10. La formation des plombiers de distribution d'eaux Pays-Bas incombe à la fondation Gawalo, créée en 1948, dans laquelle les associations d'employeurs et d'employés, les écoles, et l'Association des distributions d'eau et de gaz participent financièrement. La fondation a son siège à La Haye.

Formations des Plombiers de Distribution d'Eau

11. La formation des plombiers de distribution d'eau est basée sur la loi sur l'apprentissage et comprend deux éléments essentiels:

- (a) Un programme pratique, réalisé sous l'étroite surveillance d'un instructeur désigné par le maître et formé à pour rôle par le Gawalo.
- (b) Un programme général, mais orienté vers l'emploi, normalement accompli au cours de sessions d'une journée.

Le Programme de Formation Pratique

12. La preuve que la participation à ce plan de formation est conforme aux prescriptions légales du système d'apprentissage, est donnée par l'accord signé par l'apprenti et le directeur du service des eaux en présence de la Fondation Générale.

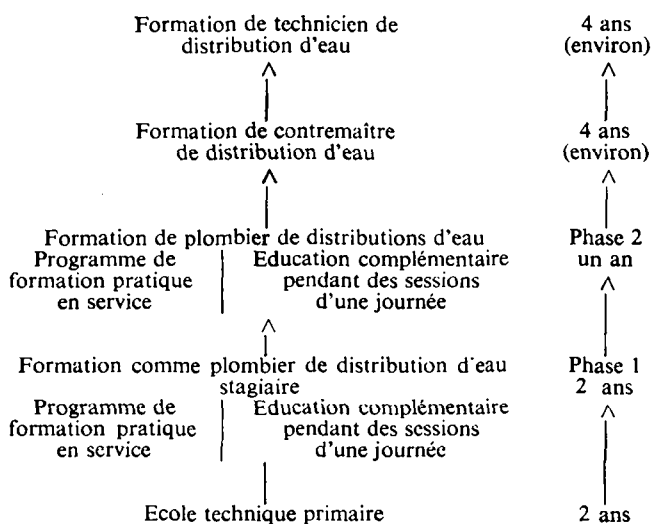
13. Le programme est structuré comme il suit:

(a) Formation primaire pendant deux ans comme plombier de distribution d'eau stagiaire (combiné avec une formation comme plombier de gaz stagiaire).

(b) Formation poussée pendant une dernière année.

14. Pendant les 3 années d'apprentissage, le conseiller du Gawalo garde un contact personnel étroit avec l'apprenti et son instructeur. Les travaux réalisés sont validés et l'on vérifie soigneusement les progrès réalisés et les normes atteintes.

15. Le programme de formation générale est schématisé ci-dessous, avec une indication de la façon dont un plombier peut atteindre ces niveaux d'emploi plus élevés. L'association hollandaise des services d'eau fournit des cours pour les contremaîtres et les techniciens.



Qualifications pour être admis dans un programme de formation

16. L'exigence pour être admis dans la première phase de formation est que l'apprenti doit être employé par un service d'eau et avoir reçu un certificat d'études techniques primaires. En outre il doit avoir moins de 27 ans. On peut admettre des personnes plus âgées, mais elles ne seront pas reconnues comme ayant satisfait au programme légal et n'auront pas droit aux conditions spéciales d'emploi dont bénéficie l'apprenti sous contrat.

Phase 1: Programme de formation comme plombier stagiaire

17. *Education.*—Le programme d'éducation complémentaire orientée comprend sept sessions d'une journée réparties sur sept semaines des mois de juillet et août. Il comprend des cours généraux de littérature, de calcul et de formation sociale, de mathématique et de physique appliquées, de technologie élémentaire du gaz et de l'eau, de dessin technique, et d'interprétation de dessins. Ces cours ont lieu aux écoles techniques primaires d'Amsterdam, Rotterdam, et Zwolle.

18. *Formation pratique.*—Comme il est dit au § 11, la formation générale est combinée avec un programme spécifique et planifié de formation pratique qui est organisé et réalisé par le service d'eau avec lequel l'apprenti est sous contrat.

19. *Examen de plombier stagiaire.*—La phase 1 de

la formation se termine au bout de deux ans par un examen portant sur la théorie appliquée et le dessin technique. Un test pratique de dextérité manuelle est aussi exigé.

Phase 2: Programme de formation comme plombier de distribution d'eau

20. Pendant cette année finale, le programme de formation et les matières enseignées suivent les mêmes lignes que pendant la phase 1. Là encore, un programme de formation pratique prévu par la loi et approuvé doit être suivi avec succès. En outre une nouvelle série de sept sessions d'une journée sont prévues à une école primaire et couvrent la technologie de l'eau, le calcul des quantités, outillages et équipements, l'interprétation de dessins, et le dessin technique. Ces cours ont lieu à Gouda, Zwolle, et Heerlen.

21. *Examen final de plombier de distribution d'eau.*—La phase 2 se termine à la fin de la troisième année. Un examen a lieu chaque année en juin pour les études théoriques. En outre un nouveau test pratique de dextérité manuelle doit être subi un an au plus tard après le recommencement de la Phase 2. La remise du diplôme de plombier de distribution d'eau est conditionnée par le succès à ces examens.

Coût de la formation

22. Le coût d'ensemble de cette formation est relativement faible; il est destiné à inciter l'apprenti et à améliorer ainsi son rendement et ses espoirs de carrière. La formation pratique reçue par l'apprenti sur le lieu de travail est gratuite. Le droit pour l'éducation théorique va de 70 florins par an pour la phase 1 à 120 florins pour la phase 2. Il peut être demandé un droit supplémentaire de 120 florins si le service d'eau ne peut pas assurer la formation pratique qui est alors fournie par l'école technique primaire.

23. Tous les droits demandés par les écoles techniques primaires doivent être couverts par les apprentis, mais de nombreux services d'eau accordent des subventions qui couvrent environ 75% de cette dépense.

Le Ministère de l'Education et de la Science, pour encourager ce système d'apprentissage, accorde une subvention importante, 75 000 florins, au Gawalo, et cet organisme y ajoute 15 000 florins.

Observations et impressions sur le plan

24. Depuis 1967, après le vote de la loi sur l'apprentissage de 1966, environ 200 candidats ont subi l'examen de la phase 2 pour le diplôme de plombier de distribution d'eau. Les deux tiers de ces candidats ont été reçus, et il en est de même pour la phase 1. Ce chiffre peut paraître faible, mais à ce jour un tiers seulement des 120 services d'eau hollandais a coopéré activement au plan d'apprentissage.

25. L'industrie des distributions d'eau en Hollande se rend compte qu'il reste encore à accomplir un travail important d'étude et de planification. Chaque service d'eau devra tenter de déterminer quels sont les besoins présents et futurs en terme de nombre d'emplois et de personnel à former.

26. L'impression recueillie auprès de l'industrie est que le but et l'objet de ce plan de formation de plombiers sont encore mal connus et mal compris par les employeurs. Il semble aussi que les quelques 100 journées de travail nécessaires pour former un plombier sont considérées comme du temps improductif que l'entreprise peut difficilement se permettre de "perdre". Il règne toujours la conviction que le travail manuel dans un service d'eau est largement au niveau d'ouvriers relativement peu qualifiés, qui acquièrent par expérience une certaine compétence. Il faut donc s'efforcer de démontrer qu'une formation organisée et systématique

du travail manuel est un investissement valable dont le profit est mesurable. Malgré ces incertitudes et ces réserves, le cours pour les travailleurs manuels, qui fonctionne depuis dix ans, représente un notable progrès

vers un plan national acceptable de formation du personnel d'exploitation de l'industrie hollandaise des services d'eau.

L'Informatique et l'eau

par

L. FELINE

Président, Société des Eaux de Marseille, Marseille, France.

INTRODUCTION

L'étude qui a été menée pour tenter de répertorier toutes les applications de l'informatique dans le domaine de l'eau m'a permis, d'une part, de constater que ces applications, bien que se rapportant à des techniques extrêmement variées (de l'étude des ressources orientée vers la météorologie et la géologie, jusqu'à la gestation d'entreprise, en passant par l'élaboration de grands projets et le contrôle de leur réalisation.) présentaient au fond des "axes" communs; on rencontre, en effet, à tous les niveaux les mêmes notions: "intégration", "aide à la décision", "modélisation", "simulation", "recherche d'optimum", toutes notions qui, sans être nées de l'informatique, ne lui en doivent pas moins leur véritable dimension.

Il s'avère effectivement que semble révolue l'époque de la simple délégation des tâches à la machine, celle-ci devant en quelque sorte "calquer" sa démarche sur celle de l'homme, prenant en charge les éléments qu'il aurait eus et restituant des résultats très proches de ceux qu'il aurait lui-même fournis.

C'est dire que nous sommes arrivés à l'époque où les ordinateurs remplissent des "fonctions impossibles à assumer sans eux"; de simples outils, ils sont devenus de véritables prolongements du cerveau humain.

A ce niveau, l'informatique intervient moins comme un instrument que comme un facteur de mutation du raisonnement et de la démarche intellectuelle: le mode de pensée, de réflexion, la manière de poser les problèmes, la procédure de décision ne peuvent rester les mêmes; on ne peut penser avec les ordinateurs comme on pensait sans eux!

Sans ordinateur, le raisonnement consiste à essayer d'aboutir à des conclusions exactes à partir d'informations limitées (certaines restent impossibles à atteindre dans l'espace, d'autres étant fautes de temps).

Avec l'ordinateur, raisonner, c'est, ou ce devrait être, en possession instantanée de toute l'information existante, déduire la meilleure de toutes les solutions possibles; d'un procédé à l'autre, l'intuition cède la place à une logique de type mathématique.

C'est assez dire la rigueur, le souci dans la précision et le détail que requière une telle démarche: *l'ordinateur ne fait en fait que renvoyer à l'homme le résultat d'un travail effectué selon des règles imposées par l'homme sur des hypothèses ou des informations proposées par l'homme*; il lui faut des informations claires, des ordres sans ambiguïté.

Après ces considérations générales et quelque peu "philosophiques" sur les apports de l'informatique, ainsi que sur les contraintes qu'elle implique, je vais aborder les applications de l'informatique qui nous intéressent plus directement.

La dimension du sujet à traiter nous a contraints à

un choix difficile mais nécessaire qui nous a conduits à sélectionner les thèmes suivants:—

A: Gestion administrative.

B: Calcul, optimisation, et automatisation des systèmes de distribution.

C: Relations de ces sociétés avec l'extérieur; diffusion de l'information; banques de données.

A. GESTION ADMINISTRATIVE

I. INTRODUCTION.

1. Objet.

(a) Prise en charge administrative des abonnés; (b) Relève des compteurs (avec contrôle des consommations, émission d'ordres de réparations, etc); (c) Facturation et comptabilisation; (d) Statistiques.

2. Caractéristiques des traitements.

Fichiers très volumineux (a) Ecritures simples, (b) Procédures répétitives, (c) Caractéristiques essentiellement favorables à des applications informatiques.

II. PRINCIPALES APPLICATIONS.

Parallèlement à l'affinement des méthodes de gestion et à l'évolution des systèmes informatiques, on trouve trois stades principaux:—

1. Traitements spécialisés et indépendants:

Il s'agit, en général, de la facturation. (a) Cette solution implique: (1) la constitution d'un fichier abonné; (2) la prise en compte en ordinateur des index relevés ainsi que des tarifs de facturation; (3) la confection par l'ordinateur des factures et des états comptables.

(b) Intérêt de ce choix: (1) efficacité d'une automatisation pour des procédures lourdes et fastidieuses; (2) possibilité de sous-traiter ces travaux, suffisamment classiques pour être pris en charge par des façonniers.

(c) Limites: (1) l'investissement de la prise en compte des données (fichier, index, etc.) ne s'amortit que sur une application; (2) la facturation ne représente qu'une part des problèmes de la gestion des abonnés.

2. Traitements intégrés:

(a) Cette solution implique: (1) un fichier suffisamment complet; (2) l'étude "globale" des traitements en fonction les uns des autres.

(b) Le processus est schématiquement: (1) émission des supports de relève; (2) prise en compte des nouveaux index; (3) contrôle automatique des consommations et émission d'ordres de changement de compteurs défectueux; (4) émission des factures et états comptables; (5) tenue des comptes abonnés; (6) statistiques.

(c) A ce stade, on trouve de nets avantages: (1) rentabilisation de la prise en charge des données par une exploitation plus poussée; (2) limitation des opérations manuelles; (3) obtention d'informations de gestion.

3. Consultation directe des fichiers ordinateur:

Ici, les utilisateurs peuvent accéder aux fichiers par l'intermédiaire de terminaux.

(a) Cette solution implique un système de traitement de l'information relativement important.

(b) La consultation porte principalement sur: (1) les caractéristiques administratives des abonnés; (2) la situation de leur compte; (3) l'historique des consommations.

Avantages: (1) accélération et simplification des circuits administratifs; (2) suppression de classements manuels; (3) fiabilité et unicité de l'information ainsi diffusée.

En conclusion:

Les trois niveaux d'utilisation des techniques informatiques, bien que représentés ici très schématiquement, sont bien représentatifs de l'évolution des techniques et de l'organisation administrative.

Des questionnaires sur les applications informatiques ont été transmis à un certain nombre de responsables de sociétés d'une trentaine de pays. D'après les réponses:

(a) Les problèmes relatifs à la facturation, au recouvrement et aux statistiques sont automatisés dans la quasi totalité des cas depuis les années 60.

(b) Les traitements intégrés sont effectifs ou en projet dans la plupart des cas.

(c) Quelques entreprises pratiquent des systèmes de consultation directe des fichiers ordinateur.

N.B. Le quatrième stade qui consisterait à utiliser des données contenues dans des "Banques de Données" semble être encore du domaine du futur, du moins pour les applications de gestion administrative.

III. LES MOYENS UTILISES.

Trois possibilités:

1. Ordinateur (acheté ou loué) propre à la Société:

Dispositif nécessaire:

(a) Matériel.

Il varie selon l'importance de la Société et surtout selon les traitements effectués.

On trouve encore de nombreux ordinateurs à cartes dans des sociétés de moyenne importance (fichiers peu volumineux) et traitant des applications simples (traitements non intégrés).

En fait, des supports magnétiques deviennent indispensables dès que l'on aborde des traitements plus complexes ou simplement des fichiers multiples ou trop volumineux.

La mise en oeuvre d'un système de consultation implique l'adjonction de terminaux, la présence de mémoires à accès direct assez importantes pour y stocker les fichiers à consulter, ainsi qu'une mémoire centrale suffisamment puissante.

(b) Personnel.

Ce problème est fondamental. En matière informatique, les difficultés, retards, ou échecs sont plus souvent le fait des hommes que des techniques ou des machines.

Ce problème se pose principalement au niveau du choix: reconverter du personnel appartenant à la Société ou recruter?

Dans la pratique, on constate que c'est un système mixte qui a été adopté par la plupart des sociétés; toutefois, on a noté le cas de certaines entreprises qui n'ont opéré aucun recrutement, cette solution restant assez exceptionnelle.

N.B. Il est assez fréquent que le personnel qui convient dans le cadre d'une exploitation normale ne puisse suffire dans le cadre d'un changement de système informatique qui implique une importante charge en personnel

d'études (analyse et programmation). Une solution consiste à faire appel à une société de prestation de service pour renforcer temporairement le potentiel de l'entreprise.

(c) Avantages et inconvénients.

L'avantage principal réside dans l'autonomie de gestion qui en résulte. Les inconvénients peuvent être: (1) coût peut-être plus élevé; (2) nécessité de monter son propre service, informatique.

2. Utilisation d'un ordinateur par plusieurs entreprises:

Il peut s'agir d'une exploitation commune à deux sociétés de distribution d'eau, soit à des sociétés de vocation différente; le cas le plus fréquent est celui de l'utilisation de l'ordinateur d'une municipalité.

Cette solution, très valable sur le plan technique, se heurte en fait, bien souvent, au désir d'autonomie et à la souplesse d'utilisation que procure un ordinateur personnel.

3. Sous-traitance des travaux informatiques:

Cette solution est quelquefois adoptée dans le cas d'automatisation partielle. Néanmoins, lorsqu'il y a des traitements quotidiens, le problème des relations matérielles reste malaisé à résoudre. Cette solution évite à l'entreprise la constitution d'une équipe informatique importante; il suffit d'un bureau de liaison avec le sous-traitant.

IV. CONDITIONS DE REALISATION.

1. Techniques:

Phases de mise en place du système:

(a) étude préalable; (b) rédaction d'un cahier des charges; (c) choix du matériel; (d) analyse; (e) programmation; (f) formation du personnel; (g) lancement.

2. Structure d'intervention:

Une des solutions peut être:

(a) une équipe opérationnelle comportant: (1) un responsable du projet (cadre supérieur); (2) des informaticiens; (3) des correspondants dans les services utilisateurs.

(b) une commission de responsables hiérarchiques devant: (1) être informée du projet; (2) prendre les décisions; (3) répercuter l'information dans les services.

3. Formation du personnel:

(a) personnel informaticien: le problème a été abordé précédemment.

(b) personnel utilisateur de l'informatique: il s'agit plus d'information que de formation; elle doit concerner: (1) l'explication du nouveau système; (2) les difficultés prévues; (3) les apports nouveaux.

CONCLUSION

I. APPORTS DE L'INFORMATIQUE.

1. **Qualitativement:** Apport incontestable sur (a) exactitude; (b) rapidité; (c) régularité; (d) normalisation du travail.

2. **Obtention de données de gestion:** Possibilité d'opérations inenvisageables "à la main":

(a) Estimation des consommations à partir d'un historique pouvant permettre: (1) suppression d'un relevé de compteur (facturation selon estimation avec régularisation à la facturation suivante); (2) facturation suivant l'estimation en cas d'impossibilité de relève.

(b) analyse statistique des consommations par catégorie d'abonnés, nombre et type de logements, etc.

3. **Coûts:** Dans de nombreux cas, une solution informatique paraît plus coûteuse, les apports nouveaux étant souvent difficilement chiffrables. Néanmoins, avec une

organisation bien étudiée, des économies de personnel importantes doivent être dégagées.

II. INCONVENIENTS.

Ce sont en fait des difficultés qui peuvent se produire au niveau:

1. Technique:

La réussite demande: (a) analyse et conception impeccables; (b) réalisation très contrôlée.

2. Du personnel:

Difficultés possibles pour: (a) adaptation au nouveau "moyen" pour les responsables; (b) adaptation aux contraintes pour le personnel d'exécution; (c) situer la place de l'informatique dans la structure.

En conclusion:

Les progrès technologiques, la pénétration de l'informatique dans la gestion, et la meilleure connaissance qu'en ont les responsables, donnent à penser que le développement ira en s'accroissant.

Il est bien certain que l'entreprise doit en bénéficier, mais sous trois conditions: (1) une Direction Générale convaincue; (2) une réelle volonté d'aboutir; et (3) la mise en place d'une équipe opérationnelle.

B. CALCUL, OPTIMISATION, ET AUTOMATISATION DES SYSTEMES DE DISTRIBUTION D'EAU

INTRODUCTION

Le sujet concernant le calcul, l'optimisation, et l'automatisation des systèmes de distribution d'eau à l'aide de l'informatique a fait l'objet de deux questionnaires:—

Un questionnaire général destiné à recueillir une vue d'ensemble sur les méthodes utilisées dans chaque pays.

Un questionnaire spécifique destiné à préciser les renseignements précédents auprès d'un certain nombre de services de distribution d'eau.

Nous allons analyser successivement les réponses faites aux différentes parties de ces questionnaires.

I. CALCUL DES RESEAUX DE DISTRIBUTION.

Il s'agit ici du calcul des réseaux maillés et/ou ramifiés de distribution d'eau en régime permanent.

Les programmes de calcul font tous appel à la méthode Hardy Cross. Ils se distinguent essentiellement par:

1. La facilité d'introduction des données,*
2. La possibilité d'introduire la caractéristique (hauteur, débit) d'une pompe,†
3. La possibilité d'introduire des noeuds à charge imposée,
4. Les résultats fournis.

Ces programmes peuvent servir à établir de véritables modèles des réseaux permettant de reproduire fidèlement la carte des pressions obtenues pour différentes conditions de fonctionnement. Ceci n'est possible qu'en s'appuyant sur des campagnes de mesure soignée pour ajuster le modèle. Celui-ci est ensuite utilisé pour le calcul des points noirs du réseau, le dimensionnement des extensions, et l'établissement du schéma directeur à long terme.

* Dont la génération automatique des mailles qui, notons le, est à double tranchant: si elle simplifie l'introduction des données, elle allonge probablement le temps de calcul.

† Intéressante dans certains cas, elle a pour conséquence d'augmenter le temps de calcul.

II. CALCULS D'OPTIMISATION ECONOMIQUE.

1. Optimisation d'une adduction

Il s'agit du calcul du diamètre économique d'une conduite de refoulement: on cherche à minimiser la somme du montant des investissements et des dépenses d'exploitation (énergie).

Pour additionner deux termes comparables, il faut: (a) soit actualiser les dépenses annuelles d'exploitation à la date de pose de la conduite et les ajouter au montant des investissements; (b) soit additionner, pour une année donnée, les dépenses d'exploitation et les charges financières.

Les calculs correspondants ont une complexité très variable suivant le nombre d'éléments pris en compte (production constante ou augmentant avec les années, coût du kWh pris en valeur moyenne ou calculé exactement en fonction de la tranche horaire, etc.).

D'après les réponses reçues, l'optimisation des adductions fait appel à l'ordinateur (a) dans la plupart des cas pour la Suisse; (b) dans la moyenne des cas pour la France; (c) rarement pour l'Allemagne, la Finlande, et la Pologne.

Les questionnaires spécifiques font état de l'utilisation de l'ordinateur à raison de 9 réponses sur 25.

2. Optimisation des réseaux ramifiés:

Deux cas:

(a) Réseau ramifié de distribution

L'écoulement se fait gravitairement dans le réseau à partir d'un réservoir de cote connue. La charge minimum désirée à l'extrémité de chaque antenne est une donnée. Il faut alors choisir le diamètre des différents tronçons de façon à minimiser le montant des investissements. Ce problème a une solution mathématique qui peut être programmée en tenant compte des séries de diamètres commerciaux.

(b) Réseau ramifié de collecte

Un certain nombre de stations de pompage ou forage refoulent dans des collecteurs ramifiés se réunissant pour former un collecteur principal aboutissant sur un réservoir de cote connue.

Ce problème s'apparente à celui de l'optimisation d'une conduite de refoulement: la somme des dépenses actualisées d'énergie et des investissements de conduite passe par un minimum. Chaque tronçon peut être optimisé indépendamment des autres.

(c) Utilisation de l'ordinateur

Il est fait appel à l'ordinateur dans la moyenne des cas pour la France et l'Inde, rarement en Allemagne, Finlande, Pologne, et Suisse.

Dans les réponses aux questionnaires spécifiques, il est fait état de l'utilisation de l'ordinateur dans quatre cas seulement.

Ceci s'explique si l'on considère que le problème le plus fréquemment posé est celui du réseau ramifié de distribution (cas (a)) qui concerne essentiellement l'irrigation et se rencontre rarement en distribution d'eau potable.

Remarque. La Ville de Genève fait état de l'utilisation de l'ordinateur pour résoudre deux problèmes:

(1) Détermination de la cote optimale du réservoir de desserte (lorsque cette cote augmente, le diamètre de la ou des canalisations aval peut être diminué, mais le coût de la ou des canalisations amont augmente).

(2) Optimisation des régimes de pompage avec plusieurs stations refoulant sur un même réseau.

