

Record Number:

Author, Monographic: Isabel, D./Villeneuve, J. P.

Author Role:

Title, Monographic: Impact des débordements de réseaux unitaires sur les activités aquatiques à la plage Jacques-Cartier et dans la baie de Beauport

Translated Title:

Reprint Status:

Edition:

Author, Subsidiary:

Author Role:

Place of Publication: Québec

Publisher Name: INRS-Eau

Date of Publication: 1988

Original Publication Date: 15 septembre 1988

Volume Identification:

Extent of Work: 33

Packaging Method: pages

Series Editor:

Series Editor Role:

Series Title: INRS-Eau, Rapport de recherche

Series Volume ID: 255

Location/URL:

ISBN: 2-89146-252-1

Notes: Rapport annuel 1988-1989

Abstract: 10.00\$

Call Number: R000255

Keywords: rapport/ ok/ dl

**Impact des débordements de réseaux
unitaires sur les activités aquatiques
à la plage Jacques-Cartier et dans la
baie de Beauport.**

INRS-Eau

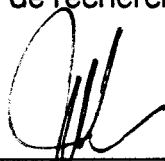
Rapport scientifique numéro 255

Par:



Denis Isabel, Ing., Ph.D.

Associé de recherche



Jean-Pierre Villeneuve, D.Ing.

Professeur

Sainte-Foy, le 15 septembre 1988

RESUME

Les débordements de réseaux unitaires sont maintenant reconnus comme étant une importante source de pollution du milieu aquatique dans les régions urbanisées. L'INRS-Eau a reçu le mandat de justifier la nécessité d'intervention en démontrant le degré de détérioration du milieu aquatique en période de débordement. La plage Jacques-Cartier et les battures de Beauport servent d'exemples.

En utilisant une méthode de calcul différente, nous avons établi que la fréquence des débordements est inférieure à celle indiquée dans les études antérieures et nous recommandons d'effectuer de nouvelles études statistiques plus complètes. Toutefois, il est indéniable que les débordements de réseaux unitaires ont un impact réel et sérieux sur les activités aquatiques dans la baie de Beauport et à la plage Jacques-Cartier. Nous avons calculé que les débordements se produisent en moyenne un ^e fois à toutes les deux semaines et que les véliplanchistes peuvent être exposés à des concentrations de coliformes fécaux supérieures à 10 000 c.f./100mL lors de certains déversements critiques.

Nous en concluons que des interventions sont nécessaires sinon les effets bénéfiques de l'assainissement des eaux usées de la CUQ seront partiellement annulés. Il faudra cependant réévaluer les fréquences et les volumes des débordements avant de choisir et de dimensionner les équipements, de façon à optimiser l'emploi des fonds publics.

PLAN DU RAPPORT

RESUME	2
PLAN DU RAPPORT	3
1. Introduction	4
2. Pluviométrie dans la région de Québec	7
3. Fréquence et volume des débordements	11
4. Qualité des eaux de débordement	18
5. Impacts sur le milieu récepteur	20
6. Conclusion et recommandations	25
FIGURES	28
ANNEXE A	31

1. INTRODUCTION

Les débordements de réseaux unitaires sont maintenant reconnus comme étant une importante source de pollution du milieu aquatique dans les régions urbanisées. La fréquence de ces débordements, alliée à leur contenu en polluants, peut empêcher la récupération des usages du milieu aquatique telle que prévue suite à l'interception et au traitement du débit sanitaire de temps sec.

En effet, bien qu'elles originent en grande partie du ruissellement de la pluie, les eaux de débordement sont très chargées en divers polluants. Ainsi, les concentrations de matières en suspension et de métaux lourds observées dans les eaux de débordement excèdent celles observées dans les eaux sanitaires de temps sec. Les concentrations de matières organiques et de bactéries coliformes y sont également plus importantes qu'on ne le croyait auparavant. Ceci est dû au fait que le ruissellement des surfaces urbaines se révèle très pollué, et aussi au fait que les vitesses plus rapides dans les conduites en temps de pluie peuvent remettre en circulation une quantité parfois importante de matières sédimentées en temps sec.

En temps de pluie, les débordements constituent donc un apport intense de polluants dans le milieu récepteur. Ils y créent un impact important qui peut se prolonger bien après la fin de la pluie et du débordement. L'effet à long terme des débordements dépend donc de leur fréquence, de même que des intensités et durées de leurs impacts respectifs. De plus, si la fréquence des débordements est très élevée, il pourrait même en résulter une détérioration permanente de la qualité du milieu récepteur.

La fréquence des débordements dépend de la climatologie locale et du

design du réseau de drainage. Quant à la qualité des eaux débordées, elle dépend de l'utilisation du territoire et du design du réseau de drainage. Cependant, on observe généralement que la qualité des débordements est beaucoup plus variable par rapport au temps qu'elle ne l'est entre différents bassins ou différentes villes! Finalement, l'impact des débordements dépend aussi de la dynamique du milieu récepteur et de ses usages.

Les débordements constituent un problème environnemental sérieux et complexe. Plusieurs agences gouvernementales et plusieurs chercheurs ont étudié ce problème et les plus récents travaux publiés dans le domaine sont cités dans les références suivantes (revues annuelles de la littérature):

Moffa P.E. et al. (1983) Urban runoff and combined sewer overflow.
Journal WPCF, Vol 55, No 6, P 676-679.

Moffa P.E. et al. (1984) Urban runoff and combined sewer overflow.
Journal WPCF, Vol 56, No 6, P 621-625.

Moffa P.E. et al. (1985) Urban runoff and combined sewer overflow.
Journal WPCF, Vol 57, No 6, P 563-566.

DeGuida R.N. et Clarkson R.A. (1986) Urban runoff and combined sewer overflow.
Journal WPCF, Vol 58, No 6, P 534-539.

