

Notes de recherches

15

Actes du Colloque

*"L'HYDROTECHNIQUE
ASSISTÉE PAR ORDINATEUR"*

Mai 1989

COLLOQUE

"L'HYDROTECHNIQUE
ASSISTÉE PAR ORDINATEUR"

15

Actes du Colloque

"L'HYDROTECHNIQUE
ASSISTÉE PAR ORDINATEUR"

Mai 1989

57^{ème} Congrès de l'ACFAS

MONTREAL, QUÉBEC

1991 ACFAS
DÉPÔT LÉGAL, 1^{er} TRIMESTRE 1991
BIBLIOTHÈQUE NATIONALE DU QUÉBEC
BIBLIOTHÈQUE NATIONALE DU CANADA
ISBN: 2-89245-104-3

D9106430

COLLOQUE

L'HYDROTECHNIQUE ASSISTÉE PAR ORDINATEUR

COLLOQUE

"L'HYDROTECHNIQUE ASSISTÉE PAR ORDINATEUR"

Comptes rendus

Édités par: S. Sarraf & P.M. Pelletier

L'efficacité et la pertinence de l'exploitation des ressources hydriques du territoire québécois, et surtout dans le secteur nord du pays, dépendent largement d'une meilleure connaissance des principes fondamentaux de l'hydrotechnique et leurs applications assistées par ordinateur. À cet effet, l'association des ingénieurs canadiens, telle que celle de la Vallée Juvée, joue un rôle d'une importance capitale dans le domaine hydrotechnique. Elle a organisé une série de colloques et de séminaires de travail afin de promouvoir la recherche et de faciliter l'échange d'informations. D'ailleurs, l'accroissement continu du besoin de documentation des techniques et des lois relatives à l'entreprise de mesures correctives de l'hydrotechnique joue certainement un rôle principal dans l'analyse et l'étude de l'hydrotechnique de milieu aquatique.

Le colloque "l'hydrotechnique assistée par ordinateur", tenu à Montréal, Québec, le 19 mai 1989, dans le cadre du 57^{ème} Congrès de l'Association canadienne française pour l'avancement des sciences (ACFAS), représente un nouvel effort de la part des ingénieurs et des chercheurs en sciences appliquées d'expression française pour établir une base de données d'échange des connaissances dans le domaine de l'hydrotechnique.

En outre, de nombreuses études relatives à l'hydrotechnique ont été entreprises, notamment en ce qui concerne la production hydroélectrique, l'aménagement des réservoirs, la production hydroélectrique, l'impact des systèmes de traitement de l'eau sur l'environnement aquatique, etc. Ces études ont permis de mieux connaître les besoins et les défis de l'hydrotechnique de milieu aquatique.

57^{ème} Congrès de l'ACFAS
MONTRÉAL, QUÉBEC

Le colloque a permis de rassembler un bon nombre de spécialistes d'ingénieurs, et de personnalités universitaires, afin d'échanger leurs idées et leurs expériences avec les participants du 57^{ème} Congrès de l'ACFAS dans leur domaine d'expertise. Les présentations ont été regroupées sous le titre de "l'hydrotechnique assistée par ordinateur". Les présentations ont été regroupées sous le titre de "l'hydrotechnique assistée par ordinateur". Les présentations ont été regroupées sous le titre de "l'hydrotechnique assistée par ordinateur".

Des vives remerciements s'adressent à l'ACFAS pour son accueil et son soutien, qui ont permis d'organiser ce colloque et de faciliter l'échange des connaissances et des expériences entre les ingénieurs canadiens.

19 mai, 1989

S. Sarraf, Ph.D., ing.
P.M. Pelletier, ing.

COLLOQUE

L'HYDROTECHNIQUE ASSISTÉE PAR ORDINATEUR

ACFAS 1989

PRÉFACE

L'efficacité et la pertinence de l'exploitation des ressources hydriques en territoire canadien, et surtout dans le secteur nord du pays, dépendent largement d'une meilleure connaissance des principes fondamentaux de l'hydrotechnique et leurs applications assistées par ordinateur. En effet, l'exploitation des ressources hydriques canadiennes, telles que celles de la Baie James, joue un rôle d'une importance capitale dans la relance économique du pays. Cependant, le besoin urgent de concevoir des solutions efficaces aux problèmes rencontrés n'a cessé d'augmenter. D'ailleurs, l'accroissement continu du besoin de dépollution des rivières et des lacs nécessite l'entreprise de mesures correctives où l'ordinateur jouera certainement un rôle principal dans l'analyse et l'étude de l'hydrotechnique du milieu aquatique.

Le colloque "l'hydrotechnique assistée par ordinateur", tenu à Montréal, Québec, le 19 mai 1989, dans le cadre du 57^{ième} Congrès de l'association canadienne française pour l'avancement des sciences (ACFAS), représente un nouvel effort de la part des ingénieurs et des hommes de sciences canadiens d'expression française pour établir une base commune d'échange des connaissances dans le domaine de l'hydrotechnique.

Au cours du colloque plusieurs thèmes reliés à l'hydrotechnique ont été couverts, incluant les méthodes numériques en hydrotechnique; aménagement des réservoirs destinés à la production hydroélectrique; design des systèmes de transport maritime; contrôle et protection de l'environnement aquatique; exploitation des ressources hydriques en régions nordiques.

Le colloque a permis de rassembler un bon nombre de chercheurs, d'ingénieurs, et de personnalités scientifiques, afin d'échanger des idées et des expériences avec les participants du 57^{ième} Congrès de l'ACFAS dans leur domaine d'expertise regroupés sous le titre de "l'hydrotechnique assistée par ordinateur". Les articles présentés ont certainement un intérêt particulier pour les ingénieurs œuvrant dans ce domaine.

Nos sincères remerciements s'adressent à l'ACFAS pour l'opportunité qu'elle nous a offerte, permettant ainsi l'échange des connaissances et des expertises entre les ingénieurs canadiens.

S. Sarraf, Ph.D., ing.
P.M. Pelletier, ing.

**COLLOQUE DE GÉNIE NORDIQUE
ACFAS, 89**

Table des matières

- Cartographie automatisée et protection civile <i>C. Marche et B. El Gharbi</i>	Page 1
- La technologie numérique au service de l'environnement <i>J. C. Tessier</i>	Page 19
- L'utilisation des feuilles de calcul électroniques pour la résolution de problèmes hydrotechniques <i>S. St-Pierre et R. Blanchet</i>	Page 47
- Modélisation numérique des régimes d'hiver de La Grande Rivière depuis la mise en service du complexe hydroélec- trique de La Grande <i>J. P. Saucet</i>	Page 66
- Application of Microcomputer in Statistical Hydrology <i>I. Nophadol et V. T. V. Nguyen</i>	Page 76
- Modèle numérique d'agitation due aux vagues à l'intérieur d'un aménagement portuaire <i>Y. Ouellet et L. Desjardins</i>	Page 87
- Liens entre les algorithmes de génération du ruissellement en milieu urbain <i>P. Béron</i>	Page 118
- Transitions dimensionnelles en modélisation des écoulements <i>F. Therrien et C. Marche</i>	Page 138
- Two-Equation Turbulence Model for Ice Cover Melting <i>R. Saadé & S. Sarraf</i>	Page 158

UNE CARTOGRAPHIE AUTOMATISÉE

POUR LES ANALYSES DE

PROTECTION CIVILE

Dr. CLAUDE MARCHE, Ing.

B. EL GHARBI, Ing.

Cartographie automatisée et protection civile

par

Docteur *C. Marche et B. El Gharbi* collègues

"ÉLECTRICITÉ et INFORMATIQUE"

L'Institut de l'Énergie des Pays ayant en charge

l'usage du Français

MONTREAL

Mai 1989

résumé

**UNE CARTOGRAPHIE AUTOMATISÉE
POUR LES ANALYSES DE**

PROTECTION CIVILE
L'évolution dans la cartographie automatisée a une portée de barrage se fait par modèle numérique mais la représentation cartographique, nécessaire à l'étude d'un plan de protection civile, est toujours une et collée.

La cartographie numérique et le krigeage permettent une réduction de ce processus et une accélération substantielle des méthodes numériques.

Dr. CLAUDE MARCHE, Ing.

B. EL GHARBI, Ing.

**Texte d'un communiqué présenté au colloque
"ÉLECTRICITÉ et INFORMATIQUE"**

**L'institut de l'Énergie des Pays ayant en commun
l'usage du Français**

MONTREAL

Mai 1989

RÉSUMÉ

1.0 INTRODUCTION

La croissance du nombre de barrages et le vieillissement des ouvrages existants ont engendré le souci de l'évaluation de leur sécurité et de celles des zones inondables en aval.

L'évolution dans le temps de l'inondation consécutive à une rupture de barrage se fait par modèle numérique mais sa représentation cartographique, nécessaire à l'étude d'un plan de protection civile, est très longue et coûteuse.

La cartographie numérique et le krigeage permettent une automatisation de ce processus et une accélération substantielle des analyses nécessaires.

2.0 CONTEXTES D'APPLICATION

Le nombre de barrages et de digues de barrage en France progresse et multiplie les zones dans le futur, séparées de leur danger. Les ouvrages vieillissent, subissent des troubles de la structure, sont visés en temps de guerre. Certains présentent une capacité d'évacuation des crues trop faible.

Pour toutes ces raisons, le souci de l'évaluation de la sécurité des barrages, et des zones inondables en aval, est né chez les populations et chez les autorités gouvernementales. Les plus récentes statistiques ressortir qu'environ 450 incidents ont été relevés à ce jour dans l'entretien de 2000 barrages et que 142 ruptures sont parfaitement documentées (Legrand Serafin et Al, 1989).

Lors d'une rupture de barrage, l'onde de crue descend rapidement vers la vallée et étend la zone d'inondation jusqu'au début de la digue. La simulation de l'évolution dans le temps des zones inondées permet de mettre en place un plan d'évacuation des zones touchées en tenant compte de l'urgence réelle de l'intervention à chaque endroit. Les cartes d'évacuation calculées d'instant en instant intéressent donc les services de protection civile d'une région en les aidant à planifier les déplacements de population à organiser.

Le groupe de recherche CASTEPIDS de l'École Polytechnique a développé la conception assistée par ordinateur des aménagements hydrauliques. Il présente ici une méthodologie d'analyse du développement des zones inondées.

1.0 INTRODUCTION

Le krigeage est une technique d'estimation d'un phénomène connu en un certain nombre de points. Le groupe de recherche CASTORPLUS de l'École Polytechnique de Montréal applique depuis plusieurs années cette méthode dans les logiciels de conception ou d'analyse qu'il développe en relation avec l'industrie.

Le but de cet article est de démontrer les possibilités de cette technique pour le calcul et la représentation automatisés des zones d'inondation. Le cas particulier des inondations engendrées par la rupture de barrage servira à l'illustrer.

2.0 CONTEXTE D'APPLICATION

Le nombre de barrages et de digues de retenues est en constante progression et multiplie les zones dont la sécurité dépend de leur comportement. Les ouvrages vieillissent, subissent des tremblements de terre, sont visés en temps de guerre. Certains présentent une capacité d'évacuation des crues trop faible.

Pour toutes ces raisons, le souci de l'évaluation de la sécurité des barrages, et des zones inondables en aval, est né dans la population et chez les autorités gouvernementales. Les plus récentes statistiques font ressortir qu'environ 450 incidents ont été relevés à ce jour dans l'opération de 8000 barrages et que 142 ruptures sont parfaitement documentées (Laginha Serafim et Al, 1989).

Lors d'une rupture de barrage, l'onde de crue descend progressivement la vallée et étend la zone d'inondation jusqu'au début de la décrue. La simulation de l'évolution dans le temps des zones inondées permet de mettre en place un plan d'évacuation des zones touchées en tenant compte de l'urgence réelle de l'intervention à chaque endroit. Les cartes d'inondation calculées d'instant en instant intéressent donc les services de protection civile d'une région en les aidant à planifier les mouvements de population à organiser.

Le groupe de recherche CASTORPLUS de l'École Polytechnique, voué à la conception assistée par ordinateur des aménagements hydrauliques, présente ici une méthodologie d'analyse du développement des zones inondées.

3.0 TECHNIQUE DÉVELOPPÉE

Le principe de la méthode développée par CASTORPLUS pour obtenir les zones successives ou maximales d'inondation consiste à (1) définir point par point le terrain naturel (digitalisation), (2) établir le modèle numérique du terrain naturel (calculs de krigeage), (3) simuler numériquement la rupture et l'onde de rupture se propageant en aval (calculs hydrauliques), (4) établir le modèle numérique de la surface d'eau à chaque instant (calculs de krigeage) et (5) calculer et visualiser à chaque instant l'intersection du terrain naturel krigé et de la surface d'eau estimée.

Chacune des étapes mentionnées fait l'objet d'un développement particulier ci-dessous et sera illustrée à l'aide d'une application réelle visant à étudier l'impact d'une rupture éventuelle de la digue Choinière récemment construite en amont de la ville de Granby sur la rivière Yamaska au Québec (figure 1).

4.0 DÉFINITION DU TERRAIN NATUREL

Le terrain naturel constitue une information essentielle pour définir la géométrie du lit de l'écoulement induit par la rupture de l'ouvrage envisagé. Mais il comporte de multiples informations qualitatives, dont l'importance apparaîtra lors de l'analyse d'impact: routes, ponts, voies ferrées, etc.

L'information qui le décrit provient de sources diverses, cartes, plans, relevés livrant à l'ingénieur une multitude de données qui doivent être tenues en compte simultanément.

Le terrain naturel enfin est utile à deux étapes de la procédure; tout d'abord pour effectuer les calculs hydrauliques, puis ensuite pour reporter les zones d'inondation.

Dans ce contexte, la définition du terrain naturel se fait point par point; chaque point est décrit par ses coordonnées (x,y) UTM (Conversion automatique MIM/UTM), son élévation z et son code thématique. Le code thématique permet de reconnaître l'appartenance d'un point à un contour topographique (CTR), à une route (RTE), à une voie de chemin de fer (VCH), à l'axe d'une rivière (RIV), etc.

Le terrain naturel est donc introduit dans une base de données relationnelle par digitalisation ou par entrée directe. La digitalisation permet la création des coordonnées de points par pointé sur carte ou plan. L'entrée directe se fait par tables pré-codées adaptées aux relevés d'arpentage, aux jaugeages de sections transversales ou aux vérifications in situ par point.

Un ensemble de requêtes simples à la base de données permet de sélectionner dans la zone topographique à analyser, l'information disponible, de la visualiser, de la compléter si besoin. Les couleurs permettent de différencier le code thématique de chaque point ou de chaque ligne de points. La figure 2 montre une restitution de l'information digitalisée à l'aide des cartes au 1/50000^e, au 1/20000^e et au 1/5000^e de la zone concernée et complétée par les relevés ponctuels numérisés. A cette étape, 1560 points constituent cette information: 1400 points appartiennent aux contours topographiques (apparaissant en vert sur une représentation couleur), 65 points servent au tracé des routes (rouge) et 95 points définissent les rives naturelles des cours d'eau.

5.0 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU TERRAIN NATUREL

Tous les calculs qui suivent sont basés sur une estimation mathématique de la surface du terrain naturel. La modélisation numérique d'une surface consiste à déterminer l'équation mathématique de cette surface connaissant:

- 1) un certain nombre de points (x_i, y_i, z_i) par lesquels passe la surface; ce sont les "points-échantillons" ou "points de mesure";
- 2) éventuellement, un certain nombre de points (x_i, y_i) où une propriété particulière de la surface est connue a priori, par exemple, les composantes du gradient, une discontinuité de la surface et/ou du gradient, etc.

La connaissance de l'équation mathématique d'une surface facilite énormément certains calculs ainsi que sa visualisation; on peut aisément générer la carte des contours, la section verticale le long d'une ligne, etc.

La connaissance de l'équation de deux surfaces définies sur une même région (domaine de définition des surfaces dans le plan horizontal xy) permet de déterminer leur intersection, le volume limité par elles, etc.

Cette nouvelle méthode de travail est rendue possible grâce à l'informatique et à la technique d'interpolation par krigeage.

Le krigeage permet de trouver l'équation de la surface connaissant les points-échantillons et éventuellement certaines propriétés de cette surface (Matheron, G., 1973).

L'équation de la surface est de la forme:

$$\theta(x,y) = \sum \lambda_i K(h_i) + f(x,y) \quad [1]$$

où:

$f(x,y)$ est un ensemble de monômes qui représente la dérive du phénomène, par exemple:

$$f(x,y) = a + bx + cy \quad [2]$$

h_i est la distance entre le point courant (x,y) de la surface et le point-échantillon (x_i, y_i) , les coordonnées étant normalisées.

$K(h_i)$ est la covariance entre (x,y) et (x_i, y_i) distants de h_i ,

λ_i, a, b et c sont des coefficients obtenus une fois pour toutes en résolvant le système linéaire suivant:

$$A * X = B \quad [3]$$

que l'on peut écrire sous la forme classique:

$$\begin{bmatrix} [K_{i,j}] & [1 \ x_j \ y_j] \\ \begin{bmatrix} 1 \\ x_i \\ y_i \end{bmatrix} & [0] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\lambda_i\} \\ a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{\theta_j\} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad [4]$$

K_{ij} est la covariance entre deux points échantillons (x_i, y_i) et (x_j, y_j) .

Le krigeage permet de prendre en compte l'imprécision de certains points de mesure. Cela se traduit par un effet de pépité sur ces points-là. On ajoute cet effet sur la diagonale de la matrice $[K_{ij}]$. L'effet de pépité est d'autant plus important que l'incertitude sur le point considéré est élevée.

L'effet de pépité nul correspond à l'interpolation exacte; faible, il permet d'obtenir une surface d'ajustement; très élevé, il fournit la solution des moindres carrés.

On voit qu'il est possible de coupler dans une même région, des données provenant de différentes cartes et des levés topographiques; il suffit d'associer à chaque ensemble un effet de pépité approprié.

La figure 3 montre la superposition des lignes de contour obtenues par krigeage et par digitalisation.

La figure 4 montre la restitution d'une section verticale (indiquée à la figure 2) à partir du modèle numérique de terrain.

6.0 SIMULATION NUMÉRIQUE DES ÉCOULEMENTS DE RUPTURE

Plusieurs modèles de calcul numérique des écoulements engendrés par une rupture de barrage ont été développés et sont couramment utilisés par les ingénieurs hydrauliciens. Ils sont cités en appendice B d'un rapport du groupe de travail spécial de l'ASCE (ASCE, 1988). Ils tiennent compte de la cause de la rupture, du type d'ouvrage, de la capacité du réservoir de retenue et de la géométrie de la vallée d'écoulement. Le modèle NWS Dambreak Flood Forecasting Model (Fread, 1984) est utilisé dans cette étude bien que rien ne lie la procédure développée à un outil particulier de simulation numérique. Il calcule l'évolution du débit à la section du barrage et le développement de l'onde de crue en aval (Iaganière, 1986). La procédure développée récupère donc des hydrogrammes de niveaux calculés en différents points de la vallée (figure 5) les valeurs d'élévation de l'eau en des instants prédéterminés par l'utilisateur. Elle permet de constituer des fichiers de points de type $[x, y, \text{niveau d'eau}]$, chaque fichier étant applicable à un temps donné.

7.0 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES SURFACES D'EAU INSTANTANÉES

La technique de krigeage dual est appliquée aussi au calcul de la surface d'eau à chaque instant. Cependant, le modèle numérique de simulation des écoulements est pratiquement toujours unidimensionnel et ne fournit des valeurs d'élévation d'eau que le long de la vallée d'écoulement. Pour étendre ces valeurs à l'ensemble de la carte, la procédure permet d'assigner aux bornes extrêmes d'une même section transversale la valeur enregistrée sur l'axe de la rivière, puis de corriger si besoin cette valeur, pour tenir compte par exemple d'un effet de courbure du lit d'écoulement. Sur ces valeurs latérales, l'utilisateur peut alors affecter un effet de pépité non nul, autorisant la surface calculée à s'écarter quelque peu de la valeur fournie pour s'ajuster aux caractéristiques de continuité de l'ensemble.

8.0 CALCULS DES ZONES D'INONDATION SUCCESSIVES

À ce point de la procédure, sont disponibles:

- (1) le modèle de terrain naturel;
- (2) les différentes surfaces d'eau calculées aux instants retenus par l'utilisateur.

Il reste alors à constituer l'intersection du modèle de terrain naturel avec les surfaces d'eau successives engendrées par l'inondation. Cette intersection est établie en calculant en tout point d'une grille à maille rectangulaire la différence entre le niveau du terrain naturel et le niveau d'eau. Il suffit alors de créer le contour reliant les points interprétés où cette différence est nulle pour délimiter la zone d'inondation instantanée (Marche et Al, 1988).

Ce sont les caractéristiques du terrain qui imposent la précision de la maille de calcul et indirectement les temps de calcul requis.

Par contre, ce sont les caractéristiques de la rupture et de la vallée qui imposent l'intervalle de temps séparant chaque carte d'inondation.

Les figures 6, 7 et 8 montrent une séquence d'inondation calculée en amont de Granby pour la rupture éventuelle de la digue Choinière.

La représentation thématique faisant ressortir la position des routes dans cette zone permet de prévoir la coupure éventuelle de certaines voies d'évacuation et apporte un élément d'analyse important pour la protection civile.

De la même façon, l'enregistrement sur fichier des hauteurs maximales calculées en chaque section de la vallée permet le calcul de la surface des maximum d'inondation locaux et la visualisation directe de l'enveloppe des zones d'inondation prévisibles (figure 9). Cette représentation est essentielle dans l'estimation des dommages créés par la crue.

9.0 CONCLUSION

La cartographie numérique permet la délimitation automatisée des zones d'inondation à chaque instant choisi par l'utilisateur. Elle permet l'évaluation instantanée des mouvements de population à organiser et la visualisation des voies d'évacuation encore disponibles. Elle fournit selon les mêmes principes d'intersection, la limitation des zones inondables selon les périodes de retour envisagées et l'évaluation des dommages imputables à une inondation de récurrence donnée.

La cartographie numérique est rendue possible par le krigeage et démontre l'intérêt grandissant du couplage des codes numériques de gestion des données, de calculs et de visualisation dans la constitution d'outils efficaces en ingénierie assistée par ordinateur.

RÉFÉRENCES

- A.S.C.E., Task Committee on Spillway Design Flood Selection, Evaluation procedures for hydrologic safety of dams, ISBN 0-87262-652-0, 1988.
- FREAD, D.L., "Dambrk Model", Office of Hydrology, National Weather Service, USA, 1984.
- LAGINHA SERAFIM, J., COUTINHO, J.M., Statistics of Dam Failures: A preliminary report, Water Power and Dam Construction, Avril 1989.
- MARCHE, C., LESSARD, G., MONTES, P., "La cartographie automatisée des zones d'inondation par le progiciel CASTOR", Rapport CH-DS-01, Ecole Polytechnique, février 1988.
- MATHERON, G., "The intrinsic random functions and their applications", Advanced Applied Probability 5, pp. 439-468, 1973.