3. Optimisation des réseaux maillés:

(a) Position du problème

Le problème qui se pose est en général le suivant: connaissant les débits fournis par le ou les points d'entrée

du réseau et la charge en ces points, les débits aux points de sortie et la charge minimum en ces points, le tracé des canalisations, il s'agit de dimensionner au moindre coût un réseau neuf ou les extensions d'un réseau existant.

La résolution de ce problème est complexe:—

(1) Si l'on souhaite en distribution d'eau mailler les canalisations, c'est d'une part, pour des raisons de sécurité, d'autre part, pour donner plus de souplesse au fonctionnement du réseau (la répartition des débits ne peut être prévue qu'avec une certaine approximation mais les écarts normaux entre prévision et réalisation ne portent pas à conséquence lorsqu'il y a des canalisations de maillage);

(2) Il a été démontré* que l'optimum économique ne pouvait être atteint en cherchant à annuler les dérivées des fonctions coût-diamètre (les pertes de charge et le débit total distribué étant supposés constants). En effet, l'annulation de cette dérivée correspond à un maximum relatif de la fonction coût, et non pas à un minimum.

Aussi, le problème de l'optimisation des réseaux maillés n'a pas reçu de solution rigoureuse à la différence des réseaux ramifiés.

(a) Programmes utilisés

Deux solutions sont le plus fréquemment utilisées, l'une et l'autre ayant comme point de départ la définition d'un dimensionnement des différents tronçons constituant le réseau.

Dans la première solution, on calcule le réseau ainsi dimensionné, et on étudie les résultats du calcul pour diminuer "à la main" les tronçons dont le diamètre paraît excessif.

Dans la deuxième solution, la recherche de réduction des diamètres est faite automatiquement par l'ordinateur.

Deux pays font état d'autres méthodes: (1) en Inde, on utilise la méthode dite "des tuyaux de diamètre équivalent"; (2) en Pologne, deux méthodes sont utilisées: l'une à caractère théorique, qui ne tient pas compte des diamètres minima à respecter sur certains tronçons de maillage, l'autre plus empirique, qui tient compte de cette contrainte.†

(b) Utilisation de l'ordinateur

Il est fait appel à l'ordinateur dans la plupart des cas en Finlande et Suisse; assez fréquemment en France; rarement en Allemagne et Pologne.

Dans les réponses aux questionnaires spécifiques, il est fait état de l'utilisation d'ordinateur dans 12 cas; 8 réponses indiquent qu'il est fait appel à la première solution mentionnée; 2 à la deuxième solution; et 2 aux solutions particulières ci-dessus évoquées.

III. CALCUL DES PHENOMENES TRANSITOIRES.

Les réponses aux questionnaires généraux indiquent qu'il n'est pas fait appel à l'ordinateur pour le calcul des coups de bélier dans les installations de distribution d'eau, à l'exception de la France.

En Suisse, il est fait état de l'utilisation de l'ordinateur pour l'étude des phénomènes transitoires consécutifs à l'ouverture ou à la fermeture d'une vanne; de tels programmes concernent plus spécialement les aménagements hydro-électriques.

En France, les programmes utilisés sont de plusieurs types. La SAFEGE pour sa part a développé trois programmes:

1. Le premier permet d'analyser les dépressions et surpressions dans une conduite de refoulement consécu-

tives à la disjonction des groupes de refoulement.

2. Le deuxième permet d'analyser les dépressions et surpressions dans un réseau maillé et/ou ramifié consécutives également à la disjonction des pompes refoulant sur le réseau.

3. Le troisième permet de calculer les dépressions et surpressions consécutives à la manoeuvre des vannes dans une adduction régulée par l'aval.

De tels programmes s'avèrent très précieux pour optimiser le dimensionnement des réservoirs d'air antibélier, en particulier dans le cas de stations de pompage importantes où le volume de ces réservoirs peut atteindre plusieurs centaines de mètres cubes.

IV. UTILISATION DES ORDINATEURS EN TEMPS REEL.

1. Position du problème.

Les trois catégories de problèmes abordés précédemment touchent au projet des installations et plus précisément à leur dimensionnement.

Les distributeurs d'eau commencent à faire appel à l'informatique pour une autre catégorie de problèmes: la gestion technique de leurs installations à l'aide d'ordinateurs travaillant en temps réel (ordinateurs dits de contrôle de processus).

Un tel ordinateur peut être mis en place pour assurer les fonctions suivantes: (a) réception d'informations (état marche-arrêt, défaut des groupes de refoulement—état ouvert—fermé de certaines vannes—mesure de débit, pression et niveaux de réservoirs); (b) contrôle de validité de ces informations; (c) déclenchement éventuel d'alarmes quand certaines valeurs-seuil sont dépassées; (d) calculs élémentaires divers (totalisation des débits, calcul de l'énergie consommée, etc.); (e) rédaction d'un journal de bord; (f) statistiques diverses; (g) optimisation du pompage en tenant compte des heures de pointe de tarification électrique.

Deux stades sont possibles pour l'application des consignes définies par l'ordinateur: (1) impression des consignes pour application par l'opérateur du centre de contrôle; (2) télécommande directe des groupes de pompage ou vannes.

2. Réponses aux questionnaires.

Le Service des Eaux du Canton de Saint Gall en Suisse assure actuellement la surveillance et la commande de ses installations à l'aide d'un ordinateur (voir § 3 suivant, p. 55).

La Ville de Genève fait également état d'un ordinateur installé, ou qui va être installé (voir § 3).

Deux Villes allemandes (Augsburg et Mannheim) indiquent qu'un ordinateur temps réel est en place pour la distribution de gaz.

Il est par ailleurs intéressant de noter que 3 réponses font état d'études en cours, tandis que 5 autres indiquent que le problème de l'installation d'un ordinateur temps réel se posera dans un avenir plus ou moins proche.

Sunderland and South Shields Water Company qui a mis en service un important centre de contrôle en 1968 indique par contre que la mise en place d'un ordinateur temps réel ne lui est pas apparue nécessaire.‡

La Société Générale des Eaux de Barcelone procède actuellement avec la participation de la SAFEGE, à l'étude d'un centre de contrôle des installations de production et du réseau de distribution d'eau. Le principe retenu est de ne pas installer d'ordinateur temps réel en première phase, mais de réserver la possibilité d'une mise en place ultérieure si l'exploitation en révèle la nécessité.

3. Exemples de réalisation.

Indépendamment du Canton de Saint Gall et de la

‡ Le centre reçoit 45 mesures de débit, 66 pressions, 15 niveaux de nappe, 19 niveaux de réservoir, et contrôle 20 pompes et 25 vannes.

* Congrès A.I.D.E. de Barcelone 1966 "Principe de calcul complexe des systèmes d'adduction d'eau", par N. Abramov.

† Utilisation des méthodes de calcul électronique pour choisir les diamètres optimaux dans les réseaux d'adduction d'eau. W. Petrozolin, *Gaz, Woda Itechnika Sanitarna* Volume XLIV, No. 8.

Ville de Genève, nous avons recueilli de plus amples informations sur deux cas de réalisation, la Ville de San Antonio au Texas, le Syndicat Intercommunal de Chambéry en France.

(a) Canton de Saint Gall

Caractéristiques principales des installations: (1) 70 000 m³/jour distribués à 100 000 habitants; (2) alimentation par 2 zones de captage de sources et 12 stations de pompage; (3) le réseau comprend 4 étages de pression.

Tâches confiées à l'ordinateur: (1) alarmes et impression des caractéristiques des pannes; (2) contrôles des niveaux de réservoir, gestion optimum des stations de pompage en fonction d'un modèle prévisionnel*; (3) enregistrement d'un grand nombre de données sur disque pour l'exploitation ultérieure en cas de nécessité; (4) statistiques; (5) calculs divers (réseaux, coups de bélier).

L'ordinateur utilisé est un IBM 1800.

(b) Ville de Genève

Peu d'indications nous ont été données, si ce n'est: (1) l'existence de modèles pour contrôler le bon fonctionnement des installations; (2) alarmes en cas de défaut; (3) pilotage des vitesses des groupes.

(c) Ville de San Antonio

Caractéristiques principales des installations de production et distribution d'eau: (1) 400 000 m³/jour; (2) 40 stations de pompage (2 importantes, 6 secondaires, 32 tertiaires); (3) 8 stations de surpression; (4) 21 réservoirs (13 au sol, 8 surélevés).

L'ordinateur (un IBM 1800), installé en 1968, assure les fonctions suivantes: (1) contrôle de 180 points (dont 50 points de mesure de pression); (2) enregistrement des ordres et modification d'état; (3) émission d'alarmes; (4) recueils de données diverses aux fins d'exploitation statistique.

L'ordinateur est également utilisé pour le contrôle de fonctionnement d'une centrale de chauffage urbain et conditionnement d'air. Les utilisateurs indiquent cependant que l'installation de l'ordinateur trouve sa justification financière dans le seul fait de permettre une réduction de 10% des ruptures sur les canalisations anciennes du réseau.

(d) Syndicat Intercommunal de Chambéry

Les installations comprennent 20 ouvrages (puits, réservoir, station de reprise).

Le centre de contrôle recevra 480 télésignalisations, 45 mesures, et enverra 200 télécommandes.

Le calculateur (un IBM 2 000 de fabrication Telemechanique Electrique) assure les fonctions suivantes: tenue d'un journal de bord; totalisation des débits aux différents points de production; prévision des consommations à 24 h; tableau de marche des pompes (établi en tenant compte de la tarification de l'énergie); commande directe des groupes de pompage.

4. Conclusion.

Il est probable que le nombre de centres de contrôle équipés du calculateur temps réel ira en augmentant assez rapidement dans les années à venir, lorsque l'on pèsera mieux:

(a) Le coût d'installation et de maintenance du calculateur (qui ne représentera qu'une fraction du coût du centre de contrôle classique), et

(b) Les économies entraînées (réduction des dépenses d'énergie, meilleure utilisation des stockages existants permettant de différer ou de réduire les nouveaux réservoirs, réduction de main d'oeuvre).

* La mise en marche ou l'arrêt des pompes peuvent être commandés directement par l'ordinateur.

V. AUTRES APPLICATIONS DE L'INFORMATIQUE.

Les réponses à cette rubrique sont très variées, mais peu de détails ont été donnés. Nous reproduisons donc ci-après, les différentes réponses sans les commenter.

Optimisation de l'aménagement des villes prenant en considération entre autres, le problème de distribution d'eau.

Calcul automatique des consommations aux noeuds d'un réseau à partir de la facturation.

Saisie de l'ensemble d'un réseau de canalisations pour en dresser un plan global; optimisation des travaux de renouvellement à partir de ce plan.

Surveillance de la douceur de l'eau.

Fourniture d'eau potable par un barrage.

C. RELATIONS DES SOCIÉTÉS D'EAU AVEC L'EXTERIEUR: BANQUES DE DONNÉES

Considérant que l'informatique est, à la base, la technique du traitement automatique et rationnel de l'information, je m'attacherai plus particulièrement ici aux possibilités offertes dans le sens d'une meilleure diffusion et d'une utilisation plus efficace de cette information:

A l'échelle de l'entreprise avec les M.I.S.

Au niveau des administrations et dans les relations entreprise/administrations.

Sur le plan plus général des banques de données.

I. LES "M.I.S."

Dans les entreprises, l'organisation de l'information est non seulement en train de se modifier profondément par rapport à ce qu'elle était dans le passé, mais son utilisation elle-même est soumise à de nombreux changements, aboutissant à des systèmes souvent très ambitieux: les "M.I.S." ou "Management Information Systems".

Qu'est-ce qu'un M.I.S.? C'est le rêve du manager: à chaque niveau de décision de l'entreprise, le responsable interroge l'ordinateur sur le passé, le présent, l'avenir... aussitôt, sur l'écran cathodique de bureau, les éléments requis apparaissent. La décision peut être prise, en pleine connaissance de cause, au moment voulu.

Plus précisément, on peut dire qu'un M.I.S. est un système d'information:

(a) qui fournit aux responsables (managers) de tous les niveaux, les informations dont ils ont besoin pour prendre leurs décisions;

(b) qui permet la concrétisation de la décision lorsque celle-ci a été prise, en acheminant les informations aux centres adéquats.

Il y a apparemment un nombre encore assez faible de véritables M.I.S. en service dans les sociétés; on peut citer néanmoins quelques références américaines: Southern California, First National Bank, Western Electric Company, etc.

I.B.M., pour sa part, poursuit depuis quelques années la réalisation de son propre M.I.S.: il s'agit d'un projet très ambitieux pour lequel serait prévue (selon son Président) une dépense minimale de 100 millions de dollars!

Comme on le voit, le rêve du manager n'est peut-être pas encore à portée de toutes les bourses.

La réalisation d'un M.I.S. implique d'abord une organisation et des méthodes de planification, de conception et de développement de systèmes, et ensuite des techniques informatiques avancées.

Le premier point conditionne le succès de la mise en place du M.I.S.

Le second conduit essentiellement à la réalisation de bases de données dont la constitution répond aux deux impératifs: (1) saisir l'information élémentaire une seule fois et au plus près de sa source; (2) en permettre la diffusion, sous la forme la plus facile à utiliser, et en

temps utile, c'est-à-dire "amélioration de la circulation de l'information pour une meilleure utilisation de cette information".

II. L'INFORMATIQUE ET L'ADMINISTRATION.

Un sigle nouveau est apparu récemment dans l'administration française: le R.C.B., Rationalisation des Choix Budgétaires.

Le P.P.B.S. (Planing, Programming, Budgeting System), cherchait simplement, mais systématiquement, quels étaient les objectifs auxquels on voulait parvenir à long terme, choisissait en fonction de ces objectifs les ensembles d'actions concourant le plus efficacement à un même but, et proposait enfin pour le budget de l'année à venir les dépenses entraînées par les programmes d'action étalés sur plusieurs années: il s'agissait en bref, de réaliser le difficile passage entre ce que l'on souhaite obtenir à long terme et ce que l'on doit faire à court terme.

Le R.C.B. a la même raison d'être: il faut introduire systématiquement, dans tous les organismes ayant une fonction de décision, la possibilité et la volonté de réaliser ce que chacun fait à chaque occasion, plus ou moins bien: savoir ce que l'on veut, connaître les moyens d'action dont on dispose, examiner les moyens les mieux adaptés au but recherché, prendre la décision immédiate qui met en route l'action choisie.

Encore, faut-il s'assurer après coup, que les résultats sont conformes aux espérances et rectifier son action si elle semble mal adaptée, si des aléas extérieurs sont venus perturber la situation . . . ou si l'on a changé d'avis sur ce que l'on veut.

Une procédure ainsi systématisée ne peut se développer dans un environnement irrationnel, et ceci exige en particulier la généralisation de méthodes modernes de gestion, permettant d'agir au moindre coût, et aussi de mettre en relation les dépenses engagées avec les résultats obtenus.

On peut observer que les premiers résultats de cette opération se traduiront certainement par la disparition des nombreuses cloisons qui isolent les divers organismes administratifs.

III. L'ENTREPRISE ET LE MONDE EXTERIEUR.

Si l'information circule déjà avec certaines difficultés au sein même de l'entreprise, les problèmes de communication deviennent assez inextricables en ce qui concerne les relations de l'entreprise avec le monde extérieur.

Pourtant, une partie importante des informations que traite une entreprise provient de l'extérieur ou lui est destinée: *échanges d'informations avec les banques, les services publics, enfin et surtout les administrations.*

L'informatique permet d'envisager une structuration plus efficace de ces échanges d'informations: *pour les faciliter (transmission de bandes magnétiques on même télétransmission), les alléger, et permettre de bénéficier en retour d'une bien meilleure information économique.*

C'est sur cette base que des études sont actuellement entreprises dans certains pays, d'une part sur des banques de données urbaines ou rurales, d'autre part, sur la coordination d'ensemble de telles banques pour constituer des banques de données économiques.

Il y a de nombreuses expériences de ce type, correspondant à des objectifs extrêmement variés; j'insisterai, pour ma part, sur deux exemples qui nous concernent plus particulièrement: (1) les banques de données urbaines; (2) les banques de données spécifiques au domaine de l'eau, à l'échelon régional ou national.

IV. LES BANQUES DE DONNEES URBAINES.

Les informations concernant la ville sont normalement dispersées entre de nombreux fichiers et utilisées par de non moins nombreux services ou administrations:

(a) Le Cadastre est le seul depositaire des informations

concernant le sol; mais ces informations présentent un intérêt primordial pour les services du logement, les services chargés de la voirie;

(b) Les fichiers concernant les personnes sont dispersés entre les services de la population, du logement, de la santé, de la police;

(c) L'administration municipale s'imbrique dans les administrations régionales ou nationales;

(d) Les services divers qui utilisent la voie urbaine (téléphone, réseau d'assainissement, d'eau, de gaz, d'électricité), bénéficieraient sans nul doute d'une coordination de leurs travaux et d'une cartographie mise à jour régulièrement.

Ici, la dimension des problèmes à résoudre permet à l'informatique de donner pleinement sa mesure en mettant en jeu toutes ses possibilités (rassembler des informations innombrables, les stocker, les classer, les traiter à la demande et les fournir en temps réel, les visualiser sous forme de courbes et de cartes, que ce soit pour l'ingénieur, l'architecte, l'urbaniste, le statisticien . . .).

Les exemples que nous avons relevés montrent combien l'utilisation de ces banques de données (une fois assumées les tâches administratives courantes), peut varier d'une ville à l'autre, en fonction des données dont on disposait au départ pour constituer la banque ainsi que des objectifs locaux ou nationaux considérés comme prioritaires. Qu'il s'agisse d'urbanisme, de logement, d'emploi, d'action sociale, d'éducation, de trafic urbain (circulation, transports, stationnement . . .) un fait semble certain: si diverses qu'elles soient au départ, les banques de données urbaines se rejoindront probablement en fonction d'un même objectif, à savoir intégrer toutes les données relatives à la vie communale et même régionale.

Dans cette optique, nous pouvons citer l'exemple du Comté du West Sussex (en Grande-Bretagne), qui bénéficie d'une application très poussée de l'informatique en matière de gestion urbaine et même régionale; parmi les tâches accomplies, mentionnons:

(a) Le stockage sur des mémoires à accès direct de toutes les informations relatives à l'activité du conseil, ces informations étant disponibles en temps réel par l'intermédiaire de terminaux situés dans les divers bureaux du conseil.

(b) La centralisation des données concernant les naissances qui a permis de prévoir le nombre de places qui sera nécessaire dans les écoles pour les années à venir.

(c) Le même ordinateur garde en mémoire les dossiers de la police (qui ne conserve aucun dossier manuel) qui peut également y accéder en temps réel.

(d) La mise sur pied d'un système de dépistage du cancer, la gestion automatique des émissions d'emprunts municipaux, l'utilisation d'un système de visualisation sur écran cathodique pour tous les travaux concernant les Ponts et Chaussées, l'élaboration de systèmes de construction modulaire pour les écoles permettant entre autres de déterminer les solutions les plus avantageuses, la planification de nouvelles routes et de nouveaux centres urbains . . . la liste est loin d'être close.

Si l'on considère que les écrans cathodiques, les mémoires à accès aléatoire rapide, l'ordinateur permettant la télégestion et le multitraitement ne sont certainement pas bon marché, le plus étonnant reste peut-être que cette opération doit voir son coût justifié par une réduction des dépenses: le secret de cette réussite réside dans la centralisation de toutes les données dans une banque de données unique qui permet à chaque service d'obtenir l'information voulue à partir du même ensemble.

Après cet exemple qui est, je pense, un modèle du genre, j'aimerais revenir sur un problème que j'ai simplement cité plus haut: celui du rassemblement des données concernant les réseaux urbains.

Une expérience à ce sujet est en cours dans la Ville de Marseille où les Services Techniques de la Ville et les utilisateurs du sous-sol des voies publiques ont entrepris de mettre au point une méthode d'archivage en information numérique et de restitution sous forme graphique des renseignements topographiques et technologiques concernant les réseaux urbains.

Les informations existent actuellement sous forme de documents dessinés à des échelles variables, que ce soit pour les réseaux urbains ou pour la topographie des voies de la Ville.

Le recueil de ces informations et leur transformation en données numériques seront effectuées par un lever direct des plans, au lecteur de courbes qui permet de déterminer pour chaque point caractéristique ses coordonnées (x, y) dans un système de référence choisi.

On estime que cet archivage devrait porter sur environ 10 000 points au km de voie, ce qui représente 10 000 000 de points pour l'ensemble de la Ville.

Les objectifs du système seraient :

(a) L'établissement de plans dessinés comportant un ou plusieurs réseaux à des échelles fixées et limités à une rue ou une portion de rue : pour l'entretien et la réparation des réseaux ainsi que pour les études de détail des projets nouveaux.

(b) L'établissement de plans intéressants des secteurs plus importants de l'agglomération : pour l'étude de projets nouveaux, l'exploitation des réseaux.

(c) L'assemblage des informations nécessaires et l'établissement des plans correspondants pour des études de simulation fonctionnelle des réseaux, dans le but soit de construire des réseaux nouveaux, soit de moderniser les réseaux existants.

(d) Enfin, éventuellement le recueil de données statistiques concernant l'entretien et l'exploitation des réseaux.

Ce problème est évidemment très vaste, principalement du fait de l'énorme volume d'informations à recueillir, et par là même à maintenir à jour; l'étude est maintenant assez avancée, mais nous n'en sommes pas encore au stade opérationnel.

V. BANQUES DE DONNÉES SPÉCIFIQUES A L'EAU.

Il y a un certain nombre de réalisations de ce type dans le monde; je vous dirai simplement quelques mots de celle qui est en cours en France.

Elle est basée sur une classification des données sur trois niveaux d'exploitation :

(1) Niveau d'exploitation à des fins de gestion ou d'études précises par un utilisateur particulier (niveau local).

(2) Niveau d'exploitation à des fins de gestion ou d'études plus générales à l'échelon d'un bassin par des utilisateurs très divers : responsables concernés par la gestion des ressources en eau du bassin, la lutte contre la pollution sur ce territoire, les chercheurs des universités, les organisations intéressées à l'aménagement urbain ou rural (niveau bassin).

(3) Niveau d'exploitation à des fins de planification à l'échelon central, de définition des objectifs généraux sur la lutte contre la pollution à moyen et long terme (niveau central).

Elle rassemble des données très variées : hydro-métrie; climatologie; qualité des eaux (de surface, souterraines, résiduaires); économie (liste des réseaux de distribution, d'assainissement, des stations de traitement, des caractéristiques d'aménagement, paramètres démographiques liés à la gestion prévisionnelle des ressources etc.).

Ne pouvant prévoir a priori et de façon exhaustive toutes les applications, cette banque de données est articulée de manière à permettre l'évolution des fichiers,

dans leur contenu, comme dans leur organisation, ce qui réserve le maximum de souplesse dans l'utilisation du système.

VI. CONCLUSION.

Il a été dit que "si deux hommes échangent le morceau de pain qu'ils tenaient, ils n'auront toujours qu'un morceau de pain; s'ils échangent deux idées, chacun aura ensuite une idée de plus".

Ainsi, la connaissance possède cette qualité spécifique que n'a aucun bien économique: elle s'amplifie lorsqu'on la partage.

Les ordinateurs multiplient ces possibilités en facilitant ce transfert de connaissance: par exemple, un programme de diagnostic médical peut être utilisé dans les huit jours par tous les médecins du monde.

L'étude que nous avons menée sur les multiples applications de l'informatique dans tous les problèmes concernant la distribution de l'eau nous a fait prendre conscience de l'ampleur du sujet et, de ce fait, de l'intérêt qu'il y aurait à mettre en commun les connaissances que chacun de nous aura pu acquérir à la faveur de diverses expériences: cet échange pourrait aller du simple fait de signaler les réalisations effectuées par chacun, de manière à donner des références à celui qui envisagerait une étude sur un problème du même ordre, jusqu'à la création de banques de programmes (de tels systèmes sont d'ailleurs déjà en fonctionnement, en particulier en Grande-Bretagne).