DeGuida R.N. et Clarkson R.A. (1987). Urban runoff and combined sewer

overflow. Journal WPCF, Vol 59, No 6, P 432-436.

DeGuida R.N. (1988) Urban runoff and combined sewer overflow. Journal WPCF, Vol 59, No 6, P 864-867.

Ces revues répertorient près de 300 études qui couvrent les aspects hydrologiques, écologiques, techniques et administratifs du problème des débordements de réseaux unitaires.

Au Québec, le problème des débordements est maintenant reconnu et le ministère de l'Environnement en est présentement à élaborer une politique gouvernementale les concernant. A cet effet, l'INRS-Eau a reçu le mandat de justifier la nécessité d'interventions en démontrant le degré de détérioration du milieu aquatique en période de débordement. Pour ce faire, deux sites privilégiés de la Communauté Urbaine de Québec seront pris en exemple. Les battures de Beauport et la plage Jacques-Cartier sont deux sites majeurs d'accès au fleuve pour la population de Québec. L'impact des débordements de réseaux unitaires sur ces deux sites sera donc évalué à partir des données existantes concernant la climatologie locale, les réseaux d'égouts unitaires, la dynamique de ces milieux aquatiques et leurs usages (en particulier la planche à voile). Des recommandations seront émises à la lumière des résultats de cette évaluation.

2. PLUVIOMETRIE DANS LA REGION DE QUEBEC

La région de Québec jouit d'un climat tempéré et de précipitations annuelles excédant 1000 mm d'eau. Cependant, l'arrosage abondant de la région ne signifie pas nécessairement que les volumes débordés par les réseaux unitaires sont importants. Le design des réseaux, de même que la durée et l'intensité de chaque événement pluvieux, déterminent les volumes déversés.

Pour dresser un tableau significatif des intensités, des durées et des fréquences des pluies dans la région, nous avons contacté le service météorologique d'Environnement Canada à l'aéroport de Québec. Nous avons obtenu copie des rapports pluviographiques mensuels couvrant la période de 1983 à 1987 inclusivement, soit 5 années de données journalières. Ces rapports mensuels contiennent, pour chaque jour du mois, la hauteur totale tombée de même que les hauteurs maximales enregistrées sur des périodes de 5 minutes, de 10 minutes, de 15 minutes, de 30 minutes, de 1 heure, de 2 heures, de 6 heures et de 12 heures.

Aux fins de l'analyse statistique, nous ne considérons que les pluies estivales. La période estivale retenue s'étend du 15 mai au 15 septembre de chaque année. Pour chacune des durées considérées, les maximums journaliers sont classés en ordre croissant et on leur attribue une probabilité empirique correspondant à leur position. La formule de Hazen est utilisée à cette fin, soit:

$$P(h_j) = \frac{i}{N + 1}$$

où N est la taille de l'échantillon. Dans notre cas, chaque échantillon est

composé de 620 valeurs journalières. Ensuite, pour faciliter la compréhension des résultats, ces probabilités journalières au non-dépassement sont converties en périodes de retour selon:

$$T(h_j) = \frac{1.0}{1.0 - P(h_j)}$$

Etant donné qu'il s'agit de probabilités journalières, les périodes de retour calculées s'expriment en jours.

Le graphique de la figure 1 illustre les résultats obtenus. On y voit qu'il pleut en moyenne tous les 2.47 jours dans la région de Québec en été. Les courbes de hauteur, de durée et de période deviennent irrégulières dans les longs retours par suite de la rareté de ces événements.

Ces résultats peuvent être comparés à ceux publiés dans la référence suivante:

Lavallée P., Lessard P. et Villeneuve J.P. (1984) Water quality variations in running waters due to combined sewer overflowing. Evaluation of negative influence. Dans: AIRH, Proceedings of the third international conference on urban storm drainage, Vol 3, P 761-770.

Les statistiques présentées dans cette étude sont basées sur des données pluviométriques couvrant les saisons estivales (15 mai au 15 septembre) des années 1976 à 1981 inclusivement. Les pluies ont été classées en fonction de la hauteur totale tombée lors de chaque événement. Les événements inférieurs à

0.3 mm n'ont pas été considérés. On a ainsi déterminé qu'il pleut en moyenne tous les 1.75 jours, ce qui ne concorde pas tout-à-fait avec nos propres statistiques concernant la récurrence des pluies journalières. Cependant, des statistiques sur deux périodes différentes de 5 ans peuvent présenter de telles différences. Les résultats publiés par ces auteurs sont sommaires et se résument au tableau suivant:

Hauteur (mm)	Récurrence approximative
4 à 6	7 jours
6 à 10	30 jours
10 à 16	120 jours

Ensuite, pour chaque classe, les moyennes des durées totales et des intensités maximales ont été déterminées. La durée moyenne des précipitations varie peu d'une classe à l'autre et elle est d'environ 150 minutes, soit un peu plus de 2 heures.

Ces deux approches statistiques étant différentes, il n'est donc pas possible d'en comparer directement les résultats, sauf en ce qui concerne l'occurrence de base des précipitations. L'approche que nous avons utilisée est cependant plus appropriée à l'évaluation de la fréquence des débordements.

En effet, il n'y pas de relation directe entre la fréquence des pluies et celle des débordements. A une pluie de récurrence donnée ne correspond pas nécessairement un débordement de même occurrence. La relation pluie-débordement est complexe et les statistiques des débordements peuvent donc

être très différentes de celles des hauteurs de pluie. De plus, comme les déversements dépendent également de l'intensité et de la durée des pluies, ces statistiques doivent aussi être considérées.