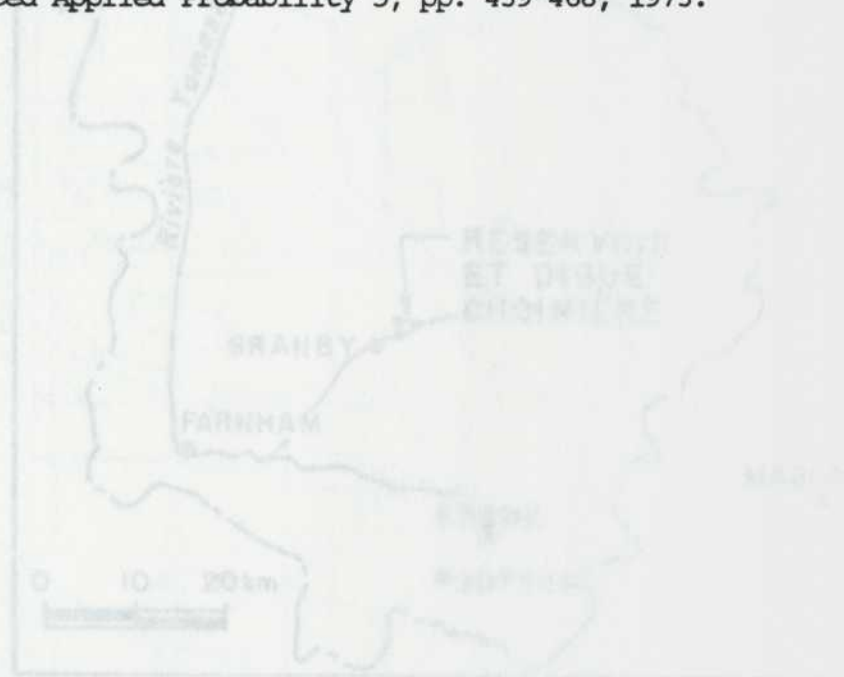


Figure 1

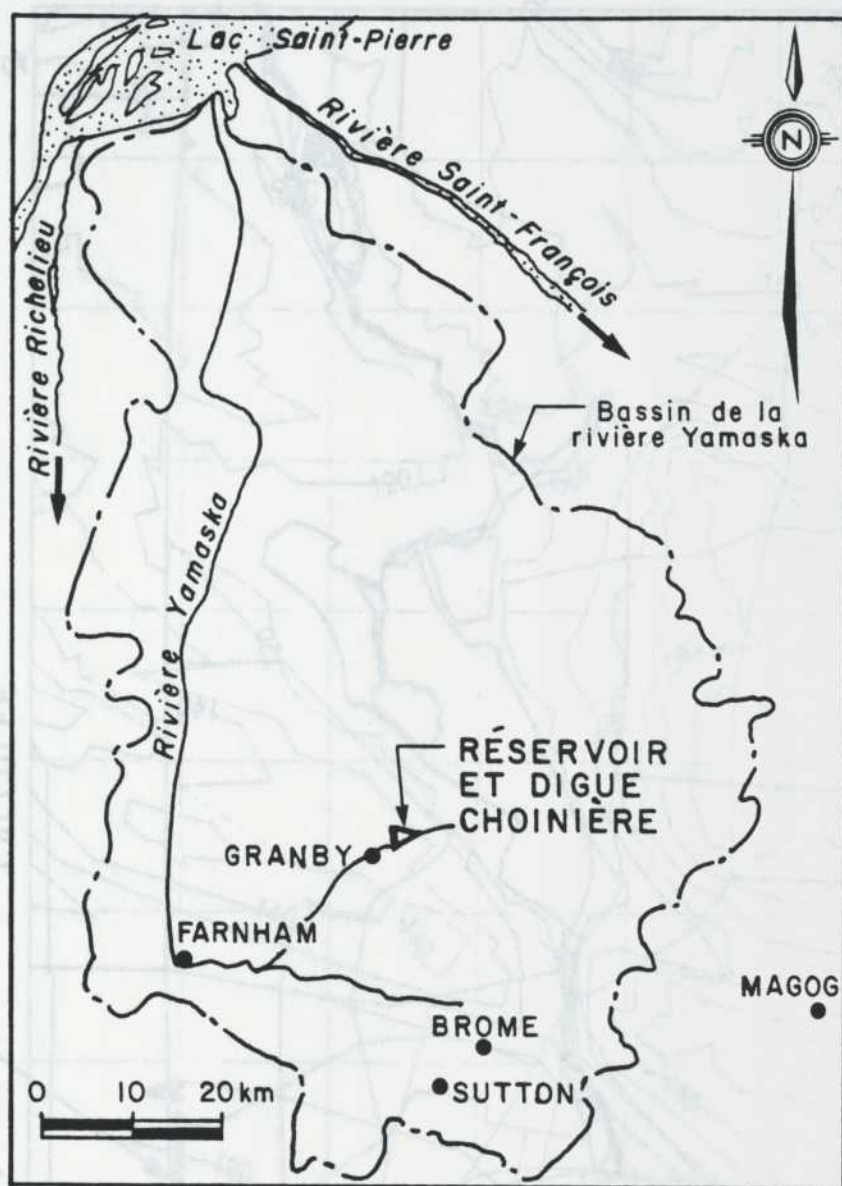


Figure 1

Figure 2

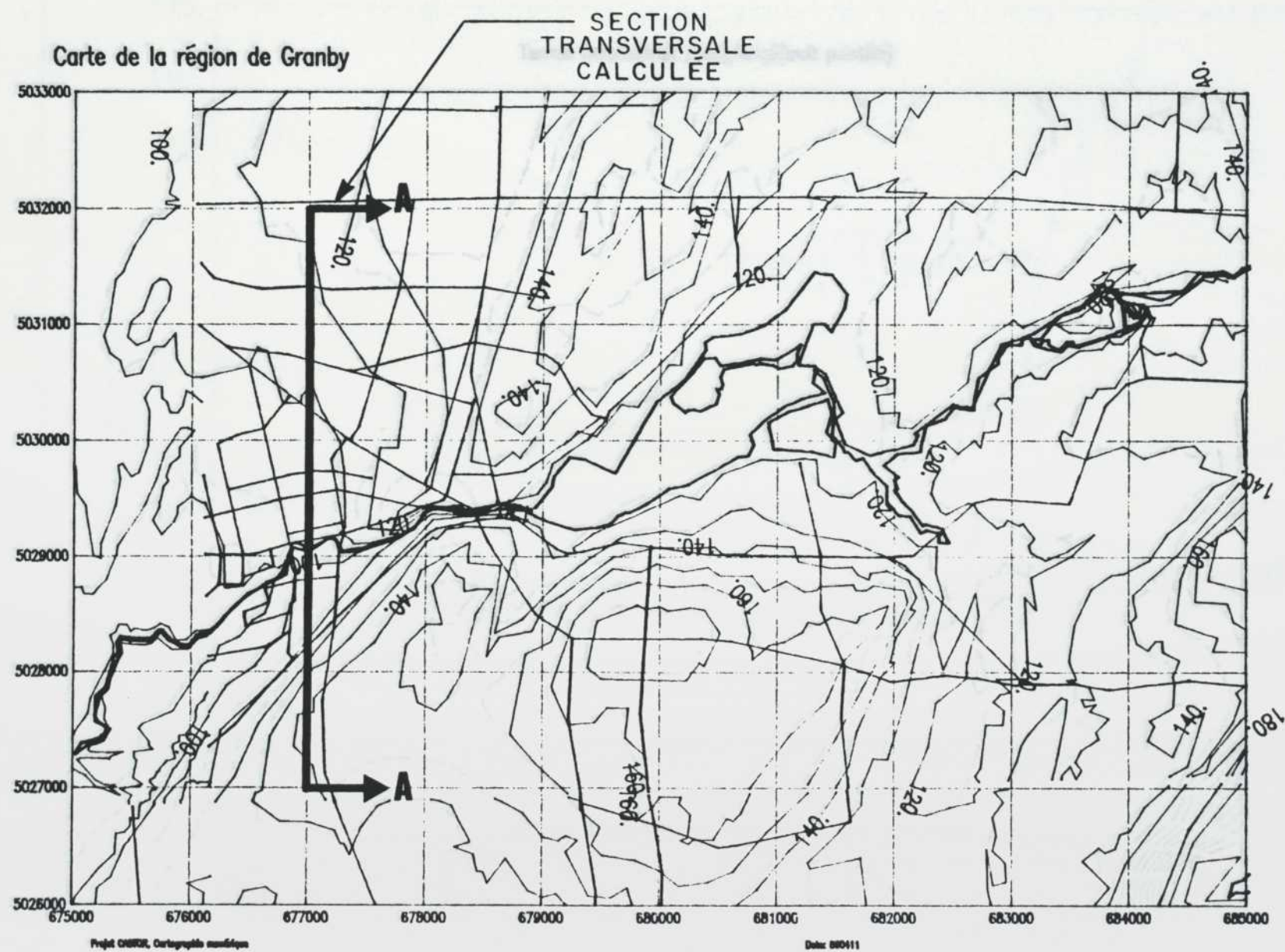


Figure 3

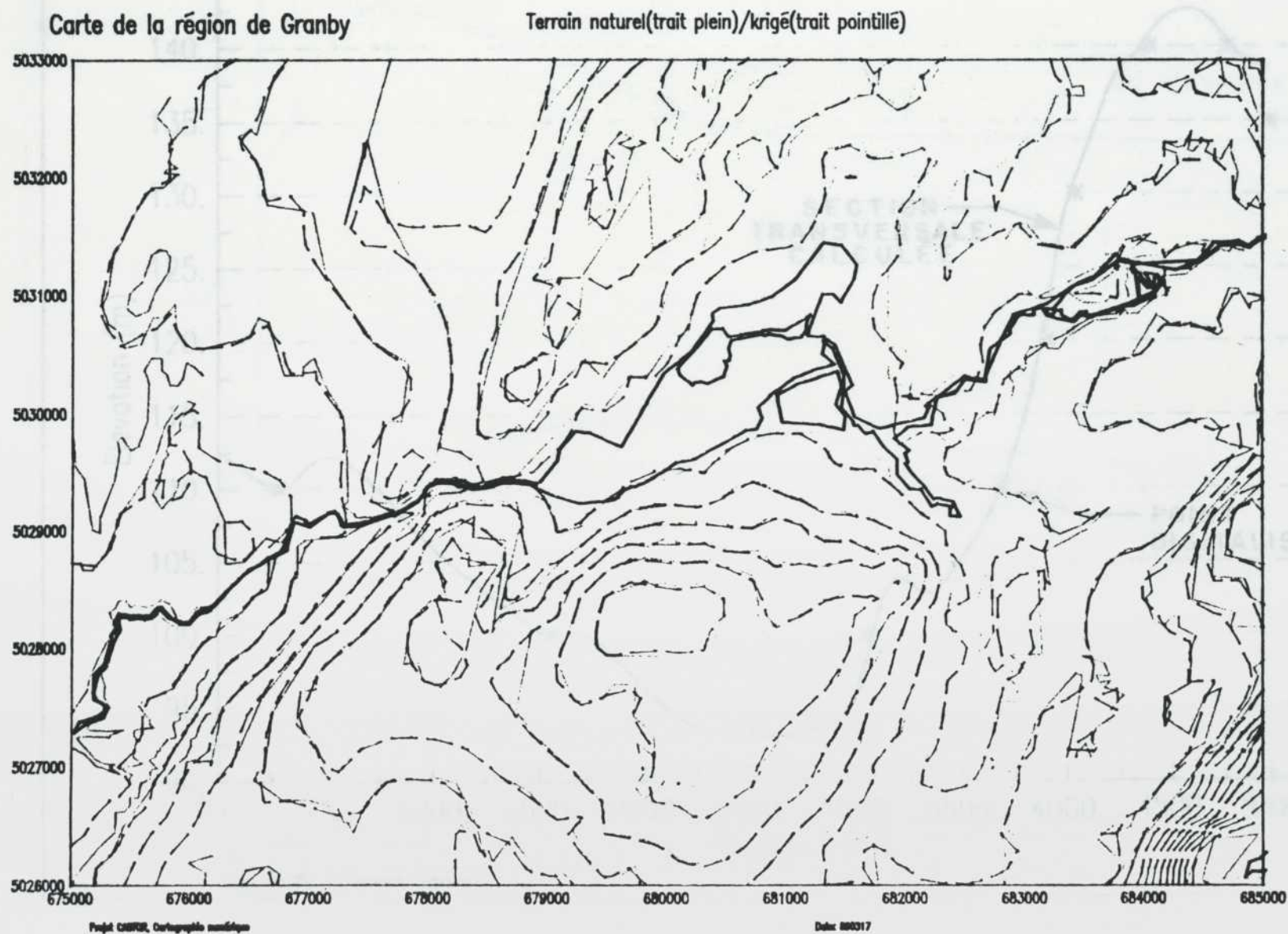


Figure 5
Figure 4

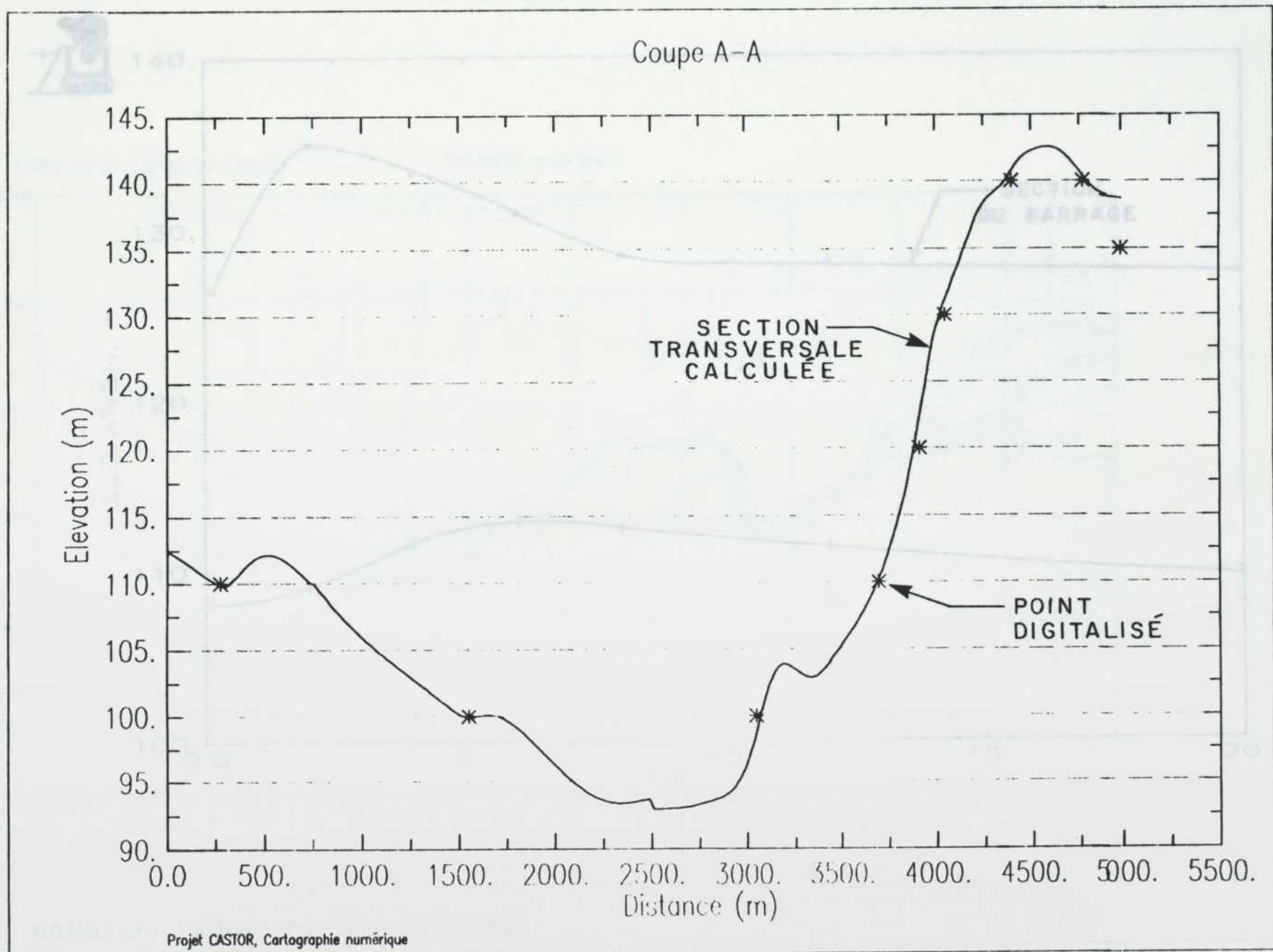


Figure 5

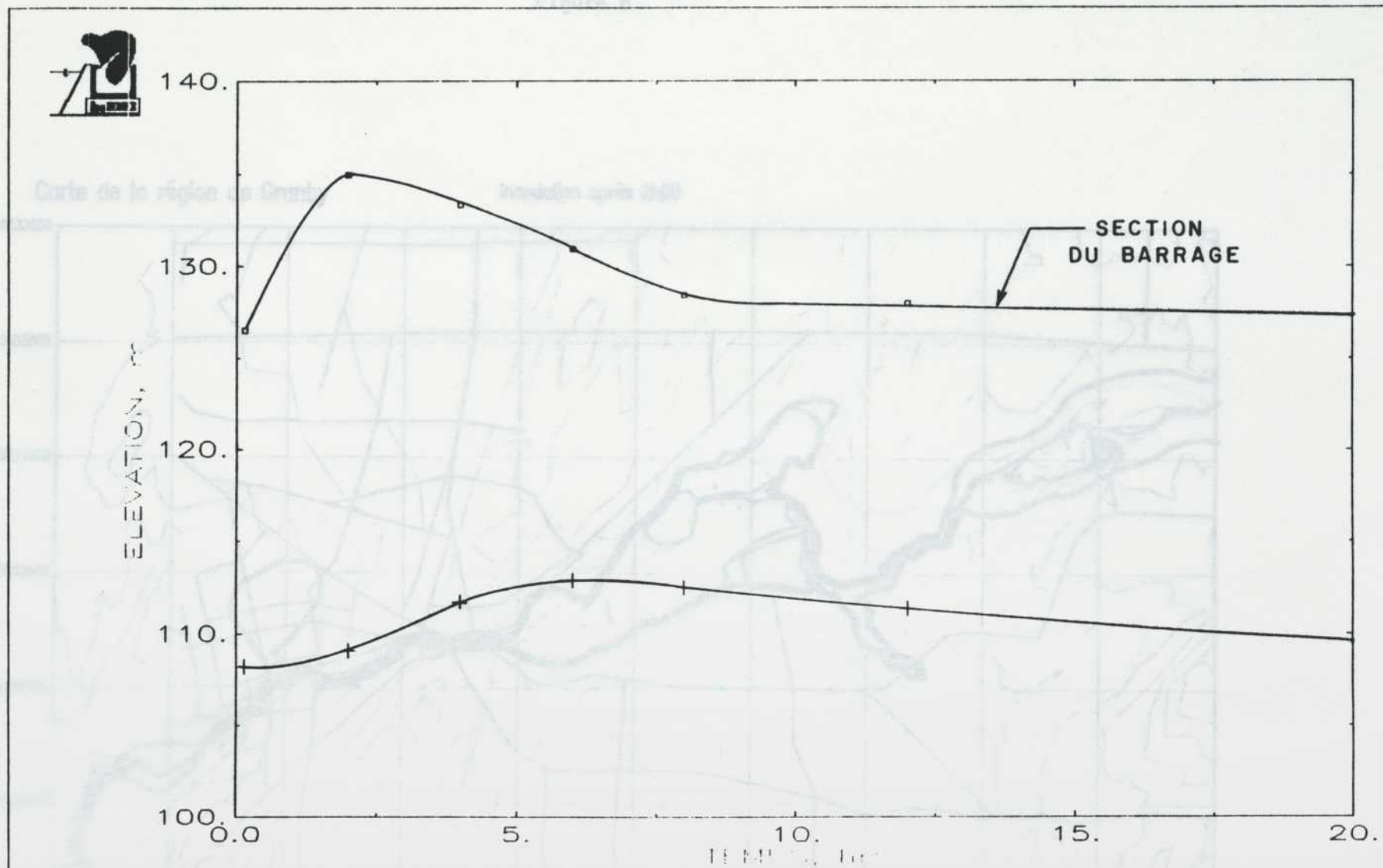


Figure 6

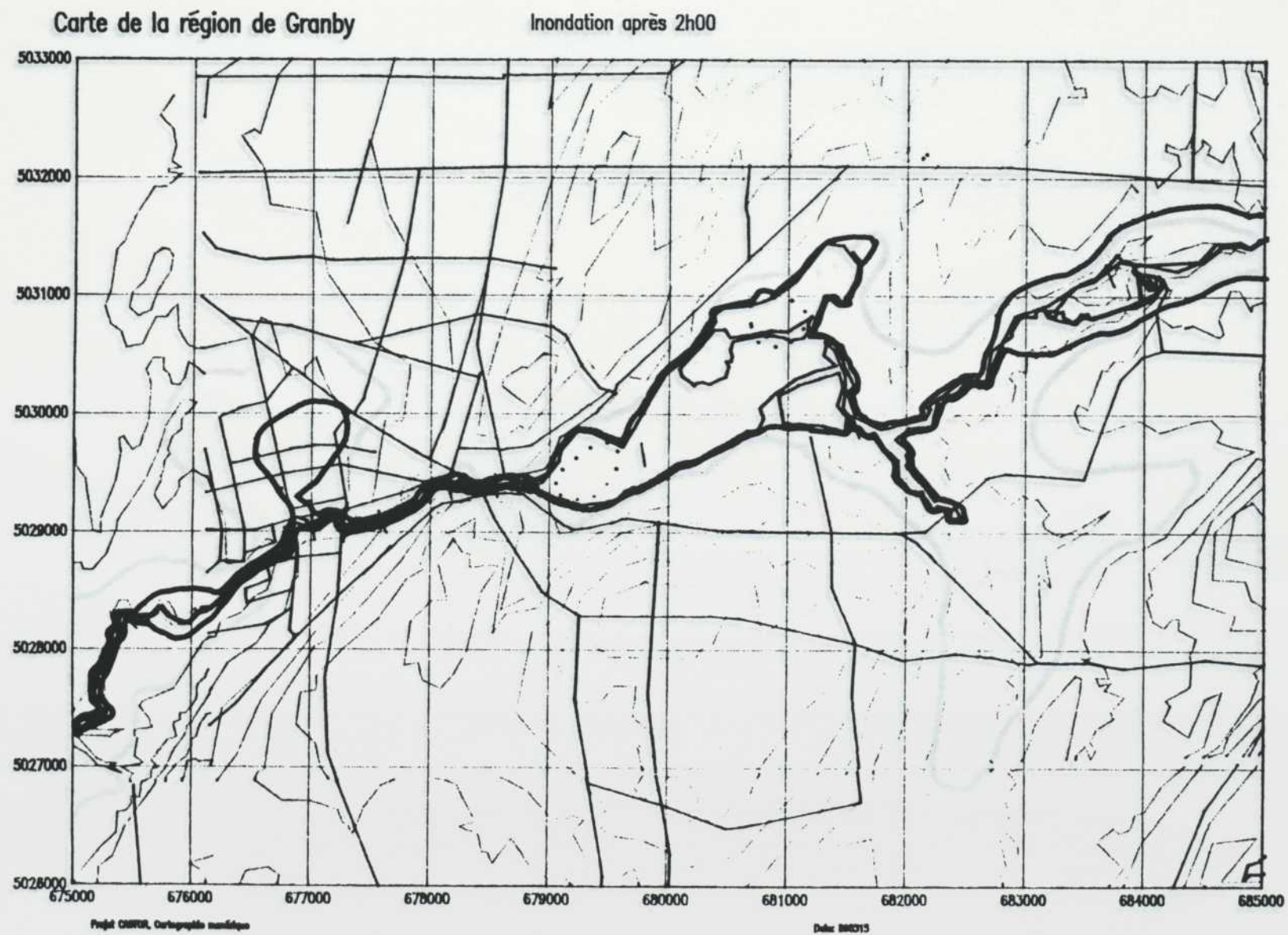


Figure 7

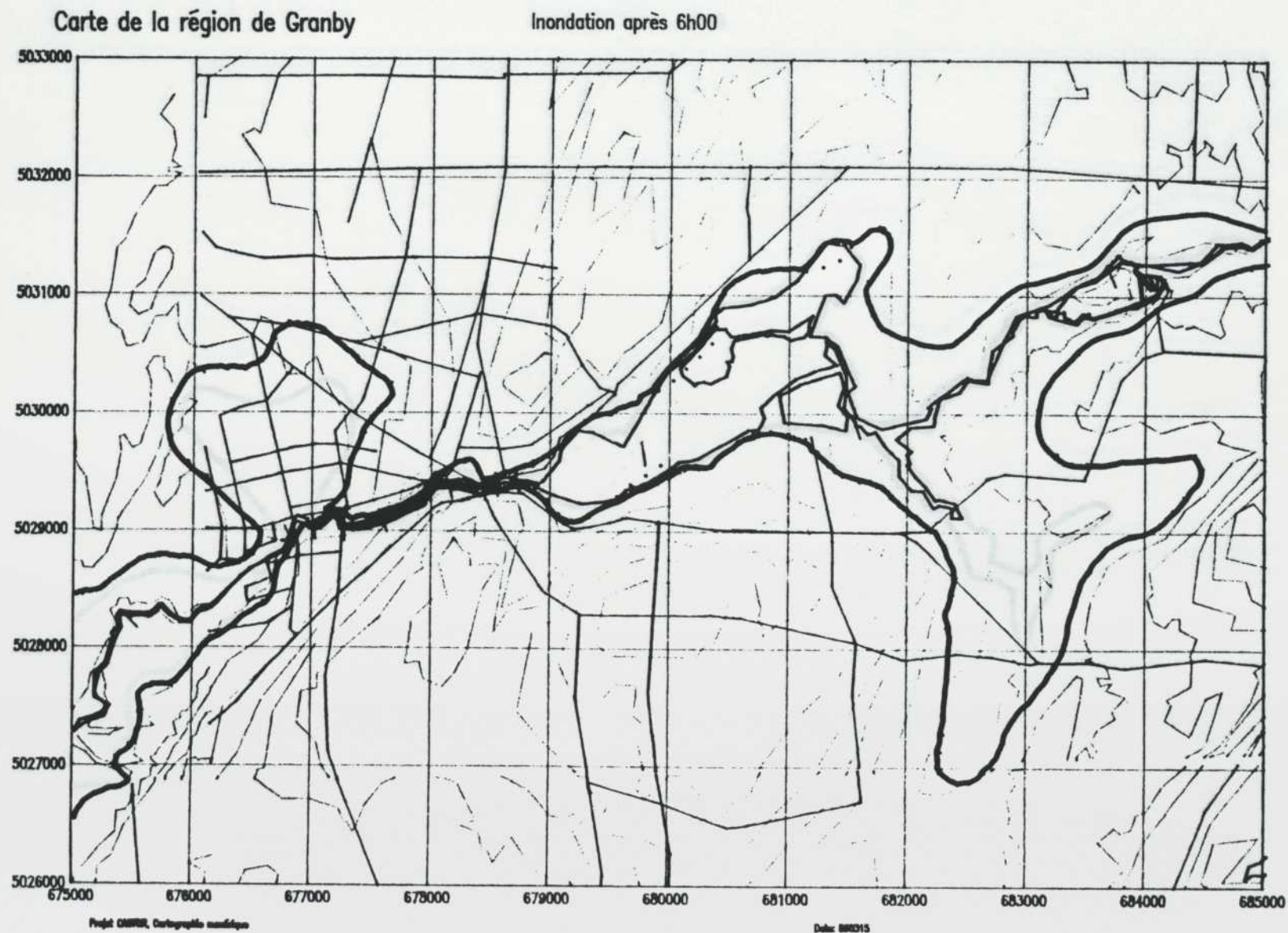


Figure 8

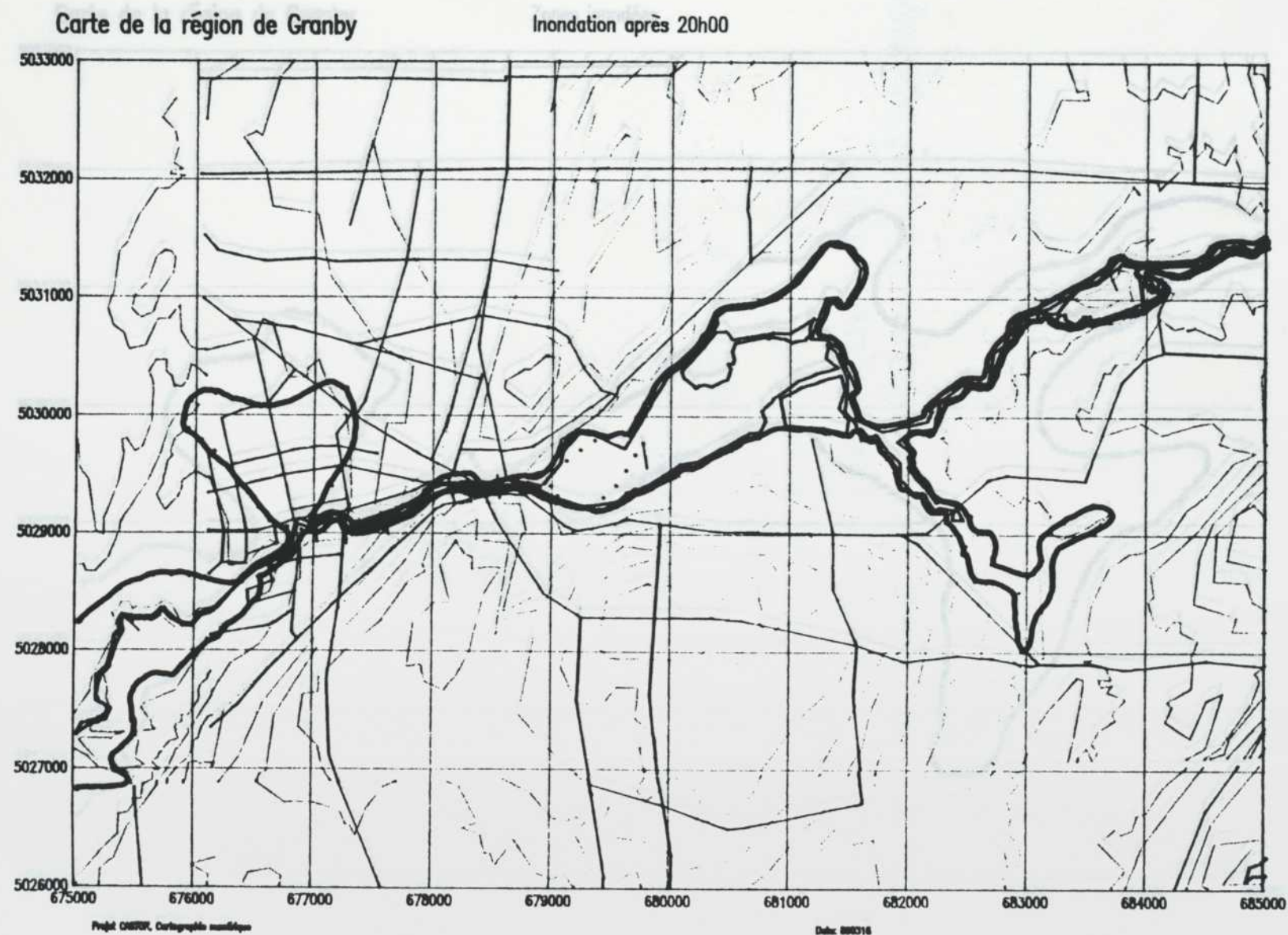
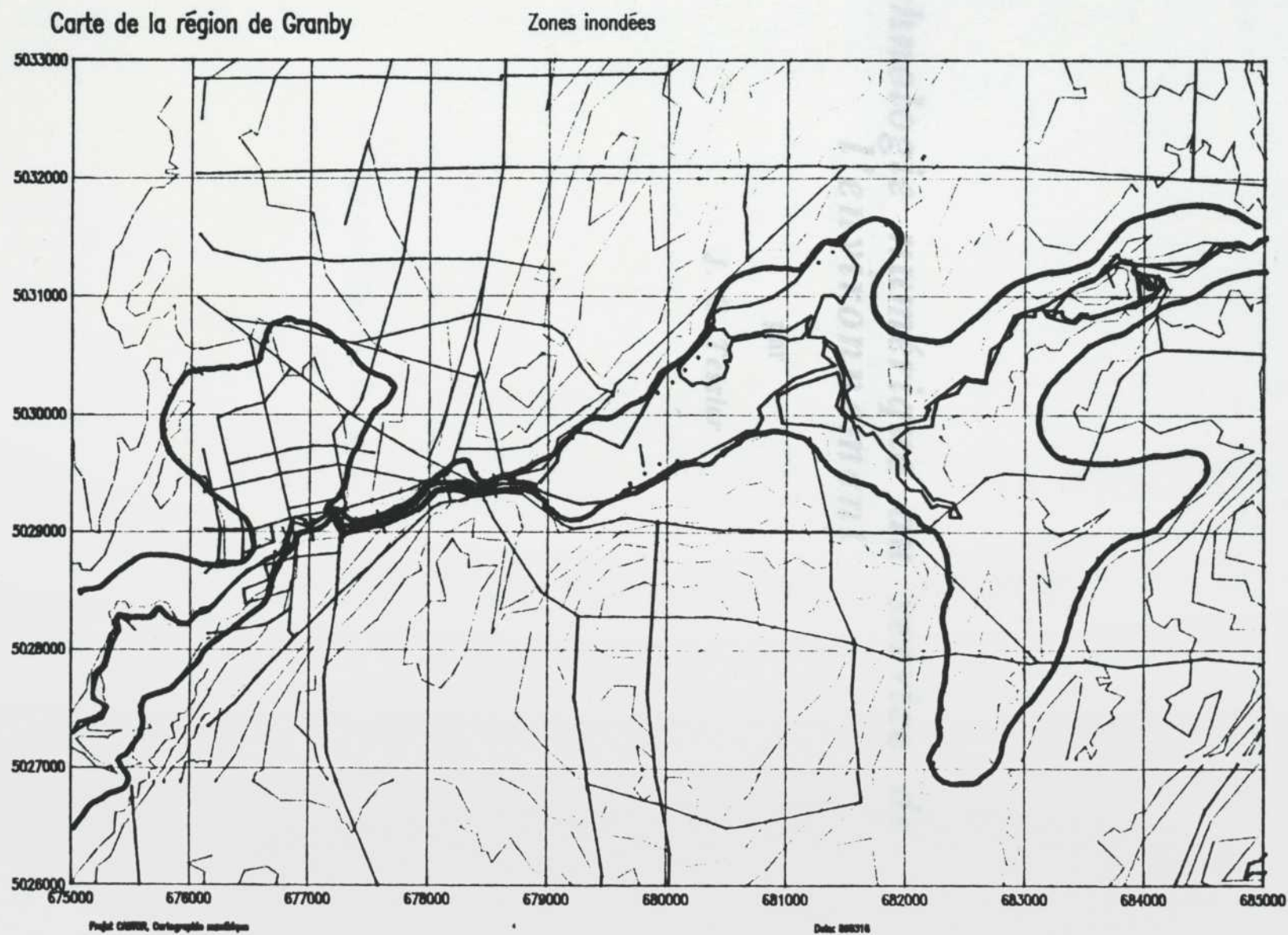


Figure 9



HYDRO-QUEBEC
VICE-PRESIDENCE ENVIRONNEMENT

*La technologie numérique au service de
l'environnement*

par

J. C. Tessier

Jean-Claude Tessier
vol. 1 (3-4) 000-0000

HYDRO-QUEBEC
VICE-PRESIDENCE ENVIRONNEMENT

La technologie numérique au
service de l'environnement

Jean-Claude Tessier

tél. : (514) 289-6032

ORGANISATION DE LA FONCTION ENVIRONNEMENT

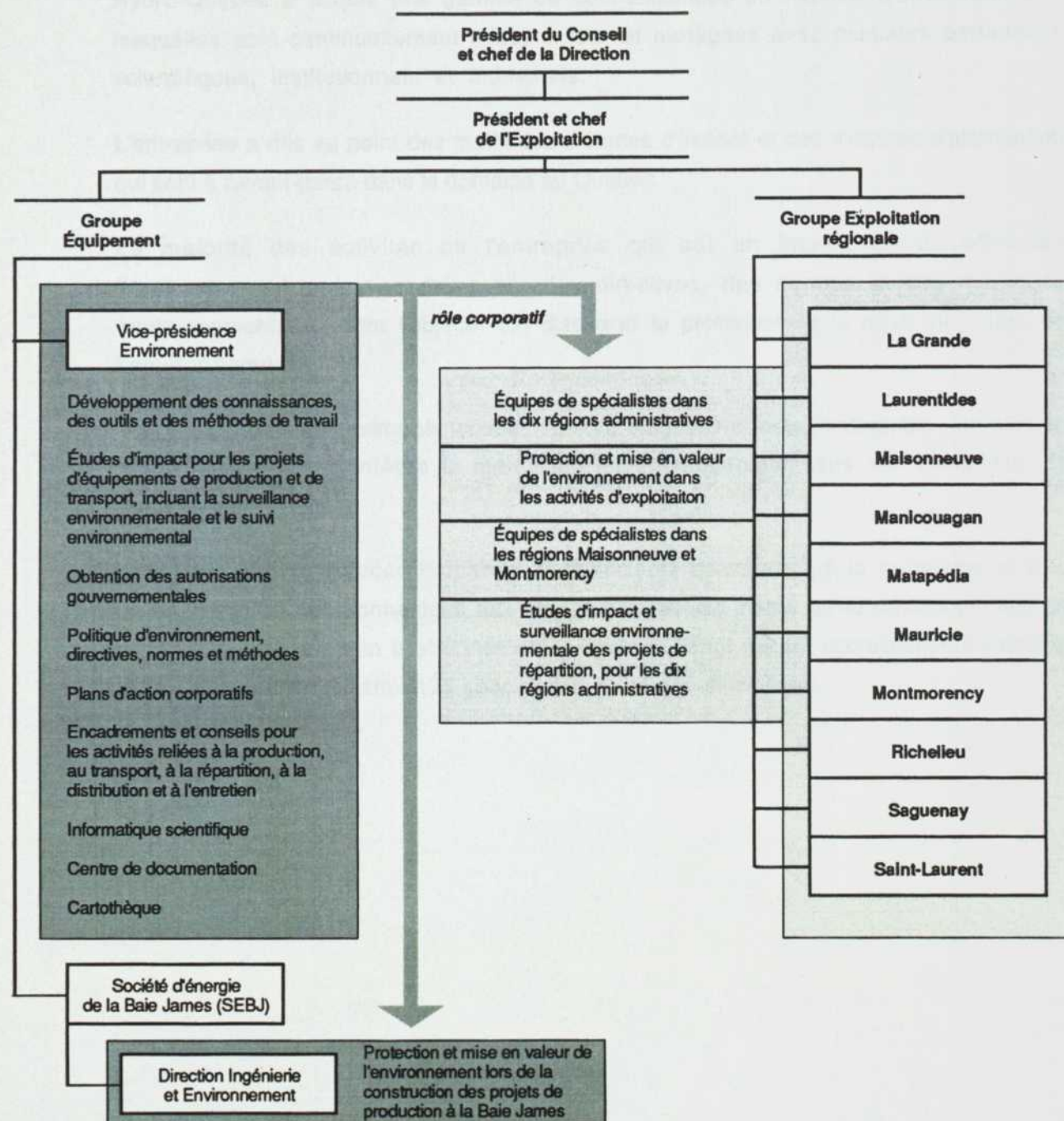
La vice-présidence Environnement fait partie du groupe Équipement d'Hydro-Québec. En plus d'assurer la performance environnementale de l'entreprise, son mandat consiste à réaliser les études d'impacts reliées aux projets de production et de transport, de mener des études de base et de traiter les demandes d'autorisations gouvernementales des projets majeurs. Sa mission consiste également à fournir aux autres unités administratives les encadrements qui leur permettent de protéger et de mettre en valeur l'environnement dans leur domaine d'activités.

Plus précisément, les principales tâches de la VPE au sein d'Hydro-Québec se résument de la façon suivante:

- * Développement des connaissances, des outils et des méthodes de travail.
- * Études d'impact pour les projets d'équipements de production et de transport, incluant la surveillance environnementale et le suivi environnemental.
- * Obtention des autorisations gouvernementales.
- * Politique d'environnement, directives, normes et méthodes.
- * Plans d'action corporatifs.
- * Encadrements et conseils pour les activités reliées à la production, au transport, à la répartition et à l'entretien.
- * Informatique scientifique, centre de documentation et cartothèque.

Dans l'exercice de ses fonctions, la VPE entretient des relations fonctionnelles avec les spécialistes en environnement répartis dans dix régions administratives. De la même manière, une collaboration s'effectue avec un groupe de spécialistes de la Société d'énergie de la Baie James (SEBJ), une filiale à part entière d'Hydro-Québec qui relève du vice-président exécutif Équipement.

GRAPHIQUE 1
Fonction Environnement



DÉVELOPPEMENT DE LA FONCTION ENVIRONNEMENT

En 1970, Hydro-Québec crée un comité de protection de l'environnement. Dès lors, la fonction Environnement se développe et l'entreprise acquiert une expertise dont les champs d'activités sont aujourd'hui très diversifiés.

L'évolution graduelle de l'intégration des préoccupations environnementales au sein de l'entreprise présente un bilan positif. Il se traduit comme suit:

- * Hydro-Québec a acquis une gamme de connaissances en matière d'environnement, lesquelles sont continuellement mises à jour et partagées avec plusieurs partenaires scientifiques, institutionnels et industriels.
- * L'entreprise a mis au point des méthodes d'études d'impact et des mesures d'atténuation qui sont à l'avant-garde dans le domaine au Québec.
- * La majorité des activités de l'entreprise qui ont un impact ou un effet sur l'environnement sont encadrées par des directives, des normes et des méthodes environnementales, dont l'objectif est d'assurer la protection et la mise en valeur de l'environnement.
- * Les préoccupations environnementales se sont étendues à toute l'entreprise. De plus en plus, Hydro-Québec intègre la dimension environnementale dans son processus de décision stratégique.

Depuis 1982, les ressources humaines et financières consacrées à la protection et à la mise en valeur de l'environnement, aux études d'impact de même qu'au développement de connaissances de base en environnement, se caractérisent par un accroissement marqué. La VPE regroupe aujourd'hui 125 spécialistes de toutes disciplines.

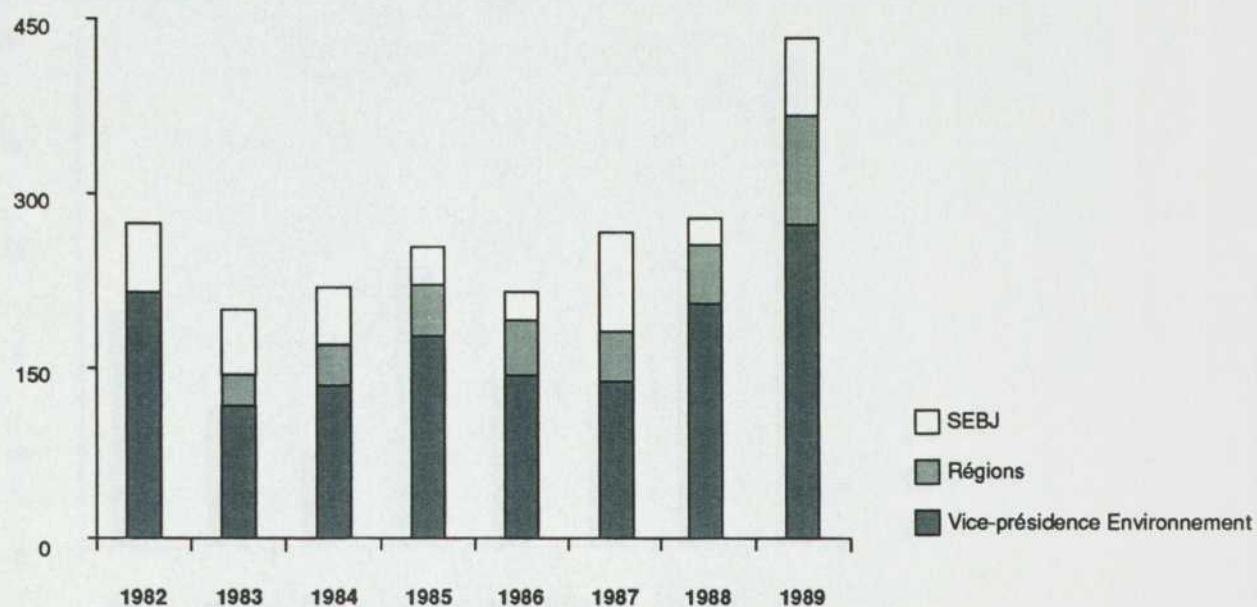
TABEAU 1
Développement de la fonction Environnement

1970	Hydro-Québec crée un comité de protection de l'environnement.
1973	Le développement d'une législation et d'une réglementation environnementales au Québec et l'émergence des préoccupations environnementales de la population amènent Hydro-Québec à mettre sur pied la direction Environnement.
1974	La direction Environnement entreprend ses opérations. La période de 1974 à 1979 est principalement consacrée au développement des connaissances et des méthodologies d'études, et à la réalisation des premières études d'impact sur l'environnement. La SEBJ entreprend la réalisation de l'aménagement de la rivière La Grande à la Baie James. La construction dure dix ans, de 1974 à 1984, au cours desquels la SEBJ consacre 250 millions de dollars à la protection et à la mise en valeur de l'environnement.
1980	Le ralentissement du programme d'équipement d'Hydro-Québec permet aux spécialistes de l'Environnement de raffiner les méthodes de travail et de jeter les bases du développement des connaissances concernant la protection et la mise en valeur de l'environnement dans les activités d'exploitation et d'entretien.
1981	Le <i>Code de l'environnement</i> est publié pour la première fois. Cet événement marque le commencement d'un programme de réglementation interne en matière d'environnement touchant la plupart des domaines d'activités de l'entreprise.
1983	La fonction Environnement est régionalisée. Dans un premier temps, environ vingt-cinq spécialistes en environnement sont répartis dans les dix régions administratives avec la mission d'assurer la protection et la mise en valeur de l'environnement dans le cadre des activités d'exploitation. Puis, en 1985, sept spécialistes sont répartis entre les régions Maisonneuve et Montmorency avec le mandat de réaliser les études d'impact des projets de répartition.
1984	La <i>Politique d'environnement</i> d'Hydro-Québec est adoptée par le Conseil d'administration.
1985	Hydro-Québec met sur pied le Comité consultatif en environnement et entreprend les premiers programmes de mise en valeur environnementale.
1988	Hydro-Québec publie pour la première fois un document complémentaire au plan de développement entièrement consacré à l'environnement. Elle commence aussi l'étude des effets environnementaux cumulatifs de son plan des installations. La direction Environnement devient la vice-présidence Environnement.
1989	Hydro-Québec adopte, dans son plan de développement, une position ferme en faveur du concept de développement durable, et souscrit ainsi aux orientations de la politique environnementale et de la politique énergétique du gouvernement du Québec.