ANNEXE: REPONSES AUX QUESTIONNAIRES CONCERNANT LE CALCUL DES RESEAUX MAILLES OU RAMIFIES EN REGIME PERMANENT.

Les questionnaires distinguaient deux parties: la technique des calculs; et l'utilisation des calculs.

Technique du calcul

Sur 25 réponses aux questionnaires, les résultats sont les suivants:

Emploi du calcul digital	19
Emploi du calcul analogique	3
Emploi du calcul digital et du calcul analogique	2
Sans réponse	1
				—
				25

(a) Calcul digital

Le calcul digital des réseaux maillés est très largement utilisé dans les différents pays. Il est intéressant de noter les points suivants.

Introduction des données. Sur 19 réponses, 7 indiquent que le programme utilisé demande en données la composition des mailles, 7 indiquent que les mailles sont engendrées automatiquement à partir de la liste de noeuds et tronçons, et 5 font état des deux possibilités.

Sur 18 réponses, 18 indiquent que les consommations sont supposées concentrées aux noeuds.

La totalité des réponses (soit 18) indique l'utilisation de la méthode Hardy Cross. La réponse au questionnaire général de l'Inde fait de plus état de l'utilisation de la méthode des tuyaux de diamètre équivalent.

Sortie des résultats. En plus des valeurs de la perte de charge et du débit dans les tronçons, un certain nombre de résultats complémentaires sont fournis par les calculs:

Charge au noeud	citée 17 fois
Pression relative	„ 10 fois
Vitesse	„ 6 fois

Certaines données sont fréquemment reproduites avec les résultats:

Diamètre canalisation	cité 4 fois
Consommation aux noeuds	4 ..
Altitude des noeuds	4 ..
Longueur des canalisations	2 ..
Coût des canalisations	2 ..

(b) Calcul analogique

Le calcul analogique est beaucoup moins répandu que le calcul digital. La simulation électrique permet d'utiliser une formule de perte de charge du type $\Delta H = k l Q^n$ $n \leq 2$; 2 réponses font état cependant de la possibilité de supposer également la consommation répartie le long des tronçons.

Sur 18 réponses, 18 indiquent que les consommations aux noeuds sont fournies en valeur absolue; 5 indiquent de plus la possibilité de fournir les consommations en pourcentage du débit total entrant dans le réseau.

Possibilités particulières. Sur 18 réponses, 16 indiquent la possibilité d'imposer la charge en plusieurs noeuds, ou, ce qui revient au même, la perte de charge sur un certain nombre de tronçons.

Sur 18 réponses, 6 indiquent la possibilité de prendre en compte une pompe par sa caractéristique hauteur de refoulement-débit.

Coeur du calcul. La formule de perte de charge utilisée est:

Quadratique ($\Delta H = k l Q^2$)	16 réponses sur 17.
Colebrook	1 réponse.

L'une des réponses fait état de la possibilité d'utiliser la formule:

$$\Delta H = k l Q^n \quad n \neq 2$$

(c) Utilisation des calculs.

Le calcul automatique des réseaux, qu'il soit digital ou analogique, est utilisé:

Pour la simulation du fonctionnement de réseaux existants.

Pour l'étude de renforcement d'un réseau existant.

Pour le calcul des extensions de réseau.

Pour le calcul de schéma directeurs.

Pour le calcul de réseaux neufs.

Les quatre premières applications sont citées chacune 18 à 20 fois, la dernière n'étant citée que 14 fois.

(d) Coût des calculs.

Le coût d'un calcul dépend de plusieurs paramètres:

Les caractéristiques du réseau (nombre de mailles et nombre de noeuds ou tronçons).

La précision désirée caractérisée par le nombre d'itérations du calcul Hardy Cross.

Le type d'ordinateurs utilisé.

Les indications de coût qui nous ont été données ne sont pas assorties de suffisamment de précisions pour être significatives.

Nous avons néanmoins rassemblé les quelques réponses disponibles dans le tableau I suivant.

TABLEAU I

Reseau			Ordinateur	Coût calcul (Francs Français)			
Tronçons	Noeuds	Mailles		Total	Par tronçon	Par noeud	Par maille
1-450	315	136	IBM 360?	3 000 F	6,6	9,5	22,0
2-			26,0				
3-			58,0				
4-			16 à 83				
5-	426		IBM 1130	33 000 F		78,0	
6-			IBM 1130				
7-194*	140	55	CDC 6600	100 F	0,51	0,71	23 à 111 1,8

* Calcul à 200 itérations. Précision d'équilibrage 0,05 litre/seconde.

The Application of Computers to Water Supply Problems

by

L. FELINE

President, Société des Eaux de Marseille, Marseilles, France.

I. INTRODUCTION

The computer, its advantages and disadvantages.

II. ADMINISTRATIVE APPLICATIONS

Extensive files, with simplified entries, and procedures of a repetitive nature are all characteristics which favour the use of a computer.

Three stages:—

Independent processing (generally for auditing).

Integrated processing from the source to the points of distribution.

Direct consulting of the file, using computer terminals: this improves the quality of information obtained.

Methods used:—

The company's own computer.

Time-sharing.

Contracting work out to other specialists.

Conditions necessary for application:—

Technical knowledge.

Intervention framework.

Training personnel.

Conclusion:—

Benefits derived from the computer.

Difficulties encountered.

III. CALCULATION, OPTIMIZATION, AND AUTOMATION OF WATER-DISTRIBUTION SYSTEMS

Two hundred questionnaires were sent out to thirty countries. According to the replies:—

Calculation of distribution networks.—The Hardy Cross method is used in all cases, with certain variations.

Optimization of the feed-pipe system.—A computer was used in nine out of 25 cases.

Optimization of complicated branch network systems.—A computer was used in four cases.

Optimization of reticulation systems.—Two "classical" methods fix the dimensions of the different stages in advance. The research concerning diameter-reduction is done "manually" (eight replies) or automatically (two replies).

India uses the method of "uniform-diameter pipes".

Poland uses two methods. One takes into account the minimum diameters necessary to observe in certain stages of the pipeline; the other does not take them into account.

Calculation of transitory phenomena: (1) *Calculation of "water-hammering"*. According to the replies received, it is only in France that the computer is used for this purpose. (2) In Switzerland, the computer is used to study transitory phenomena which follow the opening or closing of a sluice-valve.

Use of real-time computers (process control).

At Saint Gall (Switzerland), installations are checked and controlled by an IBM 1800 computer.

At Geneva (Switzerland), a computer has been, or is about to be, installed.

At Augsburg and Mannheim (Germany), a computer handles gas-supply.

At San Antonio (Texas), an IBM 1800 controls not only the water-supply system but also the town heating and air-conditioning plant.

It is worth noting that, according to users, the cost of setting up a computerized system has already been covered by a 10% reduction in bursts on the ageing pipelines of their supply network.

At Chambéry (France), a T 2000 computer is being installed.

Other applications of the computer to water problems.

The following were mentioned in the replies received: (1) Optimization of town planning; (2) Calculation of water consumption at the junction points of a network, worked out from the invoice; (3) Formulation of an overall supply system plan; perfection of repair and replacement work, using this plan; (4) Checking the softness of the water; and (5) Creation of drinking-water reservoirs by means of a dam.

IV. EXTERNAL RELATIONS OF THE "SOCIÉTÉ DES EAUX"

Possibilities created by computerization for improved diffusion, and more efficient use, of information.

At the level of the firm: Management information systems.

At government level, in the government/firm relationships: P.P.B.S. (Planning, Programming, Budgeting System), and R.C.B. (Rationalization of budget decisions).

Between the firm and the general public, using an information bank: particularly: (a) a bank of urban information, and (b) a bank of specialized information concerning water problems.

Problems of Peak Demand and Remedial Measures

by

H. TESSENDORFF, Dr.-Ing.

Berlin Water Works, Germany

BASIC CONSIDERATIONS

Before dealing with terms such as peak demand, peak consumption, peak load, and peak factors, and before considering why it is that the peak values confront us with problems, and that remedial measures are required to reduce them, we must first state some pertinent definitions.

The basic value invariably involved in the rating of many components of water supply systems is the volume of water handled during an interval of time Δt . The only variation lies in the units of measurement used in describing the volume and in the length of the time interval Δt to be adopted for the individual parts of the system.

The flow of water, which largely determines the hydraulic head-loss in pipelines, is usually stated in l/s or, after suitable conversion, in m³/hour. But in fact neither the time-interval of one second nor that of one hour provides a suitable basic time-element for purposes of hydraulic design.

If we make the time interval Δt equal to one second, then the duration will be so short that the flow q (l/s) occurring within that time-interval may be considered constant. By plotting successive values of q over prolonged periods of time we obtain the flow hydrograph which takes the form of a stepped curve. The maximum value of the flow variation represented by this hydrograph is referred to as q_{\max} and depends, among other factors, on the length of the period of time under consideration and on its point in time (season, weekend, time of day).

Any statement of a peak value must therefore be accompanied by information on the section of the hydrograph to which it refers, e.g. "peak value of the flow rate (l/s) in the period of September 1972". This would clearly define that the section of the hydrograph we are referring to, or in other words the "period of observation" is the month of September in the year 1972. Without this additional information the statement of the peak flow would be meaningless and would not permit comparison. This may sound rather trivial, but precisely when considering the problem of peaks we are likely to get lost in a maze of terms and concepts unless we develop clear and flawless definitions for them beforehand and unless we express ourselves with great exactitude.

When indicating the peak flow q_{\max} it is appropriate to show, in brackets immediately following the letter symbols, the length and the locus in time of the period of observation.

Examples:—

Annual peak flow in 1972 q_{\max} (1972) = 300 l/s.

Monthly peak flow in September 1972 q_{\max} (Sept. 1972) = 200 l/s.

Daily peak flow on 1st September 1972 q_{\max} (1 Sept. 1972) = 180 l/s.

Only if stated in this manner will the peak flow be unambiguously defined and designated.

Integration of the flow q over section T of the hydrograph (period of observation) provides us with the mean value q_m for the period considered. The ratio q_{\max}/q_m may be termed the peak factor f_s which again requires indication of the period over which the integral is taken by referring, e.g., to the monthly peak factor of flow q in September 1972. Accordingly, the proper designation of the mean value is q_m (Sept. 1972) = 100 l/s, and that of the peak factor is f_s (Sept. 1972) = 2.0.

We must now turn to the question whether, and in what way, the peak flow (l/s) is relevant to the hydraulic design of a pipeline, that is to say, on what flow value and on what period of observation the hydraulic design is to be based. Clearly a peak value which occurs only very seldom and which is only of very short duration provides no useful basis for hydraulic design. Therefore the duration and the frequency of peak-flow intervals must be taken into account in addition to the peak flow rate and the period of observation. Between the mean flow rate and the peak flow rate there are many other values, of which one will have to be chosen as a basis for the hydraulic design of the pipeline.

Instead of the term "flow" one may generally use the term "load" if flow is the factor governing the hydraulic design of the pipeline. Instead of "peak flow" we may then speak of "peak load", but this is only permissible as long as "load", as the hydraulic design criterion of the pipeline can be based on the same time-interval as used for the flow, i.e. on one second. If longer basic time-intervals are sufficient for the hydraulic rating of pipelines the patterns of the flow hydrograph and the load hydrograph will differ from each other in that the load hydrograph neglects the flow peaks.

Thus we must make a clear distinction: flow is the value actually occurring in the pipeline when using one second as the basic time-interval. Load, on the other hand, is the value used for the hydraulic design of the pipeline. The latter value may have a different basic time-interval depending upon the category of pipeline involved. The flow rate in a pipeline results from statistical accumulation of many small discharges caused by the consumers. This accumulation follows a probability curve so that, as a rule, the duration of flow peaks will be the shorter the higher their numerical value. The magnitude, duration, and frequency of flow peaks are not amenable to theoretical predictions and must therefore be assessed by field measurements.

FLOW RATES AND PEAK LOADS

The results of such measurements are different for different categories of pipelines such as service lines, supply lines, etc. If the flow values from the hydrograph are plotted in the form of a frequency distribution, the

result will be a bell-shaped probability pattern the details of which will depend on the particular pipeline. For practical purposes, however, the flow rates and/or loads are commonly plotted in the form of a duration curve with the individual values arranged according to magnitude. The shape of the duration curve is again determined by the category and character of the pipeline considered. The abscissa section equals the period of observation, whereas the ordinate section corresponds to the peak flow. The mean flow q_m is the ordinate of the horizontal line dividing the area under the duration curve into two equal parts.

The peak flow obtained when using one second as a basic time-element cannot reasonably be adopted as the peak load governing the hydraulic rating of pipelines. What we need is a load hydrograph composed of constant-load intervals of more than just one second duration. In fact, the basic time interval must be different for the various sections of the pipe network. As a starting point for relevant discussion, the basic time-intervals might for instance be chosen as follows:—

- For consumer installation lines and discharge valves: 15 seconds,
- For service lines: 2 minutes,
- For supply lines: 15 minutes,
- For mains and feeders: 30 minutes.

Within each basic time-interval the load is considered constant. By integrating the flow q (l/s) over each successive basic time-interval we obtain a load hydrograph which is useful for hydraulic rating and which differs from the flow hydrograph in that it does not reflect the extreme flow peaks. The peak values of this load hydrograph provide the basis for hydraulic design.

The load hydrograph may also be obtained more directly by measurement. The instrumentation required therefore comprises a water meter fitted with an electronic-pulse type flow-transmitter and coupled to a pulse storage unit capable of handling the pre-selected basic time-interval. The number of pulses received by the storage unit during the basic time-interval represents the mean value of the flow variation during that interval and hence the load we are interested to know. By appropriate choice of the basic time-interval the measuring set-up can be adapted to a variety of specific purposes.

By virtue of its longer basic time-intervals the load hydrograph cuts off the extreme peaks appearing in the flow hydrograph. The extent of this neglect of peaks depends upon their magnitude and duration. Very pronounced or somewhat more persistent flow peaks tend to increase the mean value taken over the basic time-interval, i.e. the load value. Peaks of very short duration, occurring only sporadically within the basic time-interval, on the other hand, do not affect the load to any significant extent.

Similarly, the peak factors of the flow values and the load values, also the annual peak factors of daily water delivery are subject to a frequency distribution. For various frequencies of occurrence the peak factors can be calculated by statistical methods. The author proposes that the annual peak-factor of daily water delivery should be based on the frequency in a 20-year period, i.e. one should consider the peak day occurring once in 20 years.

What remains to be done is to choose the frequency of the load peak on that peak day. The author suggests $n = 3$ as a suitable frequency. Load peaks occurring at least three times during the peak day would then have to be considered, while less abundant load peaks would remain out of account. Considering, for example, a supply line having a basic time-interval of 15 minutes, this would mean that on the day of peak consumption the service pressure is allowed to drop below its rated value

for two periods of 15 minutes each. In view of the enormous bearing the peak factors have on the economics of water utilities, this is not at all unreasonable because the service pressure slump will be of short duration, and in most cases it will be only slight.

LOAD FREQUENCIES

The load hydrograph can again be plotted in the form of a load-duration curve. As before, in the case of the flow duration curve, the abscissa section is given by the period of observation and the ordinate section by the peak load occurring during that period. If we introduce the symbol t_0 for the basic time interval, and if the minimum frequency of occurrence is $n = 3$, the duration curve has to be cut off at $2t_0$.

A load-value indication must include information on both the period of observation and the length of the basic time-interval. If the period of observation is one month (e.g. September 1972) and if the basic time interval is 15 minutes, the "monthly peak of 15-minute-load" might be written as Q_{max} (Sept. 1972) = 150 l/s (15 min) or Q_{max} (Sept 1972) = 135 m³/15 min, the latter version being equivalent to the former. The mean value of the load in the period of observation and the peak factor of load are defined and designated analogously to what has already been explained for the flow values. The peak factor might in this case be represented by the letter F_p .

The peak-load value, and in relation therewith the degree of utilization of the water supply plant, are of considerable importance in their technical, hygienic, and economic aspects. This applies to the piping grid as well as to all other facilities operated by utilities, i.e. those for gathering, treating, pumping, and storing the water. The capacities of the catchment and treatment facilities are rated accordingly to the annual peak-factor of daily water-delivery because they are not usually subject to hourly fluctuations during the day. On an average, this peak factor increases with decreasing utility size. In the German Federal Republic, for example, the 1969 annual peak factors of daily water use recorded by a total of 1,073 utilities averaged between 1.42 for large utilities of over 10 million m³ annual delivery and 1.84 for small utilities of 0.1–0.3 million m³ annual delivery. As already explained above, the load values required for hydraulic design are derived from hydrographs and duration curves obtained by measurements. Hence the hydraulic rating is based upon measured water consumption data.

But what sort of relation exists between water consumption and water demand? In departing from van der Veen's definition we shall, for these considerations, interpret "water demand" as the planning value resulting from observation of water consumption as derived from a forecast datum. The water consumption values are the values actually reached in the past and at present as a result of local needs and conditions. The water demand values are predictions of the future development, formulated under consideration of all factors involved.

DEGREE OF UTILIZATION

Also important to the technical and economic aspect of the peak value problem is the degree of utilization, that is, the quotient obtained by dividing the mean value of the load handled by a plant section during a certain period of observation by the rated capacity of that plant section, i.e. the maximum load for which it was designed. As the degree of utilization is closely related to the profitability of a utility company, the period of observation is usually chosen so as to coincide with the accounting period, which is one year. The basic time-interval used in considering load variation may vary within somewhat wider limits. Often the calendar day is chosen for this purpose, and in this case the degree of utilization is

equal to the ratio between the mean and the maximum daily water use during the year. Thus the degree of utilization is nothing but the reciprocal of the correspondingly defined peak-factor.

The degree of utilization calculated from this annual peak-factor of daily water-use is unrealistically high for the distribution system, as it does not take into account the fluctuation of water consumption during the day and the daily peak-factor resulting therefrom. For water-distribution systems the basic time-interval best suited to determine the degree of utilization is the hour. The degree of utilization of water distribution systems is then obtained as the quotient of the annual mean value of hourly water consumption and the maximum load peak (m_0 /hour) used in the hydraulic design of the network—in other words, the network capacity.

In view of the values entering into calculation of the degree of utilization, the precise designation would have to be: "Mean annual degree of utilization based on the hourly load on the water distribution network". The mean value of the load is based on the consumption actually occurring during the year, whereas the peak value is based on the capacity, which in most cases is not actually utilized at any time of the year. As a counterpart to the "mean annual degree of utilization" one may therefore define a "peak degree of utilization" which indicates the ratio between the peak value actually reached and the capacity to be held available. Utilities will, of course, have an interest in limiting the capacity deployment so as to keep this peak degree of utilization as large as possible, thereby avoiding the extravagance of maintaining capacities not fully utilized even at times of peak water use.

Nationwide statistics mostly use the peak load actually encountered during the year, rather than the manageable peak load (capacity). In the year 1969, for example, annual peak factors of hourly water delivery, determined in this way for 737 utilities in the German Federal Republic, varied from 1.86, for large utilities of over 10 million m^3 annual delivery, to 2.55 for small utilities of 0.1–0.3 million m^3 annual delivery. It was found that the annual peak factor of hourly water delivery increases with the proportion of domestic water use to total consumption.

The figures show that, as a rule, the degrees of utilization of the distribution network are very low, so that very large capacities must be maintained just to accommodate short intervals of peak demand. Though more or less poor utilization of existing capacities is the rule for all parts of water utility plant and equipment, the annual degree of utilization is particularly low for the water distribution system; and here the economic effect is particularly grave because of the high proportion represented by the distribution system in the total investment. For the distribution system, the degree of utilization is likely to be in the order of 0.3 or 0.5; and it will be the higher, the lower the corresponding peak-factor. A low peak-factor can as a rule be expected if industrial water use accounts for a substantial share of total consumption.

Though the problem of peak consumption and degree of utilization is primarily of interest in an economic context, reduction of the peak factor also has desirable consequences from both technical and hygienic viewpoints, because pipelines utilized to only a fraction of their rated capacity are subject to rather sluggish flow during most of the year.

The peak factors vary from pipeline to pipeline and may be determined similarly to the overall peak factor of the distribution grid, except that the load value must be based on the basic time-intervals adopted for the pipeline in question. As a rule the peak factor will be the larger, and hence the degree of utilization will be the lower, the shorter the basic time-interval that has to be

chosen. Service lines, for example, will therefore be utilized to a lesser degree than mains.

In the literature one can find only few exact data on the peak values of water consumption and/or water demand and their relation to the mean values or their dependence on the various factors involved. This is true for both measured and empirical data. While extensive research has been conducted to establish reliable data for the hydraulic design of pipelines, no adequate and exact design fundamentals are available in regard to the flow and service load. Design data of an exactitude similar to those available for water catchment, treatment, and pumping installation must also therefore be developed for the water distribution systems, which represent the biggest portion of the total investment. To expedite the initiation of a programme to this end may be regarded as a necessity. Economically, the optimum design of water-supply grids is of considerable importance in the national economy because of the high investment sums involved.

In Germany a flow-hydrograph measuring programme has been launched with the aim of obtaining more reliable pipeline dimensioning data which are based, above all, on the peak load values and the dependence on the various factors involved. In this programme we are initially confining ourselves to residential buildings and areas, because here conditions are easier to supervise and because, as a rule, the domestic water use plays a bigger role in grid design than commercial and industrial consumption. In 1969, for example, more than 59% of the combined water delivery of 1,242 utilities in the German Federal Republic went to households and small businesses.

PRACTICAL OBSERVATIONS

To obtain values backed by statistics it is necessary to conduct many series of measurements. Their results must therefore be rendered in a form permitting evaluation and processing by computers. The procedure we are using is as follows: by means of a magnetic clutch the water meter is coupled to a so-called "electronic flow transmitter", the rotary segmental disk of which interrupts the high-frequency signal of an oscillator in such a manner that a sequence of current-pulses is obtained. The pulse frequency is proportional to the rate rotation of the water meter and is turned into a direct-current signal by a frequency-to-current converter unit. The flow hydrograph can then be plotted by means of a pen recorder. An electronic chart reader is used to scan automatically the hydrograph and render its values on punched tape in suitable coded digital form by way of variable integration. The punched tape can then be evaluated by a computer in various ways. The computer also does the integration over the basic time-intervals and the analysis for peak loads. This approach is advantageous in that measurements can be taken at many places without unreasonable expense while evaluation of all resulting record charts is done at a central location.

The load hydrograph of a service line results from superimposition of the individual discharges occurring at the many water outlets served by it. Nevertheless the effect of simultaneous discharges on the peak load should not be over-estimated. Experience shows that in residential buildings only the most active outlets have a noticeable influence, and that even in large buildings only five of them are likely to be actuated at the same time. The load peaks in service lines are primarily determined by the flush valves. Also, in the U.S.A., it has been found that the number of persons per dwelling-unit, rather than the number of water-consuming appliances, is the factor determining domestic water use.

As the establishment of design data must rely on empirical procedures, one must try to isolate and identify clearly, by the use of a large number of local measure-

ments, all the many factors involved. Only in this way will it be possible to forecast reliably the load peaks of objects differing in structure from the objects measured. The major factors involved in the magnitude and timing of load peaks in service lines to residential buildings, and in feeders serving uniformly structured residential districts, include: weather conditions, the share of garden and green areas, population density, social stratification, domestic comfort-level, and abundance of water-consuming appliances.