3. VOLUMES ET FREQUENCES DES DEBORDEMENTS

Au Québec, il n'existe malheureusement pas encore de mesures systématiques des volumes et fréquences des débordements de réseaux unitaires. Les réseaux d'égouts ne reçoivent généralement qu'une attention limitée et leur entretien se limite souvent à la réparation des bris majeurs. Les débordements passent donc inaperçus, d'autant plus que les autorités municipales sont bien plus inquiètes des problèmes de refoulement dans les sous-sols des résidences. Les rares campagnes de caractérisation effectuées jusqu'à présent couvrent vraiment trop peu d'événements pour qu'on puisse en tirer des statistiques valables.

Dans cette situation, le seul moyen d'évaluer ces volumes et leur fréquence est de simuler les débordements. Avec un modèle de réseau de drainage urbain, tel SIRDU ou SWMM, il est possible de simuler la réponse d'un réseau unitaire donné à n'importe quelle pluie. La simulation peut alors servir à déterminer, pour une pluie, le volume débordé correspondant. Ces modèles permettent donc, par la simulation de toutes des pluies observées sur une période donnée, de calculer la série des volumes débordés et d'en dresser les statistiques.

La mise en oeuvre de ces modèles est une tâche relativement facile mais elle demande tout de même une description détaillée du réseau à simuler. Leur emploi n'est donc pas possible dans le cadre de ce rapport. Cependant, nous tenons à recommander leur utilisation lors des calculs entourant la conception et le choix des équipements qui seront éventuellement installés pour contrôler les débordements. Ces modèles sont disponibles à l'INRS-Eau et sont décrits dans

les références suivantes:

Béron P. et Lamarche L. (1984) Manuel de l'utilisateur du modèle SIRDU (version 2.0). Ecole Polytechnique, Département de Génie Civil, Rapport GREMU 84/01.

Huber W.O.L. et al. (1981) Storm Water Management Model User's Manual, Version III. EPA, Rapport No EPA-600/2-84-109a. Disponible au NTIS: No PB84-198423.

Dans le cadre du présent rapport, nous avons dû utiliser un modèle beaucoup moins détaillé, mais qui permet néanmoins des estimations raisonnables des volumes déversés. Ce modèle est basé sur un simple bilan de masse par événement et il est tiré de la référence suivante:

Van Der Heijden R.T.J.M., Lijklema L. et Alderick R.H. (1986) A statistical methodology for the assessment of water quality effects of storm water discharges. Dans: Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series G: Ecological Sciences, Vol. 10, p. 305-323, Springer Verlag.

Nous avons cependant dû adapter légèrement le modèle car les réseaux québécois sont différents de ceux de Hollande où toutes les eaux évacuées doivent être pompées. Nous obtenons ainsi l'équation suivante:

$$V_d = (H - I_s) \cdot A \cdot K_r - V_r - (K_i \cdot Q_i \cdot D) + Q_{ts} \cdot D$$

où:

V_d = volume débordé

H = hauteur de la pluie

I_s = rétention en surface

A = superficie drainée

K_r = coefficient de ruissellement (imperméabilisation)

V_r = volume disponible en réseau

K_i = coefficient d'interception

Q_i = capacité de l'intercepteur

D = durée de la pluie

Q_{ts} = débit de temps sec

Les variables de ce modèle sont le volume débordé, la hauteur de la pluie et sa durée. Les autres éléments sont des constantes et des paramètres qui dépendent du réseau simulé. Ce qui détermine l'occurrence d'un débordement est alors une combinaison de durée et de hauteur minimale de pluie.

Nous allons d'abord déterminer les caractéristiques des réseaux unitaires responsables des débordements à la plage Jacques-Cartier. Ces données proviennent du rapport technique "Etude des contrôles des déversements d'égouts unitaires" réalisé par les Consultants BPR pour le compte de la ville de

Sainte-Foy.

Le tunnel Sainte-Foy recueille les débordements de deux bassins combinés du versant nord de la ville de Sainte-Foy pour les rejeter au milieu de la plage Jacques-Cartier. L'emplacement de cet émissaire est indiqué à la figure 2. Cet émissaire sert aussi d'exutoire aux réseaux pluviaux de plusieurs bassins séparés de la ville de Sainte-Foy. Dans le cadre de ce rapport, nous ne nous intéressons qu'aux débordements de réseaux unitaires. Mais il faut garder à l'esprit que le ruissellement urbain des réseaux pluviaux est également pollué et qu'il faudra éventuellement en tenir compte dans la planification des interventions.

Si on se réfère aux paramètres du modèle simple de calcul des volumes débordés, les deux bassins combinés du tunnel Sainte-Foy forment un bassin dont les caractéristiques sont les suivantes:

$$A = 2.15 \text{ km}^2 = 2150 \text{ ha}$$

$$I_s = 0.12 \text{ mm}$$

$$K_r = 0.31$$

$$V_r = 2700 \text{ m}^3$$

$$K_i = 0.8$$

$$Q_i = 736 \text{ L/s}$$

$$Q_{ts} = 99.6 \text{ L/s}$$

Nous pouvons donc calculer les hauteurs de pluie minimales requises pour provoquer un débordement en fonction de la durée de la pluie. Les résultats de ces calculs sont présentés dans le tableau suivant:

Durée	H _{min}	Retour *
0 minute	4.2 mm	-
5 minutes	4.4 mm	92 jours
10 minutes	4.6 mm	20 jours
15 minutes	4.8 mm	21 jours
30 minutes	5.5 mm	17 jours
1 heure	6.8 mm	15 jours
2 heures	9.5 mm	16 jours
6 heures	20.0 mm	29 jours
12 heures	35.9 mm	68 jours
24 heures	67.6 mm	500 jours

* 1 saison = 124 jours.

En utilisant les courbes statistiques de la figure 1, nous avons pu déterminer la période de retour des hauteurs minimales requises pour provoquer un débordement. La troisième colonne du tableau précédent contient ces estimations. Ces périodes de retour ne sont pas indépendantes, et les probabilités associées ne peuvent pas être additionnées car ce sont très souvent les mêmes événements qui génèrent ces extrêmes.