GRAPHIQUE 2

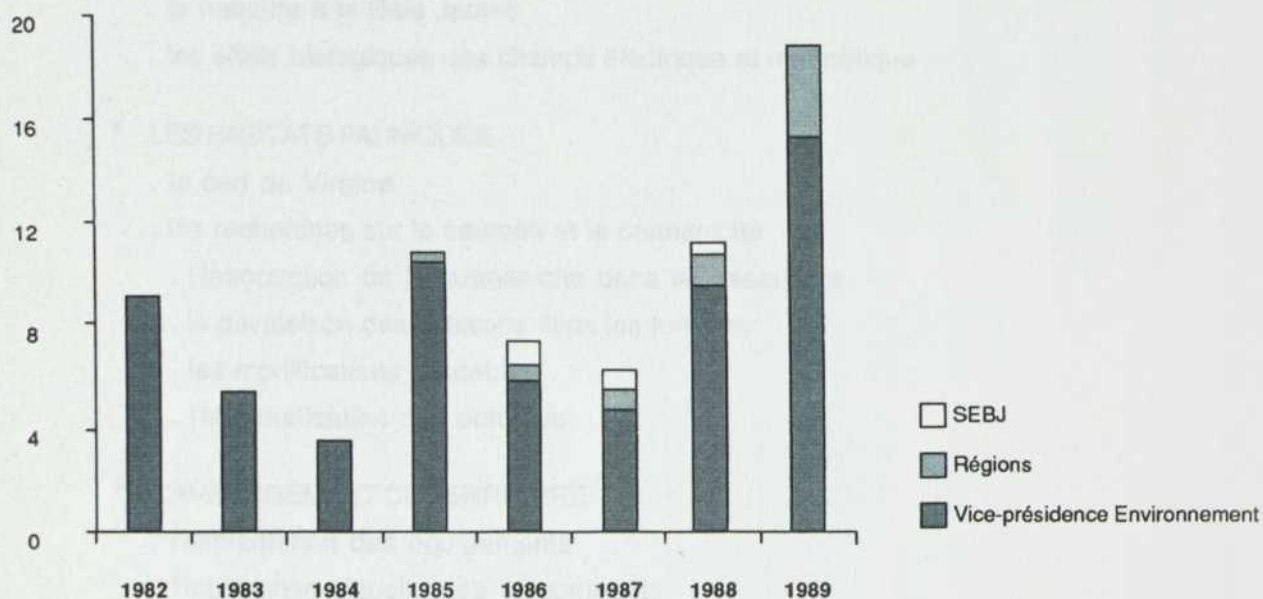
Ressources humaines internes et externes de la fonction Environnement de 1982 à 1989

(En années-personnes)



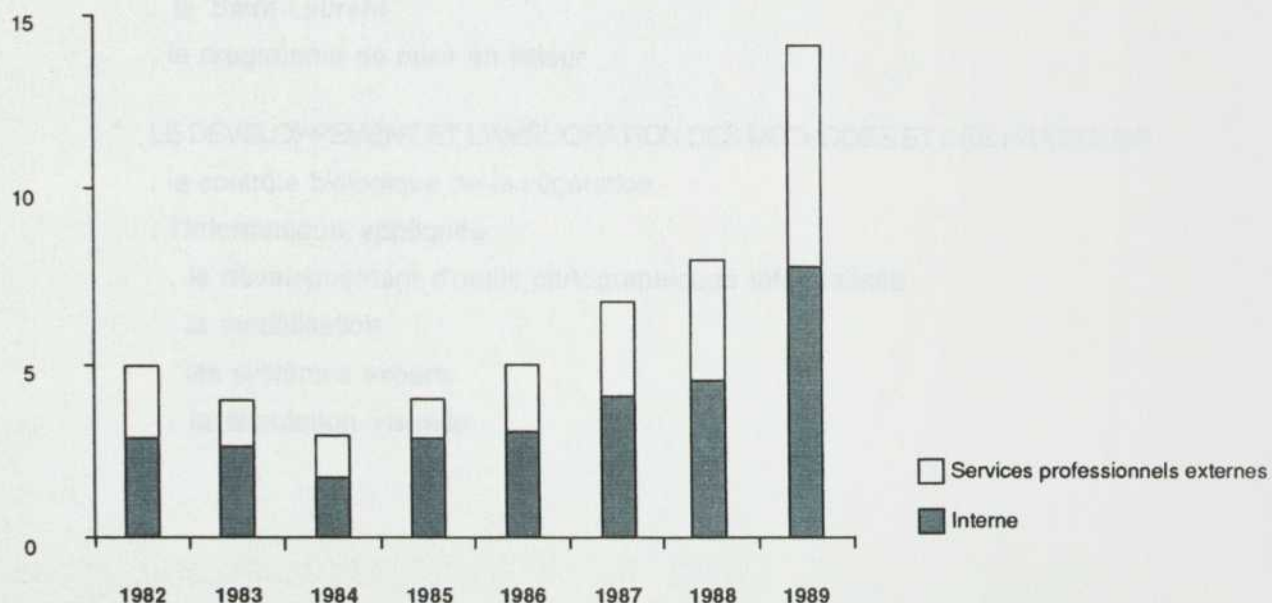
GRAPHIQUE 3
Côté des études d'impact de 1982 à 1989

(En millions de dollars)



GRAPHIQUE 4
Ressources financières consacrées au développement des connaissances en environnement de 1982 à 1989

(En millions de dollars)



PRINCIPAUX DOSSIERS ENVIRONNEMENTAUX DE L'ENTREPRISE

Diverses préoccupations font l'objet de recherches à la VPE d'Hydro-Québec. La liste des principaux dossiers d'étude s'établit de la façon suivante:

- * LA SANTÉ ENVIRONNEMENTALE
 - . les biphényles polychlorés (BPC)
 - . le pentachlorophénol
 - . le mercure à la Baie James
 - . les effets biologiques des champs électrique et magnétique
- * LES HABITATS FAUNIQUES
 - . le cerf de Virginie
 - . les recherches sur le saumon et la ouananiche
 - . l'introduction de la ouananiche dans les réservoirs
 - . la dévalaison des poissons dans les turbines
 - . les modifications de débit
 - . l'informatisation des données
- * L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE
 - . l'implantation des équipements
 - . l'intégration visuelle des équipements
 - . réfection de centrale
 - . participation de la population aux études
 - . développement d'outils de simulation visuelle
 - . conception de nouvelles structures
 - . juxtaposition des lignes
 - . le Saint-Laurent
 - . le programme de mise en valeur
- * LE DÉVELOPPEMENT ET L'AMÉLIORATION DES MÉTHODES ET DES PRATIQUES
 - . le contrôle biologique de la végétation
 - . l'informatique appliquée
 - . le développement d'outils cartographiques informatisés
 - . la modélisation
 - . les systèmes experts
 - . la simulation visuelle

* LE DÉVELOPPEMENT ET L'AMÉLIORATION DES MÉTHODES ET DES PRATIQUES (suite)

- . étude sur les effets environnementaux cumulatifs
- . amélioration des pratiques en milieu agricole

* L'INTÉGRATION DES PRÉOCCUPATIONS ENVIRONNEMENTALES

- . la gestion des activités d'exploitation
- . la gestion des risques environnementaux
- . la distribution
- . la formation et la sensibilisation en matière d'environnement

* LE PARTENARIAT

- . la participation à la réalisation de projets à l'étranger
- . l'échange des connaissances
- . le développement des connaissances
- . la diffusion des connaissances, l'information et la sensibilisation.

La diversité de l'expertise de la VPE permet de suivre l'évolution des préoccupations environnementales au Québec et de les intégrer dans les pratiques de l'entreprise dès qu'elles se manifestent.

LA SIMULATION VISUELLE APPLIQUÉE À L'ENVIRONNEMENT

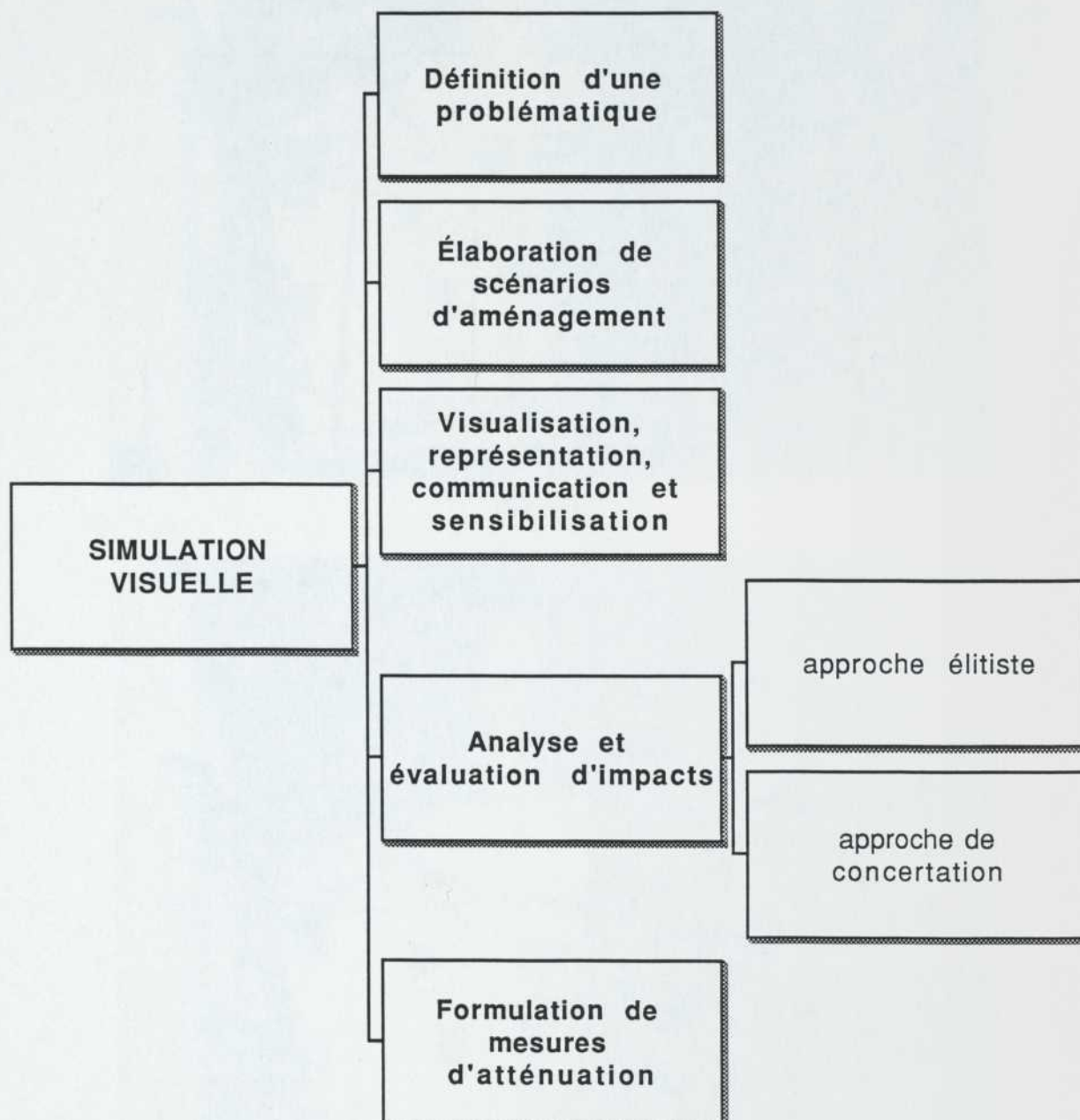
L'INTÉGRATION VISUELLE DES ÉQUIPEMENTS

La problématique visuelle liée à l'implantation des équipements dans le milieu constitue un sujet d'intérêt de la VPE. De fait, le développement méthodologique en matière d'étude visuelle et d'analyse des impacts visuels évolue et se raffine depuis plusieurs années.

En ce qui a trait à la simulation visuelle comme outil de gestion du paysage, de prise de décision ou de communication de l'information, elle s'intègre petit à petit aux activités de planification de projet.

Depuis 1986, une phase expérimentale d'application s'est amorcée en complément d'une recherche menée en 1985 relativement à l'évolution des outils de simulation visuelle disponibles. Divers types de simulation se sont réalisés, depuis le procédé de photomontage jusqu'à la simulation assistée par ordinateur.

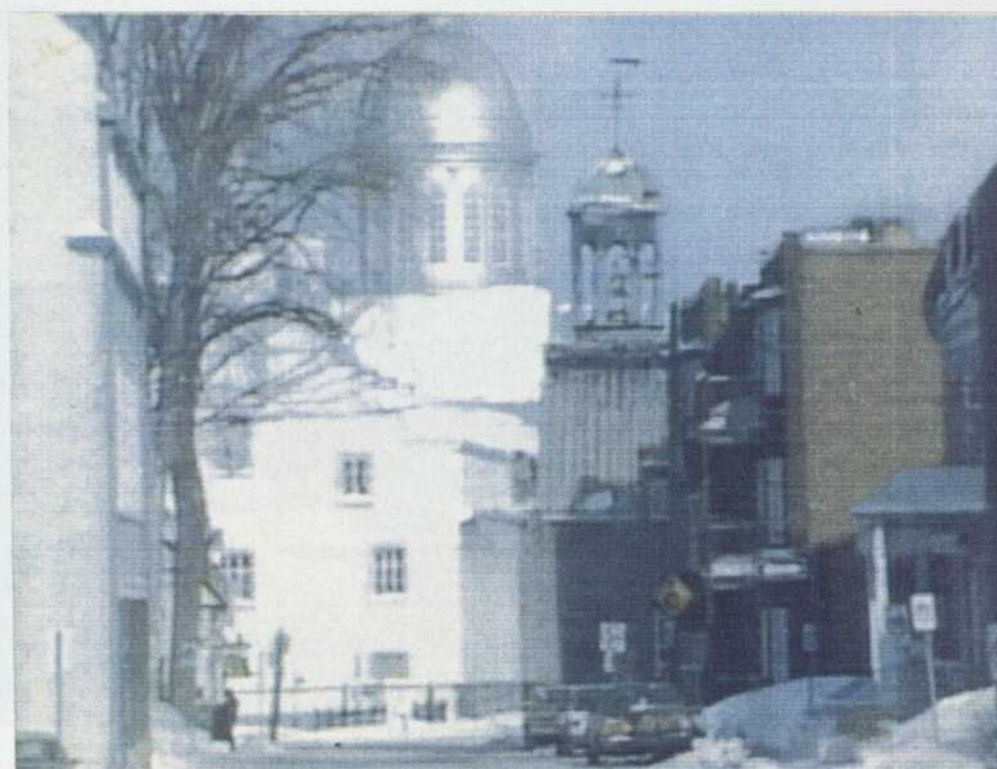
Pour que la planification et les pratiques d'implantation des équipements s'effectuent dans l'optique du développement durable, des efforts seront encore consentis pour développer et appliquer la simulation visuelle dans les contextes suivants:



Graphique 5: Contextes de développement et d'application de la simulation visuelle

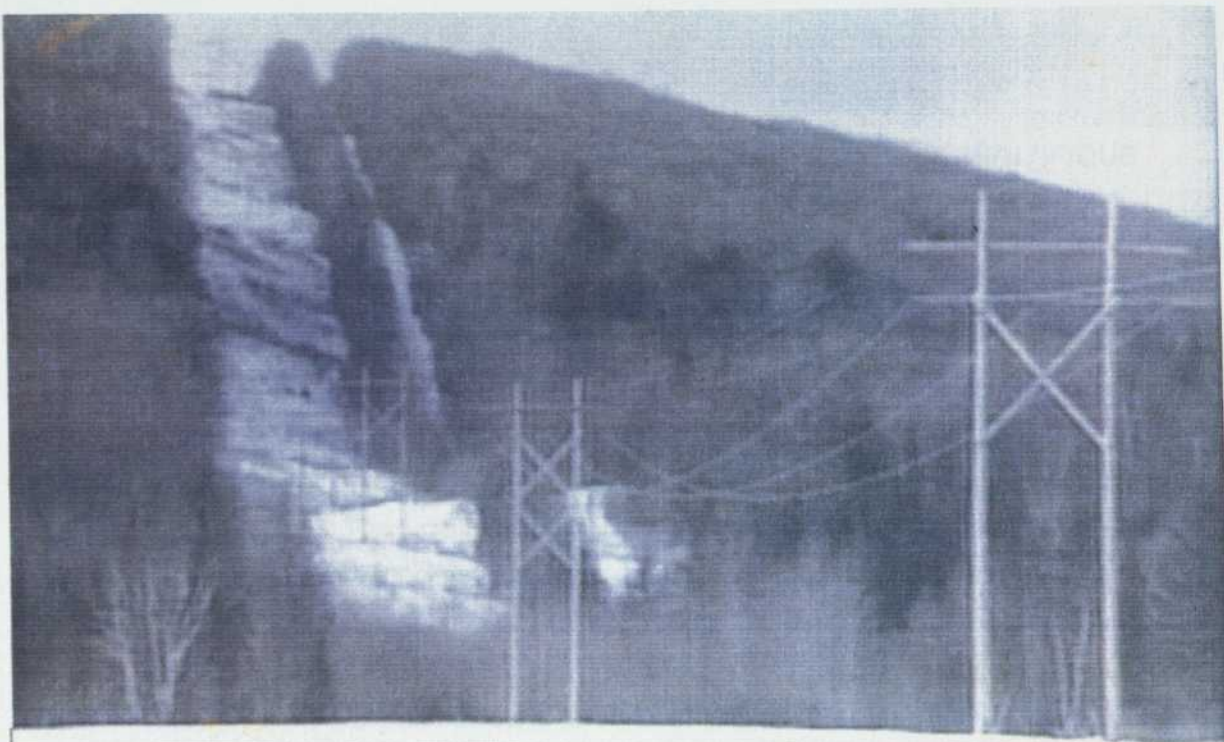


AVANT



APRES

Figure 1: Analyse des impacts visuels (élimination du réseau de distribution)



AVANT



APRES

Figure 1 (suite) : Analyse des impacts visuels (modification de la tension d'une ligne de transport)

ANALYSE ET PRÉSENTATION DE RÉSULTATS DE CALCUL SCIENTIFIQUE

La modélisation mathématique génère une quantité importante d'informations qui souvent, peuvent être difficiles à analyser sans l'utilisation de moyens infographiques appropriés.

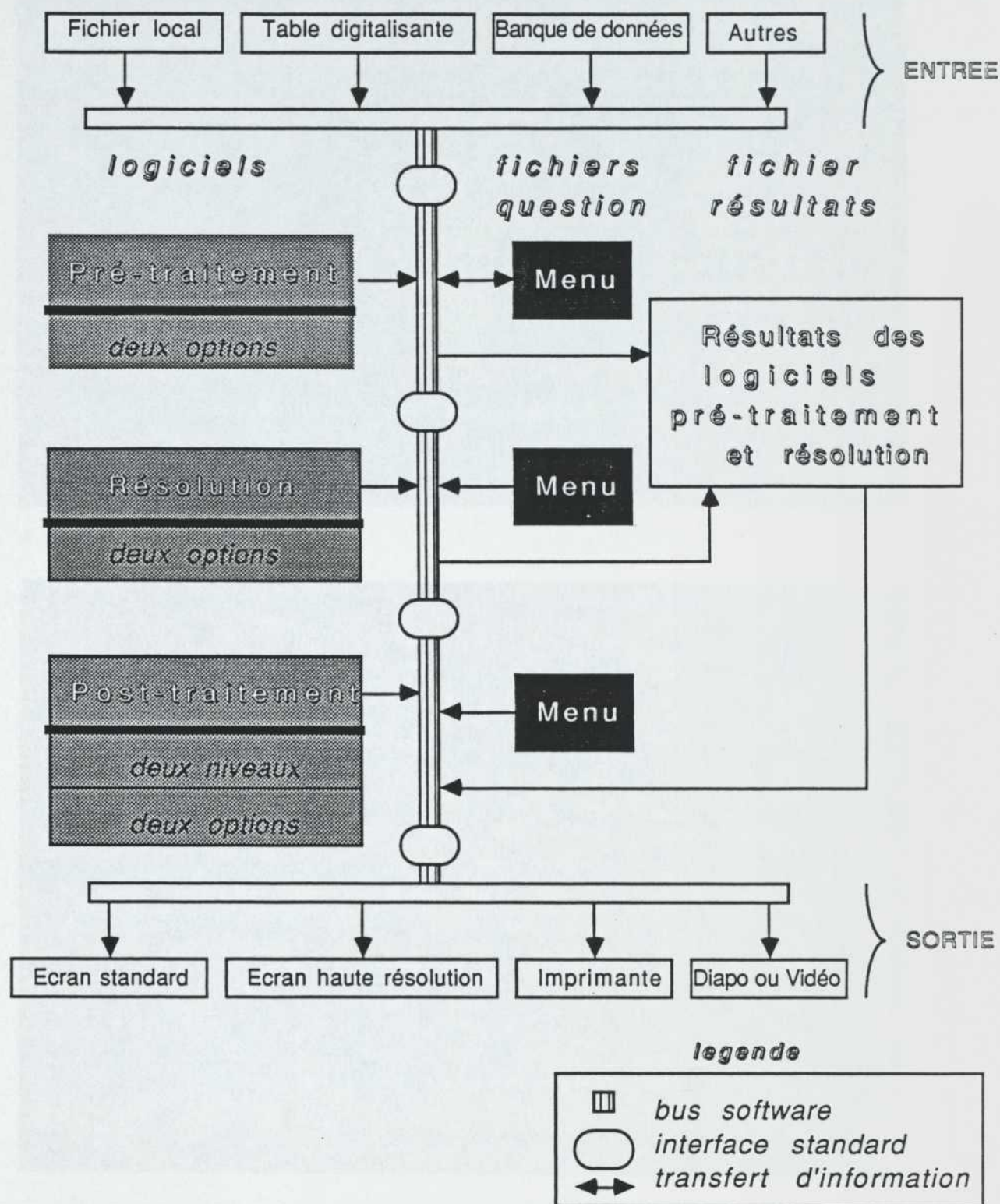
Dans cette optique, la VPE, en collaboration avec sa filiale Cyme International, a mis au point une architecture de développement qui intègre les techniques de simulation visuelle selon un environnement respectant les standards de base et de convivialité. Le graphique 6 présente le schéma logique de cette architecture dans laquelle on retrouve une entière indépendance entre les modules pré-traitement, solution et post-traitement. Cette indépendance est possible grâce à la présence d'un "pipeline software" standardisé. Les entrées et sorties d'information peuvent s'exécuter sur approximativement tous les micro-ordinateurs et "workstations" sans avoir à effectuer de modifications majeures aux modules.

L'environnement ultra convivial du système développé par la VPE, combiné au "shell" d'éléments finis qu'elle propose, a permis de commercialiser quatre logiciels dans une période de trois mois:

- * modèle hydrodynamique
- * modèle de dispersion d'un polluant dans l'eau
- * modèle de dispersion d'un polluant dans l'air
- * modèle de dispersion du bruit

À cette liste s'ajoutera un modèle de dispersion d'un contaminant dans le sol actuellement en phase de développement.

L'expérience du développement de ces logiciels démontre que la simulation visuelle, comme technologie numérique, permet une convivialité qui simplifie et facilite l'utilisation de la technique des éléments finis, notamment pour l'étude de projets d'envergure.



**Graphique 6 : STRUCTURE DES LOGICIELS ^ ECOULEMENT FLUVIAL ^
ET ^ TRANSPORT DE MASSE POLLUANTE ^**

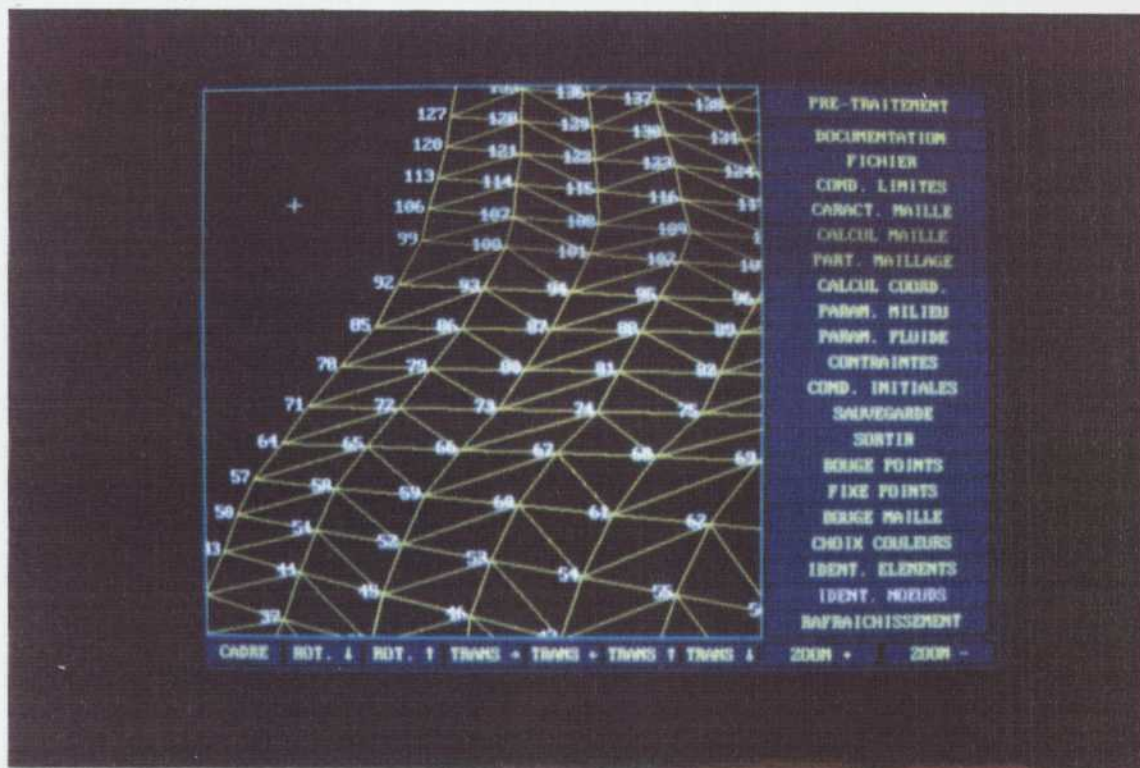
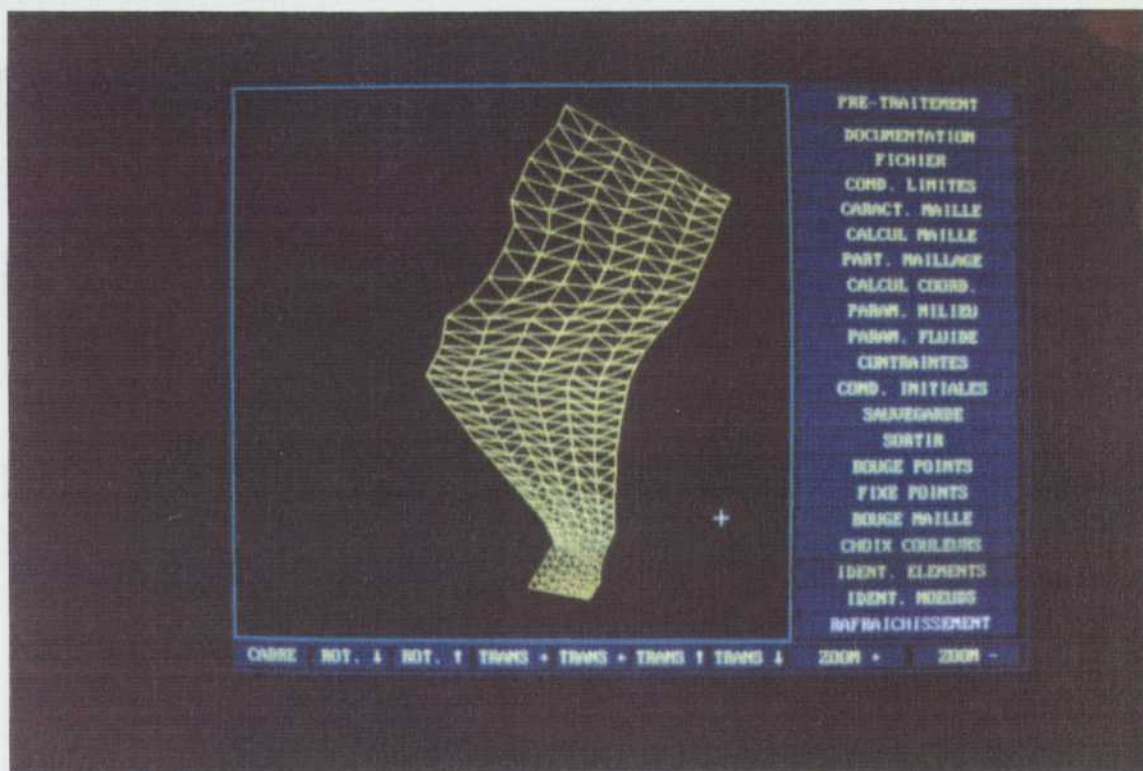


Figure 2: Simulation visuelle appliquée au calcul informatique (modèle mathématique)

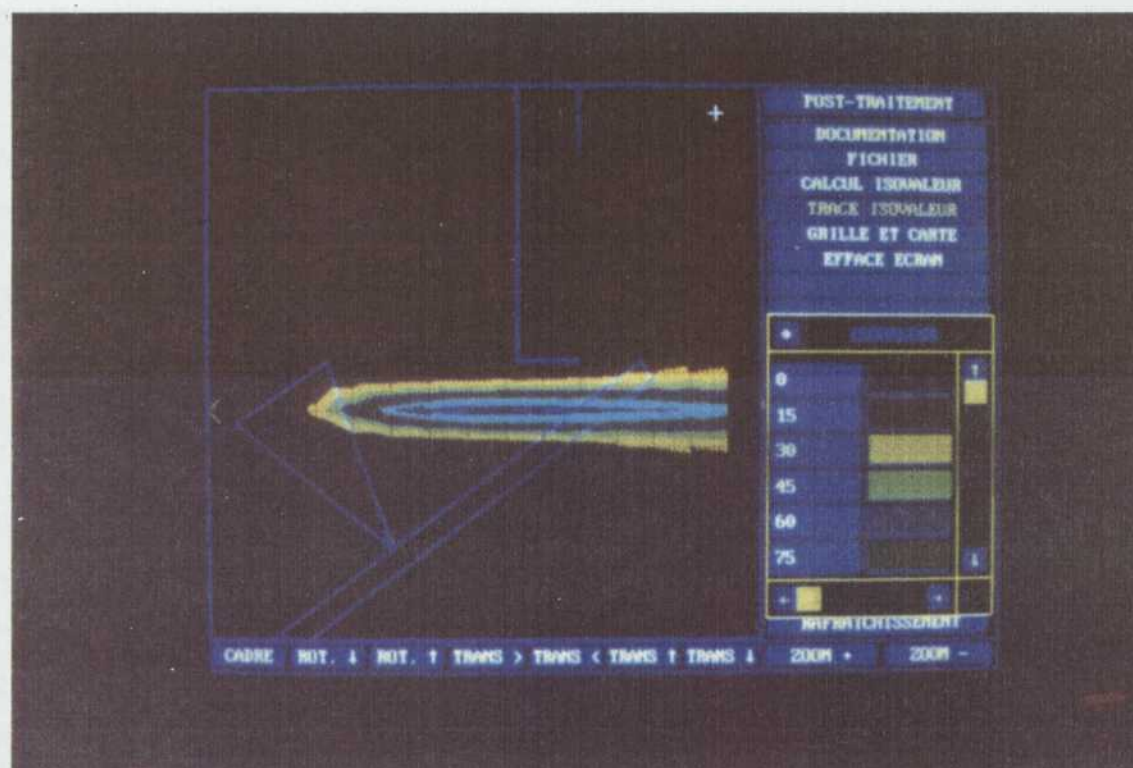
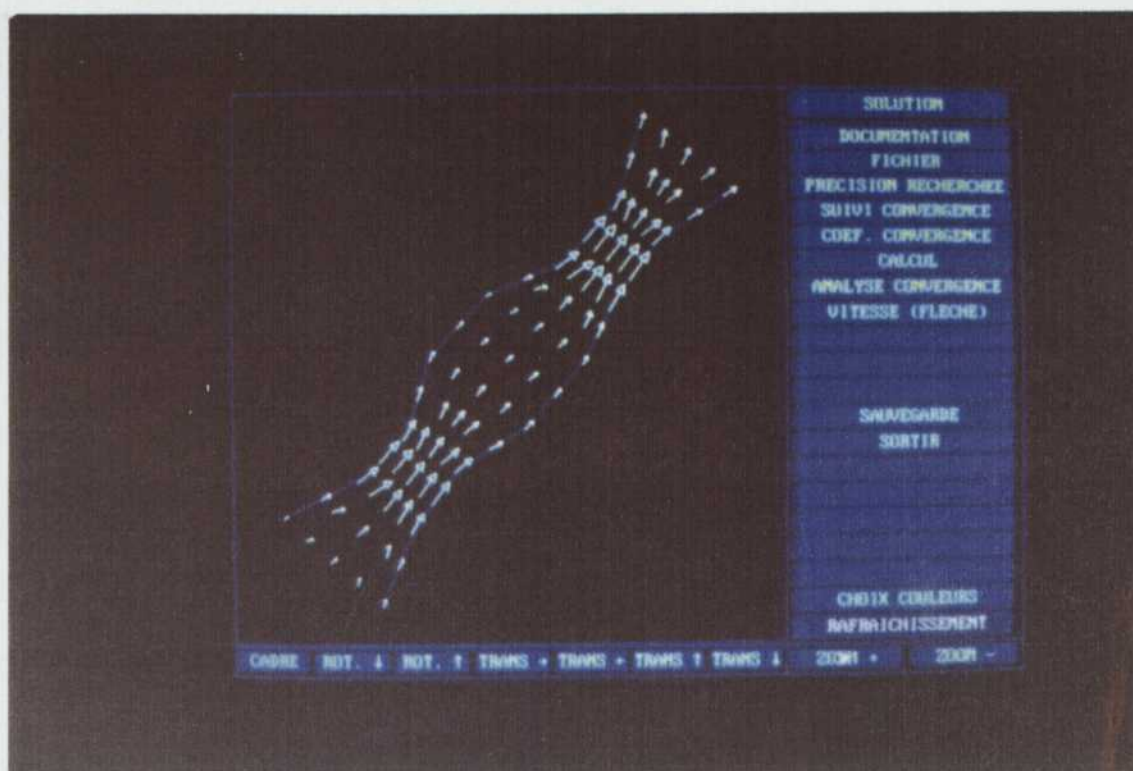


Figure 2 (suite) : Simulation visuelle appliquée au calcul informatique (modèle mathématique)

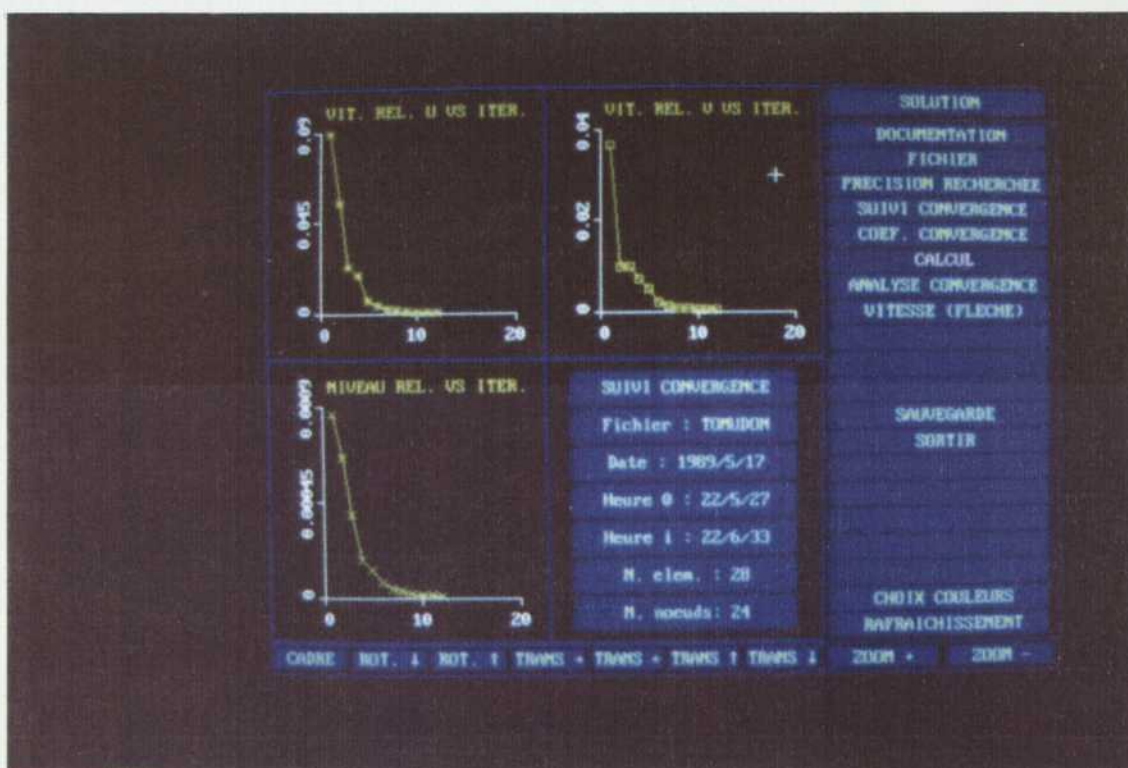
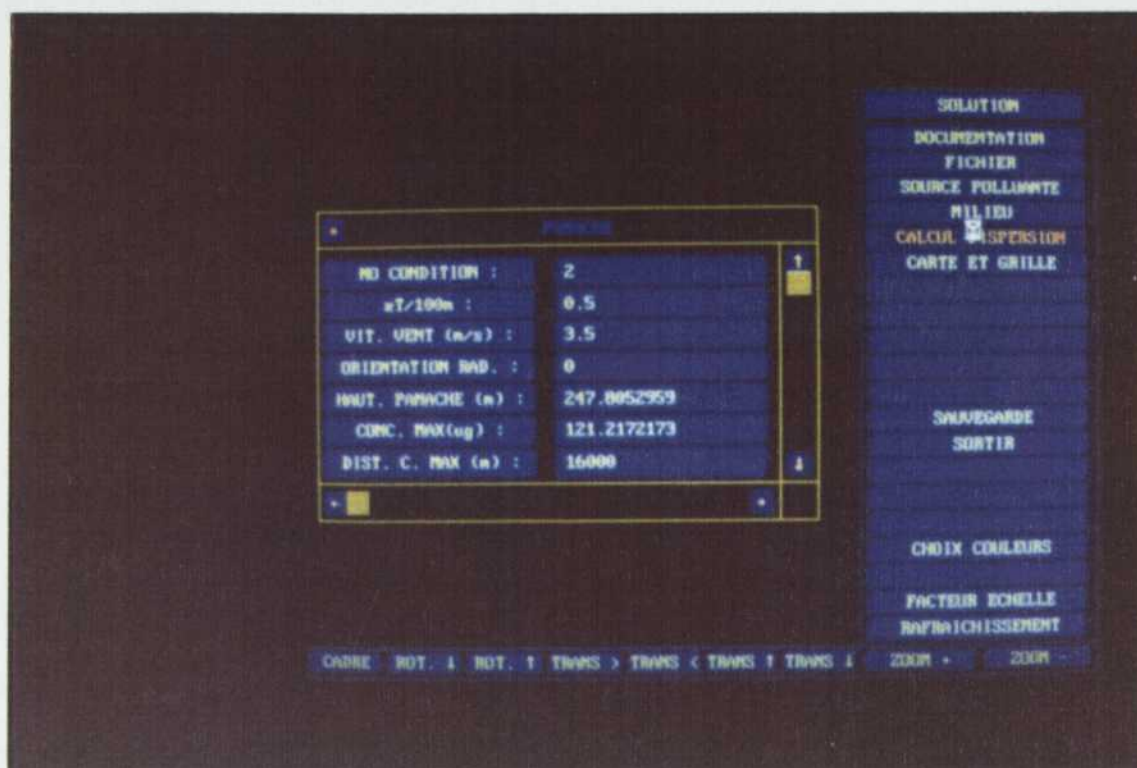


Figure 2 (suite) : Simulation visuelle appliquée au calcul informatique (modèle mathématique)

Système expert

La vice-présidence Environnement utilise également la simulation visuelle dans le développement d'un système expert pour l'aide à l'intervention en cas de déversement accidentel. Ce dernier vise à définir une solution de confinement et à proposer des mesures de récupération. Il servira également d'outil pédagogique et de simulateur pour élaborer des scénarios d'urgence dans l'éventualité de déversements accidentels.