In residential districts having a high proportion of green areas the evening peak, during periods of warm and dry weather, is largely attributable to the use of sprinklers, which may then contribute up to 80 per cent of the total water-use. In the U.S.A., a nearly linear relation between peak hour consumption and lawn size has been found to exist for private homes. The annual peak factors of hourly water delivery observed in private-home districts range from 3.3 to 10.3. The heavy impact of air-conditioning units on the peak factors is mentioned only in passing. Complete identification and assessment of the many factors involved will certainly not be easy, and there is no guarantee that the task can be tackled at all. It must be emphasized that merely qualitative assessment of relationships will not be sufficient and that quantitative relationships will be needed for the hydraulic design of pipelines.

Even if we should succeed in isolating the various factors involved and in formulating quantitative statements as to how they affect the peak load and the peak factor, the results can never be expected to consist of fixed numerical values. Those values which are of interest will necessarily be scattered, so that at best it will only be possible to define certain band-widths for them.

The foregoing considerations were intended to show that the hydraulic design fundamentals for pipelines are still very much in the dark and that extensive studies on this problem are still required. Very much as in other sectors of technology, where we are now employing complex mathematical procedures and sophisticated methods to approach problems formerly left to a mixture of experience and guesswork, it will be necessary for us to introduce rigorous new methods to the hydraulic rating of pipelines also.

The observations so far available only permit indication of guidance values for the "annual peak factor of hourly load" which may be considered decisive for the entire water-distribution network. Unfortunately the present state of research does not yet permit indication of more precise figures for the peak load factors applicable to the various components of water-supply grids. At any rate, the peak factor will be the higher, the smaller the basic time-interval adopted. In 206 American towns the ratio of the annual peak factors of monthly, daily, and hourly water delivery was found to be 1.4:1.62:2.57 respectively.

PLANNING FOR THE FUTURE

It is also important to know what future development trends in the peak load factors are to be expected. In the context of their long-term investment planning, utilities usually develop forecasting data on the basis of total water demand of the area served. Under the conditions prevailing in Germany the total demand is expected to rise by about 2-3% every year. Will the peak demand grow at the same rate, and will it be sufficient to use this growth-rate as a basis in planning for future extensions to the network? Or is there a rising tendency in the peak factor itself, with resulting need to extend the capacity of the distribution network at a faster rate than would correspond to the rise in the general demand alone? Indications are that the latter is to be expected; no doubt this is largely due to the upward trend in the

water use for lawn and garden sprinkling and for air-conditioning purposes.

In view of the impact of water-demand peaks on the technical-hygienic aspects of water utility operations, and even more so on their economic viability, we must face the question of whether we should continue aligning our investment planning to the magnitude and expected growth of peak factors as we did in the past, or whether we should try to do something to reduce them. The author thinks that we should do the latter, because the investment needs to be faced in the future—due to an ever-increasing water demand to be met by unchanged, or even shrinking, availability of satisfactory raw water, and due to a persistent loss in raw-water quality caused by environmental pollution—simply do not seem to justify, from the viewpoint of the national economy, a policy of spending enormous sums on the deployment of capacities likely to be utilized on very rare occasions only. Of course, this is not to say that peak load factors should no longer be considered in the hydraulic rating of water distribution systems. But the pronounced initial gradient of the load-duration curves suggests that considerably lower requirements for rated capacity can result already if load peaks of short duration are neglected.

There are various possibilities for reducing the peak loads on water supply installations; they also differ in the restrictive consequences they have for customers. The simplest way of reducing peak water consumption is by public appeals, decrees prohibiting water use, or penalties. Such measures offer the advantage of instantaneous effectiveness without extensive or time-consuming preparations. Nevertheless, they should only be resorted to in an extreme emergency because of the adverse effects they have on the image and public relations of water utilities.

Another controlling factor tending to reduce peak loads is the price of water. This is bound to rise, because of the rising costs resulting from the ever-increasing difficulties of water development; a slow-down in the growth of water consumption can therefore be expected. But this will hardly affect the peak factor. As long as the water prices are not markedly higher than now, one should in any case avoid over-estimating their effect on domestic water use, because the water cost amounts to only a small fraction of the cost of living. With industrial enterprises consuming much water the price will be more likely to reduce consumption and promote adoption of water-saving techniques. Where large consumers are involved the consumption hydrograph can be influenced by splitting the price into a basic service and a consumption component. This is a suitable means of reducing the peak factors, but because of the considerable expense of metering it cannot be applied to private households.

In the domestic consumption sector a desirable technical trend would be the development of fixtures and appliances of lower water consumption, which should above all cover any short-time surge demands by the inclusion of internal storage provisions replenished over a longer period of time. The best example of this is the replacement of W.C. flush valves with flushing cisterns. Flush valves cause high momentary load peaks in consumer installation lines, and despite their short duration these peaks have a decisive impact on pipeline dimensions. The flushing water can be equally well provided by advance storage in cisterns, thereby reducing the load peaks by about 50-60%. Similar improvements should be promoted in all appliances using water as a flushing medium, e.g. in dish-washers and the like.

In some places excessive peak loads are also being avoided by flow-limiting devices fitted into pipelines. Large consumers in Antwerp are fitted with devices of this type which will throttle the supply when the con-

sumption rate exceeds a predetermined level. Also, where buildings are supplied with booster pumps directly connected to supply lines such flow-limiting devices are very useful.

Apart from the remedies so far mentioned, one may also apply measures to reduce load peaks in a wider section of the supply network, limiting them to the vicinity of their origin without leading to any restrictions on consumption. One of these measures is the provision of ample storage capacities in consumption centres and in the premises of large individual consumers. Basically this is the same measure as that recommended above for water-consuming fixtures and appliances.

Whether construction of a clear-water basin and booster station in a centre of consumption is economically sound must be determined by analysis for the optimum conditions. The feeders to the basin may be rated for smaller loads; and as the load peaks are removed the degree of utilization of these lines will improve. The resulting savings in line construction cost must be compared with the cost of constructing the storage basin and booster pumping station. Operation of the booster station raises the pumping costs, while it reduces that incurred at the central pumping plant. Which solution will be economically superior depends above all on the geographic distribution of consumption in the service area and on the location of the service area relative to the water catchment plant, the possibilities and costs of new pipeline construction, the specific pumping cost, and many other factors.

The intermediate storage basin would appear promising in cases where feeders from the central pumping plant to the consumption centre already exist but

are no longer sufficient because of the consumption peak. Under these conditions, cutting off the load peak may render the construction of additional feeders unnecessary. Alleviation of peak factors by construction of storage basins is a widespread and old-established practice in water catchment and treatment facilities.

Yet another method of coping with rising peak-rates consists of stepping up the capacity of existing feeders or entire grid sections by new booster pumping-plants. This, however, is a measure which covers, rather than reduces, the load peaks. As its adoption means that the grid sections both upstream and downstream of the booster station must be subjected to the full flow peak, it will be feasible only in cases where the peak load condition does not induce an intolerable pressure-drop in the sections upstream of the booster station.

CONCLUSION

Comprehensive treatment of the problem of peak demand and how to reduce it would require more than a brief report such as this. The author has confined himself to the presentation of initial suggestions aiming at the development of appropriate methods of designing water-distribution pipelines. The primary objectives of this report, however, were to show how important this problem is to utilities, in both its technical and its economic aspects, and how essential it is to clarify thoroughly the relevant terms in use, and to stimulate joint efforts at compiling, by field measurements as well as by operational observations, the data and the exact knowledge required as a basis for the optimum rating, both in the technical and the economical aspects, of water distribution systems.

Problèmes de demande de pointe et remèdes

par le

Dr. H. TESSENDORFF

Allemagne

Le débit utilisé pour calculer les pertes de charge des conduites est indiqué le plus souvent en l/s et ne peut, sous cette forme, être employé pour le dimensionnement des conduites. Afin de pouvoir décider quelles dimensions doivent être données aux conduites, il convient au préalable de définir clairement les notions liées au problème des besoins de pointe. En font partie la valeur de pointe et la valeur moyenne du débit pendant la période étudiée, segment découpé à cette fin de la courbe du débit, ainsi que le facteur de pointe résultant de ces deux valeurs. Le tracé de la courbe du débit de différentes sortes de conduites ne peut être déterminé que dans la pratique par des mesures.

Il n'est pas nécessaire, pour dimensionner les conduites, de calculer comme débits de charge les débits de pointe qui ne se présentent que rarement et pendant des périodes assez brèves, mais il suffit de se baser sur les valeurs de pointe d'une courbe de charge, obtenue en établissant la moyenne des débits pour un intervalle de temps de base assez long. La durée de cet intervalle de temps de base diffère pour les diverses sortes de conduites. Par ce procédé, les valeurs de pointe extrêmes du débit sont écartées de la courbe. Cette courbe de l'allure de la charge, courbe qui est importante pour le dimensionnement, peut également être déterminée directement par des techniques de mesure.

A cette fin, on met sur pied en Allemagne un vaste programme de mesures qui doit fournir les éléments de calcul des conduites et donner des renseignements sur leur dépendance par rapport aux différents facteurs en

jeu. Les valeurs des débits de pointe ainsi que, dans le même contexte, les pointes moyennes annuelles pour le débit horaire du réseau de distribution d'eau revêtent une grande importance économique, mais également technique et hygiénique. Dans l'avenir, on peut s'attendre à une augmentation encore plus forte du facteur de pointe de débit. Par conséquent, il faut chercher à supprimer les facteurs de pointe, car du point de vue de l'économie nationale, il n'est pas justifiable de dépenser des sommes élevées afin de prévoir dans les réseaux de conduites des capacités qui ne sont utilisées que très rarement.

Il existe plusieurs méthodes pour supprimer les pointes, par exemple la réduction de la consommation en eau pendant les périodes de pointe, la modulation du prix de l'eau, le développement technique d'appareils ménagers à plus faible consommation en eau, et la construction de réservoirs dans les centres de gravité des consommations. Le rentabilité de cette dernière possibilité doit être vérifiée par un calcul d'optimisation. Le problème des besoins de pointe n'a pu être traité ici à fond.

Ce rapport doit en premier lieu inciter à recueillir, par des mesures pratiques et des observations faites dans les exploitations, les valeurs qui actuellement manquent encore en grande partie et qui sont nécessaires pour permettre le dimensionnement optimal du point de vue technique et économique des réseaux de distributions d'eau.

Water Waste Prevention: A Commentary

by

M. RANDALL

Water Supply Industry Training Board, Great Britain

and

S. G. BARRETT, C.B.E., M.Sc., F.I.C.E., F.I.W.E.

Managing Director, Newcastle and Gateshead Water Company, Great Britain

This subject finds a rightful place in the bibliography of learned societies devoted to water conservation and the sound and economical management of water undertakings. It has previously occupied the minds of water engineers at meetings of this and similar Associations, and no doubt will continue to do so. No excuse or justification is necessary therefore to raise the subject once more.

On both grounds—water conservation and economy—it is self-evident that water drawn from source works ought to be purposefully and intelligently used without detriment to the interests of others. This statement may raise moral issues in some minds and be regarded as ambiguous; nevertheless it has already become apparent that good-quality water is a precious commodity which, if not used beneficially, causes hardship to a proportion of the community—it is bad business both nationally and privately to waste or allow waste of water (or any other valuable substance) to occur or continue. The excess beyond purposeful usage of water is expressed as waste, and both the water undertaker and the consumer must be partners in minimizing it.

When examined, water usage may be classified, if not exclusively, as:

- (a) *Essential use*
Minimal use for the maintenance of life, including industrial exploitation.
- (b) *Discretionary use*
Extension of essential use satisfying in part man's historic effort to enhance his enjoyment of life's good things.
- (c) *Ineffectual use or misuse*
Extension of essential and discretionary use producing no benefit to the community or the unselfish consumer.

In what follows consideration is given principally to classification (c) in respect both of the consumers' activities and the behaviour of the water undertaker. Classification (a) is automatically excluded; and (b), being an area of contention, is briefly touched upon. Classification (a) certainly, and (b) at least as to part in the modern environment must be accepted as purposeful uses of water. At the last congress Chalet* defined:

Losses as "the total flow of water tapped but not registered by consumers' meters and hence not paid for", and

Waste as "useless flows (e.g. leaks) on the premises of consumers, which may be recorded, given sufficient meter accuracy".

Ignoring for the moment that in the United Kingdom (here the authors speak with some degree of authority) and elsewhere, metering of water is, with few exceptions,

restricted to industrial supplies, with the consequence that, on a narrow interpretation, M. Chalet's definition of "loss" is inappropriate; it is clear that the conception of waste in the minds of the authors, being the summation of loss and waste as defined by M. Chalet, has fewer commercial origins but is not without economic foundation. The preoccupation of the authors is less with loss of revenue and more with loss of water; it is not accepted that water, however used, if paid for cannot be wasted.

Even in the United Kingdom attitudes in regard to metering of all supplies are beginning to change from a resolute resistance towards change in the existing order to a dawning acceptance of possible resulting advantages if change were to take place. Obviously the rising cost of obtaining, treating, and delivering water is influencing thought; and there are considerations having political and administrative implications which might arise in the future.

It is accepted that universal metering will reduce water usage by an amount variously estimated at between 3% and 12%. Conversely it is acknowledged that such reduction in consumption must be paid for in terms of capital investment and the maintenance of meters. Herein lies the area of indecision—is there a real economic advantage? In so far as metering could act directly on the ineffectual use or misuse of water it is a rightful tool of the waste controller. The rectitude of unduly influencing discretionary use, if this is the objective, is debatable and introduces issues of social behaviour which ought not properly to be included in the water undertaker's responsibilities. Admittedly, in circumstances of dwindling reserves or physical limitations of supply, positive steps to minimize all uses of water are imperative. The effectiveness of attempting to impose punitive sanctions on discretionary use is, in any case, doubtful; it is unlikely to have much effect on the affluent and can do little to restrict others in their normal use of water.

A start to eliminate waste may perhaps be made at the works of the water undertakers, especially treatment works where recycling of wash water may reduce the pollution of rivers, even if it is argued that no saving of water thus accrues.

Present concern centres on waste from apparatus; first, in premises, and second, in the street. In premises, whether the supply be metered or not, ineffectual use or misuse, such as allowing bursts to persist or taps to be left open, is traceable to activities or inactivities of the occupiers and the incidence of this form of waste will largely depend upon the sensitivity of the occupiers to the nuisance of water running in and under their property. To stop waste by repairing defects is important; to reduce the chances of such incidents occurring is more necessary. Regulatory instruments enforceable by penalty designed to raise quality standards of water installations

* Chalet, M. 1969 8th Congress, International Water Supply Association (Vienna), Special Subject No. 11, p. OI, "Leak Detection".

—with power to enter premises for inspection—will go a long way towards ensuring minimal waste.

In Great Britain each statutory water undertaking makes byelaws prescribing “the size, nature, materials, strength, and workmanship mode of arrangement” of water fittings (including pipes) and providing for “forbidding the use of any water fittings which are of such a nature or are so arranged or connected as to cause or permit, or be likely to permit” waste, etc., of water “or reverberation in pipes”. The byelaws apply to all premises, but there is a tendency to play them down where supplies are metered. Byelaw enforcement officers (usually craft plumbers) are employed in many British water undertakings exclusively to inspect water installations for compliance with the requirements. In the Newcastle and Gateshead Water Company supplying water to 810,000 persons, five such officers are engaged on this work.

The introduction of byelaws has improved the standard of quality of water fittings, has increased the awareness of those who fix them in buildings that waste of water is both reprehensible and punishable, and has demonstrated a weakness in their provision in that they do not oblige the builder to place his pipes and fittings in such positions that they do not freeze in winter causing bursts on thawing. The figures on this page indicate the alarming number of burst pipes found within private premises—mostly the older properties—a large proportion due to unprotected pipes being fixed in exposed or unheated places.

In the street, routine inspection for hidden waste reveals more service pipe leaks than main leaks and the total quantity lost by the former exceeds the latter.

The records of the Newcastle and Gateshead Water Company are given below; they illustrate incidents reported as having occurred in both the streets and the premises: the figures given are averages over the years 1969 to 1971.

(i)	Underground leaks found by waste detection operations	
	(1) Mains	256
	(2) Service pipes owned by water undertakers	647
	(3) Service pipes not owned by water undertakers	560
(ii)	Leaks and defective fittings (not underground) found within private premises by waste detection operators	
	(1) Draw-off taps	40,040
	(2) Ball taps	18,185
	(3) Burst pipes	7,129

Notes

- (a) Taking one year by another, the incidents in any category are generally regular.
- (b) The number of service pipes found leaking, whether owned by the water undertakers or privately, are not widely dissimilar.
- (c) But the number of burst pipes found within private premises is considerably greater than leaks on service pipes, and represents 1 burst for every 33 properties. In this example, bursts following frozen pipes, generally in old property, are a major contributing factor; during 3 days of frost in 1972, 1,071 internal burst pipes were reported. Waste from internal burst pipes is usually of relatively short duration; the householder will wish to effect early repairs to minimize damage to his property.
- (d) The number of draw-off taps within the area of the water undertaking is 1½ million or thereabouts; thus approximately 3% are regularly defective. The figure for defective ball taps is about 4%. The water undertaking, on request, will provide and fit new washers to leaking taps.

The annual cost of operating the Prevention of Waste Department, in wages and other direct charges but excluding on-costs such as provision of office accommodation, telephones, etc., was £77,000 in 1971. By assigning discharge values and assuming that all leaks had been wasting for 12 months (the sounding cycle) the discovery of leaks—and their subsequent repair—in underground apparatus would show a saving

of about 1,800 million gallons in the year. The basic cost of processing water (excluding the cost of distribution) is estimated at £0.06 per thousand gallons. Hence the value of water saved is, *prima facie*, £108,000. The cost of repairing averages £12 per incident, or, to the water undertaking, about £11,000 in total.

As this area is generally clay land, most of the underground leaks will show on the surface in course of time. If the Department had not found them they would eventually have displayed themselves and accordingly would have been repaired. So in respect of those leaks—the majority in this example—which break out to the surface, the saving in water due to early detection can be related only to the period of time between discovery by sounding and appearance of water on the surface. Hence to gain a financial advantage by minimizing waste from underground leaks it is necessary that leaks should be found and repaired as early as possible after breaking out, and long before water comes to the surface.

If no system of regular waste detection were adopted and all leaks eventually became visible and were thereupon repaired, and assuming that the time between the moment the leak occurred and its visible appearance is constant (and that the leak is, of course, immediately repaired thereafter) there would be a steady waste of water per annum from leaks equal to the number of repairs per annum multiplied by the product of the waste per leak and the running time. If waste detection by cyclical sounding is adopted it is necessary to ensure, on the given assumption, that the period of the cycle is of shorter duration than the running time, if all leaks breaking out during the cycle are to be found. Van der Zanden and Cnossen found in the Netherlands that the average running time for leaks in lead pipes is between 100 and 200 days; for defective joints in cast-iron pipes from 10 to 100 days; for copper pipes possibly 300 days; and for steel pipes even longer.

The engineer is compelled to accept that in economic terms in every undertaking there is an irreducible level of waste and he will decide, again in economic terms, the level he is prepared to accept. At the last congress Chalet put a loss rate (as defined by himself) of 5% as virtually unattainable. British experience tends to support this view which is confirmed by many examples where flows in networks have been measured at times of minimal legitimate demands. A rough approximation of waste from underground leaks can be obtained from the data resulting from continuous sounding cycles.

On the hypothesis that leaks break out at a fairly uniform rate, taking one cycle with the next, it follows that, at any moment, the number of leaks outstanding equals half the number of leaks found, and that the length of time that leakage persists is related to the periodicity of the sounding cycle. Hence, if discharge factors are assigned separately to leaks from pipes, mains and other underground apparatus, the total rate of waste can be quantitatively assessed.

Such a computation is, however, little more than an interesting exercise, once the engineer has set his waste level and thereby established the periodicity of the sounding cycle; if he is satisfied that the number of underground leaks found each year is sensibly constant and that repairs are done expeditiously, he will know, after one trial calculation, the approximate level of leakage in the network. If during a cycle extending over 2 years the number of leaks on service pipes found and repaired is 1,000 per annum and is consistent with past years' records, and if the leakage factor ascertained by test is 1.25 m.g. per year, then at any date within the cycle 500 leaks will be awaiting discovery, some being at the rear of the operations and some ahead, and each will waste water for 2 years before being found and

repaired. The total annual loss of water thus amounts to 625 m.g./year; over a 12 months' cycle, the total loss of water will be half the above.*

At the Newcastle and Gateshead Water Company where the sounding cycle is one year, the approximate level of leakage on the foregoing hypothesis is half the amount of water saved, namely 900 m.g.d.; and, proportioned to the amount of water distributed from the source works, the losses from underground apparatus found during the sounding cycle approximate to 5.25%. No account is taken in this analysis of leaks appearing on the surface which are not included in the record of "leaks found" during the sounding cycle. These also occur with reasonable regularity and by making some general assumptions, such as the running time between leaks breaking out and their showing on the surface, a reasonable allowance for "visible leaks" can be made in the waste balance. No account is taken of losses from the occasional bursts of large-diameter mains. An overall assessment for waste from underground apparatus is $7\frac{1}{2}\%$.

Investment of money and labour in waste detection can reduce waste from the natural level (where leaks are repaired as they display themselves) to some lower level approaching the irreducible minimum. At any level the amount of the lost water is approximately constant. The difficulty of striking a balance of financial benefit on revenue account has been touched on earlier. On capital account it is said that unless ceaseless war is waged against waste, new sources and other works must be constructed to provide the water which runs to waste.

This would be true if demands by the population had reached finality. Almost everywhere demands are rising, making necessary new works to provide therefor. Until the critical relationship between supply and demand is reached, the waste component is a drain on the source reserves and is chargeable to revenue account. When the critical stage is reached, if waste is not checked, capital works will need to be instituted

somewhat earlier than necessary. It can be shown that with demands increasing on a 5% annual straight-line projection, and with waste running at a rate 10% higher than necessary, the period of deferment of capital expenditure is no more than 2 or 3 years; and few water engineers would wish to work to such fine limits in time.

Are waste prevention and leak detection and repair activities and expenses something which our successors will have to face in future ages? Will it always be necessary for the Newcastle and Gateshead Water Company to expend between 3% and 4% of its income on a Prevention of Waste Department? Are the waste levels now experienced by water undertakings due to materials and methods used in the distribution system 50 and more years ago? These are questions of topical importance. In most textbooks there are formulae from which figures of permissible leakage from newly laid water mains may be derived.

In this day and age there should be no leakage whatsoever. With the adoption of modern techniques mains are presently being laid which are leak-proof and of indefinite life expectancy. There are doubts about the quality of workmanship and the degree of care exercised in the choice of materials and methods used in laying service mains and service pipes providing water to new houses. The mains and pipe network are the heart and soul of the water undertaking, and care of them is too often placed in less proficient hands than the more prestigious sections of the undertaking. Lead service pipes have lost their popularity; copper does not impress as being a suitable alternative; plastic materials give hope. The working parts of draw-off taps, faucets, ball-valves, and other fittings as presently designed leave much to be desired. Perhaps it would cost more than 3% of an undertaking's income to secure a system which is for ever proof against leaks, so it may be better to leave matters as they stand. This is surely a policy of despair or *laissez faire*. Our aim should be to put the waste controller out of business in the shortest possible time. We may never achieve this, but we should try very hard to do so.

* E. G. B. Gledhill, 1957, *Journ. I.W.E.*, 11, 117.

La Lutte Contre le Gaspillage de l'Eau

Commentaire par Mm.