On observe qu'il faut une pluie d'au moins 4.2 mm pour provoquer un débordement. Ce résultat concorde avec les estimations déjà publiées. Nous pouvons déterminer la fréquence des débordements en identifiant, dans la série des données journalières, les journées où la hauteur tombée en une durée donnée excède la hauteur minimale correspondante du tableau précédent. Nous avons ainsi compté 49 débordements journaliers en 620 jours, ce qui donne une période de retour moyenne de 12.7 jours. Il y a donc environ une dizaine de débordements de réseau unitaire par saison à la plage Jacques-Cartier.

Cette dernière estimation n'est cependant valable que si les régulateurs sont fonctionnels. Ainsi, l'étude de BPR a identifié plusieurs régulateurs non fonctionnels ou obstrués qui provoquaient des débordements continus! La situation a été corrigée, mais ceci démontre qu'il y a un effort à faire dans la gestion et l'entretien des réseaux d'égouts.

Nous pouvons tenter le même calcul pour les bassins combinés qui débordent sur les battures de Beauport. Quatre bassins combinés affectent directement les battures près de la plage du port. On dénote aussi la présence d'émissaire pluviaux, mais nous n'en tenons pas compte comme dans le cas de la plage Jacques-Cartier. La figure 3 localise les points de débordement. Comme nous possédons moins de données pertinentes concernant ces bassins, l'évaluation de la fréquence des débordements est alors basée sur plusieurs hypothèses de similitude avec les bassins de Sainte-Foy. Les données utilisées sont les suivantes:

$$A = 3.3 \text{ km}^2$$

$$I_s = 0.12 \text{ mm}$$

$$K_r = 0.35$$

$$V_r = 4300 \text{ m}^3$$

$$K_i = 0.8$$

$$Q_i = 1200 \text{ L/s}$$

$$Q_{ts} = 160 \text{ L/s}$$

Les résultats des calculs de hauteur minimale de pluie et de période de

retour associée sont présentés au tableau suivant:

Durée	H _{min}	Retour *
0 minute	3.8 mm	-
5 minutes	4.1 mm	48 jours
10 minutes	4.3 mm	21 jours
15 minutes	4.5 mm	20 jours
30 minutes	5.1 mm	15 jours
1 heure	6.3 mm	14 jours
2 heures	8.8 mm	15 jours
6 heures	18.8 mm	24 jours
12 heures	33.8 mm	65 jours
24 heures	63.7 mm	420 jours

* 1 saison = 124 jours.

Ces résultats supportent les mêmes conclusions que celles énoncées au sujet des débordements à la plage Jacques-Cartier. Nous avons ainsi calculé que la période de retour des débordements de réseaux unitaires dans la baie de Beauport est de 11.5 jours, ce qui donne une moyenne de 11 débordements par saison.

4. QUALITE DES EAUX DE DEBORDEMENT

Plusieurs études ont mis en évidence l'importance de la charge polluante qui est contenue dans les eaux de débordement de réseaux unitaires. Les contaminants qu'on y retrouve proviennent de trois sources: la charge de temps sec (eaux domestiques et industrielles), la charge de lessivage des surfaces urbaines par le ruissellement et la charge de remise en suspension des dépôts de temps sec accumulés dans les conduites. Chacune de ces sources de pollution a ses caractéristiques particulières, et le mélange qui en résulte constitue malheureusement une menace sérieuse pour la qualité des eaux réceptrices. Ainsi, les eaux domestiques contiennent principalement des matières organiques dissoutes et particulaires, de même que des substances nutritives comme les composés d'azote et de phosphore. On y retrouve également une grande abondance de microorganismes. Pour leur part, les eaux industrielles ont une composition très variable, qui est fonction du type d'industrie et des procédés utilisés. Quant à la charge provenant du ruissellement urbain, elle est surtout composée de solides en suspension et de métaux lourds. Elle contient aussi des matières organiques, et dans une proportion plus faible, des nutriments et des microorganismes. Finalement, l'érosion des dépôts en conduite, qui est causée par l'augmentation des vitesses d'écoulement en période de crue, produit une charge qui est composée en majeure partie de solides organiques facilement décantables.

Deux études de la qualité des eaux unitaires en période de pluie ont été effectuées dans la région de Québec et les résultats en sont discutés dans le rapport des consultants BPR cité à la section 3. De plus, l'EPA a dressé un

sommaire des études de caractérisation des eaux de débordement disponible dans:

Field R. (1986) State-of-the-art update on combined sewer overflow control. Dans: CRC Rev. Environ. Control, Vol 16, No 2, P 147-165.

Le tableau suivant résume ces données de qualité des débordements de réseaux unitaires.

Paramètre	BPR	EPA
MES (mg/L)	45 - 302	370
DCO (mg/L)	59 - 360	367
Cu (mg/L)	0.009 - 0.068	-
Pb (mg/L)	-	0.37
Coli. féc. (n/100mL)	290 000 - 6 500 000	670 000

Les données de BPR concernent 6 événements pluvieux et on peut voir que la qualité des eaux déversées varie beaucoup d'une pluie à l'autre.

5. IMPACTS SUR LE MILIEU RECEPTEUR

Nous abordons maintenant la partie la plus importante de ce rapport. La Direction de la Qualité du Milieu Aquatique est principalement intéressée à connaître l'impact des débordements sur la pratique des activités aquatiques à la plage Jacques-Cartier et dans la baie de Beauport. Les sections 2 et 3 du rapport ont été rendues nécessaires car le déroulement de deux campagnes d'échantillonnage des débordements actuellement en cours nous a fait réaliser que la fréquence des débordements pouvait être moins importante que supposé. Nos statistiques confirment cette hypothèse.