À cet effet, une attention particulière est portée au concept de système convivial et d'interface usager-ordinateur. L'outil pourra ainsi être utilisé par le personnel concerné par cette problématique dans les régions administratives d'Hydro-Québec.

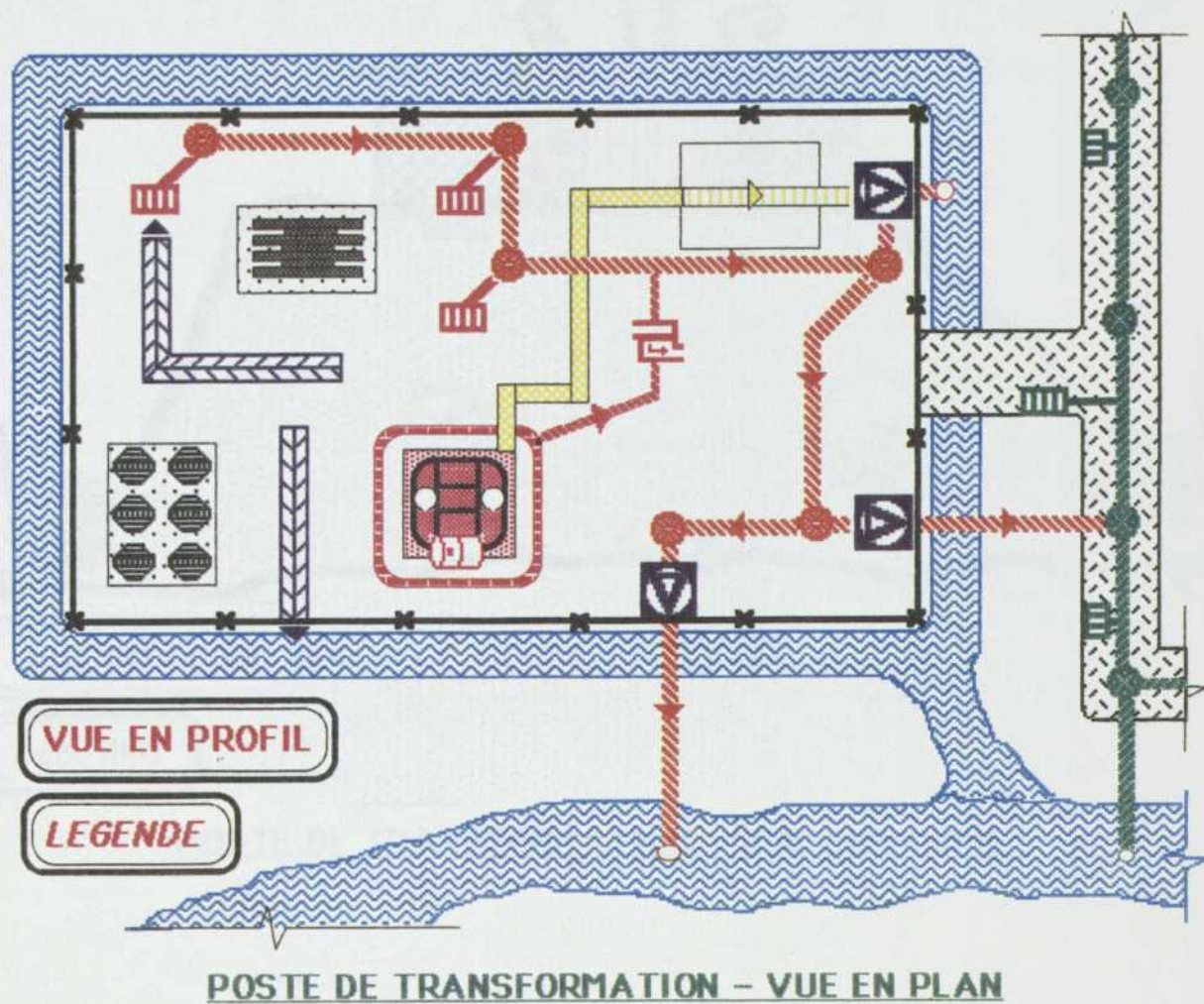


Figure 3: Simulation visuelle appliquée au calcul informatique (système expert)

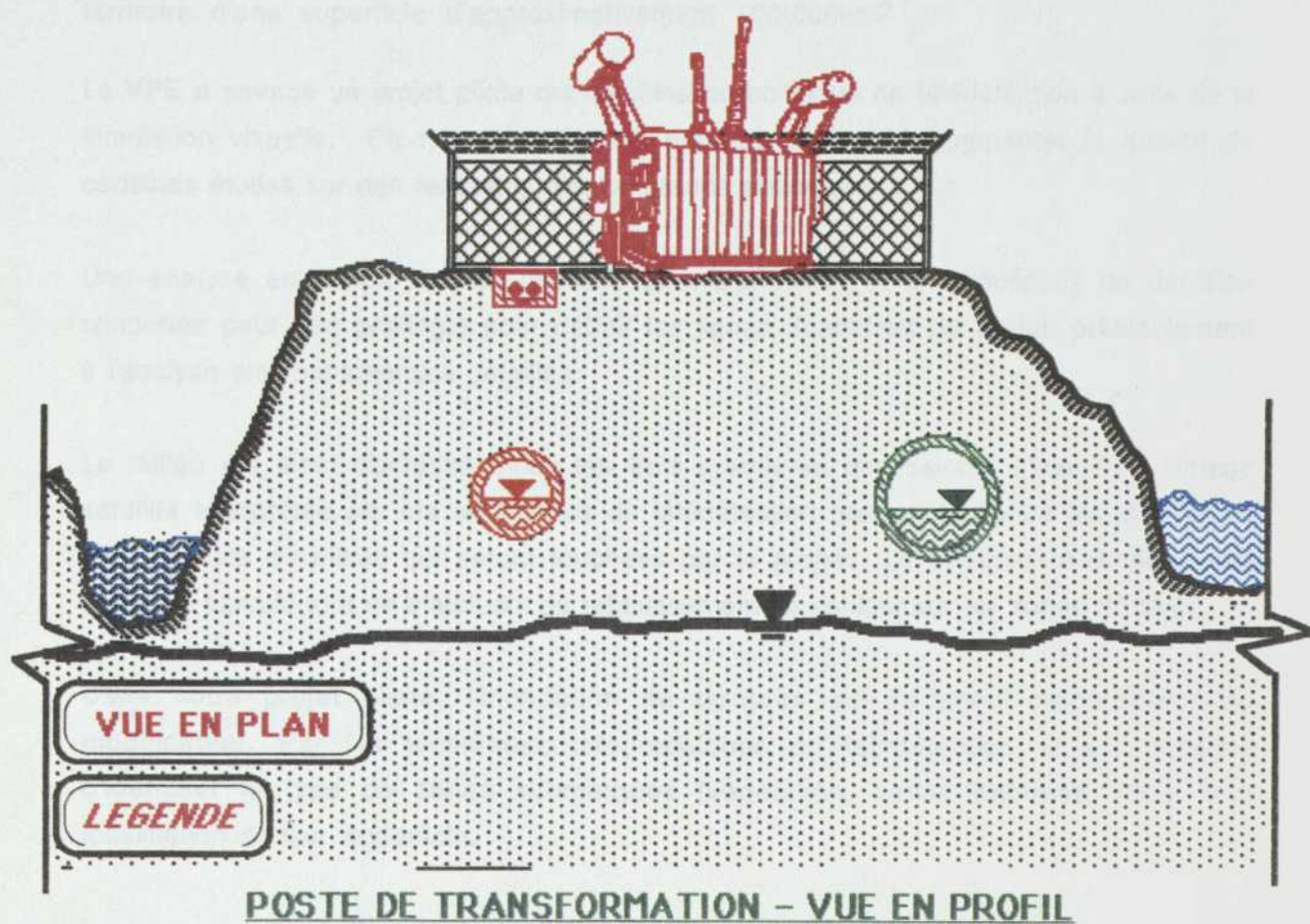


Figure 3 (suite) : Simulation visuelle appliquée au calcul informatique
(système expert)

ANALYSE D'UN MILIEU EN TEMPS RÉEL

Les études d'impact réalisées à la VPE concernent de vastes territoires dont l'analyse nécessite un travail laborieux. Par exemple, le projet Grande-Baleine implique un territoire d'une superficie d'approximativement 100,000km².

La VPE a amorcé un projet pilote qui combine la technique de télédétection à celle de la simulation visuelle. Ce type d'application pourrait faciliter et augmenter la qualité de certaines études sur des territoires d'aussi grande envergure.

Une analyse en temps réel du territoire peut s'effectuer et un processus de décision concertée peut être privilégié pour définir les lignes directrices du projet, préalablement à l'analyse environnementale détaillée.

Le milieu est ainsi discrétisé selon les trois premières dimensions. L'ajout de l'image satellite interprétée par les techniques de télédétection met en évidence les différentes composantes du milieu qui seront touchées par le projet. Le système tri-dimensionnel peut être survolé tout en effectuant du rehaussement de couleur sur les zones d'intérêt.

Dans notre projet pilote, l'inondation du territoire est l'élément perturbateur ou modificateur. Par les techniques infographiques en télédétection, il est possible d'identifier le type de zones submergées (végétation, zones habitées, etc.), leur localisation et leur superficie.

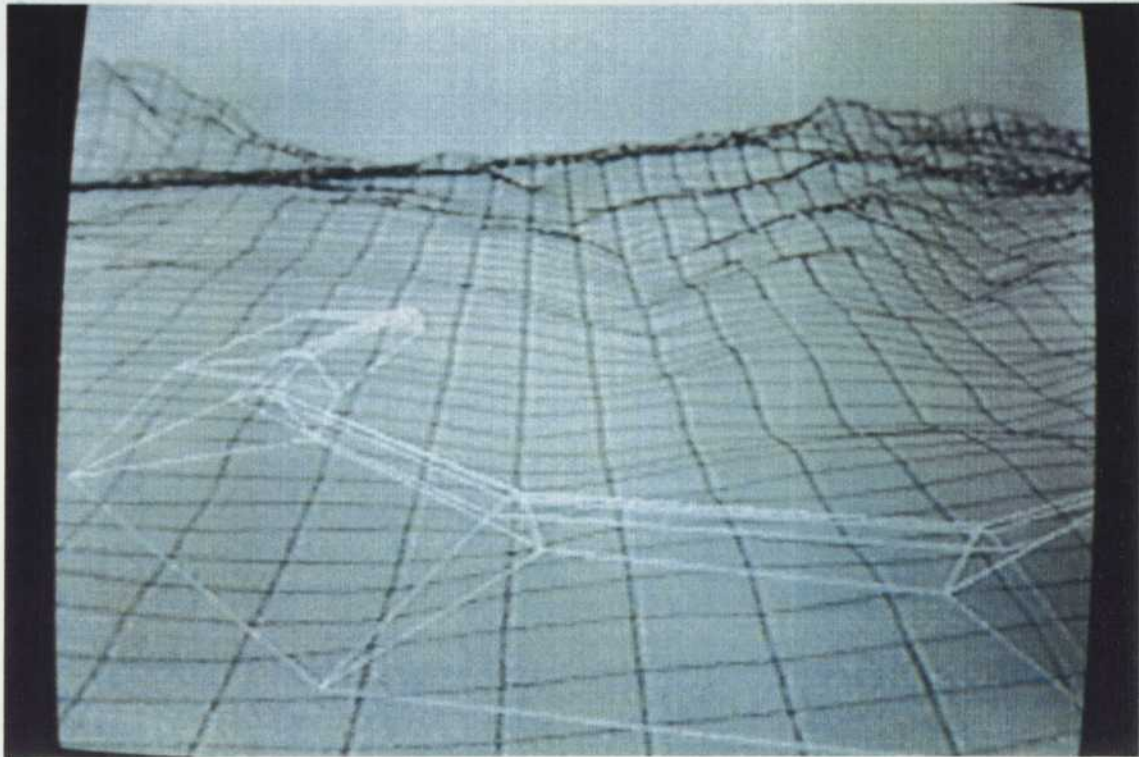


Figure 4 : Analyse d'un milieu en temps réel



Figure 4 (suite) : Analyse d'un milieu en temps réel

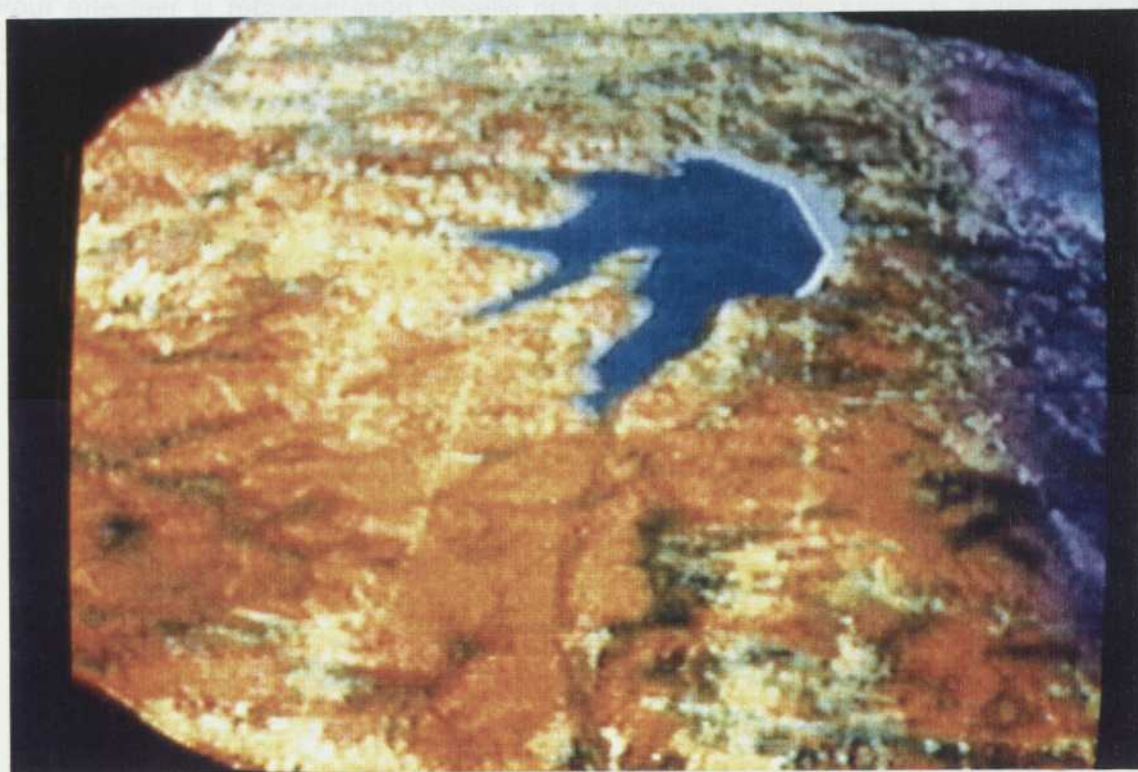


Figure 4 (suite) : Analyse d'un milieu en temps réel

LA PRÉSENTATION VISUELLE D'UNE PROBLÉMATIQUE

L'image peut permettre de s'orienter, de définir son appartenance et d'expliquer des phénomènes. Pourquoi ne pas utiliser l'imagerie pour faciliter la compréhension de la problématique d'un milieu?

C'est aussi dans cette optique que la VPE oriente son utilisation de la simulation visuelle. Le projet pilote à travers lequel ce concept se véhicule constitue celui du réaménagement de la centrale Les Cèdres, un projet de réfection de centrale et d'augmentation de la capacité ultime des installations hydroélectriques.

La première étape de l'étude consiste à définir les caractéristiques du milieu et du mode de gestion des bassins, d'en évaluer la sensibilité et la dynamique, d'élaborer des scénarios d'aménagement et d'identifier les éventuelles modifications causées par le projet d'Hydro-Québec.

Pour effectuer la représentation visuelle des différentes composantes du milieu et de leur problématique respective, des schémas (maquettes) sont conçus et une réflexion s'amorce afin de les représenter sous forme d'animation d'images. Tous les spécialistes de la VPE concernés par le projet ont établi un consensus sur la représentation des différentes problématiques du milieu et sur leurs interrelations avec les aménagements proposés.



Figure 5 : Simulation visuelle comme aide à la compréhension d'une problématique



*L'utilisation des feuilles de calcul
électroniques pour la résolution de*

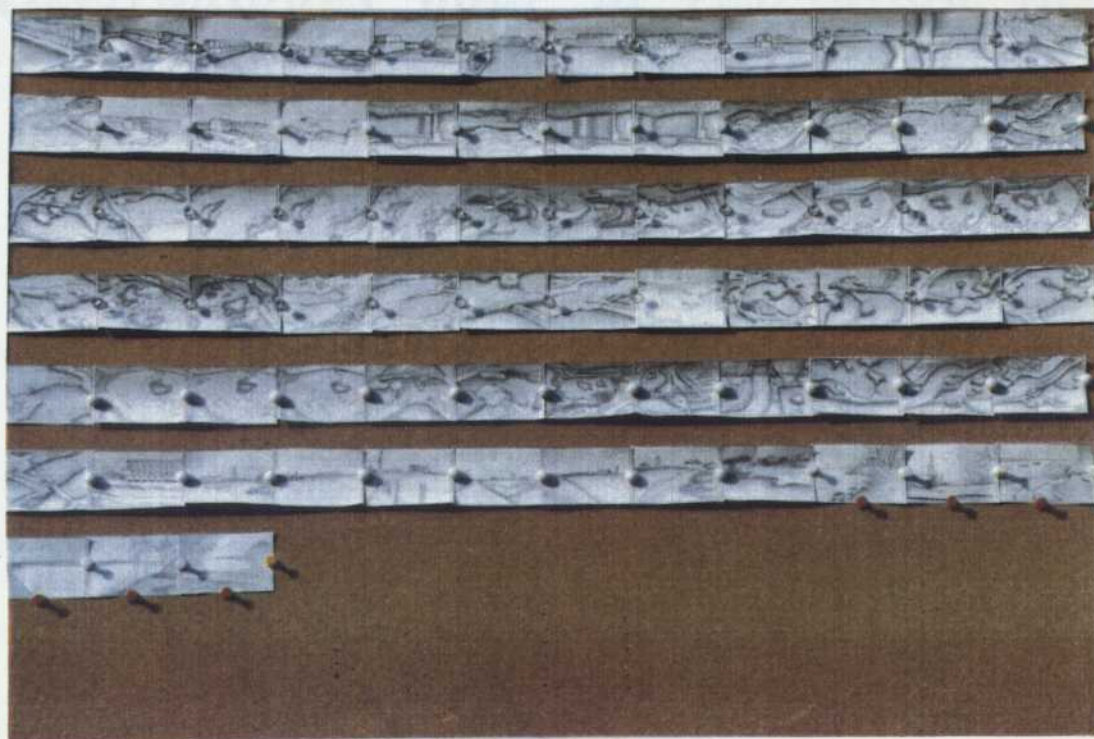


Figure 5 (suite) : Simulation visuelle comme aide à la compréhension d'une problématique

L'UTILISATION DES FEUILLES DE CALCUL ELECTRONIQUES POUR LA RESOLUTION DES PROBLEMES HYDROTECHNIQUES.

PAR STEPHANE ST-PIERRE ING. M.Sc.A.
ET RICHARD BLANCHET ING. M.Sc.A.

RESUME

Un nouveau type d'outils pour la résolution de problèmes mathématiques à l'aide de l'ordinateur a vu le jour depuis quelques années. Ces produits, formant une classe spéciale de logiciels, sont présentés et un exemple d'utilisation sur un cas réel de conception du passage hydraulique d'une prise d'eau est donné.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier M. M.A. Anton et M. C. Viana de RSW pour avoir permis la réalisation de cet article et tenons à remercier la SEDJ pour avoir autorisé la publication des travaux relatifs à lui.

L'utilisation des feuilles de calcul électroniques pour la résolution de problèmes hydrotechnique

par

S. St-Pierre et R. Blanchet

À cet outil se rattache un nouveau type de produits développés sur le marché depuis quelques années seulement, soit la feuille de calcul électronique, qu'il ne faut pas confondre avec le chiffrier électronique. Ce produit a pour but de définir cette nouvelle classe de produits et d'expliquer les différents types actuellement existants. Il décrit l'utilisation d'un de ces produits, soit MATHCAD, dans le calcul et l'optimisation du passage hydraulique de la prise d'eau de la centrale LAL à la Baie James dans le cadre d'un mandat donné à RSW.

Enfin, il explique les lacunes des produits actuels et présente les concepts des produits en développement.

EVOLUTION DES OUTILS DE RESOLUTION DES PROBLEMES MATHÉMATIQUES

Depuis plusieurs décennies, les moyens de résolution des problèmes physiques ont constamment évolués, mais pas dans une direction unique comme on pourrait le croire. Pour simplifier la résolution des systèmes mathématiques représentant un phénomène physique, les scientifiques ont d'abord créé des modèles analytiques basés sur un ou une série de paramètres physiques importants. Avec l'apparition des règles à calcul et ensuite des premières machines de calcul électroniques, les modèles analytiques ont été transformés pour pouvoir être résolus par des méthodes numériques de plus en plus sophistiquées. Les éléments finis sont un exemple de telles méthodes.

L'UTILISATION DES FEUILLES DE CALCUL ELECTRONIQUES POUR LA RESOLUTION DES PROBLEMES HYDROTECHNIQUES.

PAR STEPHANE ST-PIERRE ING, M.Sc.A.

ET RICHARD BLANCHET ING, M.Sc.A.

RESUME

Un nouveau type d'outils pour la résolution de problèmes mathématiques à l'aide de l'ordinateur a vu le jour depuis quelques années. Ces produits, formant une classe spéciale de logiciels, sont présentés et un exemple d'utilisation sur un cas réel de conception du passage hydraulique d'une prise d'eau est donné.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier M. M.A. Anton et M. C. Vissa de RSW pour avoir permis la réalisation de cet article et tenons à remercier la SEBJ pour avoir autorisé la publication des travaux relatifs à LA1.

INTRODUCTION

Lorsqu'il s'agit de résoudre des problèmes d'hydrotechnique courants, l'ingénieur dispose d'une série d'outils dont le micro-ordinateur est l'un des plus performants et des plus pratiques. A cet outil se rattache un nouveau type de produits disponible sur le marché depuis quelques années seulement, soit la feuille de calcul électronique, qu'il ne faut pas confondre avec le chiffrier électronique. Le présent exposé tente de définir cette nouvelle classe de produits et explique les différents types actuellement existants. Il décrit l'utilisation d'un de ces produits, soit MATHCAD, dans le calcul et l'optimisation du passage hydraulique de la prise d'eau de la centrale LA1 à la Baie James dans le cadre d'un mandat donné à RSW.

Enfin, il explique les lacunes des produits actuels et présente les concepts des produits en développement.

EVOLUTION DES OUTILS DE RESOLUTION DES PROBLEMES MATHEMATIQUES

Depuis plusieurs décennies, les moyens de résolution des problèmes physiques ont constamment évolués, mais pas dans une direction unique comme on pourrait le croire. Pour simplifier la résolution des systèmes mathématiques représentant un phénomène physique, les scientifiques ont d'abord créé des modèles analytiques basés sur un ou une série de paramètres physiques importants. Avec l'apparition des règles à calcul et ensuite des premières machines de calcul électroniques, les modèles analytiques ont été transformés pour pouvoir être résolus par des méthodes numériques de plus en plus sophistiquées. Les éléments finis sont un exemple de telles méthodes.

L'utilisation de langages évolués de programmation a permis l'évolution et l'application de ces modèles numériques sur des problèmes de plus en plus complexes. Divers outils de programmation se sont ajoutés, comme des libraires de fonctions graphiques, de manipulation de fichiers ou encore de résolution de systèmes matriciels.

L'étape suivante est l'apparition de nombreux logiciels d'application où la représentation analytique des problèmes physiques est déjà programmée, des outils de manipulation et de visualisation des données sont intégrés pour permettre une meilleure compréhension du comportement du modèle. Plusieurs logiciels comme PC-SLOPE, certains logiciels de calcul structuraux ou encore d'écoulement en conduites sont des exemples.

On voit maintenant apparaître des outils de résolution mathématique où on doit à nouveau conceptualiser le problème, mais où plusieurs outils sont intégrés, comme des logiciels généraux en éléments finis tel COSMOS, ou encore les chiffriers électroniques et enfin les feuilles de calcul électroniques.

Enfin, dans un futur proche, les systèmes experts permettront non seulement la manipulation numérique des données mais encore celle de concepts, de règles et d'expertise. Ils permettront la manipulation symbolique des équations algébriques, ce qui évitera la résolution de modèles numériques coûteux en temps machine.

On peut donc penser que l'abandon de la résolution des modèles algébriques de façon symbolique pour des méthodes numériques n'est pas définitive et que l'on assistera bientôt à un retour à la manipulation symbolique des systèmes d'équations mais à l'aide de l'ordinateur cette fois. De même, la résolution de problèmes physiques est passée par l'élaboration des modèles mathématiques à l'utilisation de logiciels d'application pré-programmés. Avec l'émergence des nouveaux produits, on retourne à l'étape de l'élaboration des modèles mathématiques. On peut aussi penser qu'avec les systèmes experts, les modèles mathématiques pourront être créés à l'aide de l'ordinateur. Pour mieux comprendre ce que sont les nouveaux outils informatiques, commençons d'abord par quelques définitions.

DEFINITIONS

Les appellations utilisées dans cet exposé ne sont pas les appellations officielles. Cependant, comme certains des produits sont très nouveaux et encore peu utilisés, nous avons créé ou utilisé des expressions pouvant les décrire.

- GAUSS
- TKI SOLVER PLUS
- MATHCRAP
- MATLAB
- ASYST

OUTILS DE RESOLUTION MATHEMATIQUES :

Logiciels ou bibliothèques de fonctions permettant la construction de modèles, la manipulation et la résolution de systèmes d'équations, la simulation numérique, etc.

CHIFFRIERS ELECTRONIQUES :

Classe de logiciels permettant la représentation tabulaire de données et la manipulation de celles-ci. (Exemple : LOTUS 123, QUATTRO, etc.)

FEUILLES DE CALCUL ELECTRONIQUES :

Cette appellation a été forgée par nous. Il s'agit d'un nouveau type de produits permettant la manipulation et la résolution de systèmes d'équations ou encore de matrices à l'aide d'un éditeur de type traitement de texte.

On peut séparer les outils de résolution mathématiques en plusieurs classes :

- a) systèmes de contrôle
- b) outils numériques ou analytiques
- c) outils statistiques
- d) outils graphiques
- e) systèmes cognitifs
- f) autres

De même, ces différentes classes de produits sont généralement de deux types :

- a) programmables
- b) non-programmables

Nous nous intéresserons seulement aux outils numériques ou analytiques. Certains de ces outils ont d'ailleurs quelques capacités graphiques ou statistiques et font donc partie de plus d'une classe.

Parmi les outils programmables, on retrouve :

- a) les compilateurs spécialisés comme en APL
- b) les bibliothèques de fonctions mathématiques comme MATHPAK 87, IMSL, le "Numerical toolbox" de Borland, etc.
- c) les feuilles de calcul ou de design comme
 - CURVE
 - GAUSS
 - TK! SOLVER PLUS
 - MATHGRAF
 - MATLAB
 - ASYST

Ces dernières permettent en général de trouver des résultats numériques de systèmes d'équations quadratiques plutôt que de solutionner les systèmes. Ils permettent l'utilisation d'une bonne librairie de fonctions ou la création de fonctions par l'utilisateur, l'import ou l'export de données provenant d'autres logiciels et sont généralement plus rapides pour effectuer les calculs que les outils de type non-programmable.

Les outils de type non programmables comprennent :

- a) les chiffriers électroniques comme lotus 123
- b) les feuilles de calcul comme
 - THE SCIENTIFIC WHEEL et THE PROFESSIONNAL WHEEL
 - TEKCALC
 - MATHCAD
 - EUREKA
 - SOLVE IT
 - IAS
 - FORMULA/ONE
 - ASSYSTANT
 - POINT FIVE
- c) les feuilles de design spécialisées comme
 - MECHANICAL ENGINEERING WORKBENCH

Le problème des chiffriers électroniques est le fait que ces outils sont centrés sur les données. Les feuilles de calcul, quant à elles, permettent la représentation des systèmes d'équations et la manipulation de celles-ci sans les données.

Enfin, WORKBENCH forme un cas spécial. Il permet à la fois d'établir un modèle mathématique pour représenter un problème physique et de le lier à un schéma. Par exemple, la déformation d'une poutre peut être représentée graphiquement pour un cas de chargement donné. Si l'utilisateur modifie le chargement, le schéma graphique est automatiquement modifié d'après le résultat des calculs basés sur les équations définies. Certaines feuilles de calcul électroniques permettent de lier des graphiques aux équations, mais seules des fonctions peuvent être représentées graphiquement.

CHOIX D'UN OUTIL

Le choix d'un outil de résolution mathématique est lié au type de problème et aussi au mode d'acquisition des données. Certains outils sont excellents dans la manipulation matricielle. Pour résoudre des systèmes d'équations, certains produits ont de sérieuses limitations sur le nombre de paramètres.

Pour une personne ayant déjà une bonne expérience de programmation et qui possède déjà une large librairie de fonctions (ex. éléments finis, gestion de fichiers, graphisme),

les feuilles de calcul programmables ne sont probablement pas le choix à faire. En effet, pourquoi réapprendre un autre langage de programmation, non standard, pour faire ce qu'on peut déjà faire avec les librairies courantes existantes sur le marché et avec des langages connus. Seule la facilité de l'interface de certains de ces produits et le niveau d'intégration des librairies pourrait justifier un changement. Mais il faut se rendre compte des limitations de ces langages qui ne sont pas des langages de programmation mais de manipulation mathématique.

Par contre, une personne qui ne possède pas ses propres librairies ou qui programme peu pourrait trouver intéressant d'avoir dans un environnement intégré des librairies de fonctions numériques, graphiques et statistiques.

Le temps de développement disponible est aussi un facteur important. Il est plus facile de développer un modèle avec les outils de type feuilles de calcul non-programmables qu'avec un outil programmable ou un langage de programmation. Le nombre de fois que le modèle est utilisé est une composante du temps de développement généralement disponible. Moins le modèle sera utilisé, moins le temps de développement disponible sera important.

Pour des calculs demandant de nombreux calculs numériques, les outils programmables ou les langages de programmation ont un avantage sur les autres types d'outils au niveau du temps de calcul.

Cependant si le temps de calcul n'est pas un facteur déterminant, les feuilles de calcul non-programmables sont beaucoup plus intéressantes et faciles à utiliser. Il n'y a pas de langage à apprendre; on représente généralement les modèles mathématiques d'une façon plus conviviale et les coûts de développement d'un modèle sont réduits. De plus, des prototypes peuvent être rapidement développés et ensuite sophistiqués. Le champion à ce niveau est sans contredit MATHCAD. Bien que son éditeur demande une certaine familiarisation, il permet la représentation des problèmes comme si l'on écrivait sur papier. Les intégrales ressemblent à des intégrales, les systèmes d'équations algébriques sont écrits sans avoir à spécifier toute la manipulation des matrices nécessaires à leur résolution (voir figure 1 à 4). MATHCAD déchiffre ce qui est écrit sur sa feuille de calcul en mémoire et transforme le tout selon le système de résolution numérique requis et évalue les expressions lorsque demandé.

MATHCAD a été utilisé pour résoudre de nombreux problèmes chez RSW, autant en structure qu'en hydrotechnique, pour des coordonnées géométriques, etc.

EXEMPLE DE CALCUL DU PASSAGE HYDRAULIQUE

Critères généraux nécessaires à la conception du passage hydraulique

Dans la conception d'une centrale hydro-électrique, le passage hydraulique définit la section qui permet l'acheminement de l'eau entre le canal d'amenée et la conduite forcée. Il suit un axe d'écoulement qui prend naissance perpendiculairement à la face amont et rejoint l'axe de la conduite forcée dont l'inclinaison et le diamètre ont été choisis précédemment lors d'une optimisation (voir figure 5).

De plus, le passage hydraulique se subdivise en trois sections, soit:

- l'entonnement;
- la transition;
- et le coude supérieur de la conduite forcée;

qui sont chacune définies dans les paragraphes suivants.

En premier lieu, l'entonnement doit permettre une modification graduelle de l'écoulement de façon à suivre les lignes naturelles du courant. La section d'écoulement est rectangulaire sur la verticale et la section à l'entrée varie de façon elliptique sur une longueur qui doit être ni trop courte et ni trop courbée de manière à éviter les risques de cavitation (voir critère de Rouse). L'accélération doit être toujours positive et la vitesse de l'écoulement à la fin de l'entonnement doit être légèrement inférieure à celle dans la conduite forcée.

En second, la transition permet de passer d'une section d'écoulement rectangulaire à une section circulaire ayant le même diamètre que celui de la conduite forcée. La longueur minimale doit être supérieure ou égale à 1.3 fois le diamètre de la conduite forcée. L'accélération de l'écoulement doit encore une fois être positive et la divergence des parois doit être inférieure à 10 degrés afin d'éviter les risques de décollement.

La dernière section est le coude supérieur de la conduite forcée qui permet de diriger l'écoulement suivant l'angle d'inclinaison de la conduite forcée.

Calcul du passage hydraulique

L'entrée possède des sections qui suivent un profil elliptique dont l'axe $x-x'$ est parallèle à l'axe d'écoulement et l'axe $y-y'$ est perpendiculaire à l'axe $x-x'$ en tout point. Le calcul du plafond, du radier et des parois à l'entrée exige des manipulations algébriques peu complexes mais répétitives et demandant beaucoup de temps. Le choix des paramètres définissant l'ellipse du radier, ainsi que sa position par rapport à l'axe d'écoulement doit respecter les critères de Rouse ou du

U.S.B.R. afin d'éviter les risques de cavitation. De plus, la position du seuil obtenue par rapport au niveau d'eau existant à l'amont doit respecter un critère de submergence, par exemple le critère de Gordon, ce qui permet de prévenir la création de vortex dans l'écoulement.

Par la suite, la courbure du plafond et du radier est évaluée à l'aide d'une courbe du 3ème degré dont les conditions aux limites sont les coordonnées et la pente des points de rattachement situés à la fin de l'ellipse et au début du coude supérieur de la conduite forcée. Pour ce qui est de la largeur, elle demeure constante sur la dernière section de l'entonnement. Une fois dans la transition, la largeur varie de façon linéaire sur toute la longueur de la transition pour atteindre une valeur correspondante au rayon de la conduite forcée (figure 6).