M. RANDALL

Water Supply Industry Training Board, Grande Bretagne

et

S. G. BARRETT, C.B.E., M.Sc., F.I.C.E., F.I.W.E.,

Directeur Général, Newcastle and Gateshead Water Company, Grande Bretagne

Ce sujet à sa place dans la bibliographie des sociétés savantes qui se consacrent à la conservation de l'eau et à la gestion saine et économique des distributions d'eau. Il a déjà été examiné par des ingénieurs en distribution d'eau lors de réunions de notre Association et d'autres similaires et il le sera encore. Il n'est donc pas besoin de justifications pour l'évoquer une fois de plus.

Pour deux raisons, conservation de l'eau et économie, il est évident que l'eau captée doit être utilisée intelligemment sans gêner les intérêts d'autrui. Ce principe peut soulever en certains esprits des conflits moraux et paraître ambigu, mais il est évident qu'une eau de bonne qualité est un produit précieux qui, s'il n'est pas utilisé d'une manière profitable, peut créer des difficultés à une partie de la collectivité: c'est une mauvaise affaire pour la nation comme pour les individus de laisser gaspiller une substance qui a de la valeur. Toute consommation excessive d'eau dépassant son utilisation volontaire est un gaspillage et le distributeur comme le consommateur doivent collaborer à le minimiser.

Les utilisations de l'eau peuvent être classées en gros en:

- (a) Utilisations essentielles
Utilisation minimale pour le maintien de la vie, y compris l'industrie.
- (b) Utilisations facultatives
Extension des utilisations essentielles qui satisfont partiellement l'effort historique de l'homme pour améliorer son plaisir de vivre.
- (c) Utilisations inutiles ou abus
Extension des utilisations essentielles et facultatives qui n'amènent aucun profit pour la collectivité ou le consommateur prodigue.

Dans ce qui suit, nous avons surtout considéré le point (c) sous l'aspect à la fois des activités du consommateur et du comportement du distributeur d'eau. Le point (a) est automatiquement exclus et (b) étant objet de dispute sera rapidement effleuré. Les points (a) certainement et (b) au moins comme partie de l'environnement moderne doivent être acceptés comme utilisations essentielles de l'eau. Au dernier Congrès, M. Chalet définissait:

les pertes comme étant "l'ensemble des débits effectivement captés, mais non enregistrés par les compteurs des utilisateurs et donc, non payés" et

les gaspillages comme étant "des débits inutiles (par exemple des fuites) chez l'abonné, qui, si la précision des compteurs le permet, peuvent être enregistrés".

Ignorant pour le moment qu'en Grande-Bretagne (et ici les auteurs parlent avec une certaine compétence) et ailleurs, le comptage de l'eau est, sauf exceptions, restreint aux usages industriels et qu'en conséquence la définition de M. Chalet des "pertes" au sens étroit

est inappropriée, il est évident que la conception du gaspillage dans l'esprit des auteurs, étant la somme des pertes et des gaspillages définie par M. Chalet a moins d'origine commerciale mais n'est pas sans fondements économiques. La préoccupation des auteurs est moins orientée vers les pertes de revenus que vers la perte d'eau; nous n'admettons pas que l'eau, quelle que soit son utilisation, n'est pas gaspillée si elle a été payée.

Même en Grande-Bretagne, l'attitude à l'égard du comptage commence à changer d'une résistance résolue au changement de l'ordre existant à l'aube d'une acceptation des avantages qui résulteraient si un changement devait se produire. Il est évident que le coût croissant du captage, du traitement, et de la distribution de l'eau influence les idées, et certaines considérations ayant des implications politiques et administratives peuvent surgir dans l'avenir. On estime que le comptage universel réduira la consommation en eau de 3 à 12%. Inversement, on sait qu'une telle réduction de consommation doit être payée par l'investissement et l'entretien des compteurs. Et là se trouve la zone d'indécision: y-a-t-il une économie réelle? Dans la mesure où le mesurage peut agir directement sur l'emploi inefficace ou le mauvais emploi de l'eau, c'est un outil légitime de lutte contre le gaspillage. La légitimité d'une influence induite sur les utilisations facultatives, si tel est l'objectif, est discutable et introduit des considérations de comportement humain et d'attitudes sociales qui ne semblent pas ressortir des responsabilités du distributeur d'eau. On peut admettre que lorsque les réserves s'épuisent ou lorsqu'il y a des limites physiques aux possibilités d'alimentation, il est impératif de prendre des mesures positives pour diminuer tous les emplois de l'eau.

L'inefficacité des tentatives pour imposer des sanctions sur les usages facultatifs est de toutes façons douteuse; elle ne peut pas avoir beaucoup d'effet sur les volumes nécessaires ni restreindre les autres utilisations normales de l'eau.

La lutte contre le gaspillage doit peut-être commencer dans les ouvrages de distribution, spécialement aux stations de traitement où le recyclage des eaux de lavage peut réduire la pollution des rivières, même s'il ne doit pas en résulter d'économie d'eau.

Les préoccupations en matière de gaspillage sont actuellement centrées sur les appareils, d'abord dans les logements et ensuite dans les rucs. Dans les logements, que l'eau fournie soit comptée ou non, les usages inefficaces ou gaspillages, comme de ne pas réparer les tuyaux éclatés ou de laisser les robinets ouverts, de l'activité ou de l'inactivité des occupants et l'incidence de cette forme de gaspillage dépendra donc de la sensibilité de ces occupants à la gêne que produit l'eau qui coule dans ou sous leurs propriétés. Arrêter les gaspillages en réparant les défauts est important; réduire la probabilité de ces incidents est encore plus nécessaire. Une réglementation appuyée sur des pénalités en vue d'élever

les normes de qualité des installations hydrauliques avec pouvoir pour le distributeur d'entrer dans les logements pour les inspecter sera un grand progrès pour minimiser les pertes. En Grande-Bretagne, chaque distributeur d'eau éditée un règlement qui prescrit que "la taille, la nature, les matériaux, la résistance, et la mise en place" des accessoires hydrauliques (y compris les conduites) et prévoyant "l'interdiction d'utiliser tous accessoires hydrauliques de nature telle, disposés ou branchés de telle façon qu'il permettra ou tendra à permettre" les gaspillages de l'eau "ou les coups de bélier dans les conduites". Ces règlements s'appliquent à tous les logements mais il y a une tendance à les mettre en sommeil lorsqu'il y a des compteurs. Des responsables de l'application de ces règlements (habituellement plombiers qualifiés) sont employés par de nombreux services d'eau britanniques exclusivement à inspecter les installations hydrauliques. La société de Newcastle et Gateshead, qui fournit de l'eau à 810 000 personnes, emploie cinq inspecteurs à ce travail. La promulgation de ce règlement a amélioré les normes de qualité des accessoires hydrauliques et a rendu conscients ceux qui les mettent en place que le gaspillage de l'eau est à la fois répréhensible et punissable; une faiblesse est que ce règlement n'oblige pas le constructeur à placer les conduites et les accessoires dans une situation telle qu'il ne puissent pas geler en hiver et éclater lors du dégel. Les chiffres ci-joint indiquent le nombre alarmant d'éclatements de conduites découvertes dans les logements privés (la plupart du temps bâtiments anciens), dont une grande proportion est due au fait que les conduites sont placées sans protection dans des endroits exposés ou non chauffés.

Dans les rues, les inspections de routine découvrent plus de fuites sur les branchements que sur les conduites principales et la quantité totale perdue par les premières dépasse les secondes.

Nous donnons les chiffres relevés à la société des eaux de Newcastle et Gateshead au sujet des incidents constatés dans les rues et dans les logements. Les chiffres cités sont des moyennes de 1969 à 1970.

(i) Fuites souterraines trouvées lors de recherches de fuites:	
(1) sur conduites	256
(2) sur branchements propriété du distributeur d'eau	647
(3) sur branchements non propriété du distributeur d'eau	560
(ii) Fuites et appareils défectueux (non souterrains) trouvés dans des propriétés privées lors de recherches de fuites:	
(1) robinets de puisage	40 040
(2) robinets à flotteurs	18 185
(3) éclatements de conduites	7 129

Notes

- (a) d'une année à l'autre, les incidents de chaque catégorie sont généralement réguliers.
- (b) le nombre des fuites sur branchements, qu'ils soient propriété du service ou de l'abonné ne sont pas très différents.
- (c) mais le nombre de tuyaux éclatés dans les propriétés privées est beaucoup plus grand que celui des fuites sur branchements et représente un éclatement pour 33 propriétés. Dans cet exemple, les éclatements à la suite de gel de conduites, généralement dans les propriétés anciennes, sont un facteur très important; pendant les trois jours de gel de 1972, on a constaté 1 071 éclatements de conduites à l'intérieur des immeubles. Ces éclatements à l'intérieur sont généralement de courte durée; l'occupant effectue la réparation au plus tôt pour minimiser les dommages.
- (d) il y a environ 1,5 millions de robinets de puisage dans la région desservie; il y a donc régulièrement 3% environ de robinets défectueux. Le chiffre pour les robinets défectueux est d'environ 4%. Sur demande, le service d'eau fournit et met en place de nouveaux joints aux robinets qui fuient.

Le budget annuel de la section de lutte contre les fuites, en salaires et autres dépenses directes, mais non compris les frais de bureau, de téléphone, etc. . . . représentaient £77 000 en 1971. En faisant la somme

des débits de fuite et en admettant que toutes les fuites aient coulé pendant douze mois (cycle de recherche) la découverte des fuites et leur réparation sur les installations souterraines représentent une économie d'environ 8,2 millions de m³ dans l'année. Le prix marginal du traitement de l'eau (coût de distribution exclu) est estimé à £0,013/m³. La valeur de l'eau économisée est donc en gros de £108 000. Le prix d'une réparation est en moyenne de £12 par intervention ou, pour le service d'eau, environ £11 000 au total.

Comme cette région est généralement argileuse, la plupart des fuites apparaissent en surface avec le temps. Si le service ne les avait pas découvertes, elles auraient fini par se montrer spontanément et être réparées. Donc, en ce qui concerne ces pertes, qui sont la majorité dans cet exemple, qui apparaissent en surface, l'économie d'eau due à la détection rapide ne doit se calculer que pour la période comprise entre la découverte par écoute et l'apparition de l'eau à la surface. Pour obtenir un avantage financier en minimisant les fuites souterraines, il est nécessaire que ces fuites soient trouvées et réparées aussitôt que possible après qu'elles se produisent et longtemps avant le moment où la fuite se montre en surface. S'il n'y avait pas de procédures régulières de recherches des fuites, et si toutes les fuites devenaient visibles et étaient alors réparées, en admettant que le temps entre le moment où la fuite se produit et son apparition en surface est constant (et bien sûr que la réparation soit faite immédiatement après) il y aurait une fuite constante par un égale au nombre de réparations par an × le débit d'une fuite × la durée de la fuite. Si l'on adopte une recherche de fuite par écoute cyclique, il est nécessaire de s'assurer que la période du cycle est plus courte que la durée de vie de toutes les fuites qui surviennent pendant le cycle. Van der Zanden and Cnossen ont trouvé au Pays-Bas que la durée moyenne d'une fuite sur tuyau de plomb va de 100 à 200 jours, pour les joints sur les conduites en fonte de 10 à 100 jours, pour les conduites en cuivre peut-être 300 jours et plus encore pour les conduites en acier.

L'ingénieur est forcé d'admettre qu'en termes économiques il y a dans chaque service d'eau un niveau de fuite irréductible et il décidera, en termes économiques, le niveau qu'il juge acceptable. Lors du dernier Congrès, M. Chalet a défini un taux de perte (conforme à sa définition) de 5% comme virtuellement impossible à atteindre. L'expérience britannique est conforme à cette opinion qui est confirmée par de nombreux exemples de mesures de débit dans les réseaux au moment où les consommations légitimes étaient minimales. On peut obtenir une grossière approximation des pertes par les fuites souterraines grâce aux chiffres résultant des cycles d'écoute permanentes.

En admettant que les fuites se produisent à un taux relativement uniforme d'un cycle à l'autre, il en résulte qu'à tout moment le nombre de fuites existantes est égal à la moitié du nombre des fuites trouvées et que la durée de chaque fuite dépend de la périodicité du cycle d'écoute. Il en résulte que si l'on assigne un facteur de débit séparé aux fuites sur conduites et autres appareils souterrains, le débit total des fuites peut être précisé. Ce calcul n'est cependant guère plus qu'un intéressant exercice intellectuel une fois que l'ingénieur a déterminé son niveau de fuite, d'où résulte la périodicité du cycle d'écoute; s'il s'assure que le nombre de fuites souterraines découvert chaque année est sensiblement constant et que les réparations sont faites avec diligence, il saura, par un simple calcul, le niveau approximatif des fuites dans le réseau. Si, pendant un cycle s'étendant sur plus de deux ans, le nombre de fuites découvertes sur des branchements et réparées est de 1 000 par an, en accord avec les chiffres des années

précédentes et si le facteur de fuite déterminée par des essais est de 570 000 m³/an, à toute époque durant le cycle 500 fuites attendront d'être découvertes et chacune d'elles restera active pendant deux ans avant d'être trouvée et réparée. La perte annuelle totale représentera donc 2 820 000 m³. Pour un cycle de 12 mois, la perte totale sera la moitié de ce chiffre.*

Dans le service d'eau de Newcastle et Gateshead, le cycle d'écoute est d'une année, le débit approximatif des fuites est la moitié de l'eau économisée, c'est-à-dire 4,1 millions de m³/an. Relativement à l'eau distribuée, les pertes des installations souterraines trouvées pendant le cycle d'écoute sont d'environ 5,25%. Nous ne tenons pas compte dans cette analyse des fuites qui apparaissent en surface, lesquelles ne sont pas incluses dans le total des "fuites découvertes" pendant le cycle d'écoute. Ce phénomène se produit également avec une régularité raisonnable et, en faisant quelques hypothèses générales, comme la durée d'une fuite entre le moment où elle se produit et son apparition en surface, on peut tenir compte des "fuites visibles" dans le bilan des pertes. Nous ne tenons pas compte des pertes provenant de l'éclatement accidentel des conduites de grand diamètre. L'estimation globale des fuites souterraines est de 7,5%.

Les dépenses en argent et main-d'oeuvre pour la détection des fuites peuvent réduire le gaspillage, du niveau naturel (où les fuites sont réparées quand elles se manifestent d'elles-mêmes), à un niveau inférieur approchant le minimum irréductible. A tout niveau le débit d'eau perdue est à peu près constant. Nous avons signalé ci-dessus la difficulté d'atteindre un bénéfice financier. Pour ce qui est du capital, si on ne mène pas une guerre incessante contre le gaspillage, il faudra construire de nouveaux captages et ouvrages pour fournir l'eau qui autrement serait perdue. Cela serait vrai si la consommation des usagers avait atteint son niveau définitif. Presque partout, la consommation augmente et doit être couverte par de nouveaux ouvrages. Tant ce que l'on n'a pas atteint la relation critique entre alimentation et consommation, la composante

gaspillages est une ponction sur les réserves et une perte aux résultats financiers. Lorsque le stade critique est atteint, si l'on ne réduit pas le gaspillage, il faudra réaliser des dépenses d'investissement plus tôt que nécessaire. On peut démontrer que, la consommation augmentant linéairement de 5% et le gaspillage augmentant la consommation de 10%, le délai que l'on peut gagner pour les dépenses d'investissement ne dépasse pas 2 à 3 ans, et il est peu d'ingénieurs qui aimeraient travailler sur des limites aussi étroites.

La lutte contre le gaspillage et la détection et réparation des fuites représentent-elles des activités et dépenses auxquelles nos successeurs devront faire face dans l'avenir? Sera-t-il toujours nécessaire pour le service des eaux de Newcastle et Gateshead de dépenser entre 3 et 5% de ses recettes pour une Section de lutte contre les fuites? Les niveaux de pertes actuellement constatés dans les services d'eau sont-ils dus aux matériaux et méthodes utilisés depuis plus de 50 ans? Ce sont des questions décisives. Dans la plupart des manuels on trouve des formules donnant les chiffres de pertes admissibles sur des conduites neuves. De nos jours, il ne devrait plus y avoir de fuites du tout. Les techniques modernes permettent de poser des conduites qui ne fuient pas et dont l'espérance de vie est indéfinie. On peut douter de la qualité de la main-d'oeuvre et du soin apporté au choix des matériaux et méthodes de pose des branchements qui alimentent en eau les immeubles nouveaux. Le réseau est le coeur du service d'eau et il est trop souvent confié à des mains moins efficaces que les services prestigieux de l'entreprise. Les tuyaux de plomb ont perdu leur popularité, il n'est pas certain que le cuivre soit le remplaçant convenable, le plastique donne de l'espoir. Les parties mobiles des robinets, robinets à flotteur et autres accessoires dans leur conception actuelle, laissent beaucoup à désirer. Il en coûterait peut-être plus de 3% de ses recettes au distributeur d'eau pour avoir un réseau pour toujours à l'abri des fuites et il vaut mieux donc laisser les choses en l'état. C'est une politique de désespoir ou de laisser-faire. Notre but doit être de mettre le détecteur de fuite à la retraite le plus vite possible. Nous n'y parviendrons peut-être jamais, mais nous devons faire tous nos efforts pour cela.

* E. G. B. Gledhill, 1957 *Journ. I.W.E.*, 11, 117.

Cleaning and Re-lining of Pipes

by

H. RAVIV

Senior Pipeline Engineer, Mekoroth Water Co., Ltd., Tel Aviv, Israel

1. FOREWORD

Justification for the rehabilitation of existing water supply pipelines by various technical methods depends on the extent to which the class, diameter, and alignment of the existing pipelines suit present conditions and future forecasts. The need for rehabilitation stems from a number of factors such as: (a) the type of the wall material of the pipeline and the lining which is in contact with the water; (b) the corrosivity of the water and its tendency to deposit scale; and (c) the water consumption as well as the distance between the water sources and the regions of consumption.

The construction of water supply pipelines in Israel may be divided into two periods. Until the early 1950s the rate of growth of water consumption as well as the rate of development of water supply pipeline-networks was very slow.

Since the 1950s, water consumption in Israel has grown rapidly. In 1970 it reached the 1.5 billion m³ mark, of which 80% was used for agriculture, 15% for domestic and urban consumption, and 5% for industrial use.

This rapid growth in water consumption over the years necessitated the utilization of water of relatively poor quality compared with the water used previously.

In this period the national water carrier system, which included pipelines having diameters of 108, 70, and 66 inches, was laid too. Regional water supply systems have been developed, consisting of mains having diameters ranging from 12 to 48 inches; these mains were designed to collect the water from several sources and convey it through distribution pipelines of 8–10 inches diameter to the water supply networks of the consumers.

By the middle 1950s problems had already arisen which justified the rehabilitation of pipelines.

2. METHODS OF CLEANING PIPELINES IN WATER SUPPLY NETWORKS

(i) General

In situ mechanical cleaning of pipelines is recommended for two purposes: (a) to prevent the movement of floating objects in the water and the damage caused by their damaging or blocking various accessories installed in the pipeline and putting them out of action; and (b) to improve the carrying capacity of the pipeline which has decreased over the years as a result of the deposition and accumulation of various incrustations.

(ii) Cleaning of New Pipelines

The purpose of cleaning new pipelines is to free them from foreign objects such as the earth, stones, rags, and papers which found their way into the pipeline during construction. Until recently it was common to clean new pipes by flushing them with water flowing with an average velocity up to 1.0 m/sec., the flushing being continued until the water flowing out of the pipe-

line is clean and colourless. Flushing of a pipeline requires large quantities of water, adequate pressure, and drainage facilities. These requirements cannot always be fulfilled. Another disadvantage of flushing is the lack of certainty as to the quality and perfection of the cleaning. In order to increase the flushing effectivity, the use of a plastic sponge has recently been suggested.

(iii) Cleaning of Existing Pipelines

The need for cleaning a pipeline *in situ* arises after a pipe has been in operation for several years, or if interruptions in the water supply occur, or if the quality of water in the pipelines no longer conforms to the accepted Ministry of Health standards.

The cleaning operation may be accomplished by mechanical or chemical means. The selection of the method depends on the pipe-wall material and the type of scale deposited.

(iv) Cleaning of Soft Deposits in Pipelines

The methods described here are suitable for the cleaning of silt, clay, sand, and organic deposits such as sponges, algae, and bryozoa from pipelines with smooth inner walls. The methods are applicable to pipelines of asbestos cement or concrete and to steel pipelines lined with cement or bituminous mortars. Cleaning by these means has been tried in Israel and tested on lines having diameters of 48, 24, and 20 inches carrying surface waters containing silt, algae, sponges, and bryozoa.

(a) Cleaning Soft Deposits in Pipelines by Mechanical Means

Rubber "Pig".—The rubber travelling plunger or "pig" is the first apparatus that was tried in Israel for cleaning out silt and organic deposits. The "pig" consists of two reinforced rubber disks having a diameter equal to the inner diameter of the pipeline that is to be cleared. Each disk is located between two metal disks of smaller diameter; these lend rigidity to the rubber disks which are spaced apart and connected to each other by a rigid metal rod. The rubber disks are perforated to enable water to flow through the "pig".

The adaptability of the "pig" to changes in direction and diameter is extremely small. Even a very small decrease in diameter can stop its motion; and an increase in diameter decreases its effectiveness.

It was used to clean a small number of pre-stressed concrete pipelines conveying irrigation water. The pipelines that were cleaned had diameters of 20 and 24 inches and the sections cleaned at one run did not exceed 1.0 km in length. After the cleaning, the Hazen-Williams coefficient of the carrying capacity of the pipelines rose to a value of *C* of 115–120.

Plastic Sponge.—The plastic sponge is manufactured in Israel from foam polyurethane and complies with British Standard No. 3667. Its diameter is larger than that of the pipeline, and its length exceeds its diameter.

The mechanical strength of the sponge is very low, and any obstacle hit by it during its movement through the pipeline tears it. Experience has shown that an increase in the velocity of the water (and the sponge) increases its deterioration and hence reduces its effective cleaning capacity. A sponge built up of several parts glued together is more liable to deteriorate than a sponge consisting of a single unit, since the glued layers change the homogeneity of the material, affecting the flow of water through the sponge. During its motion in the pipeline the sponge produces no noise; thus it is difficult to locate it.

The great advantage of the plastic sponge stems from the fact that it moves with the flow of the water; it is thus able to pass through gate valves, constrictions of up to 75%, and through bends having very small radii, without any difficulty. These characteristics make it possible to clean sections exceeding 5.0 km in length in one run. The sponge cannot be re-used, due to its deterioration during the cleaning of one section.

In new pipelines, where the need for cleaning with plastic sponges may reasonably be anticipated, two precautions are taken: (a) butterfly check valves are not installed, and (b) in order to provide for the convenient insertion of the sponge, a special unit in the form of a container is installed. Its dimensions exceed the exterior dimensions of the sponge. The container is closed on its one end by a blind flange; its other end is open.

The pipeline is partially drained for the insertion of the sponge. After closure of the container, water is passed into it behind the sponge, pushing it into the pipeline to be cleaned. Upon the sponge entering the line to be cleaned, water is forced to flow through the pipeline in the desired direction. Part of the water flows through the sponge and hence assists in pushing the deposits downstream.

The plastic sponge has been used to clean soft sediments from pipelines with relatively large diameters: 48, 24, and 20 inches. The increased Hazen-Williams coefficient of water carrying capacity C ranged from 100 to 120.

(b) *Cleaning Soft Deposits in Pipelines by Chemical Means*

A number of experiments by intensive chlorination were conducted to clean pipelines of organisms clinging to the pipewalls. The organisms included: bryozoa, sponges, and snails. In this method of cleaning, the concentration of chlorine in the water was increased from the regular 0.2–0.5 p.p.m. concentration in drinking water to 20–25 p.p.m. for a period of 2 to 24 hours.

The high chlorine concentration affected only the clinging of the snails to the pipewalls.