Nous les utilisons, de concert avec le modèle simple de réseau unitaire, pour calculer les volumes de débordement causés par une pluie qui, en une heure, cumule une hauteur totale qui n'est atteinte qu'une journée par saison. D'après la figure 1, cette pluie a atteint une hauteur de 20.0 mm en une heure. Une telle pluie va causer un débordement de 8800 m³ à la plage Jacques-Cartier et un débordement de 15800 m³ aux battures de Beauport. Rappelons qu'il ne s'agit aucunement d'un débordement ayant une récurrence de un par saison! Cet événement critique sera utilisé dans les calculs d'impact subséquents.

Compte tenu des concentrations présentées à la section 4, il faut s'attendre à ce que ces débordements aient un impact important sur le milieu récepteur. Dans le cadre de ce rapport, nous voulons d'abord évaluer l'impact des débordements sur les activités aquatiques. Plus précisément, le devis du MENVIQ mentionne la pratique de la planche à voile comme étant l'activité aquatique privilégiée à protéger.

A la plage Jacques-Cartier, l'activité des véliplanchistes est concentrée en

face de la marina de Cap-Rouge et de l'embouchure de la rivière du même nom. Ce site est distant de 1200 m en amont de la sortie du tunnel Ste-Foy. Il ne sera donc affecté directement par un débordement qu'à la faveur de la marée montante.

Pour ce cas particulier, nous avons l'avantage de pouvoir utiliser les résultats d'une étude de dispersion par traceur effectuée en 1982 par le groupe conseil ROCHE pour le compte de la Communauté Urbaine de Québec. Leurs résultats indiquent, qu'à marée montante, la charge injectée à la sortie du tunnel est affectée d'une dilution minimale de 200 m³/s une fois rendue en face de la marina. Ceci signifie que notre débordement critique de 8 800 m³ contenant 1 000 000 c.f./100mL et dont la durée est de une heure apporte une charge de 24 400 000 000 c.f./s, ce qui donne une concentration maximale de 12 200 c.f./100mL en face de la marina de Cap-Rouge.

Pour confirmer ce résultat, nous pouvons aussi avoir recours à un modèle analytique de dispersion. Ce modèle est décrit à l'annexe A, et nous l'avons utilisé avec les paramètres suivants:

$C_0 = 1000000$ c.f./100mL	concentration du rejet
$Q = 2.44$ m ³ /s	débit du rejet
$H = 2.0$ m	profondeur
$D_L = 10.0$ m ² /s	dispersion longitudinale
$D_T = 3.0$ m ² /s	dispersion transversale
$V = 0.16$ m/s	vitesse
$X = 1200.0$ m	distance longitudinale

rivière Beauport où sont concentrés les émissaires de débordement. Nous ne disposons pas de résultats d'essais de dispersion par traceur, mais nous pouvons cependant compter sur une étude détaillée des courants et marées de la baie qui a été réalisée dans le cadre de l'étude d'impact de l'agrandissement du port. Ces données sont tirées du rapport préparé par le Laboratoire d'Hydraulique Lasalle pour le compte du Port de Québec et de la Garde Côtière Canadienne.

Le régime hydraulique de la baie de Beauport est relativement complexe. La morphologie partiellement fermée de ce plan d'eau lui confère une certaine inertie par rapport au courant de marée principal du fleuve. Ainsi, la marée montante crée d'abord des courants vers les rives de la baie et, lorsque le niveau maximum est atteint, elle engendre un vaste mouvement circulaire des eaux de la baie dans le sens des aiguilles d'une montre. Ce mouvement circulaire persiste plus d'une heure et demie après le début du descendant en raison de l'inertie de la masse d'eau. La marée baissante ne provoque pas l'effet contraire car lorsque ce courant est maximal, il n'y a plus suffisamment d'eau dans la baie.

La période de temps pendant laquelle les eaux déversées à l'embouchure de la rivière Beauport sont transportées vers la plage du port s'étend du milieu du descendant jusqu'à moins d'une heure après le début du montant. Les vitesses sont alors faibles, soit de l'ordre de 0.1 m/s à 0.3 m/s. La profondeur est aussi très faible à ce moment, soit de 0.0 m sur la batture jusqu'à environ 4.0 m en face de la plage.

Nous utilisons à nouveau le modèle analytique de dispersion pour estimer sommairement les concentrations maximales de coliformes fécaux en face de la

plage suite au débordement critique. Les paramètres de calcul sont alors:

$C_0 = 1000000$ c.f./100mL	concentration du rejet
$Q = 4.39$ m ³ /s	débit du rejet
$H = 2.0$ m	profondeur
$D_L = 10.0$ m ² /s	dispersion longitudinale
$D_T = 3.0$ m ² /s	dispersion transversale
$V = 0.2$ m/s	vitesse
$X = 1200.0$ m	distance longitudinale
$Y = 0.0$ m	distance transversale
$\lambda = 0.0$ 1/s	coefficient de dégradation

Nous obtenons alors une concentration maximale de 22800 c.f./100mL lors du débordement. La vidange de la baie n'étant jamais complète, les concentrations élevées peuvent persister pendant plus d'un cycle de marée, bien qu'elles soient alors affectées par une dilution de plus en plus importante et par la dégradation des coliformes fécaux. La fréquence des débordements est de l'ordre de un tous les 11.5 jours pendant la saison estivale, mais ceux-ci ne sont pas tous synchronisés avec la fin du descendant. De plus, ils ne sont pas tous aussi importants que l'événement critique simulé et l'estimation de leur fréquence devra être confirmée par une étude statistique complète.

6. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Suite à ces estimations, de même qu'à la révision des études antérieures dont nous avons obtenu copie, nous pouvons conclure que les débordements de réseaux unitaires ont un impact certain et peuvent causer une détérioration importante de la qualité du milieu récepteur. Les activités aquatiques à la plage Jacques-Cartier et la plage du port sont particulièrement affectées par ces rejets occasionnels. Il est à prévoir que ces derniers empêcheront régulièrement la récupération complète des usages, telle que prévue suite au traitement des eaux usées de la Communauté Urbaine de Québec.