A ce point, il ne faut pas oublier que le but de la transition est de passer d'une section d'écoulement rectangulaire à une section circulaire (figure 7). Pour ce faire, un arrondissement progressif des coins sur la longueur de la transition permet d'arriver à une section circulaire. Le changement du rayon de courbure des coins doit être doux de manière à éviter des cassures; il a donc été choisi d'utiliser une loi exponentielle pour le rayon, soit:

$$R = \frac{R_{\text{final}}}{L^n} X^n$$

où n est trouvée par optimisation de façon à permettre une accélération toujours positive de la vitesse dans la transition.

Une fois ces paramètres choisis, il est possible de calculer l'aire de la section d'écoulement et la vitesse sur un nombre déterminé de sections le long de l'entonnement et de la transition. Le profil de vitesse obtenu permet de vérifier si le passage hydraulique vérifie les critères de conception et il est alors possible d'apporter des changements à la géométrie de façon à obtenir le profil souhaité.

Choix d'une méthode de travail

Les calculs à faire avant d'arriver au profil de vitesse demeurent laborieux et rendent l'optimisation du passage hydraulique fastidieuse.

Le bon choix d'une méthode de travail afin de faciliter la tâche, sans pour autant avoir à dépenser des coûts exorbitants dans le développement d'un logiciel, demeure un point essentiel pour conserver des coûts compétitifs dans le domaine du génie conseil.

Suivant cette règle d'or, l'utilisation du logiciel MATHCAD a permis de rencontrer les critères qui ont été fixés au départ. Ce choix fut basé sur:

- le coût et le temps réduit d'apprentissage requis;
- la capacité de résoudre des systèmes d'équations à plusieurs variables;
- la représentation visuelle des équations;
- les possibilités graphiques permettant la visualisation des résultats obtenus lors des calculs.

Utilisation de MATHCAD

Le logiciel MATHCAD fonctionne sous la forme d'un éditeur qui a la possibilité de comprendre et de manipuler les équations qui lui sont transmises. De plus, comme avec un chiffrier électronique, un changement à une donnée ou une équation entraîne la modification de tout ce qui en dépend, i.e. graphisme, autres équations, etc.

Il comprend aussi des algorithmes mathématiques permettant l'inversion des matrices, la résolution des intégrales ou d'un système d'équations.

MathCAD comprend également les fonctions mathématiques de base et permet la lecture et l'écriture d'une valeur, d'un vecteur ou d'une matrice sur un fichier, ce qui facilite le transfert de données entre différents fichiers.

Une section de l'un des fichiers de calcul du passage hydraulique est présentée, où il est possible de comprendre la façon et la facilité avec laquelle MathCAD peut être utilisé. On peut entre autres y combiner texte et équations comme si on écrivait sur un tableau.

Par exemple, pour le calcul des sections d'écoulement, comme celles-ci sont perpendiculaires à l'axe d'écoulement mais que les coordonnées des points du plafond ou du radier sont établies dans un système d'axe quadratique, il faut trouver le point de rencontre sur le plafond et sur le radier d'une section radiale par rapport à l'axe d'écoulement (figure 3).

Le plafond et le radier ont été évalués par des fonctions d'interpolation de type "spline", et les points de rencontre avec la section radiale ont été trouvés en minimisant la distance entre la courbe du plafond et du radier avec l'équation de la section radiale en fonction de l'angle (figure 4).

Le profil de vitesse a été tracé graphiquement et permet de visualiser immédiatement l'effet d'une modification de la géométrie.

CONCLUSION

L'expérience obtenue avec l'utilisation du logiciel MathCAD a permis d'apprécier et de découvrir ses avantages de même que de reconnaître quelques points qui comportent des désavantages, soit:

Avantages:

- support technique montrant un grand professionnalisme;
- coût d'achat faible;
- facilité à utiliser les fonctions incorporées dans le logiciel;
- le graphisme permettant une visualisation fiable et rapide des résultats;
- représentation des équations et des notes dans un système familier d'écriture.

Désavantages:

- les fonctions «READ» et «WRITE» ne permettent pas l'écriture de plusieurs variables sur le même fichier;
- l'éditeur présente une certaine lenteur même sur un processeur 80286.

Nous avons aussi connu certains problèmes d'espace mémoire, au fur et à mesure de la sophistication de notre modèle. Ce problème a été réglé en séparant la partie géométrie de base dans un fichier et la partie calcul dans un autre fichier.

CONCLUSION

L'utilisation de MATHCAD s'est montrée extrêmement efficace pour la résolution de problèmes courants. Une grande amélioration serait de pouvoir créer un schéma graphique à l'aide d'un éditeur et d'en lier certaines dimensions à des variables ou à des équations décrites par l'utilisateur, à la manière de WORKBENCH. Une autre amélioration serait de pouvoir créer des bibliothèques de fonctions pouvant être sauveées sur fichier et ensuite être utilisées par MATHCAD comme ses propres fonctions.

L'évolution vers l'utilisation d'outils informatiques permettant une représentation plus naturelle des problèmes physiques demande un certain recul par rapport aux modèles pré-programmés. On peut cependant penser que dans un proche avenir ces produits permettront la création de modèles aussi puissants et complexes que les logiciels d'application actuels, et que ces modèles deviendront disponibles sur le marché au même titre qu'un KENPIPE, un PC-SLOPE, etc.

La prochaine étape dans les outils de résolution mathématique semble être la manipulation symbolique des équations. Déjà deux produits sont annoncés, soit MATHEMATICA de WOLFRAM RESEARCH, et MACSYMA développé par le M.I.T..

Les systèmes experts pourront un jour aider à développer les modèles mathématiques eux-mêmes à partir de critères de base et des propositions de l'utilisateur sur la méthode de résolution d'un problème. Ces systèmes permettront alors réellement aux ingénieurs et scientifiques de se pencher sur les problèmes techniques plutôt que sur les techniques de résolution.

REFERENCE

1. GORDON, J.L. "Vortices at intakes", Water Power, pp. 137-138, Avril 1970.
2. ROUSE, H. "Engineering Hydraulics", 1949.
3. Mémoire technique, RSW, 6 février 1989, "Prise d'eau et conduites forcées, Enoncé d'envergure, Préliminaire", Dossier 1LA-835-2-01.
4. "Design of gravity dams", USBR, 1976
5. "PC Magazine", Volume 8, Numéro 5, 14 mars 1989

CALCUL DE LA DALLE DIRIGTIONNELLE DE L'AIRE DE DECHARGEMENT

$$w1(\alpha, \beta, \tau) = \int_0^{\tau} \int_{\alpha}^{\beta} \left[1 - \frac{1-\phi}{\rho} \right] (1 - (1-\tau)^{\phi}) \cdot \frac{\epsilon}{\alpha} \cdot \tau \cdot d\alpha \cdot d\tau$$

$$w2(\alpha, \beta, \tau) = \int_0^1 \int_{\alpha}^{\beta} \left[\frac{\rho}{1-\tau} (1-\epsilon) \right] \left[1 - \frac{1-\phi}{\rho} \right] (1 - (1-\tau)^{\phi}) \cdot \frac{\alpha}{1-\tau} \cdot (1-\epsilon) \cdot d\alpha \cdot d\tau$$

FIGURE 1

CALCUL DE LA DALLE BIRECTIONNELLE DE L'AIRE DE DECHARGEMENT

$$w1(\alpha, \beta, \tau) := \int_0^\tau \int_{\alpha \cdot \frac{\epsilon}{\tau}}^{\left[\rho - \beta \cdot \frac{\epsilon}{\tau} \right]} \left[1 - \frac{1 - \Phi}{\rho} \cdot n \right] \cdot (1 - (1 - \Gamma) \cdot \epsilon) \cdot \frac{\epsilon}{\tau} d^n d\epsilon$$

ENTONNEMENT.

Les sections sont données verticalement, donc pour une section et un angle donné, il y a une section radiale qui coupe le radier à xradier et coupe le plafond à aplafond. La distance horizontale au niveau de l'axe d'écoulement est spécifiée pour diverses sections d'intérêt.

$$w2(\alpha, \beta, \tau) := \int_\tau^1 \int_{\frac{\alpha}{1 - \tau} \cdot (1 - \epsilon)}^{\left[\rho - \frac{\beta}{1 - \tau} \cdot (1 - \epsilon) \right]} \left[1 - \frac{1 - \Phi}{\rho} \cdot n \right] \cdot (1 - (1 - \Gamma) \cdot \epsilon) \cdot \frac{1 - \epsilon}{1 - \tau} d^n d\epsilon$$

FIGURE 1

ENTONNEMENT.

Les sections sont données verticalement, donc pour une section et un angle donné, il y a une section radiale qui coupe le radier à xradier et coupe le plafond à xplafond. La distance horizontale au niveau de l'axe d'écoulement est spécifiée pour diverses sections d'intérêt.

```
vsplafond := lspline(posit_plaf,plafond)
vsradier := lspline(posit_rad,radier)
y3(x) := interp(vsradier,posit_rad,radier,x)
```

Soit $x := 0.5$ valeur de départ pour les itérations

On trouve le point de rencontre avec le plafond et le rayon

```
Given
  y1(x,1) + y2(x) = 0
  fplafond(1) := f1ad(x)
  xplafond := fplafond[«MaxEnton»]
  yplafond := y2[xplafond]
```

FIGURE 2

Surface d' Pour chaque section, il faut trouver le point de rencontre d'une section radiale avec la spline représentant le radier et avec celle représentant le plafond.

Equation du rayon

$$y1(x,l) := \tan \left[\frac{\pi}{2} - \arcsin \left[\frac{1}{REnton} \right] \right] \cdot x + yBaseEnton$$

Equation du plafond

$$y2(x) := \text{interp}(vsplafond, posit_plaf, plafond, x)$$

Equation du radier

$$y3(x) := \text{interp}(vsradier, posit_rad, radier, x)$$

Soit $x := 0.5$ valeur de départ pour les itérations

On trouve le point de rencontre avec le plafond et le rayon

Given

$$y1(x,l) - y2(x) = 0$$

$$fplafond(l) := \text{Find}(x)$$

$$xplafond_{11} := fplafond[xHorEnton_{11}]$$

$$yplafond_{11} := y2[xplafond_{11}]$$

Surface d'écoulement

La largeur peut être évaluée par une spline jusqu'à la partie à largeur constante. Ensuite, il faut tenir compte de la partie à section constante jusqu'au début de la transition.

$flargeur(x) := \text{interp}(vslargeur, x_lar, larg_sp, x)$

$fl(x) := \text{if}(x < xLargeurConst, flargeur(x), largeur_const)$

$a_i := fl[xaxe_i]$

$Aire_i := [fl[xplafond_i] + fl[xradier_i]] \cdot [bb_i + cc_i]$

FIGURE 4

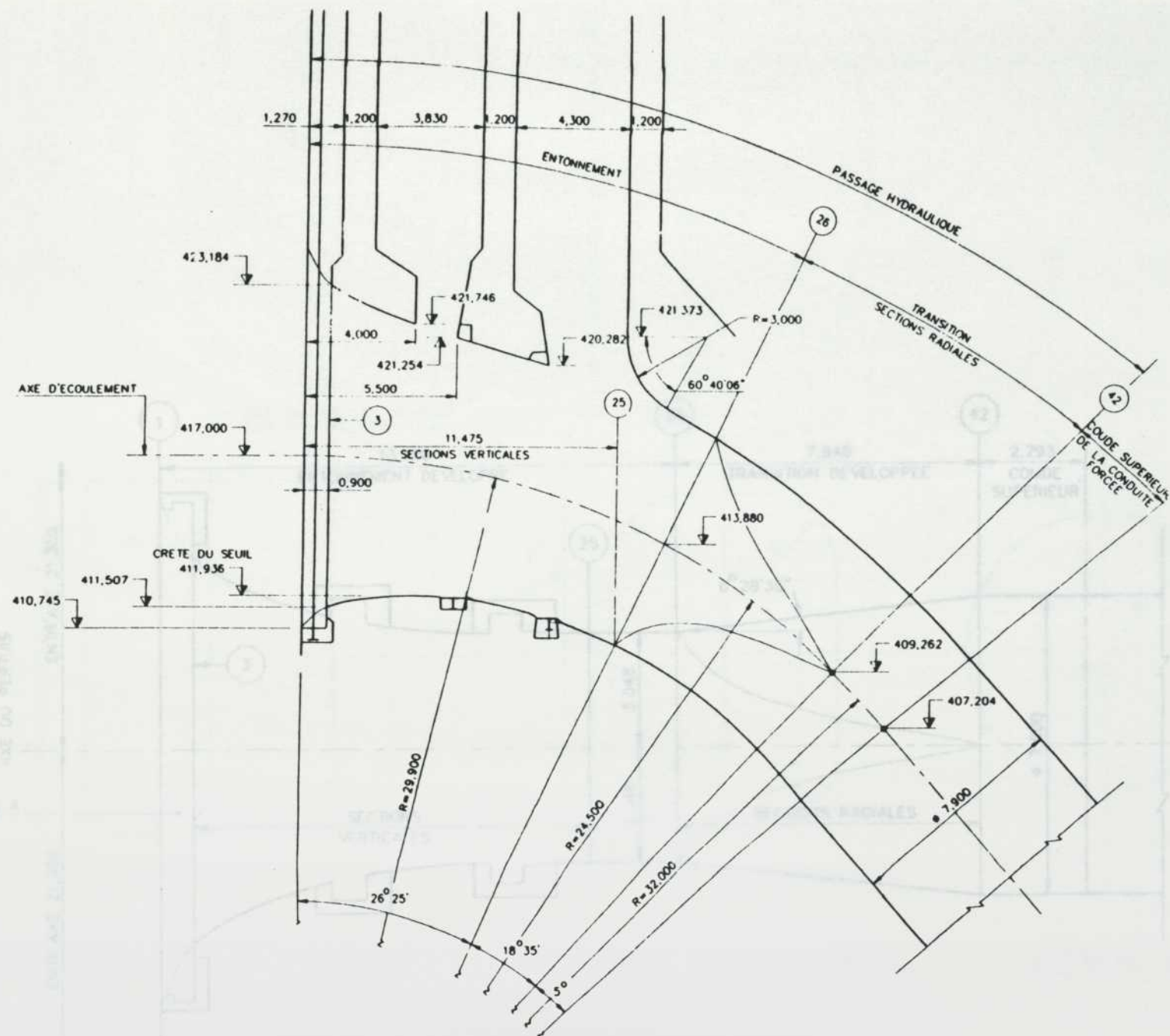


FIGURE 5

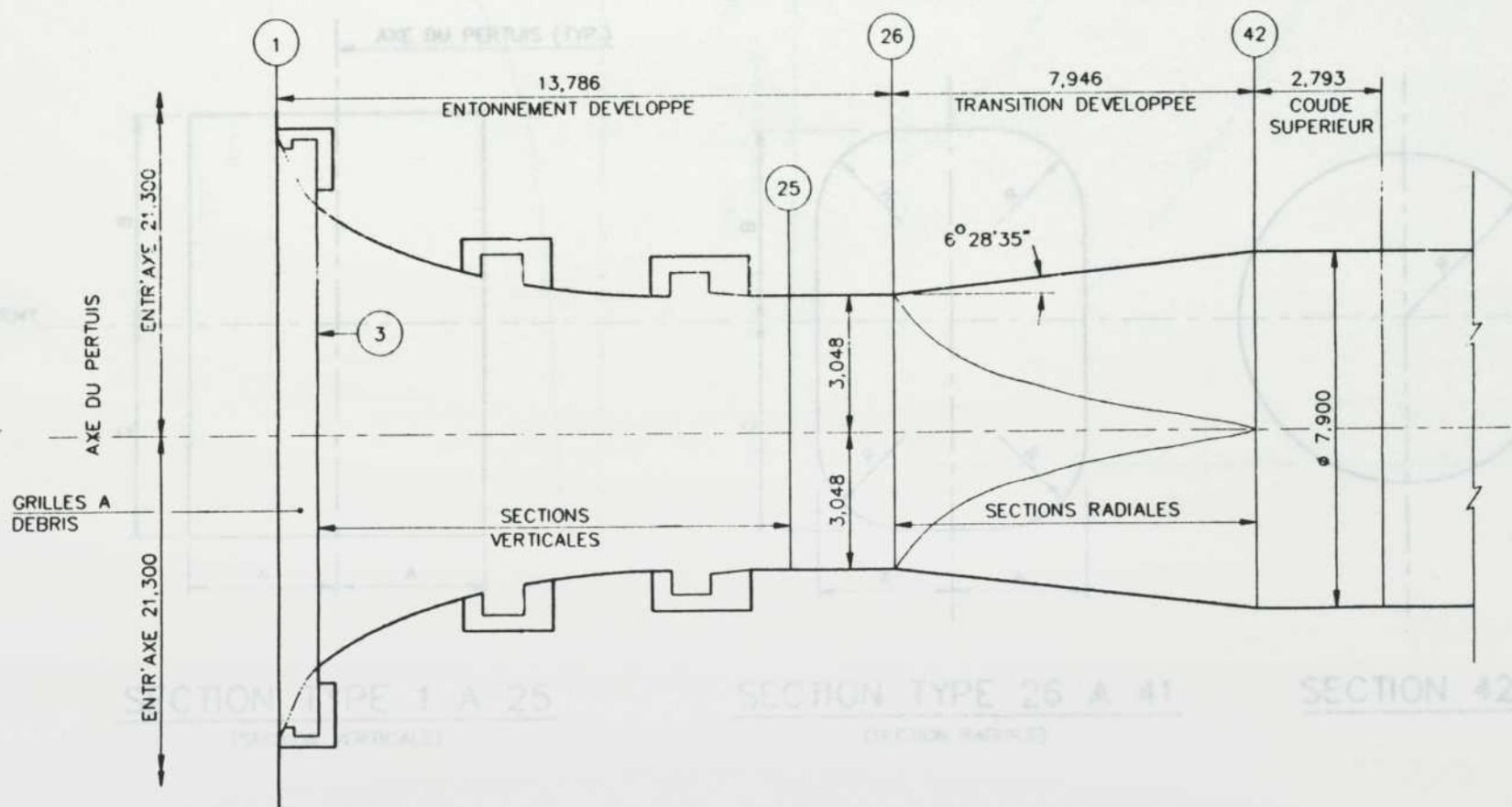
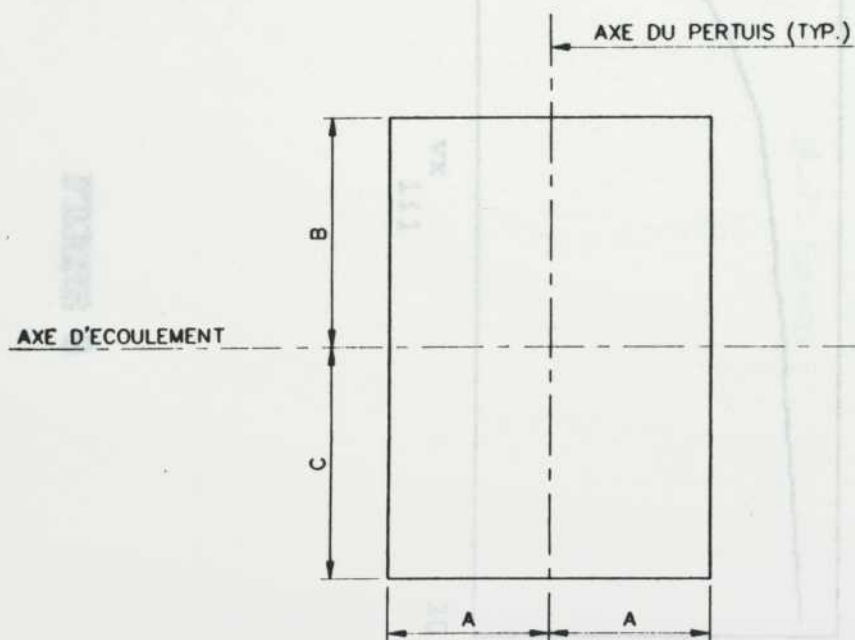
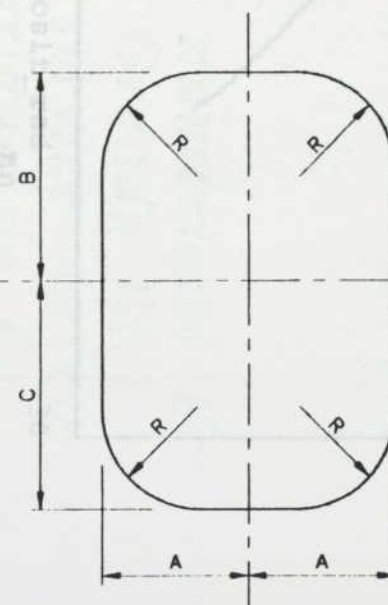


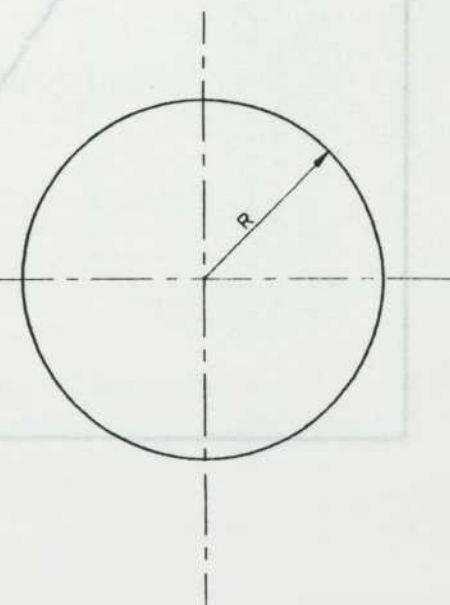
FIGURE 6



SECTION TYPE 1 A 25
(SECTION VERTICALE)



SECTION TYPE 26 A 41
(SECTION RADIALE)



SECTION 42

FIGURE 7

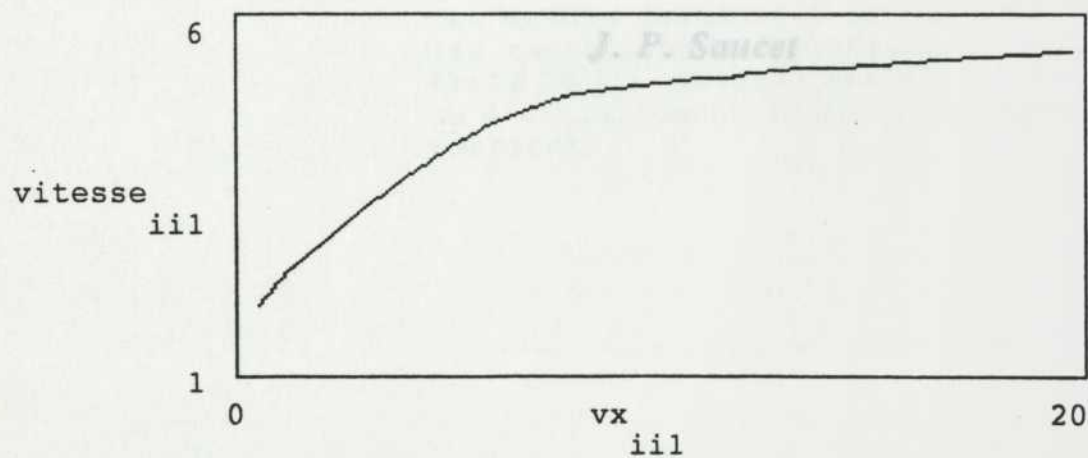
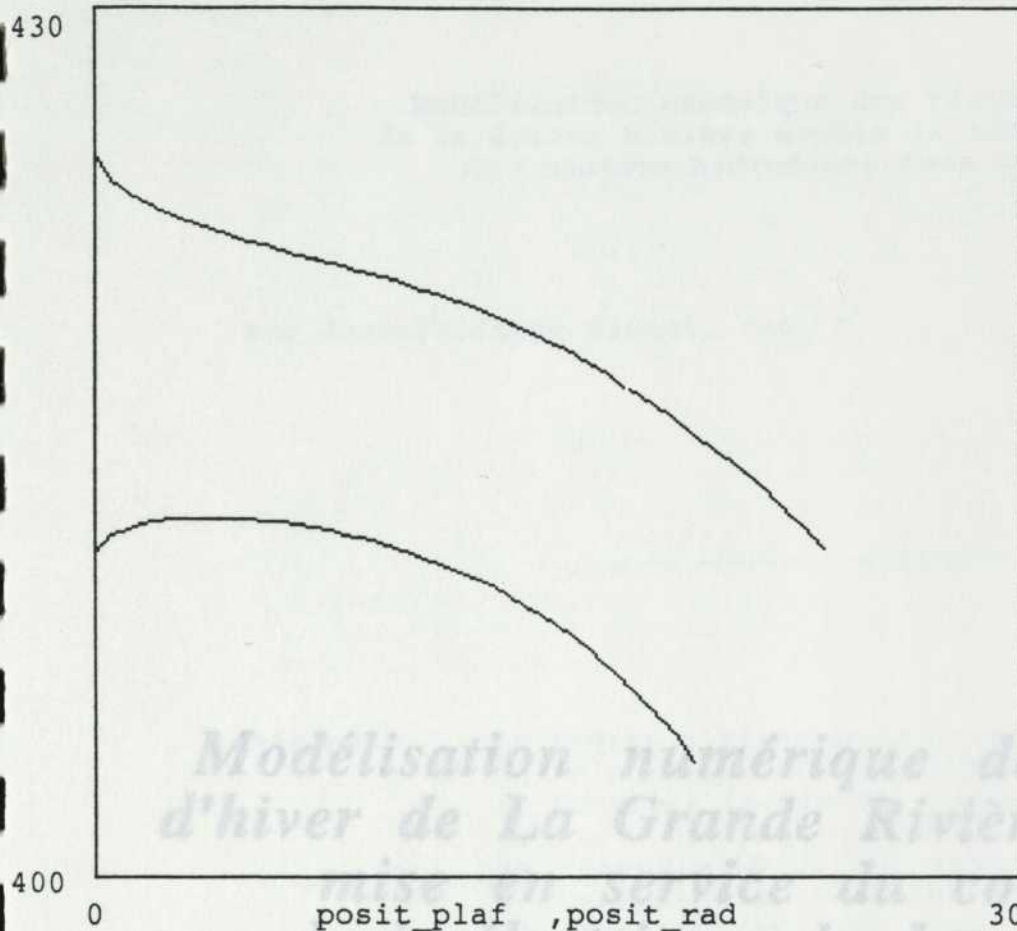


FIGURE 8

Modélisation numérique des régimes d'hiver
de la Grande Rivière depuis la mise en service
du Complexe hydroélectrique La Grande

par Jean-Philippe Saucet, ing. *

***Modélisation numérique des régimes
d'hiver de La Grande Rivière depuis la
mise en service du complexe
hydroélectrique de La Grande***

par

J. P. Saucet

Ces études permettent en particulier de prévoir les conditions d'écoulement à la future centrale IG 1 : niveaux maximaux, risques de fracture ou d'entraînement de blocs de glace à travers les turbines.

* Ingénieur senior, Laboratoire d'Hydraulique LaSalle Ltée
0250, rue Saint-Patrick, LaSalle (Québec) H0K 1R8

Modélisation numérique des régimes d'hiver de la Grande Rivière depuis la mise en service du Complexe hydroélectrique La Grande

par Jean-Philippe Saucet, ing. *

Ces débits croissants ont permis d'étudier au fil des années les conditions hivernales sur un bief long de quelque 113 km et de largeur et profondeur relativement constantes. Ce bief, situé à l'aval du réservoir de LG 2, présente de plus une température de l'eau relativement "chaude" en hiver, ce qui facilite l'étude des bilans thermiques par simple mesure des profils en long des températures de l'eau.

Résumé : Le régime d'hiver de La Grande Rivière fait l'objet d'un suivi détaillé depuis la mise en service du Complexe La Grande. On s'intéresse en particulier à la température de l'eau à la sortie de la centrale LG 2, aux échanges thermiques avec l'atmosphère en aval de la centrale ainsi qu'à la formation et à la stabilité des couverts de glace jusqu'à la baie James.

2. LA TEMPÉRATURE DE L'EAU DE LG 2

Ces études permettent en particulier de prévoir les conditions qui prévaudront à la future centrale LG 1 : niveaux maximums, risques de frasil ou d'entraînement de blocs de glace à travers les turbines.

L'état de stratification du réservoir est connu par le relevé de profils verticaux des températures au km 12, un peu en amont du barrage principal. Les températures et les densités vont être représentées par des courbes et on peut schématiser ces variations sur les premières dizaines de mètres par des profils linéaires, compris entre les années entre des profils "enveloppes" dont les équations sont données ci-dessous :

profil "chaud" $\theta = 0.25 + 0.0380 y$

* Ingénieur senior, Laboratoire d'Hydraulique LaSalle Ltée - 0250, rue Saint-Patrick, LaSalle (Québec) H8R 1R8.

1. INTRODUCTION

Le tronçon de la rivière La Grande situé à l'aval de la centrale LG 2 a connu des débits allant en croissant depuis la mise en service du Complexe La Grande. On est ainsi passé de quelque 500 m³/s en conditions naturelles à 4 330 m³/s, débit d'équipement de LG 2, et on atteindra sous peu 5 950 m³/s lorsque la centrale LG 2A sera en service.

Ces débits croissants ont permis d'étudier au fil des années les conditions hivernales sur un bief long de quelque 115 km et de largeur et profondeur relativement constantes. Ce bief, situé à l'aval du réservoir de LG 2, présente de plus la particularité d'être alimenté par de l'eau relativement "chaude" en hiver, ce qui facilite l'étude des bilans thermiques par simple mesure des profils en long des températures de l'eau.

Ces conditions permettent de poursuivre des recherches fondamentales sur la stabilité dynamique et thermique des couverts de glace sur les rivières nordiques. La modélisation numérique des phénomènes observés permet d'étudier les conditions hivernales qui prévaudront à la future centrale LG 1 et les répercussions de la construction de cette centrale sur l'ensemble du bief.

2. LA TEMPERATURE DE L'EAU DE LG 2

Le régime d'hiver de la Grande Rivière à l'aval de LG 2 dépend de la température de l'eau turbinée à la centrale, et celle-ci dépend à son tour des températures dans le réservoir et des conditions de soutirage.

L'état de stratification du réservoir est connu par le relevé de profils verticaux des températures au km 120, un peu en amont du barrage principal. Les températures et les densités vont en croissant avec la profondeur et on peut schématiser ces variations sur les premières dizaines de mètres par des profils linéaires, compris selon les années entre des profils "enveloppes" dont les équations sont données ci-dessous :

profil "chaud"	$\theta = 0,25 + 0,0300 y$
profil "moyen"	$\theta = 0,10 + 0,0275 y$
profil "froid"	$\theta = -0,05 + 0,0250 y$

où "y" est la profondeur en mètres et "θ" la température de l'eau (°C). Les conditions météorologiques au moment du refroidissement d'automne et peu avant la prise des glaces (début décembre) semblent déterminantes dans la mise en place du profil des températures pour une année donnée, mais on ne sait pas encore comment ces facteurs interviennent. L'enregistrement "en continu" des profils verticaux des températures au km 120, réalisé à l'automne et pendant l'hiver 1988-89, devrait permettre de préciser ces mécanismes.

A. Stigebrandt (1978) a présenté un modèle de calcul des températures de l'eau soutirée d'un réservoir stratifié qui donne de très bons résultats lorsqu'on l'applique au cas de LG 2. Il faut, pour mettre en oeuvre le modèle, connaître l'hydrodynamique de l'écoulement depuis les parties profondes du réservoir jusqu'aux prises d'eau, et on a utilisé à cette fin les mesures effectuées sur modèle réduit hydraulique en 1974 (Boivin, 1974).

On est alors en mesure de calculer la température de l'eau restituée à l'aval de LG 2 pour une vaste gamme de conditions d'opérations. Il apparaît que la température de l'eau, toujours inférieure à 1°C, est surtout influencée par le niveau du réservoir lorsque le débit turbiné est faible (inférieur à quelque 1 500 m³/s), alors que le niveau ne joue pratiquement plus aucun rôle à fort débit : les températures croissent alors quasi linéairement avec le débit. La principale conséquence de ces effets est que la mise en service de la centrale de suréquipement LG 2A augmentera d'environ 0,1°C la température de l'eau, réchauffement dont les conséquences bénéfiques seront appréciables tout le long du bief aval.

3. LE PROFIL THERMIQUE A L'AVAL DE LG 2

Le bief compris entre LG 2 et le site de la future centrale LG 1 (km 37) se caractérise par trois zones distinctes. On trouve en effet successivement une zone rapide où les vitesses élevées ne permettent pas la formation de glace et où le refroidissement au contact de l'air a pour seul effet d'abaisser la température de l'eau; une zone à vitesse intermédiaire où se forment de grandes plaques de glaces qui dérivent et épaississent sur de l'eau encore chaude (Hausser, Drouin, Parkinson, 1986); et enfin une zone lente où les plaques formées plus en amont s'immobilisent et s'accumulent tout en subissant de l'érosion thermique du fait de l'écoulement sous-jacent.

L'analyse des mesures de température le long de ce bief permet d'évaluer le taux global de déperdition de chaleur, H , exprimé en watts/m^2 , entre le km 112 et le km 37. Il dépend avant tout de la température de l'air et on peut ajuster la loi ci-dessous aux données d'observations :

$$H = 86,8 + 5,8 (\theta_{\text{air}}), \quad \text{W/m}^2$$

Une analyse plus fine des données est actuellement en cours. Elle vise à évaluer les taux de refroidissement dans chacun des trois tronçons distincts mentionnés ci-dessus et montre par ailleurs l'influence des autres variables telles que vitesse du vent et ensoleillement.

La relation ci-dessus, appliquée d'amont en aval à partir de la température de l'eau restituée à LG 2, permet de calculer le profil en long des températures de l'eau jusqu'à la baie James.

On détermine par ailleurs si les conditions hydrauliques et thermiques permettent au couvert de glace de subsister en utilisant une relation inspirée de Devik (1964) qui mentionne que les couverts peuvent exister sur de l'eau chaude tant que la vitesse est assez faible :

$$V \leq 0,058 \left(\frac{\theta_{\text{air}}^{0.36}}{\theta_{\text{eau}}} \right)$$

La figure 1 présente à titre d'exemple les résultats de la simulation d'un hiver typique après mise en service de LG 2A et de LG 1, indiquant la position des couverts et les températures de l'eau.

Il apparaît que les débits élevés et les températures de l'eau relativement "chaude" contribuent à repousser les couverts assez en aval dans l'estuaire, le bord amont ne franchissant que tardivement le village de Chisasibi (km 12-14) contrairement à ce qui se passe aujourd'hui.

Les vitesses faibles dans la retenue de LG 1 favorisent quant à elles la progression des couverts qui limitent à leur tour le refroidissement de l'eau : les températures à LG 1 sont toujours nettement positives dans ces conditions, ce qui exclut à toute fin utile le risque de formation de frasil.

Le bief amont de LG 1 agira ainsi comme un véritable régulateur de température, maintenant les températures à la future centrale aux alentours de 0,3°C pour une vaste gamme de conditions. Ces effets apparaissent clairement sur la figure 2 qui montre les températures de l'eau au site de LG 1 avant et après réalisation de la future centrale.

4. STABILITE MECANIQUE DES COUVERTS ET COURBES DE REMOUS EN PRESENCE DES GLACES

A l'aval de LG 1, les vitesses élevées rendent impossible la progression des couverts par simple juxtaposition des glaçons formés plus en amont et on assiste à un écrasement et épaississement jusqu'à l'équilibre dynamique du couvert.

Le bilan des forces agissant sur le couvert en équilibre fait intervenir quatre forces. Le cisaillement hydraulique sous la face inférieure du couvert et la composante de son poids selon la pente sont deux forces qui poussent le couvert vers l'aval et doivent être équilibrées par la réaction de la portion du couvert située plus en aval et par des forces de liaison aux berges :

cisaillement + composante = réaction aval + liaison aux
du poids berges

(1) + (2) = (3) + (4)

Dans les couverts "épais", les forces prépondérantes sont la composante du poids selon la pente et la réaction aval, alors que les couverts "minces" sont avant tout soumis au cisaillement hydraulique qui est compensé par la liaison aux berges.

Chacune de ces forces est explicitée en fonction de la géométrie de la section et des coefficients de rugosité du lit et de la glace. Le modèle numérique permet dans ces conditions de calculer pour chaque section-en-travers le niveau et l'épaisseur de glace. La figure 3 présente ainsi à titre d'exemple les courbes de remous en présence de glace pour des débits croissants.