(v) *Cleaning of Pipelines of Calcareous Deposits*

Mechanical means for removing calcareous deposits from pipelines, which included scrapers with steel blades, a rubber ball enveloped with chains and an ultrasonic instrument with an intensity of 40 Watts have all failed. The only mechanical apparatus which proved to be effective in cleaning steel and asbestos-cement pipelines up to 18 inches diameter is the rotating cleaning apparatus.

(a) *Rotating Cleaning Apparatus*

The rotating cleaning apparatus consists of a portable gas-fuel engine which transmits a torque at 400 r.p.m. by means of steel extension-rods 4 m long, connected to each other. The engine is installed on a carriage travelling on two short rails, moving forward during the cleaning operation and backwards for the connexion of additional extension rods. The cleaning apparatus is fastened to the carriage which moves inside the pipeline and consists of a metal ring with pendulum weights on its periphery. These weights spread out as a result of the centrifugal force which develops during their rotation. The diameter of spread is somewhat smaller than the inner diameter of the pipe, so that if a pipe is free of calcareous deposits, the weights do not strike the sidewalls.

The length of pipeline sections which can be cleaned from one open position in the pipeline does not generally exceed 100 m. The cleaning operation itself, not including position changes, is carried out by two workers. In one day they may clean a section having a length which varies within wide limits, up to a maximum of 80 m, depending upon the cleaning difficulties encountered. Each change of position is accompanied by the dismantling and removal of a pipeline section 4.0 m long, and the removal of the calcareous deposits at the entrance to the new section by means of chisel and hammer so that the cleaning carriage can be set up in the proper place.

This method may be applied to pipelines able to withstand vibrations occurring during the cleaning operation.

The use of additives which soften the layer of calcareous deposits facilitates cleaning by means of this apparatus.

The coefficient of carrying capacity of a pipeline was established once after cleaning the pipeline by means of a rotating apparatus. The result obtained was a Hazen-Williams carrying capacity coefficient C equal to 110.

(b) *Chemical Methods for Preventing Calcareous Deposits and for Cleaning Pipelines of these Deposits*

Prevention by Means of Polyphosphate.—“Calgon” is a polyphosphate which, when added to water, at a rate of 2 to 5 p.p.m., prevents or slows down the formation of new calcareous deposits and softens existing ones. Application of Calgon to water to soften it and to slow down incrustation has been limited, due to its high cost, and the meticulous care required for its injection. The addition of Calgon to the water has assisted the mechanical cleaning of pipes in cases which had not previously been successful.

Hydrochloric Acid.—Cleaning of pipelines by hydrochloric acid is still in the experimental stage. This method is to be used for the cleaning of prestressed concrete pipelines, 30 inches in diameter, where calcareous deposits have been precipitated in large quantities. It is believed that this will result in the partial dissolution, and in the smoothing of the layers, of these deposits, which are mainly responsible for lowering the carrying capacity of the pipeline.

The application of hydrochloric acid results in the release of very large quantities of carbon dioxide which may interfere with the dissolution process.

(vi) *Cleaning Pipelines of Corrosion Products*

In order to reduce the related hazard of interior corrosion due to the presence of gases in the water,

aeration installations have been constructed. Amongst their other purposes, they were to reduce the corrosivity brought about by hydrogen sulphide and carbon dioxide pumped up in solution in the well water. Thus, in each case of the removal of the negative influence of these gases by aeration, one has to consider the negative influence of the excess of oxygen dissolved in them.

Mechanical Cleaning

The usual methods of cleaning corrosion products from steel pipes by using sets of steel brushes or steel blades propelled by water pressure or dragged by means of a cable have resulted in an immediate improvement in water supply conditions. This improvement, however, lasted for a short period only, and usually after two or three years it was necessary to restore the capacity of the pipeline by scraping it again. This treatment was given only to relatively large-diameter mains, which are important in regional supply systems, before the inner lining of pipelines was introduced.

The scraping of a pipeline by mechanical means encourages water leaks and is not to be recommended except in cases of emergency. The Hazen-Williams coefficient of carrying capacity of mechanically scraped pipelines reaches values of 110 to 125. In several pipelines in which these coefficients were repeatedly determined it was shown that after one year the coefficient dropped to $C = 100$, and after two years to $C = 80$ (the value of C before the initial scraping was 75).

(vii) Conversion of Fuel Lines to Water-Supply Pipelines

Lengths totalling 175 km of 8-inch pipelines, 20 km of 10-inch pipelines and 15 km of 12-inch pipelines were converted from crude-oil pipelines to water-supply pipelines. The crude oil which flowed in the 8-inch pipelines was richer in sulphides content than the oil which flowed in the 10-inch and 12-inch lines.

The cleaning of oil pipelines and their conversion to water-supply pipelines has been carried out using two types of detergents having respectively acid and basic reactions. It was shown that the cleaning with the acid-reaction detergent was more effective. The rate of deterioration of the sidewalls of the converted steel pipelines was related to the chemical composition of the oil residues, consisting of sulphides, which had remained in the lines, and to the corrosivity of the water conveyed after the conversion.

3. REHABILITATION OF PIPELINES BY LINING IN SITU

In situ rehabilitation of pipelines by lining is carried out only on steel pipelines, and as a protective measure against interior corrosion. It is carried out to: (a) improve the carrying capacity of the pipelines, (b) prevent repeated cleaning operations after relatively short periods of time, and (c) prolong the useful life of steel pipelines by slowing down the rate of interior corrosion.

Inner linings are divided into three groups according to their chemical characteristics as follows: (a) lining by the artificial precipitation of calcareous deposits, (b) bituminous lining, and (c) cement mortar lining. Linings of any one group may be carried out by various processes, three of which will now be described.

(i) Artificial Precipitation of Calcareous Deposits

Experiments to cause the precipitation of calcareous deposits artificially were conducted in the years 1961, 1962, and 1966 and did not achieve positive results. In the 1961 experiments, sodium hydroxide and Calgon

were injected into the water; and in 1962 and 1966 only sodium hydroxide was injected into the water. Each experiment lasted for several days. The deposit in the thickest layer was formed near the source of injection where the reaction between the sodium hydroxide and calcium bicarbonate took place. The calcareous powder was flushed by the flow of water and precipitated in various locations in the pipeline. The experiments, carried out in order to create artificial calcareous deposits, failed, as no balance between the quantities of added sodium hydroxide and Calgon, and the quantity of calcium bicarbonate in the water, could be reached.

(ii) In Situ Inner Lining of Steel Pipelines with Asphalt by the Electrolytic Process

The *in situ* inner lining which was introduced in Israel at the end of 1961 was a direct continuation of the "in-plant" inner lining of pipes, starting in Israel in 1959. *In situ* asphalt linings were carried out in consumers' pipelines 4 to 12 inches in diameter, mainly in agricultural settlements; 80% of the total of 70 km of lined pipelines had diameters of 6 to 8 inches. The purpose of the lining was to prevent deterioration of the walls and to increase the useful life of the pipelines by 10 years. Since the lining was not intended to improve the carrying capacity of the pipelines, the coefficient of carrying capacity was not established after the rehabilitation. Since the beginning of 1967 the rehabilitation of steel pipelines by bituminous lining has ceased, as there were no further pipelines that could withstand the rigorous cleaning needed to achieve a metallic shine, which is required for proper adhesion between the bitumen and the steel pipewall. Interior lining by bitumen was carried out on sections 60 to 100 m long.

This total length was also the daily output of the pipeline rehabilitation. The annual output, however, was 10 to 12 km. Since the operating crew did not always succeed in pumping out the emulsion remnants which did not adhere to the pipewalls these residues caused contamination of the water flowing in the *in situ* lined pipelines.

It was found that success in restoring steel pipelines by interior lining with asphalt depends on the soundness of the pipewalls, i.e. the number of leaks in them before rehabilitation. It is immaterial whether the deterioration has been caused by exterior or interior corrosion. Steel pipelines which did not have any leaks prior to lining were found in good condition 6 to 8 years after they had been lined with an asphalt emulsion. It was observed that the interior asphalt lining was covered with an incrustation of calcareous deposits several millimetres thick and adhered well to the sidewall of the pipeline.

(iii) In Situ Interior Lining of Steel Pipelines with Cement Mortar

Since 1960, steel pipes in Israel have been lined in plants with cement mortar. Three years later, *in situ* lining with cement mortar was started on steel pipelines which had been constructed with unlined pipes. At first, linings were applied to large-diameter steel pipelines, 48 and 108 inches in diameter, which at that time could not have been lined in the plant. These pipelines were lined immediately after they were laid and before any water was conveyed by them. At later stages smaller-diameter pipelines were also restored, starting with 24-inch pipelines. Recently pipelines down to 4 inches in diameter have been lined *in situ* with cement mortar.

It is anticipated that the cement mortar lining, which provides both mechanical and chemical protection (it increases the pH value near the pipewall), will solve for a long time the problems created by interior corrosion of steel pipelines, including the decrease in carrying

capacity, occurrence of leaks, and the presence of rust in the water.

Two processes of *in situ* lining with cement mortar are currently practised: (a) the centrifugal process, which has been in use since 1963 (300 km of steel pipelines have been lined by this method up to the end of 1970); and (b) the Tate process, which has been in use since 1968 (100 km of steel pipelines have been lined by this process up to the end of 1970).

The following table shows the length of pipelines of various diameters which have been lined by the above two processes:

Diameter, inches	Length of lined pipelines, km	Percentage of length of pipelines lined by Tate process
4	6	100
6	44	100
8	28	99
10	38	47
12	35	26
14	80	1
16	37	—
18	19	—
20	15	—
22	3	—
24	75	—
26	9	—
48	2	—
108	8	—
	Total 399	(33% of total length of pipelines)

Consideration of the purchase of equipment for the lining of pipelines depended mainly on the size and type of pipes to be lined. It was established that the centrifugal process was more suitable for the lining of distribution mains with diameters ranging from 10 to 24 inches, as well as for large-diameter pipelines of 48 and 108 inches diameter which cannot be lined in the plants. The Tate method has been found to be more suitable for consumers' lines with diameters generally not exceeding 6 or 8 inches, which are usually shorter than the distribution mains.

The reasons for lining the distribution mains were twofold: (a) to restore the carrying capacity of the pipelines, and (b) to prevent the occurrence of leaks.

The organization of the crews for lining pipelines has enabled them to carry out all the related operations required such as: excavation, cutting, welding, scraping, cleaning of the pipeline, disconnection of the pipeline and consumers' connections, laying of a bypass line, replacing short sections of the pipeline, repairs of asphalt coatings, etc.

An operational crew for the centrifugal process consists of a foreman, a welder, and 9 to 11 workers. A crew for the operation of the Tate process consists of a foreman, a welder, and 6 to 8 workers.

(a) Preparations for Lining a Pipeline

The preparation for the lining takes up a considerable portion of the time required for the rehabilitation of the pipeline. The preparations required for both processes are essentially similar; they include: arrangement of rights of way, arrangement of alternative water supply during the lining operation, laying of bypass lines, and the location of obstacles such as small-radius bends, check valves and constrictions, through which the lining equipment cannot pass. When the Tate method is used, all outlets and branches, through which the mortar can escape, have to be sealed off. The pipeline is then scraped mechanically by steel-blade scrapers, so that no loose material adheres to the sidewalls.

The pipeline is lined in sections, the length of each being determined according to the possibilities

of the supply of cement mortar and according to local obstacles in the pipeline. The common lengths of sections lined at one time, according to the lining process and the supply of cement mortar are shown in the table below.

Lining process	Centrifugal		Tate
	Cement mortar supply methods		—
	Carts	Pumping	
Diameter of pipeline, inches	108	24	10-24
Length of section, metres	300	170	130
			80

The insertion of the lining equipment into the pipelines involves the removing of a 2 m section of the pipelines. These sections are lined outside the pipeline. With the centrifugal process they are lined by spray machine, and when the Tate process is used the sections are lined manually.

(b) The Cement Mortar

The cement mortar is composed of Portland cement, quartz-sand with fineness modulus of 1.67-1.72, passing sieve No. 16, and water. The water added to obtain the required consistency depends on the moisture of the aggregate, and the temperature is determined by the operator of the cement mixer, on the basis of his experience. The ratio between cement and sand varies in accordance with the lining process and the supply of mortar, as shown in the following table.

Lining process	Method of supply	Type of Portland cement	Additives	Volume ratio between cement and sand
Tate	—	Regular	—	1/1.4
	Carts	Sulphate-resisting (slow setting)	Tricosal (workability) 0.6-0.7% of cement by weight	1/1.25
	Pumping			1/1

(c) Lining Methods

The Centrifugal Process.—There are several variations of this process, which are related to the supply of cement mortar, the smoothing method, and the energy source.

In this process the preparation and supply of the cement mortar to the centrifugal spray installation is continuous. The surface of the lining, without any additional smoothing, resembles orange peel. The thickness of the lining, which ranges between 4 and 8 mm, depends on the rate of mortar supply, the diameter of the pipeline, and the rate of advance of the spraying apparatus.

Classification of Centrifugal Equipment according to Source of Energy, Mortar Supply, and Smoothing Means

Item	Pipeline diameter, inches	Source of energy	Mortar supply means	Smoothing means	Employed during
1	108-24	Electrical generator	Carts	Rotating trowels	1963-1967
2	22- 8	Air compressor	Pumping	None	1963-1965
3	22-10	Electrical generator	Pumping	Sliding cone	Since 1966

Smoothing of the cement mortar in the centrifugal method, to improve the carrying capacity of the pipeline, makes the mortar more susceptible to changes in viscosity. If the mortar is too dry it may "tear" and become discontinuous. If it is too wet the mortar may creep downwards to the bottom. For the above reasons, pipelines are not smoothed if they are subject to difficult conditions, such as when a pipeline crosses under a road with heavy traffic, or if it was laid at a steep slope.

The Tate Process.—In this method the full amount of mortar required for the lining of the section, plus an extra quantity, is prepared before the lining operation is started. The mortar, poured into the pipeline section by means of a funnel at the starting end, is spread by means of a body shaped like a torpedo travelling in the mass of mortar. The "torpedo" is equipped with fins to centre it in the pipeline. Its diameter is smaller than that of the pipeline by the amount of the required thickness of the lining. During the travel of the "torpedo" along the pipeline, part of the cement mortar is forced toward the pipe walls and part is pushed ahead. The compression of the mortar releases surplus water which is drained through openings in the skirt of the "torpedo" and accumulates on the finished smooth mortar. The lining thickness is generally 6 mm.

(d) *Output*

The performance rate of internal lining of 10-inch to 26-inch diameter pipelines with cement mortar, using the centrifugal system, approaches 260 m per day, whereas in the Tate the output drops to 160 m per day for 4-inch to 14-inch pipelines.

Apart from the actual lining work, the total annual performance rate for rehabilitating lines, consisting of preparatory tasks, plant cleaning, plant breakdowns, transfer of plant from place to place, and temporary alternative water supply routes during rehabilitation work, is relatively independent of the process of lining used; it is, however, dependent upon the individual characteristics of each pipeline.

The average rehabilitation rate, using the centrifugal process, reaches 22 km per year, whereas with the Tate it reaches only 18 km per year.

(iv) *Pipelines Lined In Situ*

In an inspection test conducted on the lining of a 5 km long section of a 108-inch pipeline the following defects were detected: there were many regions of hair cracks along the pipeline and on its circumference; large areas in which the mortar did not adhere to the pipewall were noted, as well as areas in which the thickness of the mortar did not exceed 2 mm (instead of 12 mm as specified). After the pipeline had been in use for a year and a half the lining was inspected again. It was discovered that in one place the mortar had peeled off over the entire circumference of the pipe to a width of 7 cm. Here a circumferential weld was uncovered in the centre of the exposed region. Another place where the mortar peeled off was an area 60 cm long and 20–30 cm wide, parallel to the axis of the pipeline. Pitting appeared away from the boundaries of the spalled mortar. Further investigation showed that large portions of the mortar, near the peeled region, did not adhere to the pipewall; a portion of this mortar was removed to reveal a clean, shiny metal surface. In an inspection two years later no additional peeling-off of mortar was found.

Experience showed that the number of leaks which were discovered after the mortar lining *in situ* and which were related to the occurrence of holes in the pipewalls was very low, even if the pipelines suffered from an

excessive number of leaks before rehabilitation. Leaks occurred in the sections in which the mortar peeled off as a result of large deformations in the cross-section of the pipe, or where the mortar crept, due to the inflow of water from an outside source, before setting. Mortar lining did not help much in cases of pipelines with defective longitudinal welds. Mean values of Hazen-Williams coefficients of pipes have been calculated on the basis of tests on cement mortar lined pipes; the values, given below, are related to the bare inner diameter of steel pipelines and they vary with the latter.

Nominal diameter, inches	6	10	16	24
Hazen-Williams coefficient of carrying capacity	90	100–110	110–120	120

The Hazen-Williams coefficient of non-smoothed lining produced by the centrifugal process for a 14-inch diameter pipeline reaches the value of 90.

SUMMARY

The cleaning of pipelines by increasing the chlorine content in the water to a rate of 20–25 p.p.m., plus flushing of the line with water, makes it possible to remove the snails adhering to the sidewalls.

It is preferable to clean pipelines with smooth pipewalls of soft deposits including silt, bryozoa, and sponges, by means of a plastic sponge. This method is more advantageous than the use of a rubber "pig", since the plastic sponge can overcome various obstacles in the line such as bends, constrictions, and sluice valves.

The use of rotating cleaning-apparatus and the treatment of the water with Calgon are expensive solutions which do not adequately solve the problems of cleaning pipelines of calcareous deposits or preventing their formation.

The simplest means of cleaning pipelines in order to restore carrying capacity is mechanical scraping. This leaves the pipewalls exposed to interior corrosion attack. The scraping of pipelines improves their carrying capacity immediately. However the improvement lasts for a short period only, and it is usually necessary to scrape the pipeline again within 2–3 years. The scraping of steel pipelines has often been accompanied by an increasing occurrence of leaks and water losses, and for these two reasons it is not to be recommended.

In situ lining with an asphalt emulsion has been used mainly in distribution networks, in order to prolong useful life. The successful restoration of steel pipelines by this method depends chiefly on the condition of the pipeline, and the number of leaks before rehabilitation, regardless of the type of corrosion, interior or exterior, which has caused them.

Two processes for the inner lining *in situ* of pipelines with cement mortar are effective for long periods after restoration, from both the physical and hydraulic aspects. The physical rehabilitation (sealing of leaks in the pipewalls) of steel pipelines may be applied to small as well as to large-diameter lines, as long as they are able to withstand the interior pressure stresses without bursting.

Past experience has shown that one should not economize on inner linings of steel pipelines; all experiments to restore such pipelines by scraping alone have proved futile, and, in the best cases, have only postponed the problem for a short period. Cement mortar is most adequate for protecting the pipewalls against interior corrosion as it does not affect water quality from the sanitary point of view and maintains the carrying capacity for a long period of time. In addition, it is relatively inexpensive.

Nettoyage et revêtements des conduites

par

M. RAVIV

Ingénieur en Chef des Canalisations, Tel Aviv, Israël

RÉSUMÉ

La quantité et la qualité de l'eau à fournir, la distance de la source, et le coût de canalisations, tout ceci influence la détermination du diamètre et du matériau des conduites utilisées dans les réseaux et leurs performances hydrauliques et mécaniques.

Ces facteurs, ainsi que la capacité pour la conduite de faire face à la demande actuelle et future, les moyens technologiques disponibles et leur coût déterminent les méthodes utilisées dans la rénovation des conduites.

Dans la première période de développement, les réseaux de fourniture d'eau d'Israël consistaient principalement en systèmes de distribution alimentés par des sources d'eau de haute qualité d'une origine proche de la zone de consommation. Les conduites étaient relativement courtes, de petits diamètres, faites d'un matériau généralement indifférent à l'eau qui s'écoulait dans ces conduites.

Le problème de l'augmentation du débit dans ces canalisations était résolu par des investissements en force motrice supplémentaire ou en canalisations supplémentaires, plutôt que par la rénovation des conduites existantes.

Dans une étape ultérieure du développement, des canalisations plus larges et plus longues ont été posées. Leur fonction consistait à transporter de l'eau de régions relativement riches situées, le plus souvent, au Nord du pays vers les régions du Sud, très pauvres en eau.

Le résultat de ce transfert d'eau d'une région à une autre fut que l'eau des réseaux garde sa composition d'origine en peu d'endroits seulement. Dans la plupart des autres réseaux, la qualité de l'eau changea: elle devint souvent corrosive et tendait à former des dépôts, en particulier, pendant les saisons de haute consommation. De plus, l'augmentation rapide de la consommation obligea à utiliser une eau d'une qualité inférieure à celle utilisée pendant la période initiale. La corrosivité de l'eau et la large utilisation de conduites d'acier sans aucun revêtement intérieur, amena une chute de la capacité de débit des conduites.

Ceci devint particulièrement important dans un certain nombre de réseaux.

Cette chute de capacité justifia la remise en état des principales conduites par un système qui s'avéra meilleur marché que n'importe quelle autre méthode. La méthode choisie était simple en application, mais laissait encore la surface intérieure de l'acier exposée à la corrosion.

Les conduites étaient nettoyées par les moyens d'un râcleur mécanique poussé à travers le tuyau par la pression de l'eau derrière lui. (Les revêtements internes en bitume chaud appliqués en usine furent utilisés en Israël dans les années 50 seulement).

Ce décapage interne, pour améliorer la capacité de débit, amena un allègement immédiat des difficultés d'alimentation. Cette amélioration a été cependant de courte durée et après 2 ou 3 ans, le décapage devait être

renouvelé. Ce décapage provoquait souvent des fuites d'eau et, pour cette raison, a été limité aux tronçons de conduites de force suffisante et aussi aux cas où les risques de fuites étaient acceptés en raison du besoin pressant de maintenir le débit malgré les fréquents besoins de réparations.

Au début des années 1960, un équipement a été acquis pour le doublage interne des conduites "in-situ" avec une émulsion de bitume par électrolyse.

Ce doublage "in-situ" par une émulsion bitumeuse a été surtout utilisé dans les réseaux de distribution, en vue de prolonger leur usage. Le succès de cette méthode était fonction du bon état physique de la paroi des conduites, c'est-à-dire de l'absence de toute fissure antérieure. Les canalisations qui n'avaient pas eu de fuite avant le revêtement de bitume étaient encore dans un état satisfaisant 6 à 8 années après son application. Le revêtement interne de bitume était encore adhérent aux parois de la conduite, bien qu'il ait reçu un dépôt de tartre de quelques millimètres d'épaisseur.

L'utilisation de l'émulsion de bitume a été arrêtée quand toutes les conduites d'acier justifiables de ce procédé ont été revêtues et à la suite de l'introduction d'une méthode améliorant des conduites d'acier quand leurs parois étaient affectées de défauts d'étanchéité dus à la corrosion interne ou externe.

Dans les années 1960, la méthode de revêtement des tuyaux d'acier en usine avec un enduit intérieur de mortier au ciment a été adoptée; une extension de cette méthode sous forme de pose de ce revêtement "in-situ" a été tout d'abord appliquée aux larges conduites de diamètre de 280, 120, et 90 centimètres qui ne pouvaient pas être revêtues en usine et qui étaient donc doublées intérieurement "in-situ" immédiatement après la pose et avant leur mise en service.

Plus tard, des conduites anciennes ont été rénovées par cette méthode "in-situ"; d'abord celles de 24 inches de diamètre et, plus tard, des tuyaux de calibres inférieurs, jusqu'à 4 inches.

Deux procédés d'application de revêtement à l'enduit ciment ont été employés en Israël:—

- (a) la méthode centrifuge;
- (b) la méthode Tate.