Ainsi, nous avons estimé que dans certaines conditions critiques peu fréquentes, les débordements de réseaux unitaires peuvent générer des concentrations de coliformes fécaux atteignant plusieurs dizaines de milliers de bactéries par 100 mL sur les sites les plus fréquentés par les véliplanchistes. Les risques de problèmes gastriques et dermatiques seront alors élevés.

Il reste toutefois à régler l'importante question du volume et de la fréquence des débordements. Nous avons observé que celle-ci a pu être surévaluée par le passé. Avec une approche différente, nous avons estimé cette fréquence à environ un événement par 12 jours, mais il faudra la confirmer par une étude statistique poussée. Ce dernier point est très important car une mauvaise évaluation des fréquences et des volumes de débordement peut se traduire par un mauvais dimensionnement des ouvrages et un gaspillage des fonds publics.

Finalement, il ne faut pas oublier que nous n'avons pas analysé l'impact des autres polluants (autres que les coliformes fécaux) et que nous n'avons pas

tenu compte des autres usages du milieu récepteur. Cependant, les volumes déversés et leur concentration en ces divers polluants sont certainement de nature à provoquer également des impacts importants.

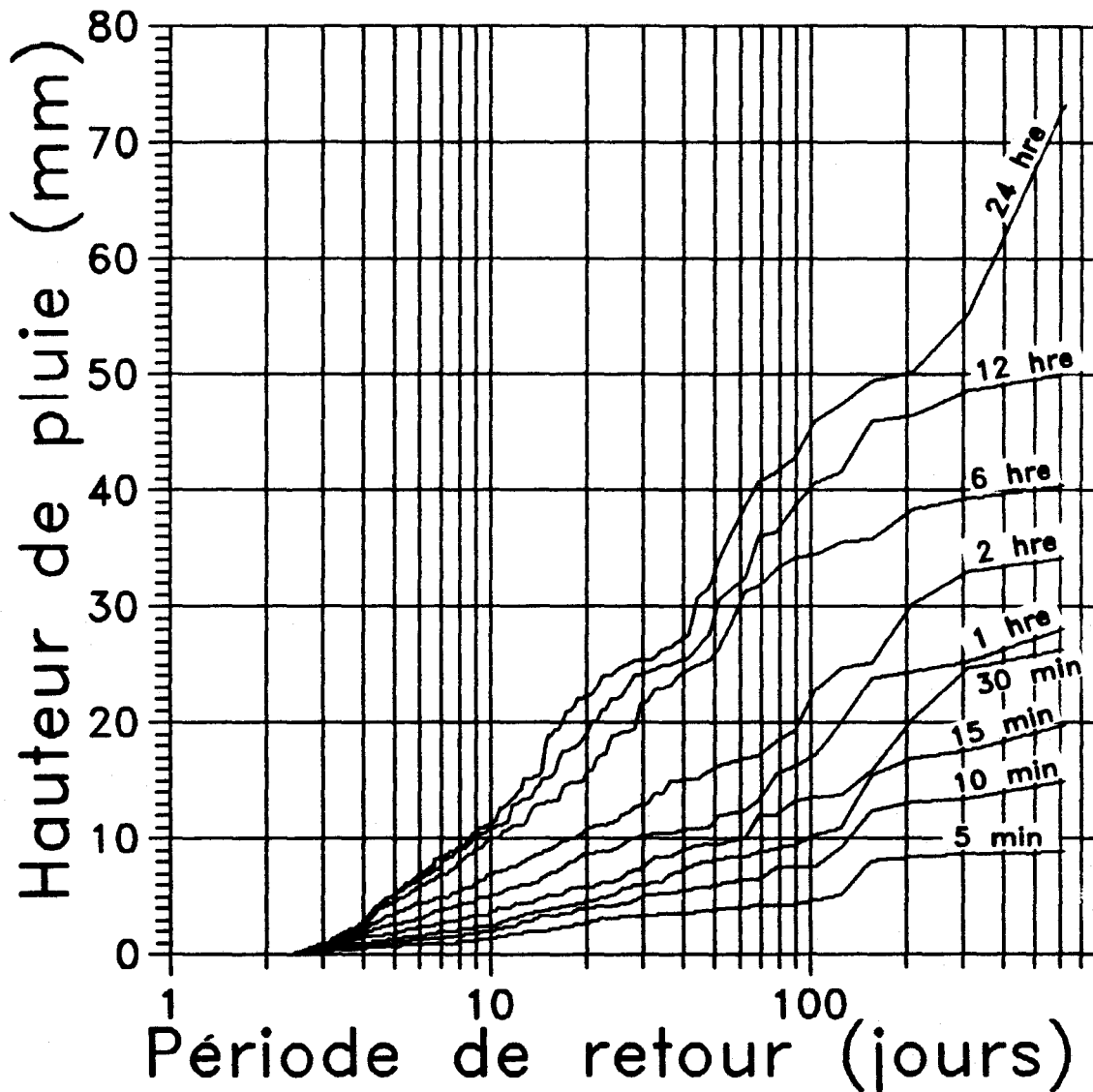
Suite à ces conclusions, nous pouvons émettre les recommandations suivantes:

- L'impact des débordements de réseaux unitaires est réel et sérieux. Il faut donc prévoir les interventions nécessaires sinon les effets bénéfiques de l'assainissement des eaux usées de la CUQ seront partiellement annulés.
- Le choix des interventions devra être basé sur une étude exhaustive de toutes les méthodes de réduction et de traitement des débordements.
- Le dimensionnement des ouvrages devra être basé sur de nouvelles études statistiques plus complètes de la fréquence des pluies et des débordements.
- Il faudra éventuellement tenir compte de l'impact des eaux provenant des réseaux pluviaux séparés.