Les niveaux auxquels ces calculs conduisent représentent des valeurs maximums qui ne sont atteintes que lorsque les conditions thermiques permettent aux couverts de progresser jusqu'au site de LG 1, et l'on vérifie que de telles conditions sont effectivement possibles en pratique. On détermine ainsi les niveaux maximums possibles au pied de la future centrale LG 1. Les niveaux moyens sont plus faibles parce que les conditions thermiques moyennes limitent la progression du couvert. Ces niveaux moyens sont calculés en utilisant les résultats de l'analyse des températures de l'eau présentée plus haut (chapitre 3).

5. CONCLUSIONS

La modélisation numérique des régimes thermiques et de la progression des couverts de glace à l'aval de LG 2 permet de rendre compte des phénomènes observés depuis la mise en service du Complexe La Grande.

Le site étudié présente des caractéristiques particulièrement favorables à l'analyse : bief présentant une grande variété de régimes d'écoulement, eau relativement "chaude" ramenant l'évaluation des termes du bilan thermique à de simples mesures de températures, débits allant en croissant au fil des ans.

Ces conditions permettent de formuler et de valider l'analyse des mécanismes en jeu, faisant du site un véritable "laboratoire" naturel. On est alors en mesure de prévoir, par simulation numérique, les conditions qui prévaudront dans les années à venir, après mise en service des centrales LG 2A puis LG 1.

LISTE DES REFERENCES

Boivin R. - Canal d'amenée et prises d'eau de l'aménagement LG 2. Etude sur modèle au 1/100. LHL-634 - Décembre 1974.

Devik O. - La connaissance actuelle des problèmes de glace et leur influence sur l'exploitation de l'énergie hydroélectrique dans le monde - Journal AIRH , Volume 2 - 1964.

Hausser R., Drouin M., Parkinson F.E. - Thin Ice Sheet Formation on Warm Water - AIRH Ice Symposium, Iowa City, Iowa - 1986.

Stigebrandt A. - Dynamics of an Ice Covered Lake with Through-Flow - Nordic Hydrology - 1978.

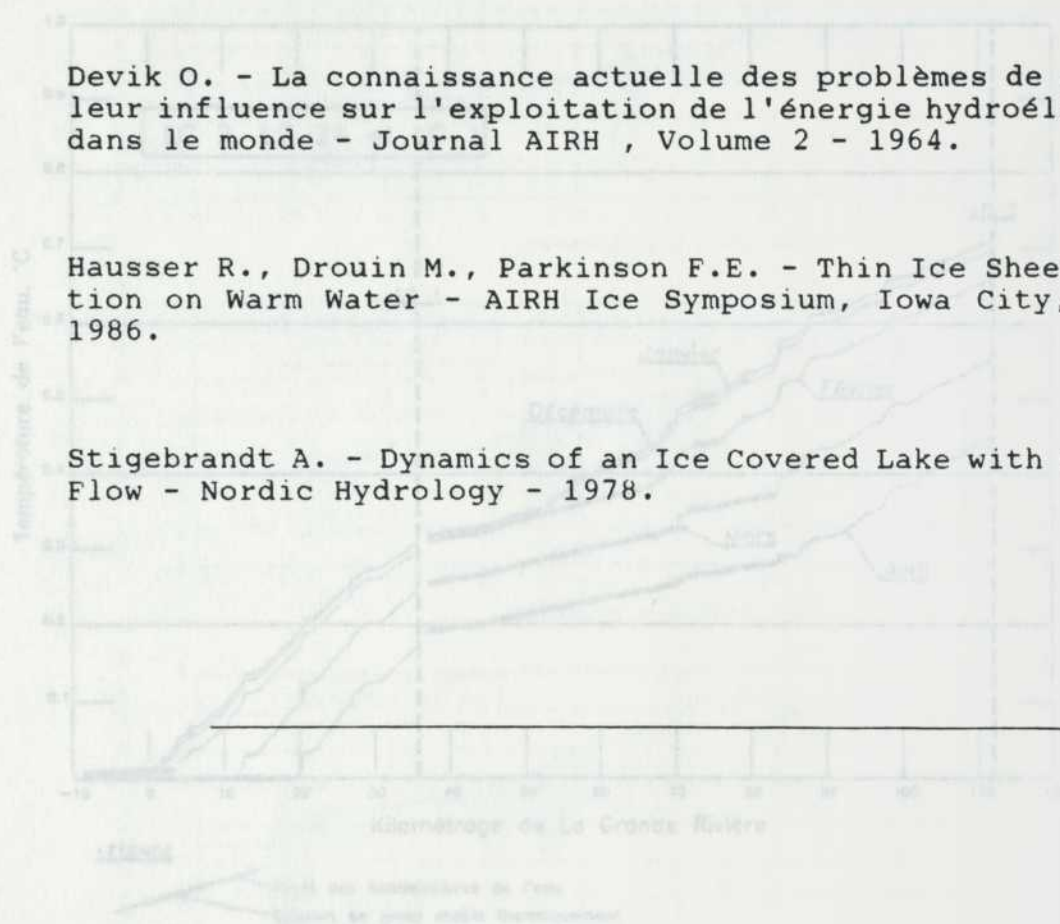


Fig. 1 - Profils des températures de l'eau et position des prises d'eau pendant un hiver moyen

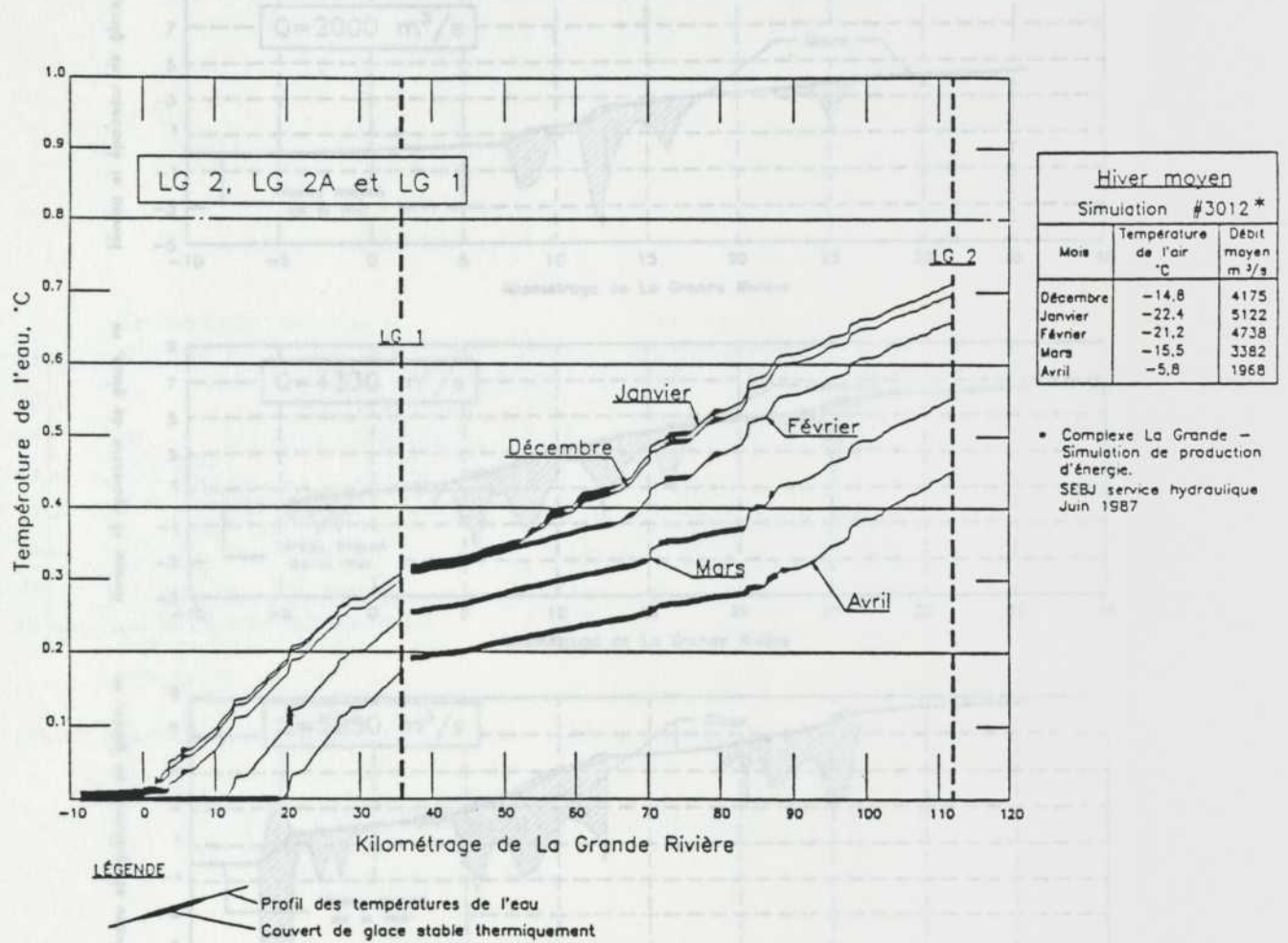


Fig. 1 - Profils des températures de l'eau et position des couverts pendant un hiver moyen

Fig. 3 - Courbes des remous et épaisseurs de glace lors d'un hiver moyen

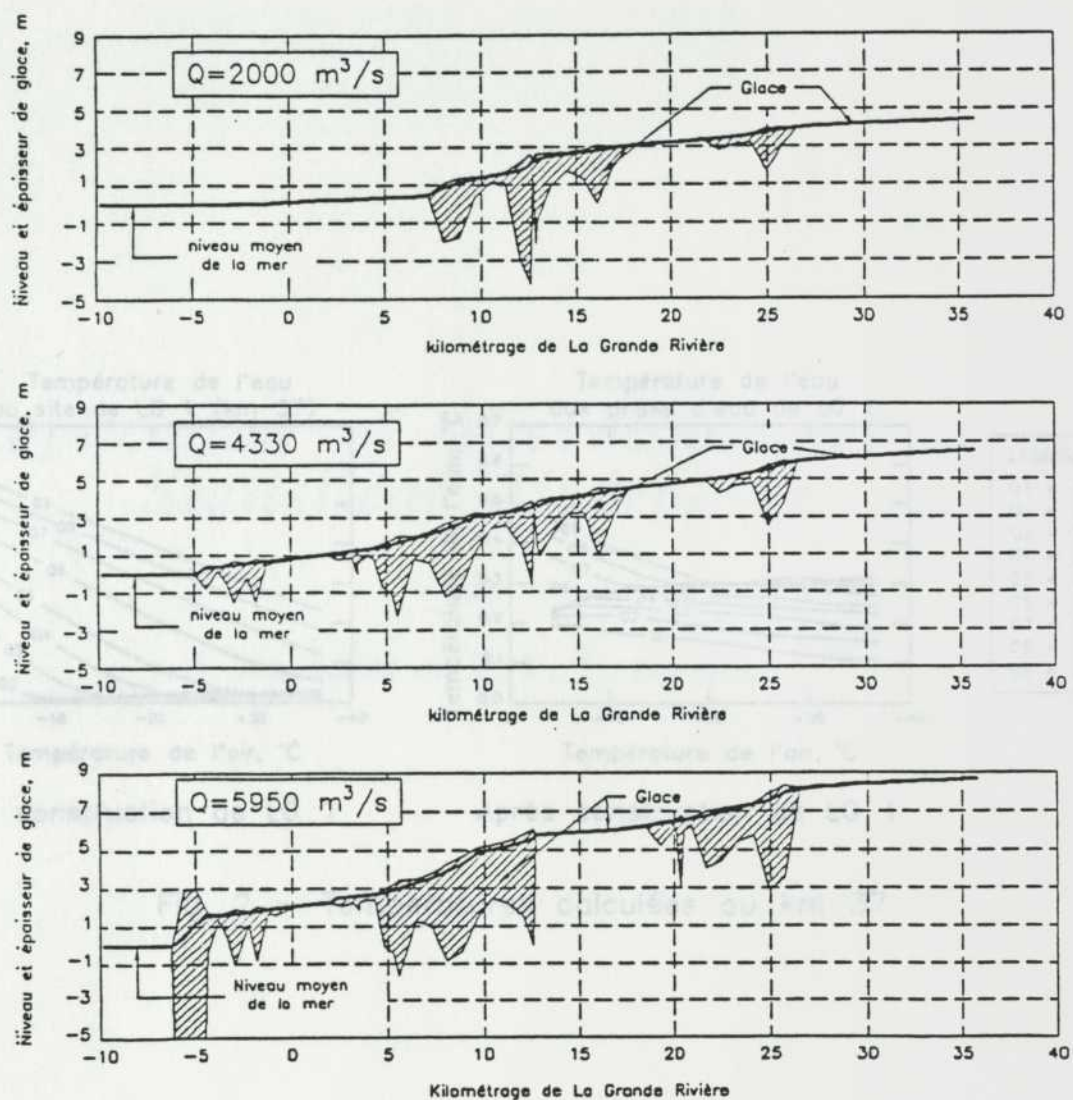


Fig. 3 — Courbes des remous et épaisseurs de glace calculées

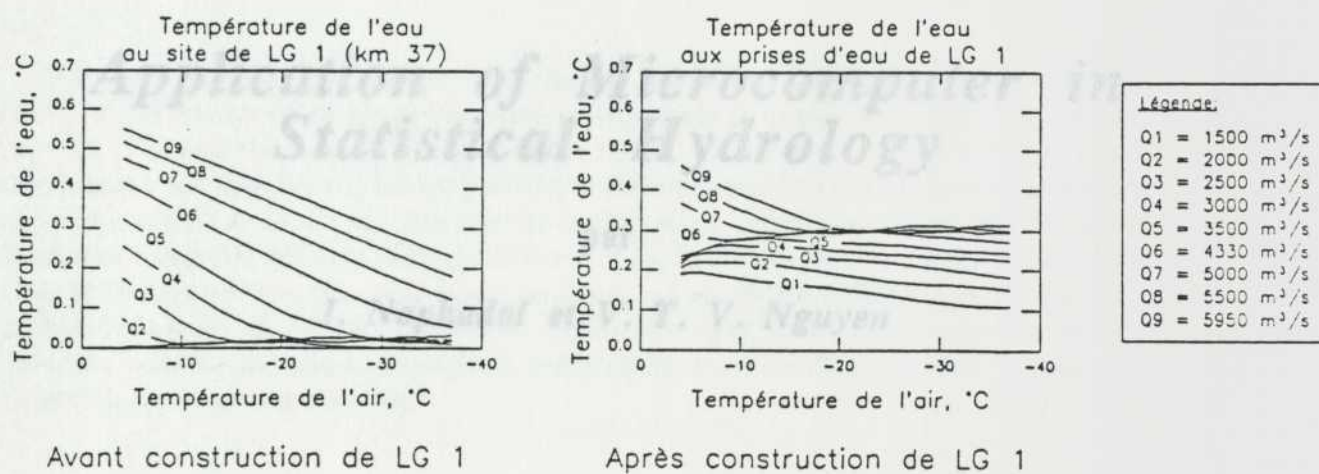


Fig. 2 — Températures calculées au km 37

APPLICATION OF MICROCOMPUTER IN STATISTICAL HYDROLOGY

Nophadol IN-NA, Research Assistant

and

Van-Thanh Van NGUYEN, Associate Professor
Department of Civil Engineering and Applied Mechanics

McGill University

Montreal, Quebec, Canada H3A 2S8

ABSTRACT

Application of Microcomputer in Statistical Hydrology

par

I. Nophadol et V. T. V. Nguyen

KEYWORDS: General Extreme Value distribution, Pearson type III distribution, Probability papers, Producting II.

APPLICATION OF MICROCOMPUTER IN STATISTICAL HYDROLOGY

Nophadol IN-NA, Research Assistant
and

Van-Thanh-Van NGUYEN, Associate Professor
Department of Civil Engineering and Applied Mechanics
McGill University
Montreal, Quebec, Canada H3A 2K6

ABSTRACT

The main objective of this study is to develop probability papers for two general probability distributions which are widely used in hydrologic frequency analyses: the Pearson type III (P3) and the General Extreme Value (GEV) distributions. The Prodesign II microcomputer software is used for the plotting of these papers. It was shown that probability papers for the P3 and GEV distributions for a wide range of skewness values could be easily developed using this software package. Further, it has been observed that a difference of less than 10 % between two skewness values produced no significant difference in the resulting probability papers. Hence, the probability papers developed in this study might be used for skewness value in the range from 0 to 3, representing most conditions widely encountered in hydrologic frequency analyses.

KEYWORDS: General Extreme Value distribution, Pearson type III distribution, Probability papers, Prodesign II.

INTRODUCTION

The subject of plotting positions has been discussed for several decades by hydrologists and statisticians (see, e.g., Hazen, 1914; Weibull, 1939; Gumbel, 1943; Blom, 1958; Gringorten, 1963; Cunnane, 1978; Xuewu et al. 1984); Arnell et al., 1986; Hirsch 1987). In particular, the plotting of experimental data on probability papers has been popular with engineers and hydrologists for more than fifty years since Hazen (1914) suggested the principle of linearizing the normal distribution in a study of floods. However, most of previous investigations are usually concerned with plotting position formulas, but little has been reported on the development of probability papers. As indicated by many previous works (e.g., NERC, 1975; Cunnane, 1978), if the objective is to determine how well an individual distribution fits a set of data or to assess which distribution fits best, special graph papers (probability papers) for each distribution should be used. Although ordinary graph paper could be employed, it is customary to try to use probability paper such that the theoretical fit is a straight line. With such paper, comparison between the assumed model and the data is reduced to a comparison between the cumulative frequency plot of the data and a straight line. Further, the straight line plot would make the extrapolation task easier and safer.

Probability papers have been developed for use in many distributions including Normal, Gumbel (EV1), and Exponential distributions. Nevertheless, no papers have been specifically constructed for the two well-known probability laws: the Pearson type III (P3) and General Extreme Value (GEV) distributions because the graduation of the probability scale on these papers depends on the skewness coefficient (or the shape parameter) of the distribution considered. Given the fact that the P3 and GEV distributions have been widely used in hydrologic frequency analyses, and in view of new possibilities offered by recent advent of microcomputer drafting capability, this

work was undertaken to develop probability papers for both P3 and GEV distributions using the simple Prodesign II software package (Webster, 1985).

In theory, it is possible to construct probability papers for any skewness value of the distribution (Nguyen et al., 1989; In-na and Nguyen, 1989). However, in the present study, probability papers for P3 and GEV distributions have been developed for a number of selected values of the skewness coefficient only ($\gamma = 0, 0.1, 0.2, \dots, 3.0$). These skewness values are chosen because most of the flood data normally have the skewness coefficient between 0 and 3 (NERC, 1975; Matalas et al., 1975; Beable and McKerchar, 1982). Results of this study have indicated that a difference of less than 10 % between two skewness values produced no significant difference in the resulting probability papers. Thus, the probability papers developed might be used for any skewness value in the range from 0 to 3.

THEORETICAL CONSIDERATIONS

P3 distribution

The P3 distribution involves three parameters. It can adopt every shape from the extremely skewed reverse-J shape to the symmetrical normal shape depending on the value of the shape parameter. The probability density function (PDF) of a random variable x which follows a P3 distribution may be expressed as follows :

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\beta^\lambda \Gamma(\lambda)} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}} (x-x_0)^{\lambda-1}, & \text{for } x_0 \leq x < \infty \\ 0, & \text{for } x < x_0 \end{cases} \quad (1)$$

in which x_0 ($-\infty < x_0 < \infty$) is the location parameter, β ($\beta > 0$) is the scale parameter, and λ ($\lambda > 0$) is the shape parameter. Its cumulative distribution function (CDF) is then given by :

$$F(x) = \int_{x_0}^x f(t) dt \quad (2)$$

where $f(\cdot)$ is defined by eqn. (1) above. The distribution parameters are related to the mean, μ , variance, σ^2 , and skewness coefficient, γ , of the random variable x by the following relations :

$$\mu = x_0 + \beta\lambda \quad (3)$$

$$\sigma^2 = \beta^2\lambda \quad (4)$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\lambda}} \quad (5)$$

The linear transformation $y = (x - x_0)/\beta$ reduces the P3 distribution to a standard form with $x_0 = 0$ and $\beta = 1$. That is,

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\lambda)} \int_0^y e^{-y} y^{\lambda-1} dy = P(\lambda, y) \quad \text{for } 0 \leq y < \infty \quad (6)$$

where $P(\lambda, y)$ is the incomplete gamma function. Hence, the standardized variate y has the PDF :

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\lambda)} e^{-y} y^{\lambda-1} \quad (7)$$

If $\lambda = 1$, the P3 distribution reduces to the exponential. As $\lambda \rightarrow \infty$ or $\gamma \rightarrow 0$ the distribution tends to the normal distribution.

GEV distribution

The GEV distribution involves 3 parameters and includes the Extreme Value type I (EV1) or Gumbel distribution as a special case (Jenkinson, 1955). A random variable x has a GEV distribution if its PDF has the following form :

If $\lambda < 0$, the distribution becomes the Extreme Value type II (EV2) distribution, the reduced variable $y_1 = (x - x_0)/\beta$ and the CDF is

$$f(x) = \frac{1}{\beta} \left[1 - \frac{\lambda(x - x_0)}{\beta} \right]^{\frac{1}{\lambda} - 1} e^{-\left[1 - \frac{\lambda(x - x_0)}{\beta} \right]^{\frac{1}{\lambda}}} \quad (8)$$

The CDF of the GEV distribution is

$$F(x) = \begin{cases} \exp \left\{ - \left[1 - \frac{\lambda(x - x_0)}{\beta} \right]^{\frac{1}{\lambda}} \right\}, & \lambda \neq 0 \\ \exp \left\{ -\exp \left[-\frac{(x - x_0)}{\beta} \right] \right\}, & \lambda = 0 \end{cases} \quad (9)$$

where x_0 , β , and λ are respectively location, scale and shape parameters.

As λ tends to zero, the extreme value type 1 (EV1) distribution is obtained, and its reduced variate y_1 is related to the type 1 variate x_1 by

$$y_1 = (x_1 - x_0)/\beta \quad (10)$$

for which the CDF is

$$F_1 = F(y_1) = \exp\{-\exp(-y_1)\} \quad (11)$$

The mean, variance, and skewness coefficient of y_1 are expressed as :

$$\mu_{y1} = 0.5772 \quad (12)$$

$$\sigma_{y1}^2 = \frac{\pi^2}{6\beta} \quad (13)$$

$$\gamma_{y1} = 1.139 \quad (14)$$

Whereas, the mean, and variance of x_1 are :

$$\mu_{x1} = x_0 + 0.5772\beta \quad (15)$$

$$\sigma_{x1}^2 = \frac{\pi^2\beta}{6} \quad (16)$$

The skewness coefficient of x_1 is the same as that of y_1 .

If $\lambda < 0$, the distribution becomes the Extreme Value type II (EV2) distribution, the reduced variable y_2 is $y_2 = 1 - \frac{\lambda(x_2 - x_0)}{\beta}$ and, the CDF is

$$F_2 = F(y_2) = \exp \left\{ -(y_2^{1/\lambda}) \right\} \quad (17)$$

The mean, variance, and skewness coefficient of y_2 are expressed as :

$$\mu_{y2} = \Gamma(1 + \lambda) \quad (18)$$

$$\sigma_{y2}^2 = \Gamma(1 + 2\lambda) - \Gamma^2(1 + \lambda) \quad (19)$$

$$\gamma_{y2} = \mu_3 / \mu_2^{3/2} \quad (20)$$

where $\mu_2 = \sigma_{y2}^2$ and $\mu_3 = \Gamma(1 + 3\lambda) - 3\Gamma(1 + 2\lambda)\Gamma(1 + \lambda) + 2\Gamma^3(1 + \lambda)$

Consequently, the mean, and variance of x_2 are :

$$\mu_{x2} = x_0 + \frac{\beta}{\lambda} - \frac{\beta}{\lambda} \mu_{y2} \quad (21)$$

$$\sigma_{x2}^2 = \left(\frac{\beta}{\lambda} \right)^2 \sigma_{y2}^2 \quad (22)$$

The skewness coefficient of x_2 is the same as that of y_2 .

If $\lambda > 0$, the distribution becomes the Extreme Value type III (EV3) distribution, the reduced variable y_3 is $y_3 = -\{1 - \frac{\lambda(x_3 - x_0)}{\beta}\}$ and, the CDF is :

$$F_3 = F(y_3) = \exp \left\{ -(-y_3)^{1/\lambda} \right\} \quad (23)$$

1. The mean, variance, and skewness coefficient of y_3 are expressed as :

$$\mu_{y3} = -\Gamma(1 + \lambda) \quad (24)$$

$$\sigma_{y3}^2 = \Gamma(1 + 2\lambda) - \Gamma^2(1 + \lambda) \quad (25)$$

$$\gamma_{y3} = \mu_3 / \mu_2^{3/2} \quad (26)$$

where $\mu_2 = \sigma_{y_3}^2$ and $\mu_3 = -\Gamma(1 + 3\lambda) + 3\Gamma(1 + 2\lambda)\Gamma(1 + \lambda) - 2\Gamma^3(1 + \lambda)$

According to eqns. (24) and (25) the mean, and variance of x_3 can be written as :

$$\mu_{x_3} = x_0 + \frac{\beta}{\lambda} + \frac{\beta}{\lambda} \mu_{y_3} \quad (27)$$

$$\sigma_{x_3}^2 = \left(\frac{\beta}{\lambda}\right)^2 \sigma_{y_3}^2 \quad (28)$$

The skewness coefficient of x_3 is independent of the location and scale parameters and equals the skewness of the y_3 variate.

DEVELOPMENT OF PROBABILITY PAPERS

This section is intended to illustrate the development of probability papers using the Prodesign II drafting package. The illustration is performed by an example of plotting probability paper for the GEV distribution with a skewness coefficient $\gamma = 2.0$ (or shape parameter $\lambda = -0.10857$). A similar procedure can be used in the construction of probability papers for the P3 distribution (Nguyen et al., 1989). The shape parameter is calculated from eqn. (20). Providing the relation in eqn. (17), the order statistic y_2 can be estimated for each values of F_2 (e.g., 0.0001, 0.001, ..., 0.9999). The range of y_2 values (corresponding to the interval defined by $F_2 = 0.0001$ to 0.9999) is then normalized by a factor of integer unit, e.g., equals to 8 in this case, and all values of y_2 are then adjusted accordingly. Steps of the construction of a probability paper are described as follows :

1. The length of F_2 axis (from the origin to the destination) is set using a command "U" from Prodesign II package. This command is used to set the unit of measurement for the cursor distance and the auto dimensioning command.
2. The "V" command is used to draw a line between the origin and the destination of the above length.

3. The ";" command is used to mark a point on the F_2 axis for each values of F_2 . This command is used to set a point using the distance and angle from the origin. The "V" command is again used to draw the vertical lines from each marked points. These lines extended vertically give the irregular grid pattern of the probability plot.
4. The "[" command is used to activate a rubber band box from the cursor to the last point that was set.
5. The "T" command is then used to write text onto the top of the the drawing.
6. This drawing may be stored to disk using the command "F10".

Figure 1 shows the drawing of the above paper. The same procedure may be used to construct probability papers for other skewness values.

CONCLUSIONS

Microcomputers can be found in more and more engineering offices in both private and public sectors. This is because their price continues to decrease as their capabilities and software availability continue to grow. It can be observed from this study that probability papers for two general distributions, the P3 and GEV, can be easily constructed using a simple drafting software such as the Prodesign II package. The new probability papers developed will provide a convenient and practical tool for the application of these two distributions in engineering practice. Further, it has been found that a difference of less than 10% between two skewness values produced negligible difference in the resulting probability papers. Therefore, the probability papers developed in this study might be used for skewness coefficient in the range of from 0 to 3, representing most conditions encountered in hydrologic frequency analyses.

ACKNOWLEDGMENTS

Financial support for the research project from the Natural Sciences and Engineering Research Council Canada (Operating and Strategic Grant Programs) is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Arnell, N.W., Beran, M., and Hosking, J.R.M., 1986. Unbiased plotting position for the General Extreme Value distribution, *J. Hydrol.*, 86: 59-69.
- Beable, M.E., and McKerchar, A.I., 1982. Regional flood estimation in New Zealand, New Zealand National Water and Soil Cons. Org., Water and Soil. Tech. Publ. No. 20, 132 pp.
- Blom, G., 1958. Statistical estimates and transformed Beta-variable, John Wiley and Sons, New York.
- Cunnane, C., 1978. Unbiased plotting positions - A review, *J. Hydrol.*, 37: 205-222.
- Gringorten, I.I., 1963. A plotting rule for extreme probability paper, *J. Geophys. Res.*, 68(3): 813-814.
- Gumbel, E.J., 1943. On the plotting of flood discharges, *Trans. Am. Geophys. Res.*, 68(3) : 813-814.
- Hazen, A., 1914. Storage to be provided in impounding reservoirs for municipal water supply, *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, Pap. 1308(77): 1547-1550.
- Hirsch, R.M., 1987. Probability plotting position formulas for flood records with historical information, *J. Hydrol.*, 96: 185-199.

- Matalas, N.C., Slack, J.R., and Wallis, J.R., 1975. Regional skew in search for a parent, *Water Resour. Res.*, 11(6) : 815-826.
- NERC, 1975. Flood Studies Report, Vol. I, U.K. Natural Environment Research Council, London.
- In-na, N., and Nguyen, V.T.V., 1989. An unbiased plotting position formula for General Extreme Value distribution, *J. Hydrol.*, 106 : 193-209.
- Jenkinson, A.F., 1955. The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological elements, *Q.J.R. Meteorol.Soc.*, 81: 158-171.
- Nguyen, V.T.V., In-na, N., and Bobee, B., 1989. A new plotting position formula for Pearson type III distribution, *J. Hydraul. Eng., Am. Soc. Civ. Eng.*, 115(6) : 709-730.
- Webster, R., 1985. PRODESIGN II: the Easy to Use CAD system, user's manual, American small business computers, Pryor, Oklahoma, 125 pages.
- Weibull, W., 1939. A statistical theory of strength of materials, *Ing. Vet. Ak. Handl.*, No. 151, Generalstabens Litografiska Anstalts Forlag, Stockholm.
- Xuewu J., Jing D., Shen H.W., and Salas J.D., 1984. Probability plots for Pearson type III distribution, *J. Hydrol.*, 74: 1-29.

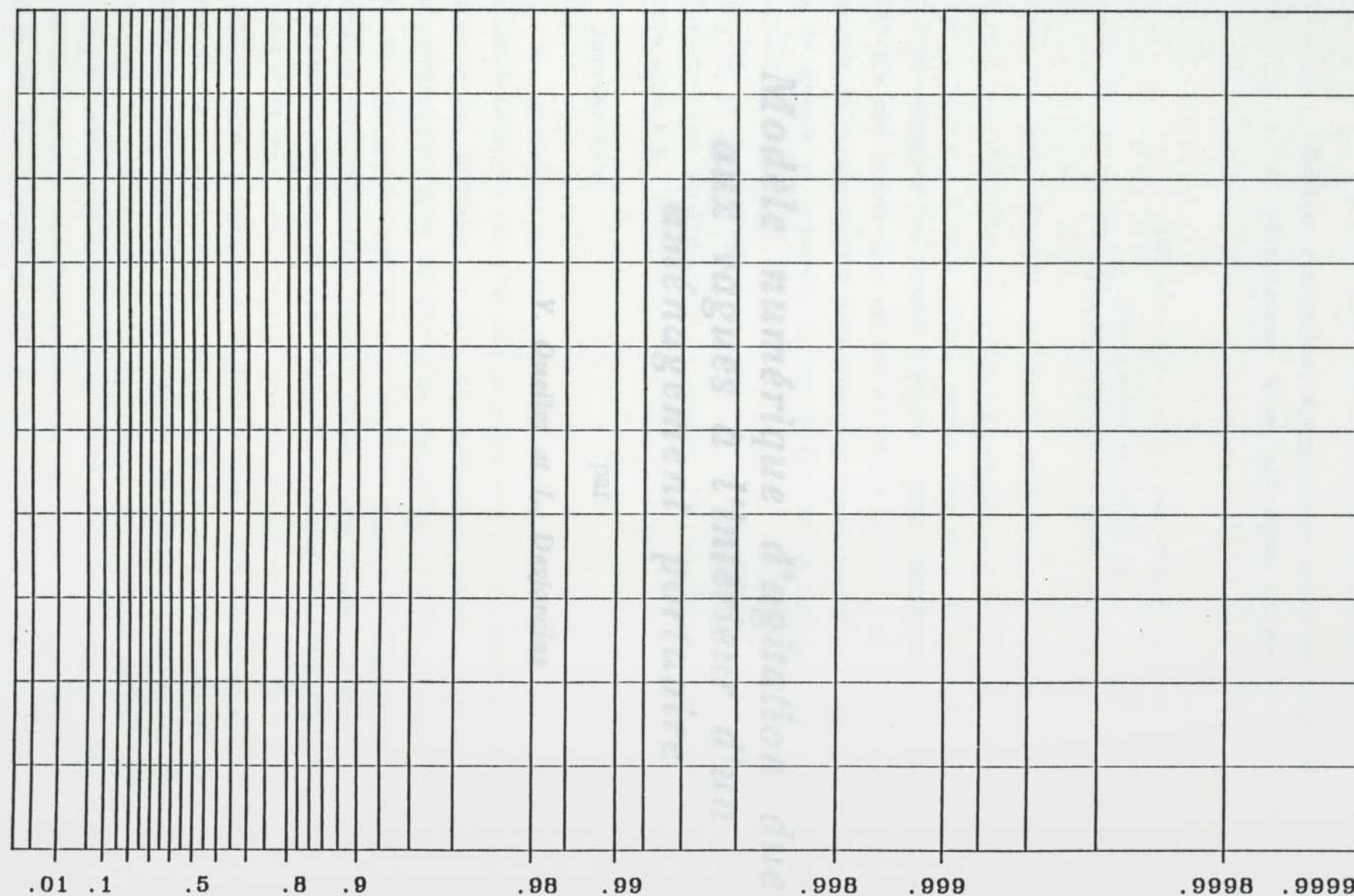


Figure 1 GEV PROBABILITY PAPER, SKEWNESS COEFFICIENT = 2.0

amenagement portuaire

par

Y. Ouellet et L. Desjardins

profondeur Modèle numérique d'agitation due aux vagues
discutons dans à l'intérieur d'un aménagement portuaire
port de l'Institut Maurice-Lamontagne de Pêche et Océans Canada, à Sainte-
Flavie.

Y. Ouellet, D.Sc. et L. Desjardins, M.Sc.A.

Département de génie civil

Université Laval, Québec, Canada

Résumé

On présente un modèle numérique pour déterminer la distribution de l'énergie des vagues dans un aménagement portuaire. Le modèle est basé sur le principe de superposition de potentiels linéaires et est conçu de telle sorte que le nombre de diffractions et réflexions n'est pas limitatif. Le modèle appliqué à différents aménagements a fourni des résultats satisfaisants. On complète en présentant une application pratique pour le cas du port de l'Institut Maurice-Lamontagne à Sainte-Flavie, dont l'aménagement n'est pas encore complété.

1. Introduction

La détermination de l'agitation par les vagues dans un aménagement portuaire comprend trois étapes principales: 1) la connaissance du climat des vagues en eau profonde; 2) leur transformation jusqu'à l'entrée du port et 3) leur pénétration dans le havre. La reconstitution des vagues en eau profonde est réalisée généralement à l'aide d'un modèle mathématique utilisant des équations semi-empiriques faisant appel à des données de vents enregistrées à une station météorologique avoisinante. Les résultats de la génération doivent être vérifiés, lorsque cela est possible, à l'aide d'enregistrements de vagues dans le voisinage du site étudié. Les modifications des vagues au cours de leur approche vers le site sont aussi déterminées à l'aide d'un modèle mathématique qui tient compte de l'effet combiné de la profondeur d'eau, de la réfraction et du frottement sur le fond marin. Enfin, lorsque les vagues pénètrent dans le port, elles subissent principalement les effets de la diffraction sur les extrémités des ouvrages, de réflexion sur leurs parois et dans certains cas de la réfraction dans le port lorsque la

profondeur d'eau est variable. C'est surtout ce dernier aspect que nous discutons dans le présent article, sur la base d'une application pratique au port de l'Institut Maurice-Lamontagne de Pêches et Océans Canada, à Sainte-Flavie.