Par l'une et l'autre méthode, il est possible de remettre en état les conduites au point de vue à la fois hydraulique et physique et de les rénover pour les garder en service pour longtemps.

La remise en état physique des conduites d'acier (stopnant les fuites dans la paroi de la conduite) s'avère économiquement rentable pour tous diamètres larges et petits, pour autant que la conduite est capable de supporter la pression interne sans éclater. Cependant, s'il y a une faiblesse des joints longitudinaux due à la paroi, on peut s'interroger sur l'intérêt d'un investissement dans la

restauration, car le revêtement par de l'enduit au ciment ne peut y remédier.

L'effet bénéfique du revêtement au mortier de ciment sur la capacité de débit des conduites d'acier augmente avec le diamètre interne, en raison de la réduction relativement plus légère du calibre du tuyau et du frottement relativement moins important. Pour cette raison, les tuyaux de diamètres inférieurs sont revêtus d'enduit au ciment, principalement dans le but de prolonger leur durée, alors que les conduites principales sont revêtues dans les deux buts d'augmenter leur capacité de débit et de prolonger leur durée.

L'épaisseur du revêtement interne au mortier au ciment "in-situ" varie entre 4 et 6 mm. Les coefficients de débit évalués d'après les mesures faites sur des tuyauteries en acier ainsi revêtues sont les suivantes:

Diamètre théorique, inches	6	10	16	24
Hazen-Williams coefficient C	90-95	100-105	115-120	125-125

La longueur de conduites revêtue "in-situ" de mortier au ciment annuellement a augmenté de 10 kilomètres en 1963 quand l'usage a été introduit à 100 km en 1970. L'observation de la performance des conduites revêtues de cette manière montre que cette méthode résout avec succès les problèmes de la capacité de débit et de corrosion.

Le dépôt de tartre calcaire est en pratique limité à certaines régions et augmente quand l'eau atteint les conduites après d'être écoulée dans un canal à l'air libre avec de nombreuses chutes. Jusqu'ici, on n'a pas trouvé de méthode à bas prix pour enlever ce dépôt calcaire des parois de la conduite.

Le nettoyage des pipelines de pétrole en vue de leur conversion au transport de l'eau est effectué à l'aide de deux sortes de détergents: les détergents acides se sont avérés plus efficaces pour enlever le goût et l'odeur laissés par le pétrole mais ont attaqué le matériau de la conduite davantage que les détergents alcalins.

En raison de l'irrégularité dans le traitement de l'eau par les polyphosphates dans le but de former un film protecteur sur les parois de la conduite, un grand nombre de fuites sont apparues dans les conduites nettoyées avec des détergents, mais non revêtues de mortier au ciment.

La restauration de la capacité de débit des conduites affectées par des matières organiques adhérentes aux parois et par des dépôts de boue peut être obtenue par l'utilisation d'un piston de caoutchouc qui est aussi efficace que la méthode de l'éponge plastique.

La restauration de cette capacité pour des conduites de béton précontraint de 20 inches à 24 inches de diamètre effectuée par ces deux méthodes a obtenu un coefficient C de valeur 120 à 125. Il s'est avéré que le nettoyage des conduites qui avaient une surface intérieure lisse (béton armé revêtement de ciment ou amiante ciment) avec une éponge plastique est plus commode qu'avec un piston de caoutchouc. Avec l'éponge plastique, il est possible de nettoyer de grandes longueurs de conduites, car elle n'est pas affectée par des sinuosités, des réductions de diamètre, ou des valves de fermeture.

L'ensemble de l'eau utilisée en Israël pour les besoins domestiques ou l'irrigation tend à avoir une corrosion dont l'intensité varie de modéré à important. La corrosivité de l'eau dans les réseaux de distribution dépend de

sa corrosivité à la source aussi bien que des additions reçues en route d'une eau plus corrosive, comme c'est souvent le cas lorsque la demande dépasse la fourniture. De plus, une cause probable de corrosion est l'inversion du courant dans quelques conduites, selon la demande saisonnière.

Selon une opinion largement répandue—bien que finalement non prouvée—les variations de qualité d'eau et les inversions de courants augmentent les taux de corrosion interne.

Vingt ans d'expérience ont établi que l'eau en Israël est corrosive pour les tuyaux non revêtus, mais non pour les tuyaux de béton, d'amiante ciment ou les tuyaux d'acier revêtus de ciment. L'expérience nous a appris que l'élimination du revêtement intérieur d'un tuyau d'acier est une fausse économie. Tous les efforts pour remettre en état des tuyaux de canalisations de ciment non revêtus par le décapage n'ont pas résolu le problème, mais l'ont seulement différé d'un temps assez court. Bien que le décapage apporte une solution provisoire, il expose les conduites à une corrosion accélérée qui affaiblit leur paroi. L'enduit de ciment est le matériau de revêtement interne le plus avantageux pour la protection des conduites contre la corrosion car il n'a pas d'effets sur la qualité de l'eau, il préserve leur capacité de débit pour de longues périodes, et il est relativement bon marché.

Le revêtement interne de ciment est actuellement appliqué en usine à toutes les conduites d'acier qui sont utilisées dans les réseaux d'eau qu'elles soient de 3 inches de diamètre ou plus. La rénovation "in-situ" des conduites d'acier est d'une pratique normale pour les conduites de 4 inches ou plus de diamètre. Le principal problème auquel ont à faire face les responsables de réseaux utilisant des conduites d'acier non revêtues est de déterminer la date optimale pour l'application de ce revêtement selon les conditions spécifiques pour chaque conduite.

Un autre problème auquel il n'a pas été apporté encore de solution satisfaisante est celui de la désincrustation des dépôts sur les parois des conduites; deux méthodes devront être essayées dans le proche futur: l'une basée sur la dissolution des dépôts par un acide, l'autre par le traitement de l'eau par une solution concentrée de polyphosphates.

L'expérience limitée acquise jusqu'ici dans l'utilisation de l'éponge plastique pour le rinçage de nouvelles conduites et pour le nettoyage des différents types de sédiments gras sur les anciennes est encourageante, bien que relativement récente.

L'expérimentation dans cette direction doit être continuée avant que cette méthode puisse être recommandée comme un système prouvé et testé pour le nettoyage des boues.

Jusqu'ici, peu d'expériences ont été faites en Israël pour l'amélioration de la qualité de l'eau sous l'aspect de la corrosivité et il a été difficile d'établir à quel degré ces expériences ont résolu ce problème de la corrosion.

Ces expériences ont été faites depuis une période relativement courte, et leurs résultats n'ont pas été suffisamment contrôlés. Il y a incontestablement en Israël des conduites dont la durée d'utilisation peut être économiquement étendue par un traitement adéquat de l'eau, et des recherches dans ce sens doivent donc être encouragées.

**INTERNATIONAL STANDING COMMITTEE ON PROBLEMS OF WATER
SUPPLIES IN DEVELOPING COUNTRIES
SUBJECT No. 1**

The Water Supply Situation in Developing Countries

by

Ir. T. VERHEUL

Director, WHO International Reference Centre for Community Water Supply

1. INTRODUCTION

The WHO Community Water Supply Programme, launched in 1959 in pursuance of a resolution adopted by the Twelfth World Health Assembly, has as its objective to assist Member Governments in the provision of ample, continuous, and safe water to all people. The assistance given by the Organization to this end has been noted and endorsed by subsequent Assemblies, which have called for an acceleration of the effort in view of the increasing magnitude of the problem consequent upon population growth, urbanization, and other factors.

In 1968 a meeting of a WHO Expert Committee on Community Water Supply was convened in Geneva, the purpose of which was to identify continuing and new problems in water supply; to evaluate progress and trends on the community water-supply programmes in the world; to indicate broad areas in which research and developmental work on the scientific, technical, administrative, financial, and economic aspects are required; and to make recommendations for national and international action.

The following quotation from the Committee's report reflects the progress made in the development of community water supply, especially in the developing countries:—

“The Committee reviewed the results of WHO-assisted programmes for improving community water supply in developing countries. In spite of some progress, the situation in most developing countries still remains critical. From available evidence, it would appear that in many developing countries the present rate of increase in urban community supplies is not even sufficient to make up for the past neglect, let alone to keep pace with the population increase. Only about one-third of the urban population in those countries have any drinking water supplies in their houses or on their premises.

In many developing parts of the world, the present rate of progress in improving rural water supplies is so slow that it will take more than 100 years to reach a satisfactory level unless present efforts are dramatically accelerated. Only one in ten rural dwellers can obtain even the smallest amount of safe water.

The populations living in areas on the fringe of rapidly growing urban communities are in an even more unsatisfactory position. These people are frequently the poorest sections of the population and, while they await the extension of town and city planning, may be without a community organization that can take responsibility for any environmental health measures at all.

The rate of population growth in developing countries is some 40% greater than that in the world as a whole; and in the urban centres, where migration from the rural areas is unchecked, the rate is some 250% higher than that in rural areas. The problems of securing a community water supply for the world are tremendous and it is clear that the countries concerned, in co-operation with all assisting agencies, must take a concerted effort to mobilize every potential source of man-power, money, and materials if realistic national goals are to be achieved in a reasonable time”.

This quotation gives, in general, an impression of the situation of community water-supply in the developing countries of the world.

WHO recognizes that safe water constitutes the basic requirement for nearly every measure of environ-

mental improvement, and has expressed its concern that progress in its provision is, in many parts of the world, too slow to satisfy the needs of the people within the foreseeable future.

As one measure to accelerate this progress, targets were proposed for achievement by Member States during the United Nations Second Development Decade, 1971–80, and governments were urged to prepare national programmes, based upon these targets, to provide water to the whole of their urban populations and to at least 20% of the rural population within this 10-year period.

One of the methods to sustain this programme is the setting up of a WHO International Reference Centre (IRC) for Community Water Supply, as a result of an agreement concluded between the Dutch Government and the World Health Organization. This Centre was announced by its Director in 1969 during the closing session of the Congress of the International Water Supply Association in Vienna.

This paper is intended to give, in general terms, an impression of the past and present situation of community water-supply in the developing countries and the goals for the future, to be aimed at by collaboration between many organizations of international and national levels, as well as on regional and local scales. Furthermore, the paper will give—against the background of the present time, and looking to the future situation in water supply—brief information on the work performed by the Centre up to the end of 1971, and the planned scope of activities for the future.

Special reference will be made to the role of water-works associations and individual water-undertakings in their capacity to co-operate in implementing the task of the WHO International Reference Centre for Community Water Supply.

2. PRESENT AND FUTURE SITUATION

In 1963 the World Health Organization issued Public Health Paper 23, “Urban Water Supply Conditions and Needs in Seventy-Five Developing Countries”, prepared by Dieterich and Henderson. The paper was a result of the need for critical analysis of the global community water-supply situation; it evaluated the existing conditions and deficiencies with respect to a suggested goal, and estimated present and future needs. This analysis, essentially, was the first attempt to appraise community water supply in developing countries on a world-wide basis. It was based on information obtained from the Member States and Regional Offices of the World Health Organization, the United States Agency for International Development, the International Water Supply Association, and other sources.

In 1971 the World Health Organization prepared the basic paper “Water Supply, Sewage and Waste Disposal”, for the United Nations Conference on the

TABLE 1

Estimated 1970 population of WHO Member States (by Region), in millions

Abbreviations: AFRO, Africa; AMRO, the Americas; EMRO, Eastern Mediterranean; EURO, Europe; SEARO, South East Asia; WPRO, Western Pacific.

Population	AFRO	AMRO	EMRO	EURO	SEARO	WPRO	TOTAL
Total population	210	510	300	750	750	260	2780
Population of developing countries	180	280	300	70	750	150	1730
Urban population of developing countries	25	150	60	25	150	70	480
Rural population of developing countries	155	130	240	45	600	80	1250

TABLE 2

Forecast 1980 population of present WHO Member States (by Region), in millions

Population	AFRO	AMRO	EMRO	EURO	SEARO	WPRO	TOTAL
Total population	280	630	400	840	950	320	3420
Population of developing countries	250	370	390	90	950	190	2240
Urban population of developing countries	50	220	90	45	230	90	725
Rural population of developing countries	200	150	300	45	720	100	1515

Human Environment, Stockholm, 1972.

The following data are derived from the above-mentioned papers.

In 1970 the total population of WHO Member States throughout the world is estimated at 2780 million with 1730 million of the total living in the developing countries. The total world population is assessed at 3590 million.

The distribution of WHO Member States population by WHO Regions is given in Table 1.

Similar figures have been estimated for the same regions for 1980, taking into account not only the population growth but also the increasing urbanization expected during the intervening decade. These are shown in Table 2.

Of the 480 million urban population in 1970, it is estimated that 175 million (37%) do not have piped water supply service, while 1100 million (88%) of the 1250 million rural population lack these services. Of the 305 million urban and 140 million rural inhabitants already served, many receive irregular and unsafe supplies.

These totals will be swelled by an additional 245 million urban inhabitants and 265 million rural people during the next 10 years.

TABLE 3
UN Second Decade targets

Type of population	Second Decade targets to be reached by 1980
<i>Urban</i>	
Per cent of total urban population supplied in house or courtyard	40% of 1980 population
Per cent of total urban population served by public standpipes	60% of 1980 population
<i>Rural</i>	
Per cent of rural population supplied with "acceptable" water	20% of 1980 population

WHO's targets for the United Nations Second Development Decade (1971-80) in community water supply are shown in Table 3.

The number of people to be supplied and the estimated construction costs to provide the water supplies to meet the Decade targets can be summarized on a global basis, as in Table 4.

TABLE 4
Costs of Construction in relation to UN Second Decade targets

Type of community supplies	To meet United Nations Second Development Decade targets by 1980	
	Additional population to be served with water supply, millions	Cost of construction US \$ millions
<i>Urban water supplies</i>		
By house connections	175	4340
From standpipes	245	3160
<i>Rural water supplies</i>	200	1600
		9100

During the period 1958-70 external loans to developing countries for the construction of urban water systems totalled some \$950 million. Including government counterpart contribution, this still represents only one-quarter of the estimated expenditure to carry out the urban improvements envisaged in the United Nations Decade Programme 1971-80. It is estimated that during 1971 loans totalling \$130 million will be available.

On this basis the developing countries will need to increase the average rate at which new water systems are constructed by approximately 50% in order to meet the targets of the Second Development Decade.

No quantitative figures are available for the rural sector, but the present rate of development is obviously woefully inadequate even to maintain *status quo*, that is, to keep up with population growth, let alone make up the backlog of needs.

3. THE WHO INTERNATIONAL REFERENCE CENTRE FOR COMMUNITY WATER SUPPLY AT PRESENT

The necessity of aid programmes no longer needs to be discussed. The difficulties under which government departments in many developing countries have to carry out their work are manifold in almost every case. Funds and skilled staffs are often inadequate and are stretched to the utmost; organizational problems are acute; while in some cases a multiplicity of government agencies dealing with water supplies adds to the complication.

As a result, the operational staffs are barely able to meet the day-to-day work-load demands; they thus have no opportunities for research and development work, which might, in the long term, materially improve the efficiency of their efforts.

The wide spectrum of assistance provided by WHO's Community Water Supply Programme therefore includes, *inter alia*, the compilation and publication of useful materials and reports, the development of training activities, research and development, liaison activities with financing agencies, the award of fellowships, the development of pre-investment surveys, and the provision of advisory staff and short-term consultants.

It is realized that the proper place to study national problems is, primarily, within the country itself. For this reason, it is proposed to enlist the assistance of suitable institutions which will collaborate in the programme, will work toward the identification and solution of problems in their respective countries, and, by liaison with similar institutions in other countries, both developed and developing, make use of experience gained elsewhere to improve their own national water-supply conditions. The promotion of an increasing use of local materials and skills, the simplification of construction and operation techniques, and the adoption of methods which have proved successful are thus the aims.

Immediate applicability should be one criterion, and concern should much more apply to practical development than to theoretical research. It is absolutely essential that institutions collaborating in these efforts should maintain a close liaison with the government departments responsible for the construction, operation, and surveillance of water supplies in the country, so that the results of any research and development work may be implemented as appropriate, as early as possible.

Within the WHO Community Water Supply Programme, the WHO International Reference Centre is to be the nexus of a network of collaborating institutions in both developing and developed countries. These institutions consist of universities, research establishments, or other bodies, active in the water supply field. The IRC will recommend on the co-ordination of their respective programmes, advise them, upon request, on the planning and execution of research and development projects, and assist in the identification of problems and in the organization of joint approaches to the solution of such problems, where appropriate. In general, the Centre sees as its objectives the stimulation of research and development as well as the co-ordination of research on drinking-water supply, and the development of criteria for the design and operation of water supply facilities. The IRC executes its tasks in co-operation with the Dutch Government Institute for Drinking Water Supply.

Introducing the IRC in the IWSA Congress in Vienna, its Director stated that the success of the Centre would, in an important respect, depend on the assistance and co-operation of others, including the collaborating institutions and the IWSA and its members.

In 1970 a WHO International Conference on Research and Development in Community Water Supply was held in Dubrovnik, Yugoslavia, the purpose of which was to explore ways in which educational and research organizations can contribute to the practical solutions of water supply problems in their respective countries, and in particular to methods of overcoming the twin obstacles of inadequate finances and insufficient skilled staff; to discuss needs for research and development studies; and to plan for the establishment of the international network of collaborating institutions, linked by the IRC. The ultimate goals of the IRC were reviewed, and the general tasks were agreed upon, as shown in Table 5.

TABLE 5

The tasks of the WHO International Reference Centre for Community Water Supply

To develop criteria for the design and operation of community water supply facilities, especially in developing countries, and to encourage the maximum use of local materials and skills within such countries.

To maintain and bring up to date, periodically, information on facilities and programmes of relevant research of the collaborating institutions, which information will be available to all those taking interest in these activities, as well as for the fostering of public relations in the field of water supply.

To conduct substantial research and development work in community water supplies, and to keep up to date on current research related to water supplies throughout the world, whether undertaken by collaborating institutions or any other body; to maintain a reference library of published works on the subject; and to provide information thereon.

To advise the World Health Organization and the Institutions as to problems on which research is required, and to assist in stimulating a systematic approach to a solution of the problems.

To act as a liaison between collaborating institutions; to advise upon and encourage joint research projects where appropriate; and to train personnel from these institutions in water research.

To promote evaluation of research work carried out and testing of practical applicability of new methods.

To train local research workers by means of fellowships, exchanges, seminars, meetings, etc.

At the Conference it was emphasized that a collaborating institution—formally designated as such by the WHO—be defined as an institution that has shown a willingness to move into water supply research and development, is already engaged in research and development in community water supply or is intending to be so engaged, and is prepared to collaborate in a world-wide programme.

It was agreed that the first step of the IRC should be to act as a liaison between the collaborating and other institutions and to make information accessible through an up-to-date data collection system. IRC services which would be of great value to the collaborating institutions, and to the water supply field generally, would include the preparation of state-of-the-art and background papers, mutual testing of equipment and other findings, financial support, translation facilities, and, last but not least, political "leverage".

In the meantime the first informative results of the efforts of the IRC were published.* The Centre also collects information concerning research and other activities of non-collaborating institutions. Together with abstracts of papers, reports, and other publications of these institutions, the information is kept in a documentation system. Lists indicating the titles of all these studies are distributed monthly. The documentation of official publications is sustained by documentation pools, set up for the benefit of the Dutch water-undertakings, in which more than 160 internationally known periodicals, as well as books in the field of hydrology and community water supply, are abstracted.

*Bulletin I: Community Water Supply Research, 1971. Bulletin II: Group Training Courses in Community Water Supply offered by Collaborating Institutions.

All relevant information on the activities of the IRC and of the collaborating institutions, on congresses and symposia on new or successful research projects, development programmes and new findings are published in a monthly Newsletter, which is now sent in French or English to approximately 1500 addresses. The evidence that the Newsletter meets a want appears from the large amount of letters, concerning the most varying subjects and questions, which are reaching the Centre.

In IRC's first technical paper, information on studies concerning plastic pipe in drinking water distribution practice has been given. Several other studies have been started, while work has also been carried out on an iodine-dosing equipment for wells.

As could be expected, the efforts of the IRC are seriously hampered by a lack of data and appropriate information. Although many collaborating institutions co-operate in large measure, many others do not have the ability to contribute sufficiently. The ultimate goal is for the collaborating institutions really to act as the representatives of research and development in community water supply in their countries. The network of collaborating institutions should be revised and expanded.

Even when collaborating institutions play an important role in research and development in their country, it is extremely difficult for them to obtain the background information which they need. The IRC feels that, next to the universities and the research institutions, which form the lion's share of the collaborating bodies in the countries concerned, more and better contacts should be maintained with water supply practice. It is believed that close co-operation through, and with, water undertakings joined together in such associations, would increase the knowledge of actual problems and of available solutions, and would accelerate the fulfilment of the objectives involved.

4. THE WHO INTERNATIONAL REFERENCE CENTRE FOR COMMUNITY WATER SUPPLY IN THE FUTURE

Within the framework of the UN Second Decade targets the IRC considers its task to be to contribute towards the creation of conditions as favourable as possible for the man-on-the-job, enabling him to carry out his work with the highest efficiency, unhampered by lack of information, and with skilled co-workers, and provided with practical designs and standards. To this end the IRC will continue to make known to all concerned, the past current and future research projects and results, findings, designs, and standards. The documentation facilities will be extended; special studies on relevant subjects will be initiated; and evaluations will be carried out.

However, the collection of information relevant to these activities and studies by the IRC, either alone or with the help of collaborating institutions, will not of itself lead to optimum results. The everyday water-supply problems of a country are unusually best known by the local or regional water-undertakings. Practical, simple designs are usually developed on the spot by local workers. Contacts with water-undertakings—be it indirectly—should therefore be maintained.

Large-scale problems are often not fully realized by the research workers, who are mostly only indirectly concerned with practice. Regular confrontation with

actual water-supply problems, both the current ones and those connected with long-term planning, encountered by the Government organizations at working level, make those organizations very suitable to represent their countries in contacts with organizations having wider scope.

The national or regional associations (depending on the size of the country) could, in their contacts with IRC, form the nexus of water undertakings in their own countries.

The collaborating institutions can be expected to continue to devote their time to research, either on their own initiative or as requested by government organizations, national associations, and the IRC; and to take part in the evaluation and testing of research results and equipments.

It goes without saying that close co-operation between the IWSA and the WHO International Reference Centre for Community Water Supply will be beneficial to all concerned.

SUMMARY

The paper is intended to give, in general terms, an impression of the past and present situations in community water supplies in developing countries, and the goals to be aimed at in the future by collaboration between many organizations at international and national levels, and regional and local scales. Furthermore the paper gives—against the background of the present and projected future situation in water supplies—brief information on the work performed by the WHO International Reference Centre for Community Water Supply, up to the end of 1971, and the scope of activities planned for the future.

Special reference is made to the role of waterworks associations and of individual water-undertakings in their ability to co-operate in implementing the tasks of the WHO International Reference Centre for Community Water Supply.

LITERATURE

"Urban Water Supply Conditions and Needs in Seventy-Five Developing Countries", Bernd H. Dieterich and John M. Henderson, World Health Organization, Geneva 1963, Public Health Paper 23.

"Community Water Supply", Report of the WHO-Expert Committee, World Health Organization, Geneva 1969, Technical Report Series No. 420.

"Community Water Supply and Sewage Disposal Programmes in Latin America and Caribbean Countries", Pan-American Health Organization 1969, Document No. ES5.

"Guidelines and Criteria for Community Water Supplies in Developing Countries, U.S. Department of Health, Education, and Welfare, 1969.

"National Environmental Health Programmes: Their Planning, Organization and Administration," Report of a WHO-Expert Committee, World Health Organization, Geneva 1970, Technical Report Series No. 439.