Nous espérons que ce rapport vous sera utile dans la préparation des futures politiques du Ministère de l'Environnement du Québec concernant les

débordements de réseaux unitaires. Nous sommes disposés à discuter plus à fond de la problématique de ces débordements et nous demeurons à votre disposition pour toute autre consultation sur le sujet.

DESSIN



TITRE Figure 1

Diagramme des hauteur-durée-retour
des maximums journaliers estivaux

DATE 88-09-05

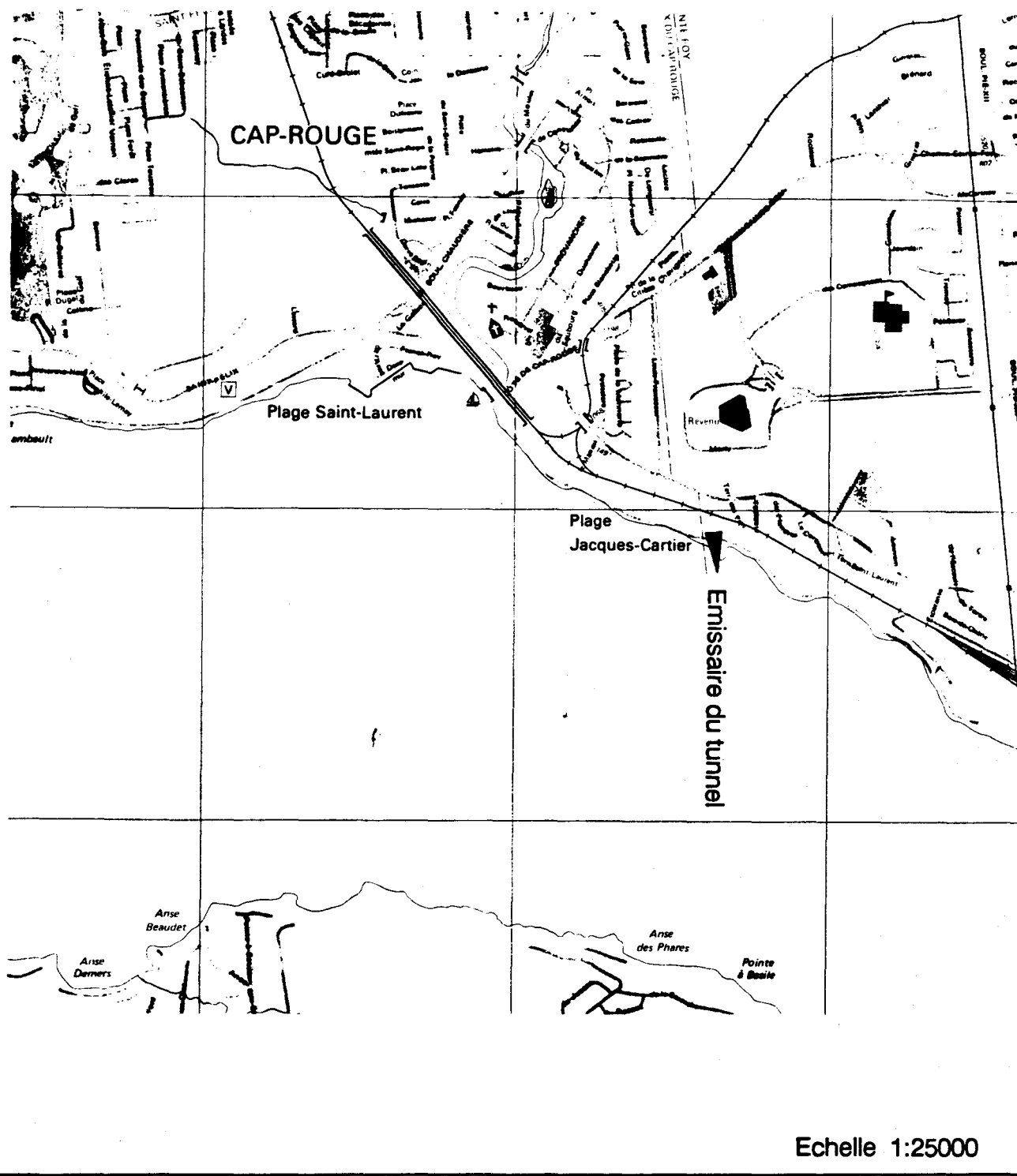
PAR D.I.