La détermination de l'agitation causée par les vagues dans un port a été effectuée jusqu'à présent principalement à l'aide de modèles physiques. Ceci s'explique surtout par les difficultés rencontrées pour représenter le phénomène mathématiquement, qu'il s'agisse de mentionner la non-linéarité et le caractère aléatoire du phénomène, et par les efforts de calcul requis pour le déterminer. Malgré cela, l'outil mathématique s'avère très utile pour décrire les principaux mécanismes de distribution de l'énergie des vagues dans un port et ainsi fournir à l'ingénieur une information de base à la conception d'un aménagement portuaire.

2. Calculs de la diffraction

Le calcul des effets de la diffraction est basé sur la théorie des ondes de faible amplitude. Penny & Price (1944) ont appliqué la théorie de diffraction des ondes lumineuses de Sommerfeld (1896) à celles des vagues à l'extrémité d'un brise-lames semi-infini. Putnam et Arthur (1948) ont vérifié cette solution expérimentalement et proposé une solution simplifiée, qui est à l'origine des abaques du Shore Protection Manual (1984), préparées par Johnson (1952). Wiegel, en 1962, a préparé des tables et abaques à partir de la solution exacte, alors qu'en 1967 Fan et al. ont développé un modèle numérique pour calculer la diffraction derrière un brise-lames semi-infini. D'autre part, Stoker (1957) a cherché la solution de la diffraction autour d'un coin sous la forme d'une série de Fourier dont les coefficients sont des fonctions de Bessel de première espèce. Cette approche permet éventuellement de déterminer la solution pour un coin d'angle quelconque, mais demande beaucoup plus de temps calcul que la solution de Penny & Price et fournit exactement les mêmes résultats pour le cas du brise-lames semi-infini.

La solution de Penny & Price a été utilisée pour étudier le cas de la diffraction derrière une brèche entre deux jetées alignées en appliquant le principe de superposition des effets de deux brise-lames semi-infinis,

solution qui a été l'objet d'une vérification expérimentale (Blue & Johnson, 1949). Cette solution est non valable pour les petites brèches et dans ce cas on a recours à la méthode de Morse & Rubenstein (1938), vérifiée expérimentalement par Carr & Stelzreide (1952). Les solutions sont alors données en termes des fonctions de Mathieu (Stiassnie & Dagan, 1972; Goda et al., 1971, Sobey & Johnson, 1986) dont les développements sont donnés par McLachlan (1947) ou le National Bureau of Standards (1967).

Dans le cas d'une diffraction derrière une brèche entre deux jetées non-alignées, l'approche utilisée fait intervenir des équations intégrales et des fonctions de Green. Ces fonctions ont été calculées dans deux cas soit pour un demi-plan limité par une frontière rectiligne (Biésel & Ronson, 1961; Harms, 1979; Gaillard, 1982, 1984; Bose et al., 1985) soit pour un coin vertical (Memos, 1980; Smallman & Porter, 1985). Ces méthodes impliquent la résolution d'équations intégrales, ce qui peut être fait numériquement mais les calculs sont beaucoup plus lourds que si l'on utilise la méthode de superposition de Penny & Price.

3. Modèles numériques

Divers modèles numériques ont été proposés pour évaluer l'agitation des vagues dans un port. Ces modèles font appel à l'une ou l'autre des méthodes décrites précédemment et peuvent se subdiviser selon qu'ils tiennent compte ou non d'une profondeur variable. Les modèles présentés par Graff & Lepetit (1972) et Kohlhasse et al. (1978) font appel aux méthodes de Stoker, de Morse & Rubenstein et à la superposition de solutions de Penny & Price. L'effet de la houle irrégulière peut également être traité toujours en utilisant la solution de Penny & Price (Goda et al. (1978); Takayama, 1985).

4. Vérification du modèle

Lorsque la profondeur est variable, plusieurs modèles numériques (Chen & Mei, 1974; Bettess & Zienkiewicz, 1977; Houston, 1981; Tsay & Liu, 1983; Skovgaard et al., 1984; Rottmann-Söde et al., 1985; Warren et al., 1985; Fleming, 1986), sont basés sur l'équation dérivée par Berkhoff (1972), dite de pente douce («mild-slope equation»). D'autres modèles, dont le Système 21, «Jupiter», Mark 8 du Danish Hydraulic Institute (Abbott et al., 1978; Madsen & Warren, 1984; Warren et al., 1985) sont basés sur les équations de Boussinesq intégrées sur la verticale et peuvent tenir compte

des effets non linéaires. Pour contourner les difficultés des instabilités numériques rencontrées dans ces modèles, Southgate (1985) propose un modèle basé sur le calcul des orthogonales («ray model») similaire à celui utilisé pour la réfraction des vagues.

Le présent modèle (Desjardins, 1987) est basé sur le principe de superposition de potentiels linéaires. En plus de la solution de Penny & Price, le modèle est aussi conçu pour utiliser la solution de Morse & Rubeinstein, lorsque celle-ci est applicable (brèche entre deux jetées sensiblement alignées ayant une ouverture relative $B/L < 5$, B étant la largeur de l'entrée et L la longueur d'onde). Les sources de potentiel sont d'abord déterminées, puis l'effet des réflexions multiples est pris en compte dans le modèle par une méthode d'images miroir proposée par Carr (1952). Le potentiel total en un point s'obtient par la sommation des contributions des sources de potentiel pouvant atteindre ce point directement ou par réflexion. Le modèle n'impose aucune limitation quant au nombre de sources de diffraction ou au nombre de réflexions. Il faut cependant noter qu'un accroissement du nombre de sources de diffractions ou du nombre de réflexions entraîne une augmentation du temps de traitement. Pratiquement, on impose une limite qui est un compromis entre un temps de calcul raisonnable et la qualité de la représentation graphique des résultats sur l'ensemble du havre.

Dans sa forme actuelle, le modèle s'applique dans le cas d'une profondeur constante et pour le calcul d'une houle monochromatique. Il ne peut pas tenir compte des effets de variation de profondeur, mais on pourrait inclure l'influence de la houle irrégulière. Toutefois, il s'avère un outil très utile pour étudier un grand nombre de cas.

4. Vérification du modèle

Le modèle a été vérifié pour un certain nombre de cas que l'on peut retrouver sous formes d'abaques dans la littérature. Il a d'abord été testé dans le cas d'un brise-lames semi-infini soumis à différents angles d'attaque par de la houle. Puis le modèle a été vérifié pour le cas d'une brèche entre deux brise-lames alignés, pour différentes valeurs de la largeur de l'entrée (B/L) et de la direction d'approche des vagues, validant en même temps les techniques utilisées pour évaluer les fonctions de Mathieu.

Le cas de la diffraction sur des coins à l'intérieur de l'aménagement est traité comme étant un brise-lames semi-infini orienté le long d'un des deux côtés du coin de façon à obtenir l'angle d'incidence le plus faible possible. Les résultats présentés sur la figure 1 montrent que l'erreur commise entre cette solution approchée et la solution exacte pour un coin vertical est acceptable, compte tenu de l'augmentation importante du temps de calcul requis pour évaluer le potentiel diffracté dans le cas de la solution exacte. L'effet combiné de la diffraction et des réflexions a été vérifié en comparant les résultats obtenus à l'aide du présent modèle à ceux calculés par Skovgaard et al. (1984) qui avait été obtenus à l'aide d'un modèle aux éléments finis. Nous avons également vérifié que le modèle donnait des résultats comparables à ceux de Mémos dans le cas de la brèche entre deux jetées non-alignées. Les résultats de ces deux derniers cas sont présentés respectivement sur les figures 2 et 3.

Les résultats du modèle numérique ont aussi été confrontés à ceux obtenus à l'aide d'un modèle réduit du port de Cap-des-Rosiers (Ouellet et al., 1985). On a alors étudié l'influence de divers paramètres sur les résultats, en particulier les coefficients et le nombre de réflexions, le nombre de diffractions, la période des vagues et leur direction. La grande variabilité des résultats obtenus (Desjardins, 1987) n'a pas permis d'obtenir des résultats concluants sur ces comparaisons.

5. Application du modèle

Le modèle a été appliqué à plusieurs aménagements portuaires, dont certains ont déjà été l'objet d'études en modèle réduit et de campagnes de mesures en nature. C'est le cas, par exemple, du port de l'Institut Maurice-Lamontagne à Sainte-Flavie, situé à une trentaine de kilomètres à l'est de Rimouski (fig. 4). La phase 1 des installations portuaires, réalisée en 1985, comprend essentiellement un quai principal et un quai éperon, le tout protégé par un brise-lames juxtaposé (fig. 5). Sur cette figure, on montre aussi le brise-lames principal alors proposé pour protéger ces installations portuaires, et devant être réalisé en phase 2.

Avant d'entreprendre la réalisation de cette phase 2, des études ont été entreprises en vue d'évaluer d'autres formes possibles d'aménagement. Une étude à l'aide d'un modèle réduit à l'échelle 1:80 a d'abord été réalisée en 1987 au laboratoire d'hydraulique du Conseil national de recherches du Canada, à Ottawa (Fournier, 1988). La même année, une campagne de mesures des vagues a été réalisée entre la mi-mai et la mi-novembre. Une bouée accélérométrique de type Waverider a été mouillée au large (station 262) par une profondeur d'eau de 30,5 m (fig. 6) et deux jauges de niveau ont été installées, soit l'une sur le quai principal et l'autre sur le quai éperon (stations 261 et 260 indiquées sur la figure 5). Ces données ont servi pour vérifier les résultats obtenus à l'aide du modèle numérique de diffraction-réflexion décrit précédemment (Ouellet et Desjardins, 1989).

Les données de vagues ont été établies à l'aide d'un modèle mathématique sur ordinateur, à partir des enregistrements de vent à la station météorologique de Mont-Joli. Le modèle numérique applique la méthode S.M.B. (Shore Protection Manual, 1984) de façon séquentielle aux données horaires de vent, qui sont préalablement lissées pour atténuer les variations brusques dans la direction du vent. L'application de la méthode demande que l'on détermine les longueurs du fetch selon les directions d'intérêt, ce qui a été fait à l'aide de la méthode des fetchs effectifs appliquée à la station 262, située à environ 5 km au large de Sainte-Flavie. Les résultats de cette comparaison sont résumés sur la figure 7, où les vagues prédites à la station 262 se comparent favorablement avec celles mesurées, si on applique un facteur de correction légèrement supérieur à 1,1 aux vitesses du vent. À noter que les directions d'approche des vagues sont alors admises à celles du vent.

Les vagues ont ensuite été reconstituées avec un facteur de correction de 1,2 sur une période de 17 ans (entre 1969 et 1985), dont la courbe de fréquence des hauteurs est montrée sur la figure 8, pour fins de comparaison avec celle obtenue par Ottawa (Fournier, 1988). Ces résultats peuvent aussi être présentés sous forme d'une rose de vagues (fig. 9), où les fréquences croissent de l'extérieur vers l'intérieur, passant de 0.01% à 30% selon une échelle logarithmique, afin de mettre en évidence les vagues les plus fortes.

On peut donc y lire, suivant les seize directions cardinales, les fréquences des hauteurs des vagues supérieures à 0, 0,4, 0,8, 1,5 et 3,0 mètres.

Les conditions de vagues sont ensuite transposées du large vers l'entrée à l'aide d'un modèle numérique de réfraction (Ouellet et Massé, 1982) avant leur pénétration à l'intérieur de l'aménagement portuaire. On doit considérer un ensemble représentatif de conditions de vagues. Le tableau 1 présente les caractéristiques des vagues retenues et classées par direction et par période avec leur fréquence correspondante d'occurrence tirée à partir des statistiques des vagues prédites au large. Les coefficients de hauteur et la direction des vagues près de l'entrée ont été obtenues à partir du modèle numérique de réfraction, dont la bathymétrie de la région a été numérisée à partir de la carte marine no 1236 du Service hydrographique du Canada (fig. 6). La figure 10 résume les conditions de vagues près de l'entrée, sous forme d'une rose présentée suivant le même format que précédemment.

Enfin, ces conditions de vagues sont transposées de l'entrée vers l'intérieur du havre à l'aide du modèle numérique de diffraction. Pour chaque cas listé dans le tableau 1, le modèle numérique évalue les coefficients de diffraction-réflexion en un grand nombre de points spécifiés à l'aide d'une grille rectangulaire. La figure 11 montre un exemple d'un diagramme de hauteur relative pour l'aménagement actuel, correspondant à une vague de période 6 s et de 1,5 m au large, en provenance de l'ouest, et dont la direction près de l'entrée est de 285,7 °Az. Dans le présent cas, les dimensions de la grille étaient de 41 x 46, avec un espacement des points de calcul fixé à 10 mètres à l'échelle nature, ce qui donne 1350 points de calcul à l'intérieur des limites du havre établies à l'aide d'un polygone fermé. Pour l'ensemble des 39 cas traités, le temps requis pour le calcul sur un micro-VAX-II de Digital a été de une heure, en considérant deux diffractions et deux réflexions.

À l'aide d'un interface-utilisateur, il est possible d'évaluer le nombre moyen d'heures pendant une saison donnée, par exemple dans le cas présent, de la mi-avril à la mi-décembre (8 mois ou 5844 heures), durant lesquelles un certain niveau de hauteur de vagues est dépassé. La figure 12 a montre cette forme de présentation dans le cas de l'aménagement actuel pour

Tableau 1 - Caractéristiques des vagues utilisées pour les aménagements étudiés.

Direction des vagues en eau profonde	Période des vagues T[s]	Direction des vagues à l'entrée [°Az]	Hauteur des vagues en eau profonde H _S [m]	Coefficient de hauteur à l'entrée K _h	Fréquence relative f	Heures par saison de navigation (huit mois) [h]
N	2	0	0,21	1,00	0,151E-01	88,76
N	4	359	0,75	0,98	0,733E-02	42,85
N	6	357	1,45	0,92	0,237E-02	13,87
N	8	354	2,35	0,93	0,504E-04	0,30
NNE	2	22	0,22	1,00	0,183E-01	107,11
NNE	4	21	0,76	0,97	0,963E-02	56,30
NNE	6	16	1,48	0,89	0,303E-02	17,76
NNE	8	9	3,02	0,90	0,201E-03	1,18
NNE	10	4	4,00	0,89	0,201E-04	0,12
NE	2	45	0,26	1,00	0,340E-01	198,88
NE	4	42	0,80	0,94	0,319E-01	186,73
NE	6	31	1,54	0,76	0,174E-01	101,98
NE	8	21	2,67	0,76	0,359E-02	21,01
NE	10	17	4,32	0,86	0,272E-03	1,59
NE	12	12	5,25	1,09	0,201E-04	0,12
ENE	2	65	0,22	0,44	0,389E-01	227,39
ENE	4	56	0,77	0,34	0,238E-01	139,45
ENE	6	38	1,50	0,44	0,109E-01	63,97
ENE	8	30	2,58	0,52	0,195E-02	11,45
WSW	2	247	0,29	0,96	0,591E-01	345,95
WSW	4	257	0,78	0,67	0,756E-01	441,97
WSW	6	275	1,45	0,48	0,300E-01	175,57
WSW	8	291	2,64	0,28	0,129E-02	7,55
WSW	10	297	4,00	0,30	0,121E-03	0,71
W	2	270	0,24	1,00	0,395E-01	231,22
W	4	273	0,78	0,94	0,315E-01	184,25
W	6	285	1,48	0,75	0,143E-01	83,74
W	8	295	2,47	0,68	0,575E-03	3,36
WNW	2	292	0,22	1,00	0,190E-01	111,30
WNW	4	295	0,84	0,97	0,147E-01	86,40
WNW	6	301	1,39	0,85	0,755E-02	44,14
WNW	8	307	2,49	0,81	0,474E-03	2,77
NW	2	315	0,21	1,00	0,160E-01	93,89
NW	4	315	0,78	0,98	0,115E-01	67,34
NW	6	319	1,40	0,90	0,465E-02	27,21
NNW	2	338	0,21	1,00	0,127E-01	74,48
NNW	4	337	0,77	0,99	0,788E-02	46,09
NNW	6	337	1,36	0,93	0,281E-02	16,47
NNW	8	337	2,81	0,98	0,131E-03	0,77

une hauteur significative de 0,5 m. À l'inverse, on peut aussi déterminer les hauteurs des vagues qui sont dépassées durant une certaine période donnée de la saison. Cette forme de présentation des résultats est montrée sur la figure 12 b, donnant les hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison.

Il est possible d'utiliser ces résultats pour comparer l'efficacité relative d'un schéma d'aménagement par rapport à l'autre. Un exemple d'application de cette approche est fourni pour le cas de l'étude des aménagements montrés sur la figure 13. La variante 1, dénommée V1, représente le schéma initialement proposé, tandis que la variante 2, dénommée V2, consiste en une version réduite de l'aménagement dont l'entrée est rétrécie de 20 mètres. Les sous-variantes 1 et 2, dénommées respectivement V1-1 et V2-1, représentent les aménagements correspondants dont le brise-lames principal est raccourci de 30 mètres. Les résultats du modèle numérique sont présentés sur les figures 14 à 17, donnant pour chaque cas les cartes d'agitation basées sur la représentation du nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative des vagues de 0,5 mètre et des hauteurs de vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison. Un examen de ces résultats montre le prolongement du brise-lames principal de 30 mètres (V1 par rapport à V1-1 et V2 par rapport à V2-1) est plus efficace pour réduire l'agitation dans le havre que le rétrécissement de l'entrée de 20 mètres (V2 par rapport à V1 et V2-1 par rapport à V1-1).

Ces résultats peuvent servir comme outil pour aider l'ingénieur à concevoir un aménagement portuaire. D'autres facteurs, tels que les aspects socio-économiques, doivent être pris en considération, compte tenu des aspects fonctionnels régissant l'utilisation du havre.

6. Conclusion

Un modèle numérique a été développé en vue d'évaluer l'agitation causée par les vagues à l'intérieur d'un aménagement portuaire, sous l'influence de diffractions et de réflexions multiples. L'évaluation des effets de diffraction est basée sur le principe de superposition des potentiels dérivés de la théorie linéaire par Penny et Price. Les réflexions sont prises en compte par le principe des images-miroirs. Le nombre de diffractions et le

nombre de réflexions ne sont pas limitatifs, sinon par le temps de calcul sur ordinateur. Ce modèle a été développé pour une profondeur d'eau constante, c'est-à-dire ne peut pas tenir compte des effets de réfraction à l'intérieur de l'aménagement; mais il pourrait traiter la houle irrégulière avec peu de modifications. Il a été validé à partir de cas représentatifs cités dans la littérature. Par contre, une comparaison entre les résultats du modèle numérique et ceux obtenus à l'aide d'un modèle réduit n'a pas été concluante.

Une des principales caractéristiques de ce modèle est son interface-utilisateur, qui a été développé de telle sorte qu'un utilisateur peut se familiariser assez rapidement avec le fonctionnement du modèle. Pour y arriver, on a utilisé une approche modulaire basée sur une structure arborescente, de telle sorte que chaque tâche soit effectuée par un module différent sans avoir d'effets secondaires sur les autres modules.

Par contre, lorsque la géométrie de l'aménagement portuaire est relativement complexe, le temps de calcul requis devient un facteur limitatif, particulièrement lorsque le nombre de diffractions et le nombre de réflexions dépassent deux. De plus, on doit apporter une attention particulière à la schématisation de l'aménagement portuaire, en particulier le fait que le modèle est basé sur des parois minces, alors qu'en nature certains ouvrages ont des épaisseurs qui ne sont pas négligeables par rapport à la dimension du port lui-même. On doit aussi garder à l'esprit les problèmes causés par la re-diffraction des vagues dont les crêtes sont supposées rectilignes et par la simplification faite dans le cas d'un coin vertical. D'une part, des essais en modèle réduit réalisés sous un contrôle précis des paramètres sont requis afin de pouvoir étudier l'influence de ces paramètres. D'autre part, la disponibilité de données en nature s'avère importante afin de pouvoir ajuster les données obtenues par le modèle et de pouvoir les utiliser sur une base absolue et ne pas se limiter à effectuer les comparaisons sur une base relative.

Toutefois le modèle numérique demeure un outil très utile pour comparer l'efficacité relative de divers schémas d'aménagement que l'on peut envisager. Sans remplacer les études en modèle réduit, un tel modèle représente un complément flexible, économique et pourrait être réalisé plus rapidement que les études traditionnelles. Il peut être amélioré sur divers

aspects, en particulier l'inclusion d'une profondeur variable, la prise en compte de la houle irrégulière, les effets provenant de l'importance des dimensions des ouvrages dans un aménagement de faible grandeur, les phénomènes de re-diffraction et de réflexion sous faible incidence, etc. Dans l'attente de tels modèles, il peut servir aux ingénieurs pour concevoir des formes d'aménagement, et ce, d'autant mieux si on dispose de données en nature pour le vérifier et l'ajuster à des conditions particulières locales.

Figure 5 - Aménagement portuaire existant et proposé

Figure 6 - Bathymétrie au voisinage de Sainte-Flavie

Figure 7 - Courbe de fréquence des hauteurs des vagues sur la période de mesure

Figure 8 - Courbe de fréquence des hauteurs des vagues sur une plus longue période

Figure 9 - Rose des vagues au large de Sainte-Flavie Période 1969-1980

Figure 10 - Rose des vagues près de l'entrée du port

Figure 11 - Diagramme de hauteur relative Vagues en provenance de l'ouest des données de 1981

Figure 12 - Cartes d'agitation - sous-variante 1

- a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 2,5$ m
- b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison

Figure 13 - Schémas des aménagements proposés

- a) Aménagement initialement proposé 1981
- b) Aménagement révisé 1981

Figure 14 - Cartes d'agitation - Variante 2

- a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 2,5$ m
- b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison

Figure 15 - Cartes d'agitation - Sous-variante 1

- a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m
- b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison

Figure 16 - Cartes d'agitation - Variante 2

- a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m
- b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison

Figure 17 - Cartes d'agitation - Sous-variante 2

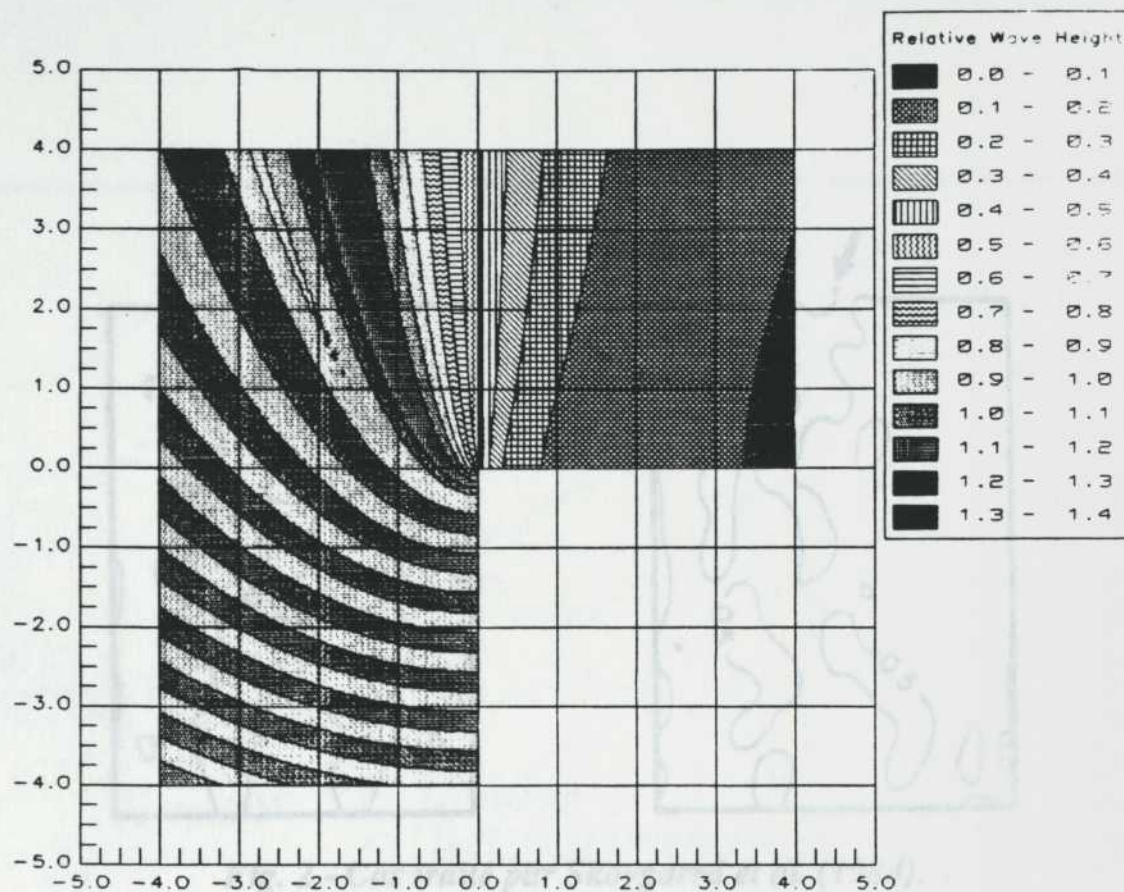
- a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m
- b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison

Liste des figures

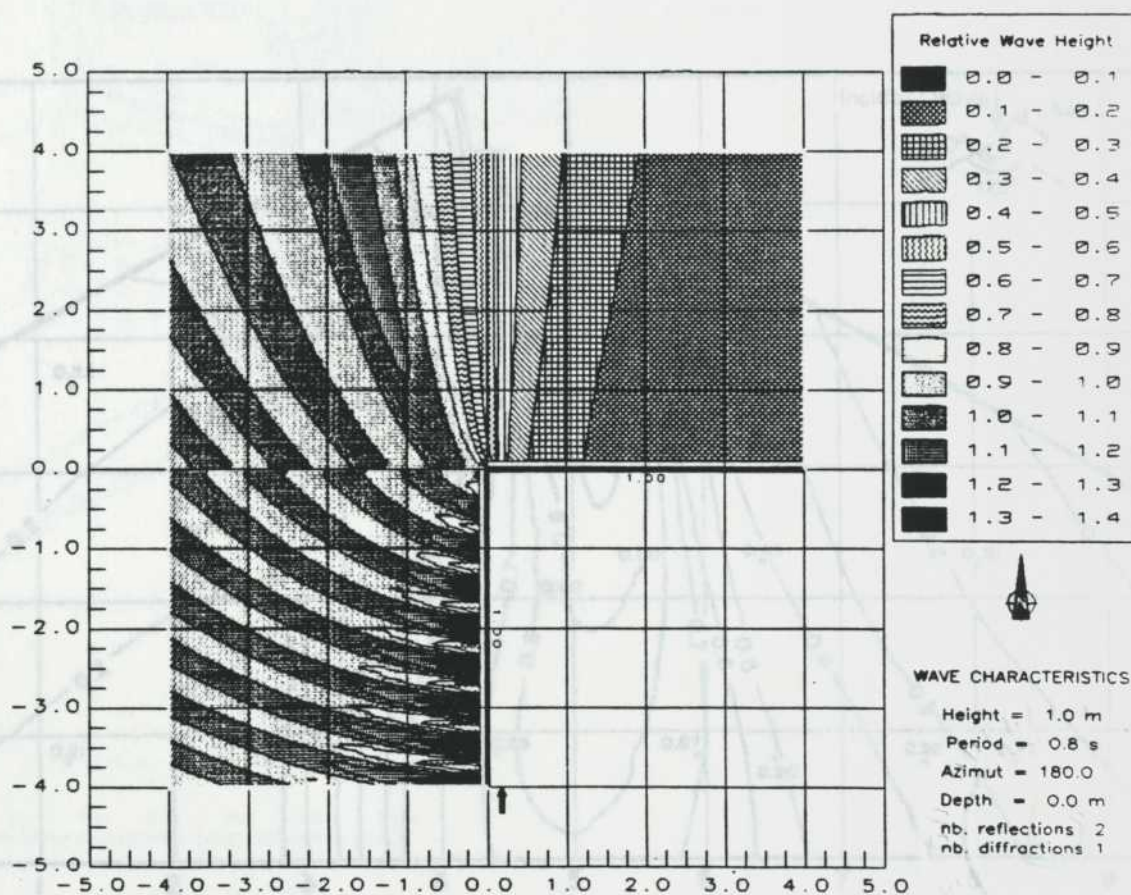
- Figure 1 - Coin vertical
 a) Solution exacte (Mitsui et al., 1987)
 b) Solution approximative de Penny et Price
- Figure 2 - Cas traité par Skovgarrrd et al. (1984)
- Figure 3 - Cas traité par Memos (1980)
- Figure 4 - Localisation de Sainte-Flavie
- Figure 5 - Aménagement portuaire actuel et proposé
- Figure 6 - Bathymétrie au voisinage de Sainte-Flavie
- Figure 7 - Courbe de fréquence des hauteurs des vagues sur la période de mesures
- Figure 8 - Courbe de fréquence des hauteurs des vagues sur une plus longue période
- Figure 9 - Rose des vagues au large de Sainte-Flavie Période 1969-1985
- Figure 10 - Rose des vagues près de l'entrée du port
- Figure 11 - Diagramme de hauteur relative
 Vagues en provenance de l'ouest avec période de 6 s
- Figure 12 - Cartes d'agitation - Aménagement actuel
 a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m
 b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison
- Figure 13 - Schémas des aménagements étudiés
 a) Aménagement initialement proposé (VI)
 b) Aménagement réduit (V2)
- Figure 14 - Cartes d'agitation - Variante 1
 a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m
 b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison
- Figure 15 - Cartes d'agitation - Sous-variante 1
 a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m
 b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison
- Figure 16 - Cartes d'agitation - Variante 2
 a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m
 b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison
- Figure 17 - Cartes d'agitation - Sous-variante 2
 a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m
 b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison

b) Solution approximative de Penny et Price

Fig. 1 - Coin vertical ($U = 30 \text{ m/s}$)



a) Solution exacte (Mitsui et al., 1987).



b) Solution approximative de Penny et Price.

Fig. 1 - Coin vertical ($\nu = 3\pi/2$).

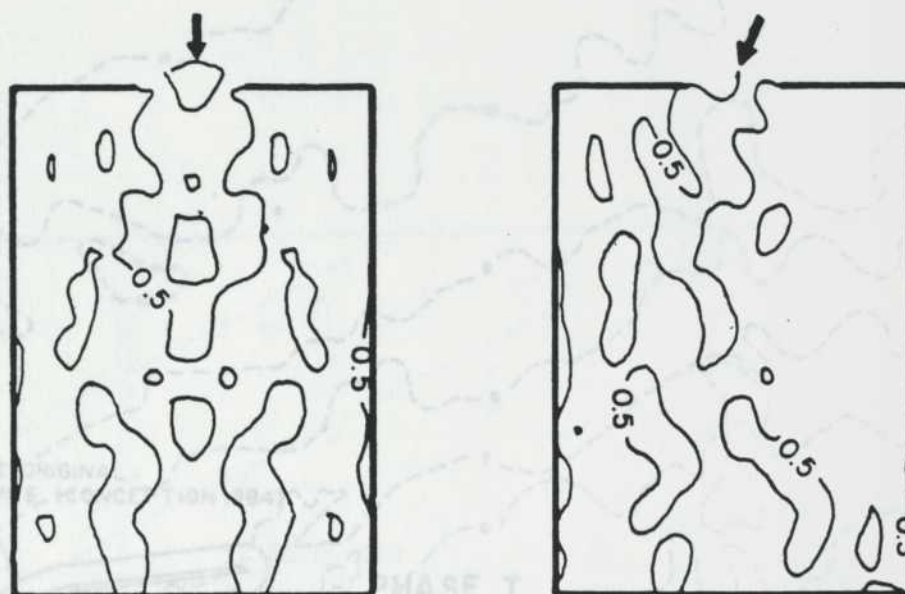


Fig. 2 - Cas traité par Skovgarrrd et al. (1984).

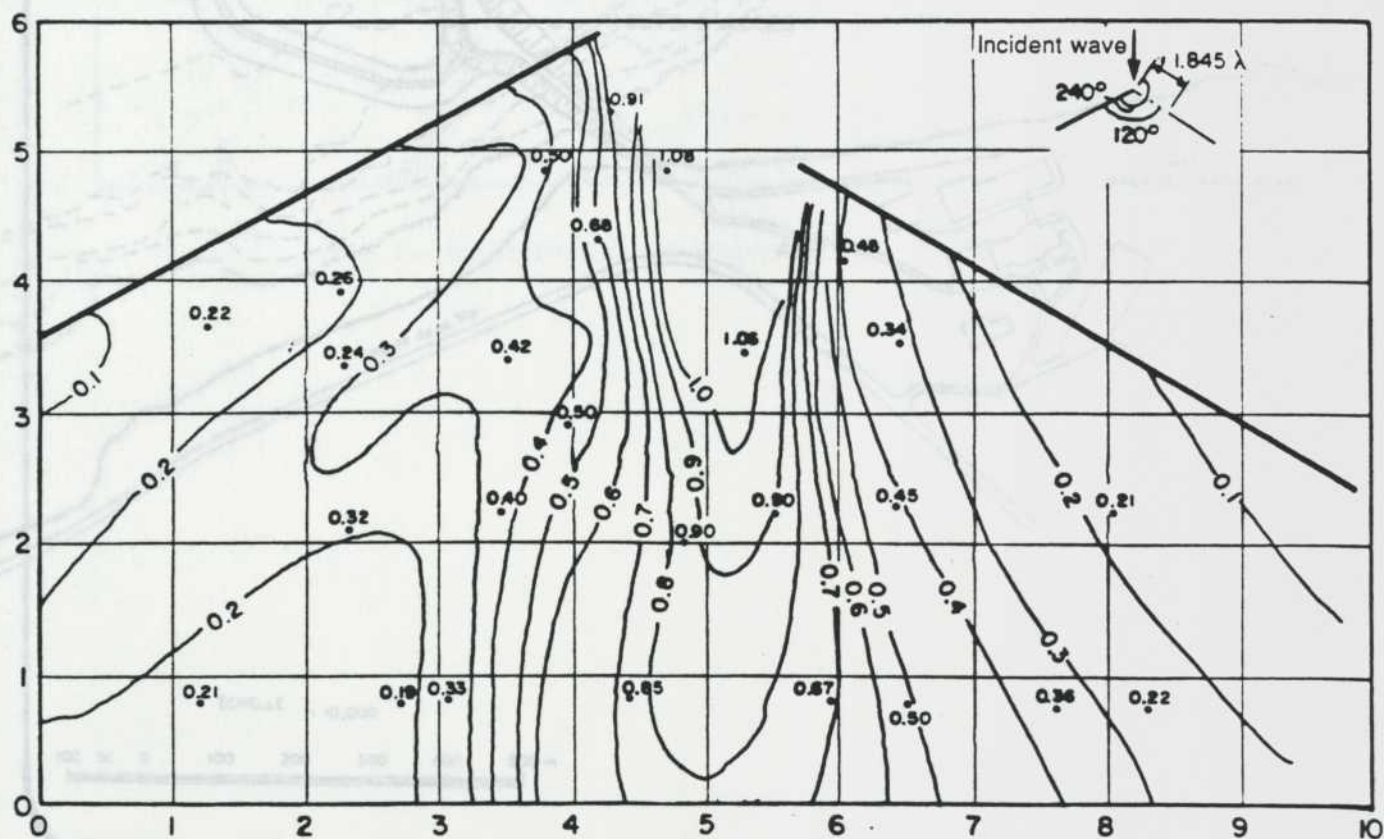


Fig. 3 - Cas traité par Memos (1980).