"National Rural Water Supply Programmes". Paper presented by the World Health Organization at the ECA Working Group of Experts in Water Resources Planning, Addis Ababa, 1970, WHO Document CWS/70.5.

"Community Water Supply Research and Development Programme," WHO Document CWS/70.6.

"Water Supply, Sewage, and Waste Disposal". Basic Paper prepared by the World Health Organization for the United Nations Conference on the Human Environment, Stockholm, 1972, WHO Document EH/71.2.

International Conference on Research and Development in Community Water Supply, Dubrovnik, 1970, WHO Document CWS/RD/71.4.

La situation de l'alimentation en eau dans les pays en développement

par

T. VERHEUL

Ingénieur, Directeur du Centre international de référence pour l'alimentation en eau collective de l'O.M.S.

Le but de cette conférence est de donner, en termes généraux, une impression de la situation—dans le passé comme à l'heure actuelle—de l'approvisionnement public en eau dans les pays en voie de développement. La conférence veut également donner un aperçu des fins auxquelles il faudra en venir à l'avenir par le truchement d'une collaboration étroite entre un grand nombre d'organisations tant sur le plan national et international que dans le domaine de la politique régionale et locale. A part cela le rapporteur fournit, en tenant compte de la réalité actuelle et de la situation future visée par rapport

à l'approvisionnement en eau, une information succincte sur les efforts réalisés par le Centre international de référence pour l'alimentation en eau collective de l'O.M.S. jusqu'à la fin de 1971 et sur la gamme des activités projetées pour l'avenir.

Une mention spéciale a été faite du rôle des organisations des services d'eau et de ces services individuels en ce qui concerne les efforts de coopération dans la réalisation des tâches du Centre international de référence pour l'alimentation en eau collective de l'O.M.S.

Policies affecting the Financing of Urban Water Supply in Developing Countries*

by

HAROLD R. SHIPMAN

Chief, Water Supply Division I, International Bank for Reconstruction and Development (World Bank)

We have entered an era in water supply which creates considerable discomfort for those older engineers and public works officials who, in the past, went their way rather independently. They designed and built water and sewerage facilities, taking such precautions as they felt necessary and complying with such regulations as Ministries of Health and others laid down and enforced. In general, they were not too much concerned about such things as ecology, national planning, economic justification, and systems analysis, which they did not ignore but simply took account of by exercising common sense and judgment. For those in the developing countries, the old era was further characterized by a dearth of planning, a dearth of local trained man-power, and a general lack of interest. In these countries the new era brings with it the dilemma of trying to catch up with the demand for water and sewerage services at a time when competing requirements for water threaten future supplies, when there are pressures to reduce pollution and avoid environmental deterioration, and when competition for scarce investment funds is increasing.

The concern for the environment, the competition for resources, the need to maximize the benefits of investment and minimize waste, have all converged to create the need for waterworks officials who have a broader understanding of the many new factors which must be considered when making decisions. The author does not suggest that the common sense and sound judgment that have been brought to bear in the past should be abandoned, now that the computer has arrived. On the contrary, there is even greater need to bring back common sense and to put an anchor out on the "computeritis" that is being inflicted on so many simple and otherwise healthy processes.

Because ability to finance water systems is one of the concerns expressed by those looking to the problems confronting urban growth in the developing countries, two points will be examined which bear on the approaches to be considered in meeting the problem. One concerns the proposal that standards to which systems are being built and operated are too high and will have to be reduced; the other that the solution lies not in blaming and changing standards, but rather in better engineering, better financial policy, and better management.

Few will take issue with the view that most cities around the world are in financial trouble. Few water-supply people, even in the most fortunate cities, are complacent about the future and their ability to cope with all the problems they foresee. Yet there are few water-supply officials in the author's acquaintance who are likely to agree that solutions to their problems lie in adopting radical changes or in abandoning policies

that have proved sound in the past. They would probably oppose any serious reduction in standards, because substantial departure from present standards would not only create major problems but would not be likely to result in any great savings.

There is not now, and there never will be, a "solution" to urban water problems. Every metropolitan area is in a continuing state of change which creates new problems for the water-supply officials. This is particularly true in the developing countries where, if it is not problems of supply, it concerns problems of distribution; if not leakage or illegal connections, it is broken water meters; if not labour unions, shortage of trained staff, or political pressures, it is failure of the army or other government offices to pay their water bills. Few officials have to face the multitude of technical, financial, legal, political, economic, organizational, and administrative problems that a water-supply manager faces in an urban area. It seems reasonable, then, to repeat that there will never be a "solution" to his problems. What works one day will not work the next. An approach which is effective in one country will not apply to another. We can only identify ways and means of dealing with these problems. Similarly, in facing the question of future urban water financing, there will be no "pat" solutions, no easy ways. But it will be the sense of this paper that, of the various options open to engineers, water managers, and planners for meeting to-morrow's urban water-supply problems, the public utilities approach which embraces sound business practice in the conduct of its affairs will be the one which, although difficult in application, offers the greatest promise. It will further be the sense of this paper that reduction of standards of water quality and service will not only be impracticable but, of more significance from the economic side, will result in little savings, if any.

WATER UTILITIES AND THE URBAN PROBLEM

The objective of a city's water system at any stage of development is to provide a safe and convenient supply of water to all the people, at a price they can afford. Achievement of this objective is dependent to a great extent on the availability of funds to permit the system to expand on a continuing basis to meet growth in demand. Those who say that public savings to pay for the multitude of municipal services in the future will be too limited to permit cities to adhere to present standards could be correct for most of the services. They are not necessarily correct for water supply, which is one of the few purely municipal functions which can generate sufficient revenue to cover its own obligations. It is this characteristic which offers hope for the future of urban water supply and which needs to be emphasized at every opportunity.

The World Bank (IBRD) and its affiliate, the International Development Association (IDA) have,

* The statements and conclusions set forth in this paper are those of the author and do not necessarily reflect the views of the World Bank

since making the first credit for a water supply system in 1961, held to the view that municipal water supply should be considered as a public utility and should be operated as a business in which the revenues generated by sales of water and by other sources should cover all costs and provide a surplus for the further expansion of the system. Long before the World Bank made its first loan for water supply, it recognized the problems facing other utilities in their struggle to find the finance necessary for their continued expansion. Around 1956, these problems were summarized by the then President of the World Bank, Eugene Black, who said:—

“A steadily expanding supply of essential public utility services is a requisite of economic growth in all underdeveloped countries to-day. Over the next decade, many thousands of millions of dollars in capital for these services must be found. There is simply no practical way of raising this money unless a substantial part of it is generated by the utilities themselves through adequate charges to the users of their services.

“The Bank has been labouring this point for a very long time. We have held that it is dangerous for a developing country to be sentimental or practically expedient about things like railroads and power plants”;—and about urban water supply, he might have added—“that policies based on these attitudes only creates an intolerable drain on the savings which are the lifeblood of every country's future prosperity. We have said that adequate utility rates are especially important in a country where there is no organized capital market. By ‘adequate’ rates we have meant rates which enable utilities not only to cover the real cost of their services, but also to retain, out of earnings, substantial sums each year to help finance the expansion which inevitably will be needed to sustain future growth. And we have made no distinction in advocating adequate rates between privately owned and publicly owned utilities.”

Mr. Black concluded his statement by saying:—

“I feel the Bank's insistence on sound utility finance is being vindicated to-day by events in many member countries. All over Latin America and in many other parts of the underdeveloped world, officials charged with the job of finding capital for development are themselves struggling to get a recognition of the simple principle that utilities should pay their way.”

At first sight, application of the principle expounded by Mr. Black and called here the “sound utility” approach seems to ignore the disproportionate numbers of poor people needing water service and their inability to pay high prices for water. However, in numerous cities where water systems are financed out of budgeted funds, and where revenues collected from water sales do not even pay for operations, it is apparent to-day that the poor people are the first to suffer. It is in cities which have poorly operated and badly managed water systems where the poor are without water. The city which establishes a tariff structure for water that takes into account the type of service provided and the amount of water used, will be able to distribute costs equitably among all its people. If to this formula is added an emphasis on reducing the cost of water by good engineering, proper programming of new works, and efficient operations, not only can the poor be taken care of, but also there will be a greater likelihood that the needs of to-morrow will be met. A substantial number of cities in developing countries around the world are to-day demonstrating that such an approach is feasible.

Before discussing further the elements of the “sound utility” approach, the question of whether reduction of standards is the answer to the problems confronting urban water-supply financing needs to be explored and answered.

ARE PRESENT STANDARDS FOR WATER SUPPLY TOO HIGH?

What do we mean by standards for water supply? Do we mean standards of water quality, standards of service, standards of quantity, standards of maintenance, standards of management, or what? It is likely that those who argue the cause of reduced standards have in mind standards of quantity, quality, and service. They cer-

tainly cannot mean reduction in standards of maintenance, financial policy, or management which would only add to, not solve, the problems of those concerned with financing.

Water Quality Standards

Water quality standards in their simplest terms can be divided into three groups. The first are those relating to substances and organisms which, if present in water consumed by man or animal, may cause physiological damage, illness, and even death. A second group of standards includes those which concern substances and characteristics damaging to piping systems and materials or are unfavourable for certain commercial or industrial processes; and the third group relates to the substances which render water unattractive to use for cooking, drinking, washing, and recreation. Among the latter are those which cause tastes, odours; cause discoloration on clothing and articles coming in contact with the water; or which make the water cloudy and unattractive in appearance. The laboratory man will refer to the foregoing groups in other ways and will usually speak of physical, chemical, biological, and radiological standards and qualities.

Most recognized quality standards for drinking water are based on experience and research. They have been established usually to reflect a compromise between perfection and what is economically feasible. Where toxic substances and impurities are involved, however, the limits are established to permit a margin of safety to allow for some operational variations and to accommodate differences in tolerance between individuals. For substances which are non-toxic the limits set by certain standards such as the WHO Recommended International Standards are presented only as suggested limits; and nothing prevents going below the stated standards except the willingness of man and animal to accept the tastes, the odours, and the appearance, and their ability to adjust and tolerate. Physical standards which concern taste, odour, colour, and appearance usually have little or no adverse effect physiologically on people and animals drinking the water. Costs involved in meeting most physical standards are usually incurred only because consumers want the better water and are willing to pay for it. Although it may be costly to meet high physical standards in areas where highly coloured raw water or serious taste and odour problems exist, it is usual in most of the developing countries to find that no additional treatment is necessary over that normally provided to make the water safe, since the latter processing also accomplishes at the same time the needed improvement in physical quality.

Efforts to lower or eliminate standards of water quality as a money-saving device have frequently been directed at the biological standards. The argument has been that the only thing that matters is that water be made available and that if it contains a few bacteria which might, on occasion, cause disease, the risk is worth the savings; that any water is better than no water; and that money spent on providing safe water should better be expended on supplying more people with lower-quality water. This argument has validity only if the people of the benefited city do not pay the full costs of water provided to them. If they do pay, no one in other cities is being deprived of water, regardless of what standard is used in the benefited city. Of even more significance is the suggestion which comes out of this line of reasoning that water which does not meet standards of safety should be provided regardless of risk, because it may reduce costs somewhat. It is necessary in this connexion to recall recent events in several countries where engineers, architects, and government officials have individually or collectively been indicted

for negligence because through oversight or poor technical judgment, structures were designed and built which were unsafe and led to loss of life or injury. In none of these cases was there an intent to reduce standards. There was only miscalculation or lack of foresight. The consequences of intentionally designing and knowingly operating a water system which would distribute unsafe water as defined by even the most liberal standard are easily predicted. Those who argue the cause of reduced biological standards for water should recognize at the outset the seriousness of the implications. These same views apply equally to chemical and radiological standards. Advocates of solving the water-supply financial problems by reducing safety standards champion a cause which few people in any country could accept. Of special note to the economist is the fact that the savings in costs which could be achieved by reducing the margin of safety usually built into the quality standards will be likely to prove negligible.

Water Quantity Criteria

Water systems show wide differences in the quantities of water provided to the people they serve. It is normal for engineers to examine the quantities of water being consumed in any one location and to use these figures as a guide for design. Such data, however, are not to be construed as standards; and there appears to be no point, therefore, in discussing the question of reducing standards of water quantity. What can be discussed, however, is water conservation and the reduction of excessive use of water. A combination of good design, good maintenance, good management, metering, proper pricing policies, and possibly new technological developments is required to cope most effectively with the problem of excessive use and waste of water. However, after all steps have been taken it will no doubt be found that different people, different cultures, different climates, and different conditions lead to wide variations in water consumption which not only defy establishment of standards of quantity but make precise comparisons of per capita consumption between cities a meaningless exercise.

One ill-advised practice which is proposed frequently as a device for reducing water use is that of designing for an intermittent supply of water to all or part of a city. This is an uneconomic practice which counteracts the benefits of the investment and makes good management a myth. It may well be that certain water systems which have outgrown their source and supply works have to provide water intermittently, but this is an emergency measure, not one to be sought intentionally in design.

Standards of Service

Most people served by municipal water systems in the developing countries may choose one of several patterns of water service. The poor may take water from public hydrants, some may have water in their courtyard, the average home may have water piped into it, and in most cases a choice of size of service line and meter is available. In each case the charges can be made to reflect the type of service.

The design of water systems has to take account of the economy and the character of the various areas of a city to be supplied and the likely type of service to be provided. For those who argue that a reduction in service standards must be considered, it is necessary to point out that nearly every system to-day in the developing countries has no fixed service standard, and that the present range of service open to the public can be reduced further only if it is decided to make the poor walk farther to public hydrants or refuse water service to householders who can afford such service.

To refuse water service to domestic, commercial or industrial installations as a matter of planned policy for reducing future water-system costs is not only to advocate a policy with which no public official could live, but, more important, it proposes to cut off the principal source of revenue which makes it possible for water systems to extend and expand to meet the growing needs. This policy destroys the thing it started out to help.

Re-use of Water

It is paradoxical that in many of the developing countries to-day the water department and the water engineers are the strongest opponents of any proposal to consolidate water and sewerage operations. They should be in the forefront of the supporters of this approach, because it is far easier to plan the long-range water and waste-water needs of cities when all sources and all uses can be planned and considered together.

In the author's view, the day is far off when treated waste can be considered for use in the potable water systems of urban areas, because of the very high degree of treatment which will be required. On the other hand, numerous industries require water which does not need to meet the standards of potable use; through proper planning and directed location, treated waste-water can be piped and sold to such industries, thus freeing high-quality water for other purposes. This needs to be done in the not too distant future, if cities are to keep pace most economically with their water requirements. Water-supply officials who are concerned with sewerage operations and the reclamation of waste-water are better able to plan and better able to accommodate the needs of urban areas at the minimum cost.

THE "SOUND UTILITY" APPROACH

The conclusion seems reasonable that reducing the standards of water quality or service will contribute little to the solution of future financial problems of urban water supply. On the contrary, it is the author's opinion that such reductions will only add to the financial problems. What hope, therefore, exists in the "sound utility" approach? What does it embrace, and particularly how does it affect water-supply financing?

Revenues and costs are particularly relevant here. A fair amount has been written about the need for adequate rates, proper tariff structures, and the generation of revenues sufficient to cover all costs with something left over to contribute towards extension of the system. Very little has been written and said about the cost side of the equation, and even less is done to reduce costs. The "sound utility" approach requires that all costs be controlled; and every aspect of the organization and of its operations has to be involved. If the rate charged for the sale of a cubic metre of water is to be kept as low as possible to permit low-income people to pay for the water they need, it is fundamental that engineers and water supply officials must do more to reduce costs. The principal points to be stressed concern good engineering, good planning, good operation, good financial policy, and good management. Each of these points deserves particular comment; each is prominent in the criteria which the World Bank applies in appraising water projects.

Well-engineered Projects

Engineering is the foundation of good projects. Engineering design establishes costs, and economic and financial feasibility. It sets the pattern of requirements for funds, the financial plan and, later, the charges which have to be made for the sale of water. It determines whether the facilities built are compatible with the community's needs and within the technical ability of the

personnel of the water department to operate and maintain. It is therefore surprising that, even to-day, insufficient recognition is given to designing a water system for the particular situation rather than merely adapting designs previously used for other communities.

Attention is directed to four characteristics of well-engineered projects, which materially influence costs.

Design and Ability to Pay.—Projects are designed too frequently without regard to the means by which funds will be provided. If, at the outset, the engineer is told that the project will have to be paid for by revenues from the sale of its water, and that this limitation must be inherent in any design which he develops, then later on the problems of management in trying to pay for too-expensive facilities will be considerably reduced. In the long range, many more people will be served. This suggests that one of the first decisions to be taken is that of establishing the ceiling cost of the project. The more common approach is to do the engineering first and then determine the costs. In cities which adopt the "sound utility" approach and where water charges must cover all costs, this approach invariably leads to trouble. A well-engineered project, consequently, must first establish the financial capacity of the people and the city, and this restraint must then be reflected in its design.

Most-economic Alternative.—A well-engineered project is one in which all the alternatives have been considered, and the most economic selected. It is quite common to observe projects in which only one plan has been considered and has been pursued without regard to any other approach. An example which continually repeats itself is the project where utilization of a surface source of water with a treatment plant is proposed, but no thought has been given to the use of ground-water. Without going into the question of who is at fault or why this occurs, it is sufficient to point out that all sources of water have to be considered, and the most economic source selected; all types of treatment, and all configurations of storage and distribution have to be considered, and the most economic selected. It is the exception rather than the rule in reviewing projects for the developing countries to find that the engineers have considered all the alternatives of every aspect, and selected the ones which are the most economic.

Most-economic Staging.—A well-engineered project is one in which the design period has been established to be the most economic. For staging and choosing the most economic alternative, the present worths of alternatives should be compared. The discounted cash flow or current worth technique is explained in most modern texts on engineering economics. Its major advantage rests on the ability to compare the future costs of alternatives on a present-cost basis, to suit the particular country through the use of realistic discount rates.

Compatibility with Local Conditions.—A well-engineered project takes into account the availability of local materials, the technical competence of the water department personnel, the geography of the area, and all local factors. Elaborately designed plants which have the most modern automated controls may be status symbols, but such plants are particularly unsuitable in a number of the developing countries because of the problems created when complex mechanical devices fail. Although it will be argued by some that the cost of automation is prohibitive, high initial cost is not the major reason why automation should be rejected. The prime objection is the effect on the quality of water and on operation when the automation breaks down. The

argument is frequently heard that automation is needed most where there is the greatest shortage of trained man-power. A brief visit to automated plants about one year after the date of turn-over by the contractor to local operations will usually demonstrate the weakness of this argument.

When raw waters are subject to rather frequent fluctuations in turbidity and quality, when chemicals are scarce or difficult to obtain, and when the operating personnel are not of a high level of technical competence, it will usually be found that the fewer the operational controls, and the less sensitive the operations are to changes in raw-water quality, power interruptions, and imported parts, the better.

The Financing Plan

Once the engineer's estimate of the cost of the project has been made, a financing plan needs to be developed which establishes the sources of funds for the full cost of the project. Normally such sources include funds which the water utility has accumulated from its earnings, funds which will be generated in the future during the course of construction and which can be applied against the cost of construction, funds borrowed locally and from the Government, and funds borrowed externally from such sources as the World Bank.

The financing plan, like the engineering design of the project, can take many forms, some of which are more advantageous to the water utility than others. It is, of course, not always possible for water utilities in developing countries to have a wide range of choice among sources of money. Also, it is likely that those sources which are available will provide funds more or less on their own terms. Even so, there is always some latitude within which to manoeuvre; and decisions can be taken which will result in the most favourable financing plan.

Funds which the utility has already saved, and funds it will generate during the period of construction, constitute the sources which should head the list, because almost always they will be the most favourable. Since such funds depend on revenues generated from water sales over and above direct operating costs, water tariffs need to be considered in the evaluation of any financing plan.

Government funds may be made available in the form of either loans or contributions. The latter may require no repayment or they may be equity contributions which require payment of dividends or repayment from future revenue when the borrower becomes able to repay. In any event, if urban water systems in the developing countries are to meet the challenge of keeping pace with population growth in the face of shortages of national and municipal funds, they must promptly cover all loan repayments from self-generated revenue in order to ensure confidence that investment in water supply is sound investment.

Although much could be said about how to prepare financing plans which are most favourable to the water utility, the best advice is to rely on a trained financial adviser, preferably on the payroll but otherwise employed as a consultant.

Financial Policies

It is quite possible for a water project to be well engineered, and have a good financing plan, yet still fall short of meeting the requirements of many financial institutions for advancing their share of the money assigned in the financing plan. Of more importance, it may fall short of the objective of being able to supply to-morrow's water needs. Private investors and development agencies may be reluctant to invest in water projects in developing countries, because they feel that

the financial policies being followed by water utilities are weak or unsound, and will make the objectives of such projects difficult to achieve.

Of all public utilities in the developing countries, those concerned with water supply are consistently the weakest in matters of finance and in their financial policies. There are, of course, reasons for this, which time does not permit to be reviewed. It is more profitable to identify some of the major departures from sound policy and to suggest what needs to be done. A sound financial policy is defined as one which requires the utility to meet all costs and generate some reserves from its revenues while permitting the utility to provide

safe and dependable water to the people of the area served at the minimum cost, following operating and maintenance procedures which result in the most economic life and performance of all its facilities. In practice this means that water tariffs are set and adjusted whenever necessary, to ensure that revenues are meeting the targets, and that there is maximum efficiency in all operations. In generalizing about water utilities and financial policy it is necessary to also stress management. Since policy has to be implemented, it cannot be a set of nice printed platitudes hanging on the manager's door. Good management and sound financial policy go hand in hand. It is not possible to have one without the other.

Les facteurs qui affectent le financement des distributions d'eau urbaines dans les pay sen développement*

par

HAROLD R. SHIPMAN

Chef de la division alimentation en eau 1, Banque internationale pour la reconstruction et le développement

RÉSUMÉ

Réduire les normes de qualité de l'eau et des distributions d'eau offre peu d'espoirs d'économies importantes tout en créant de graves problèmes. Il existe des possibilités de conservation des ressources et de réduction des pertes qui exigeront une attention croissante des responsables des services d'eau et du public.

Pour les villes du monde en développement qui cherchent des solutions aux problèmes financiers posés par les besoins présents et futurs—logements, transports, éducation, rénovation urbaine, services de santé, alimentation en eau, assainissement, nettoyage, collecte et élimination des résidus solides, incendie, police, éclairage, contrôle du trafic, etc.—une approche universelle même pour une seule ville est hors de question. Sauf l'électricité, le gaz, et les télécommunications qui ne sont pas normalement des services purement municipaux,

l'alimentation en eau est presque le seul des services urbains qui soit capable d'exploiter, d'entretenir, et d'étendre ses installations et de payer ses dettes grâce aux revenus qu'il perçoit pour son activité.

Examiner la possibilité pour les villes en qui grandissent de couvrir leurs besoins futurs en d'autres services municipaux dépassait le cadre de notre exposé. Il est conclu cependant que pour les distributions d'eau les problèmes ne sont pas insurmontables, pourvu que de bons techniciens assurent le minimum de dépenses et l'échelonnement optimal des extensions; pourvu qu'une saine politique financière soit suivie; et pourvu qu'une direction compétente lie les deux ensembles. Tous ces éléments constituent l'approche d'un "service sain" à l'alimentation en eau.

Ceux qui sont responsables des villes des pays en développement doivent être assurés que bien que la voie du "service sain" soit difficile, c'est celle qui est le plus équitable et qui a le plus de chance de réussir, et de nombreuses villes dans le monde démontrent qu'elle est praticable.

* Les données et les conclusions citées dans ce rapport sont celles du auteur et ne représentent pas nécessairement les idées du World Bank.