NUMERO R-255-1



Université du Québec
Institut national
de la recherche
scientifique
INRS-Eau

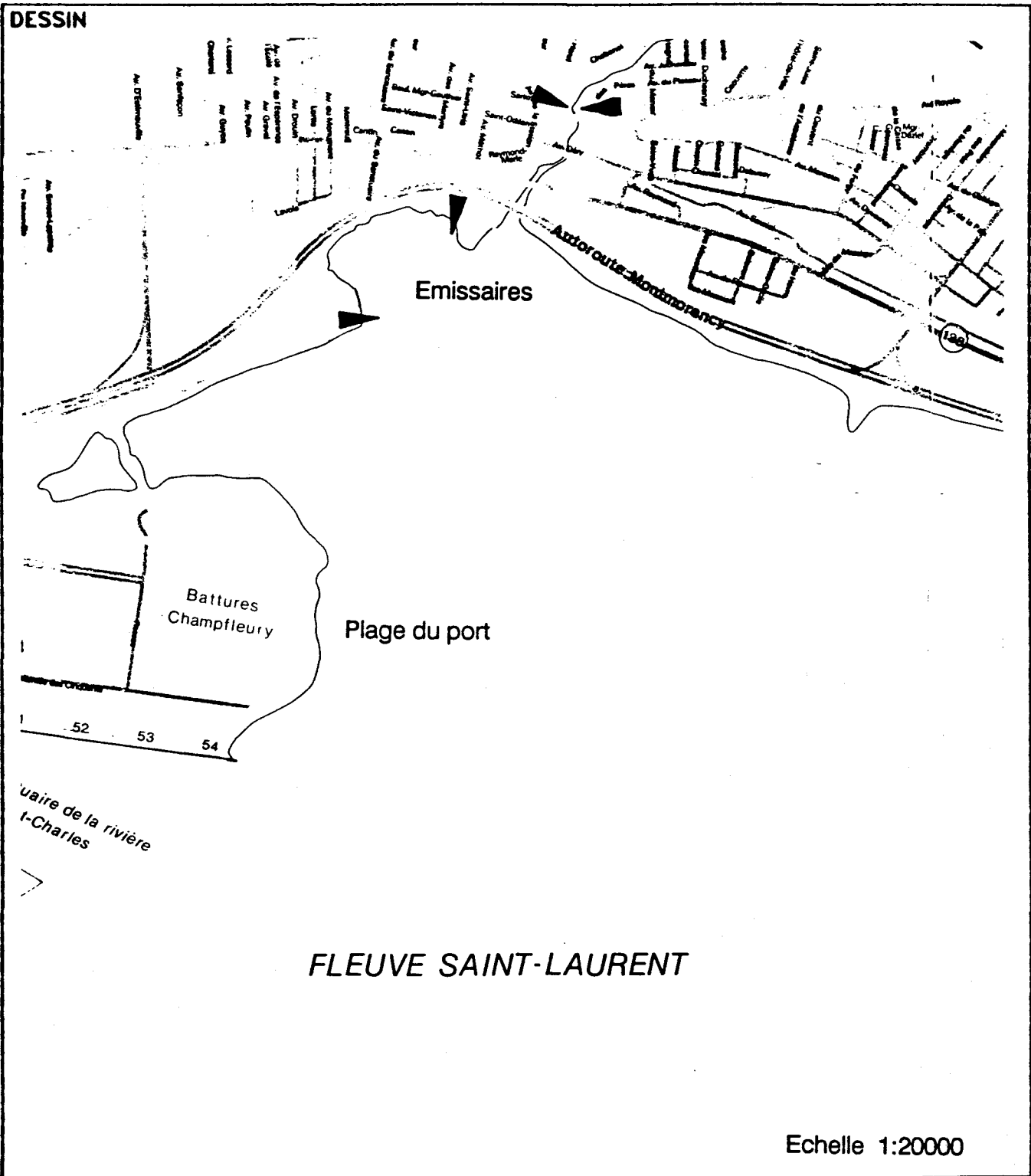
DESSIN



Echelle 1:25000

TITRE	
Figure 2 Localisation du tunnel Ste-Foy	
DATE	PAR
88-09-11	D.I.
NUMERO	
R-255-2	

 Université du Québec
**Institut national
de la recherche
scientifique**
INRS-Eau



TITRE	Figure 3	
	Localisation des émissaires près de la plage du port	
DATE	88-09-11	PAR
		D.I.
NUMERO	R-255-3	

Université du Québec
**Institut national
de la recherche
scientifique**
INRS-Eau

ANNEXE A

Modèle analytique bidimensionnel de la convection-dispersion-dégradation en régime permanent.

Soit un polluant qui est injecté à un point donné (coordonnées 0,0) dans un cours d'eau, de façon uniforme et permanente, avec un débit Q et une concentration C_0 . Si les lignes de courant sont parallèles à l'axe des x et si la vitesse v et la profondeur h sont constantes, la concentration C en tout point x, y est alors gouvernée par le bilan de masse suivant, sous forme différentielle:

$$D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_T \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} - v \frac{\partial C}{\partial x} - \lambda C + \frac{QC_0}{h} \delta(x,y) = 0$$

D_L et D_T sont les coefficients de dispersion longitudinaux et transversaux, λ est le coefficient de dégradation et $\delta(x,y)$ est la distribution delta de Dirac.

La solution analytique de ce problème a été donnée par Wilson et Miller (1978) sous la forme suivante:

$$C(x,y) = \frac{QC_0}{2\pi h} \cdot \frac{1}{(D_L \cdot D_T)^{1/2}} \cdot \exp \left[\frac{x}{B} \right] \cdot K_0 \left[\frac{r}{B} \right]$$

où $K_0(z)$ est la fonction de Bessel modifiée de deuxième espèce et d'ordre zéro.

De plus, r et B sont donnés par:

$$r = \left[\left(x^2 + \frac{D_L}{D_T} y^2 \right) \gamma \right]^{1/2}$$

$$B = \frac{D_L}{v}$$

$$\gamma = 1 + \frac{2B\lambda}{v}$$

Des tables de la fonction $K_0(z)$ sont disponibles (Walton, 1970; Abramowitz et Stegun, 1964; Spiegel, 1978) mais il est souvent plus pratique de l'approximer par le polynôme suivant (Abramowitz et Stegun, 1964):

$$K_0(z) \approx [1.25331414 - 0.07832358 (2/z) + 0.02189568 (2/z)^2 - 0.01062446 (2/z)^3 + 0.00587872 (2/z)^4 - 0.00251540 (2/z)^5 + 0.00053208 (2/z)^6] + (e^z \cdot z^{1/2})$$

qui est valide pour $z \geq 2$.

REFERENCES CITEES

Abramowitz M. et Stegun I.A. (1964) Handbook of mathematical functions with formulas, graphs and mathematical tables. Dover, 1046 p.

Spiegel M.R. (1978) Formules et tables de mathématiques. McGraw-Hill, 272 p.

Walton W.C. (1970) Groundwater Resource Evaluation. McGraw-Hill, 664 p.

Wolson J.J. et Miller P.J. (1978) Two-dimensional plume in uniform groundwater flow. Jour. Hyd. Div. ASCE, Vol HY4, P 503-514.