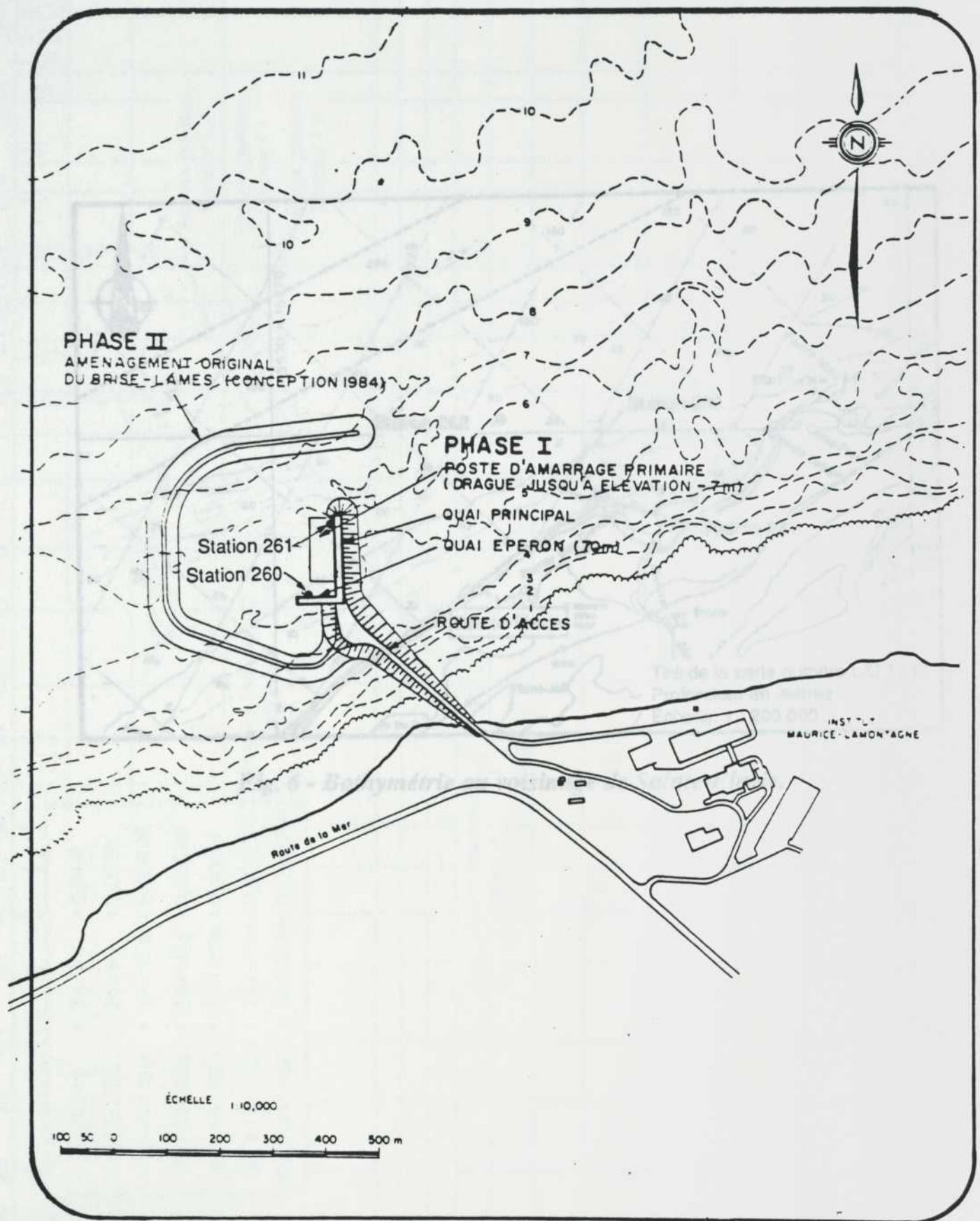


Fig. 5 - Aménagement portuaire actuel et proposé.

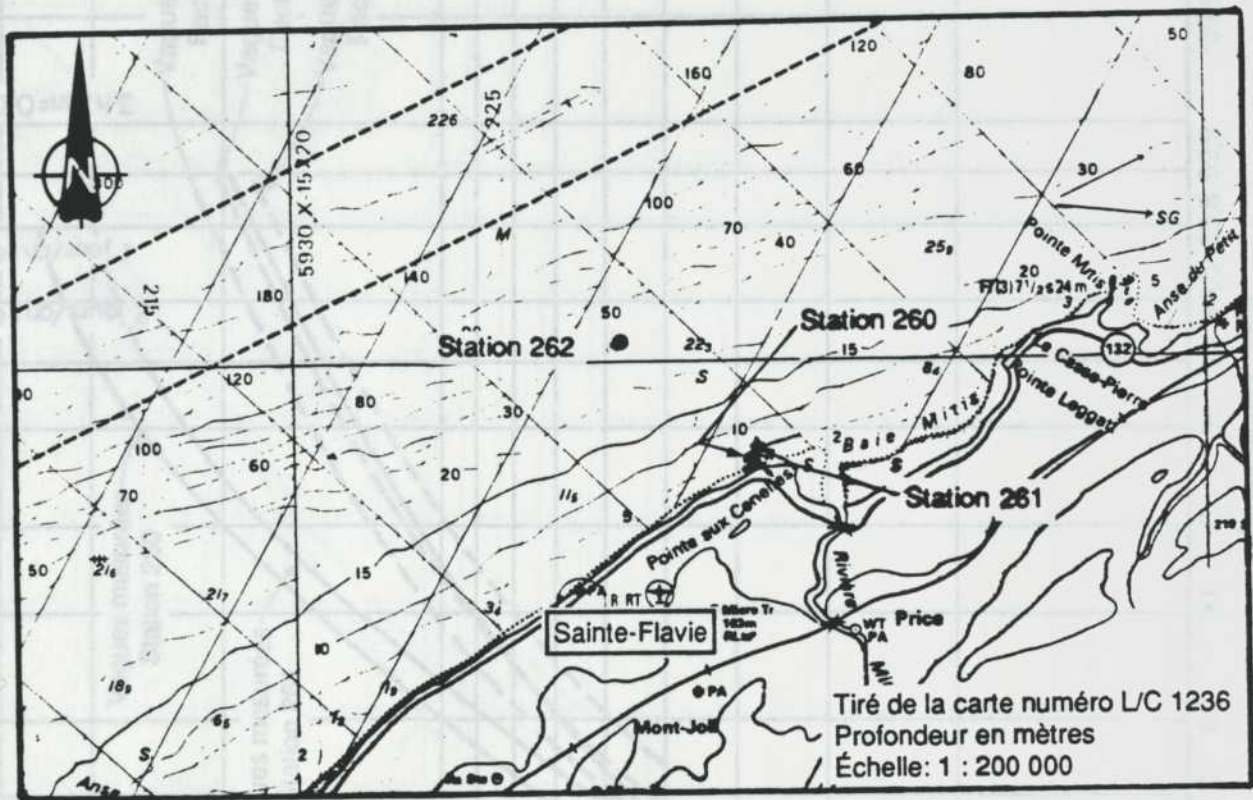


Fig. 6 - Bathymétrie au voisinage de Sainte-Flavie.

pourcentage de dépassement, (%)

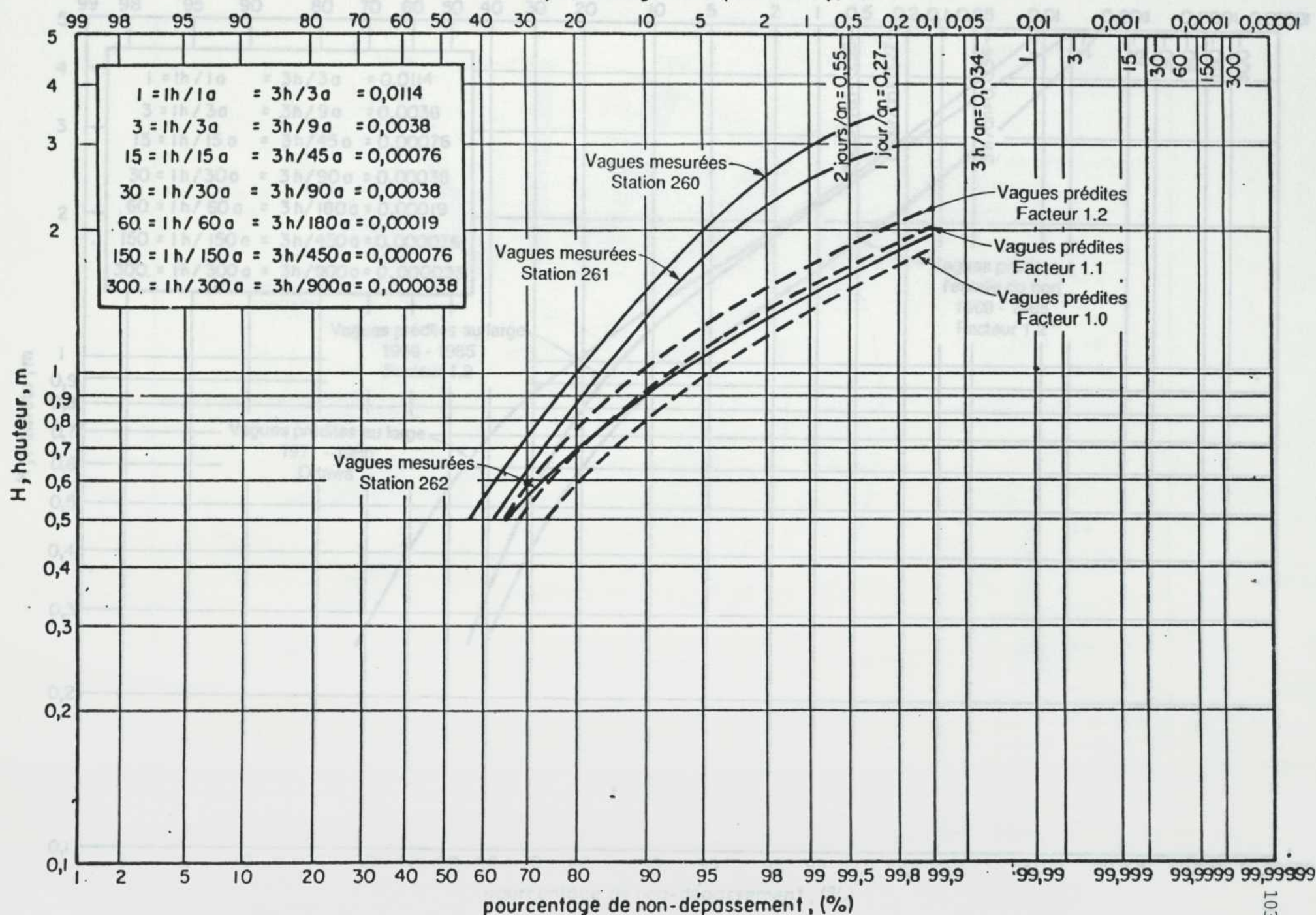


Fig. 7 - Courbes de fréquence des hauteurs des vagues sur la période de mesures.

pourcentage de dépassement, (%)

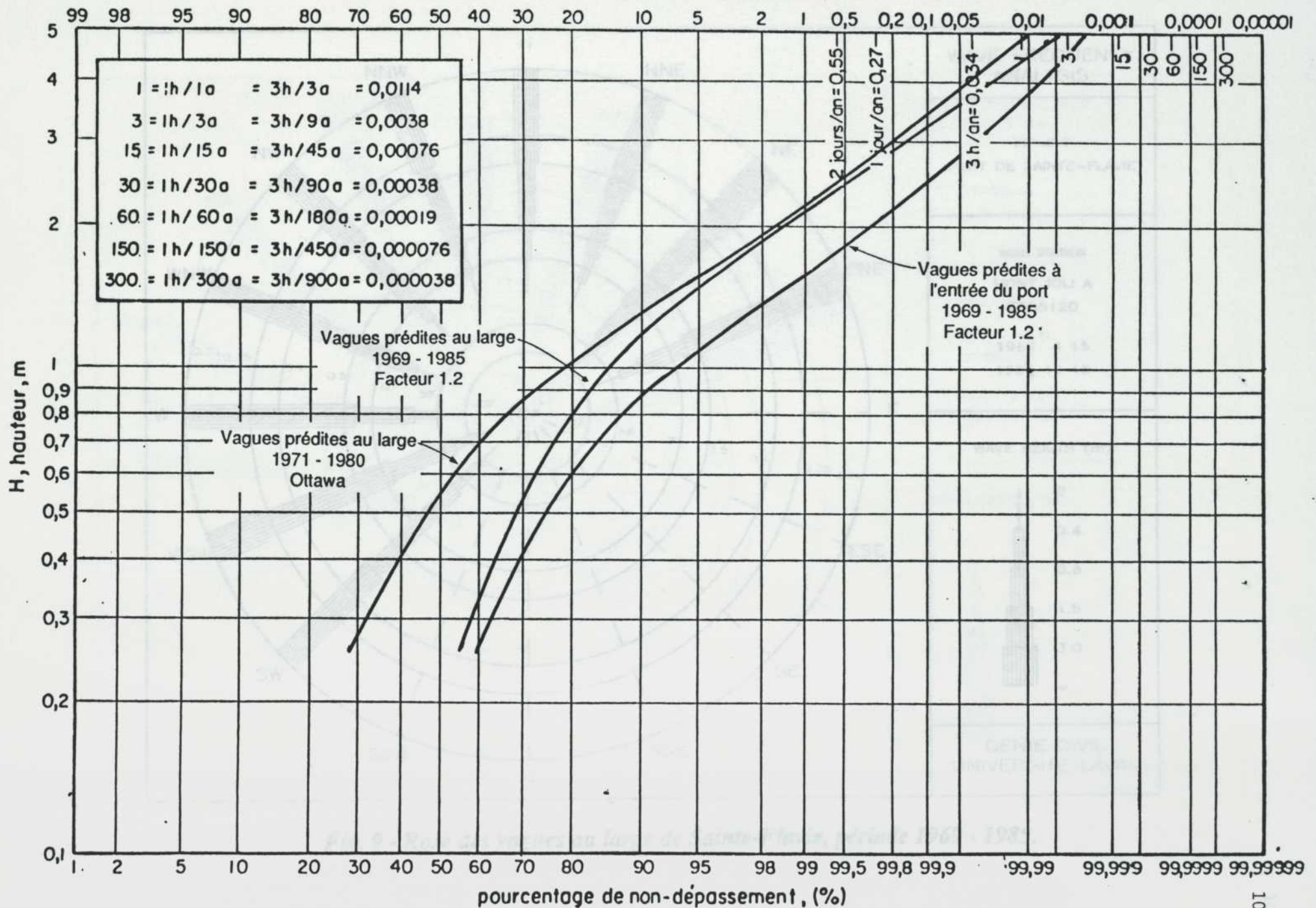


Fig. 8 - Courbes de fréquence des hauteurs des vagues sur une plus longue période.

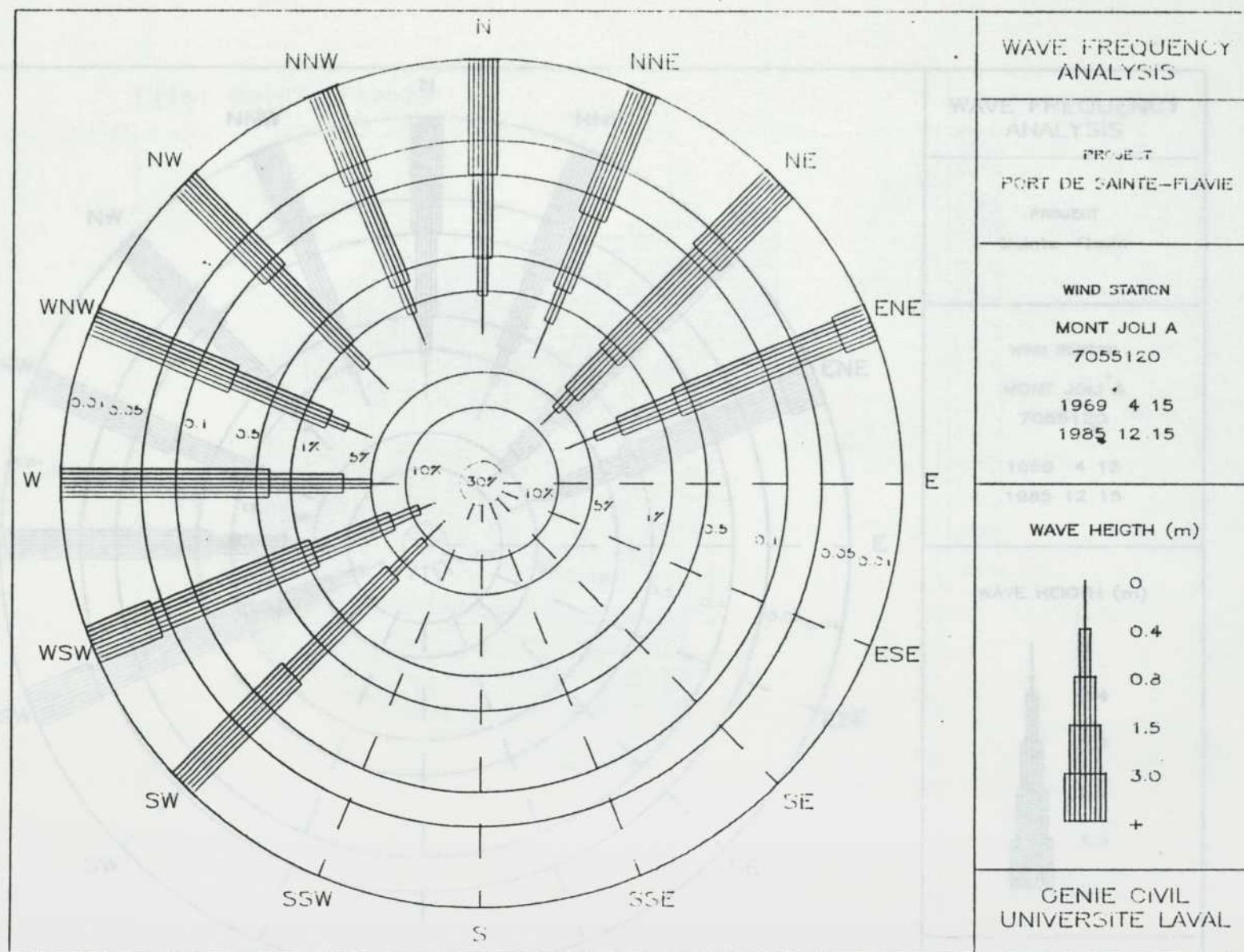


Fig. 9 - Rose des vagues au large de Sainte-Flavie, période 1969 - 1985.

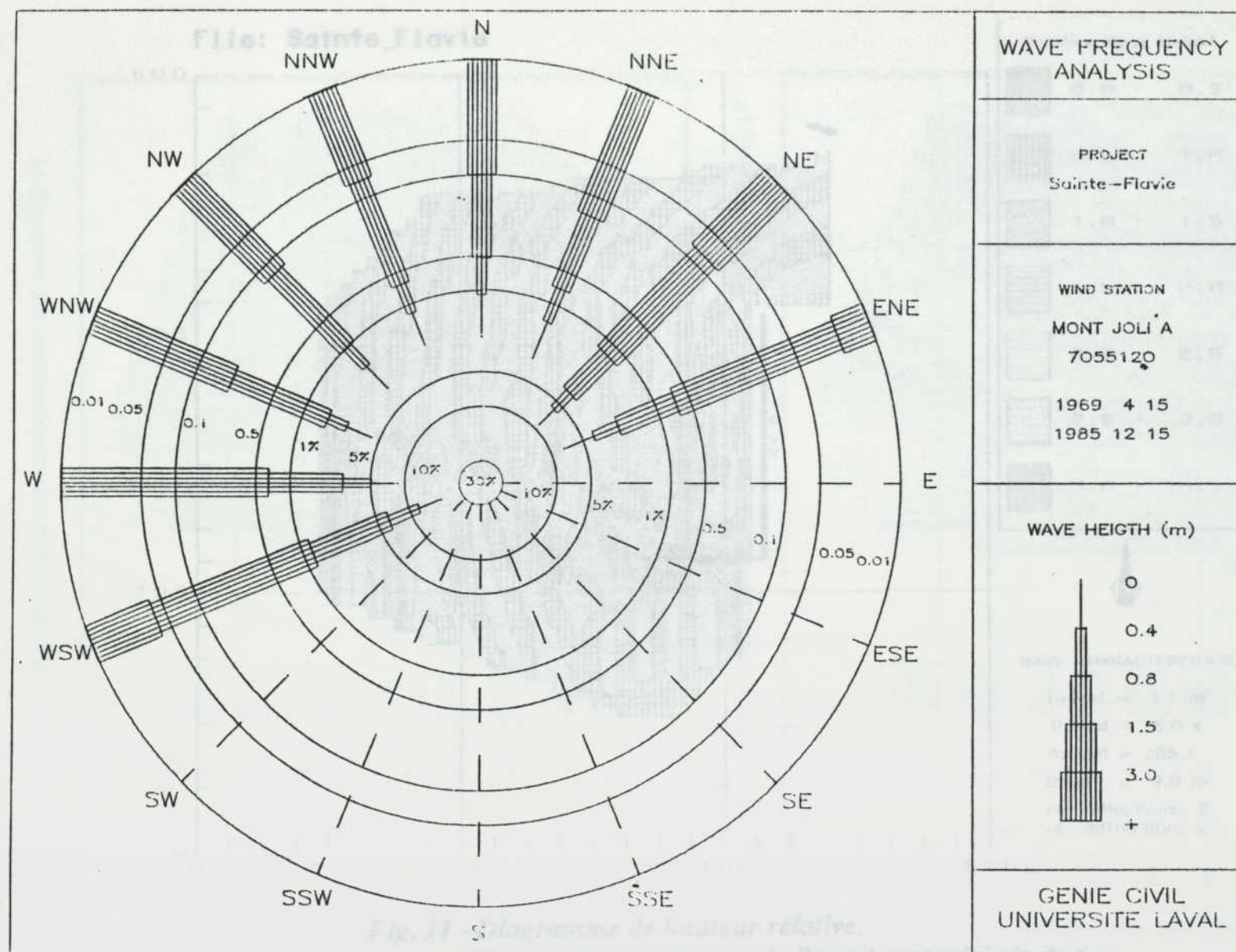


Fig. 10 - Rose des vagues près de l'entrée du port.

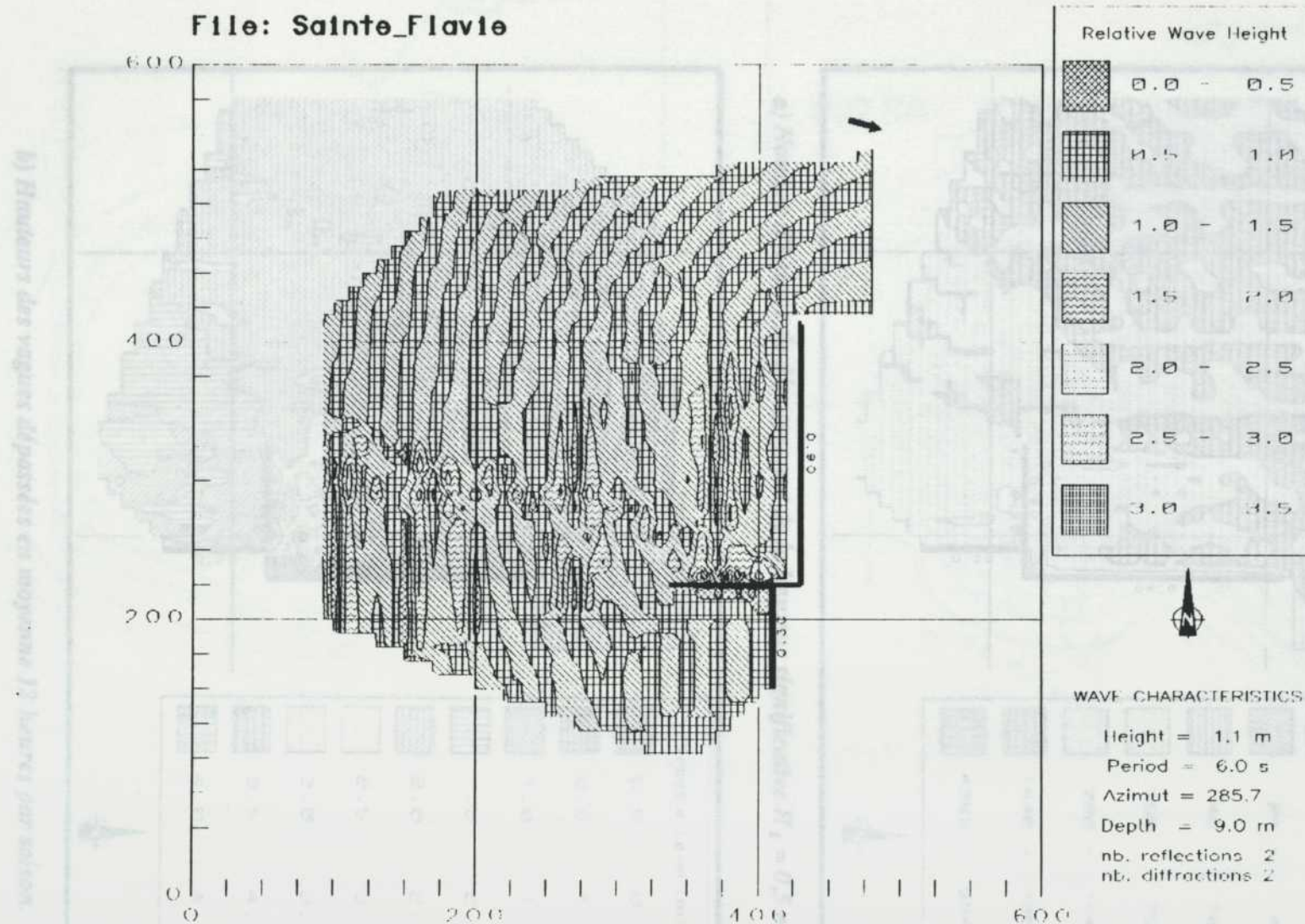
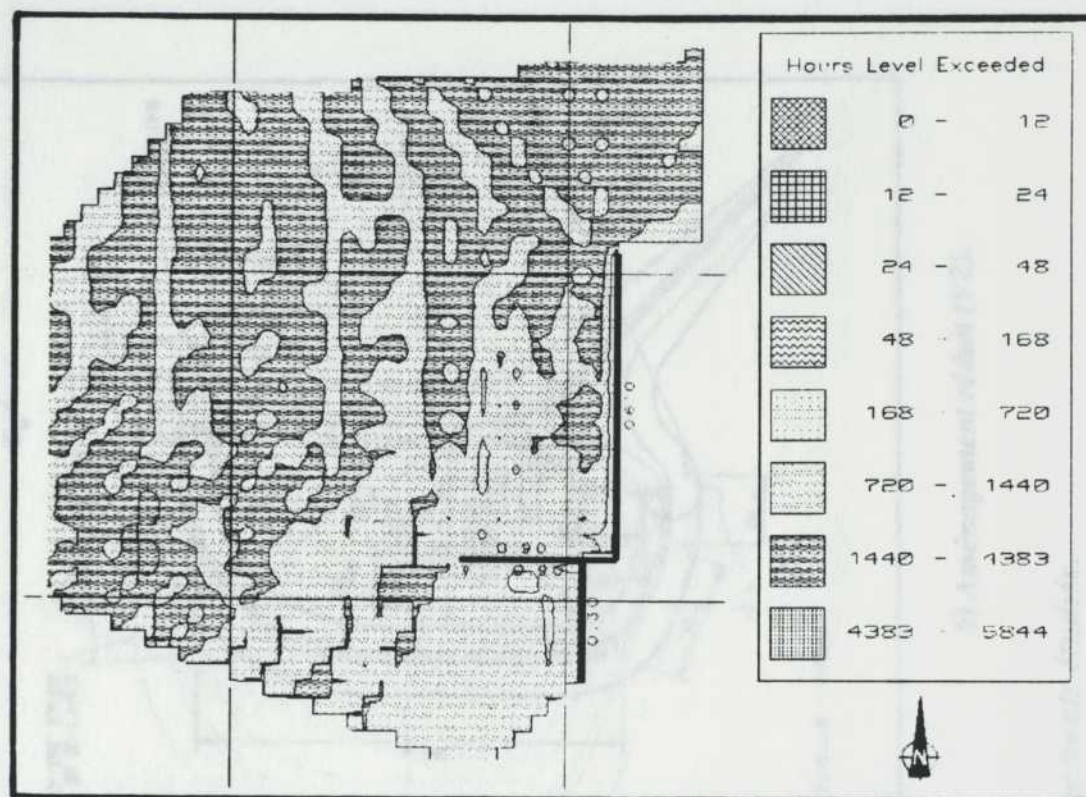
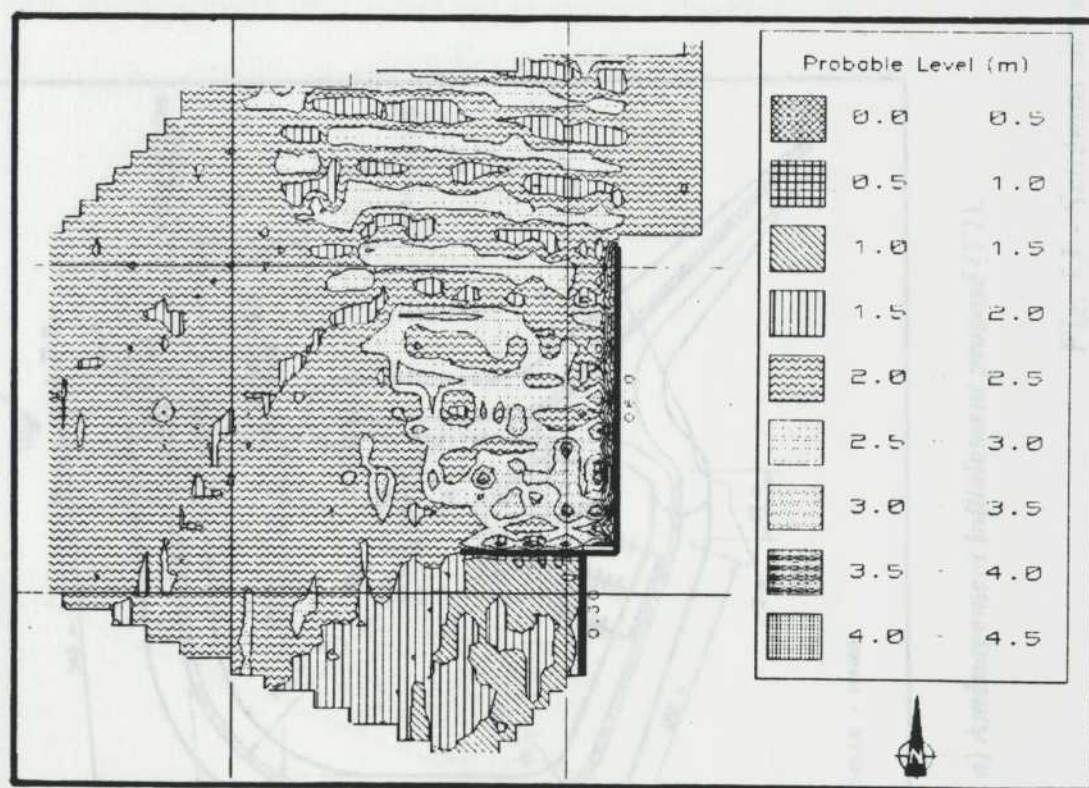


Fig. 11 - Diagramme de hauteur relative.
Vagues en provenance de l'ouest avec période de 6 s.

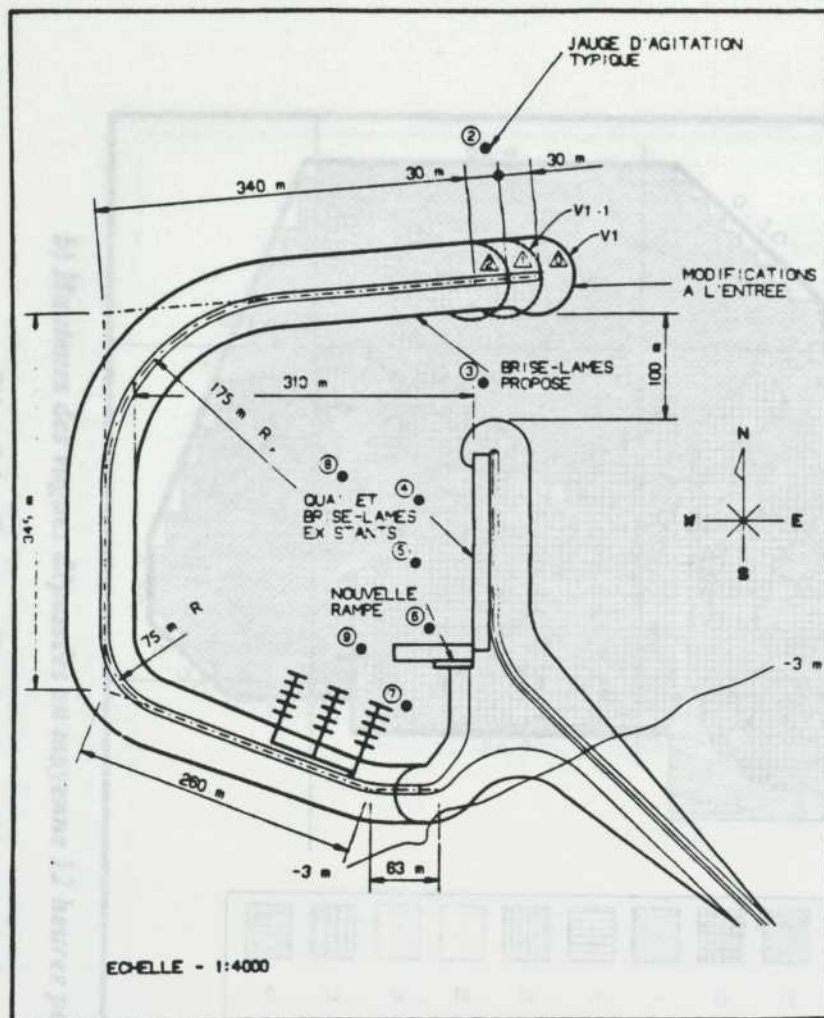


a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m.

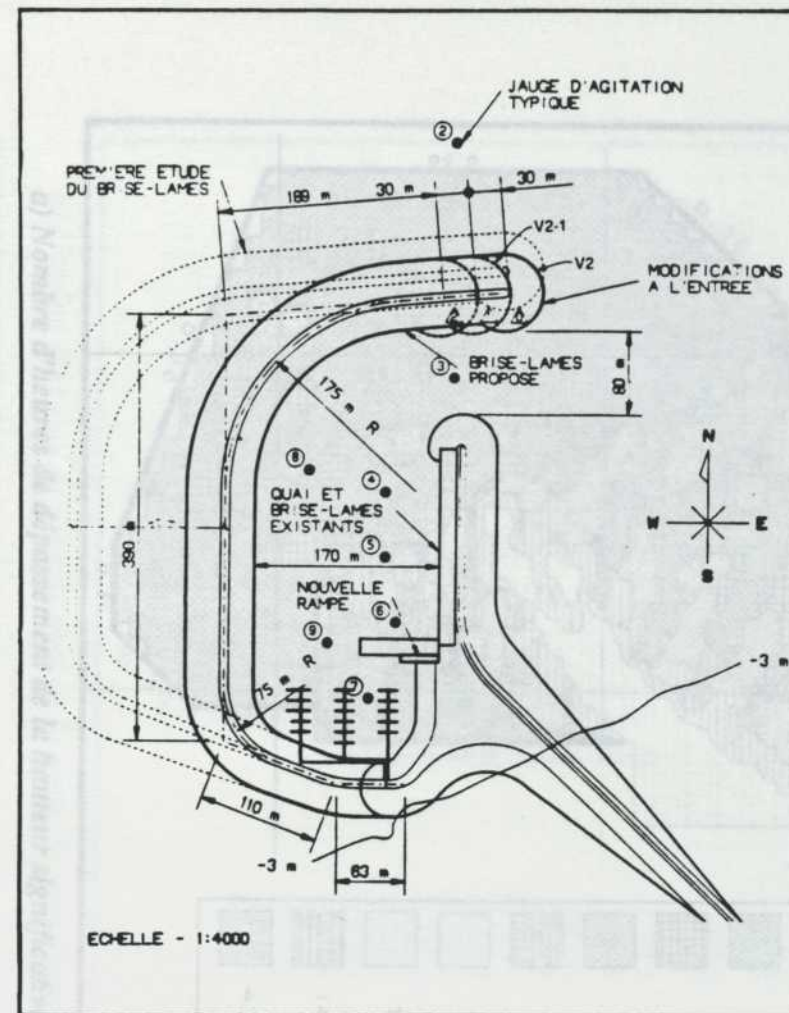


b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison.

Fig. 12 - Cartes d'agitation - Aménagement actuel.

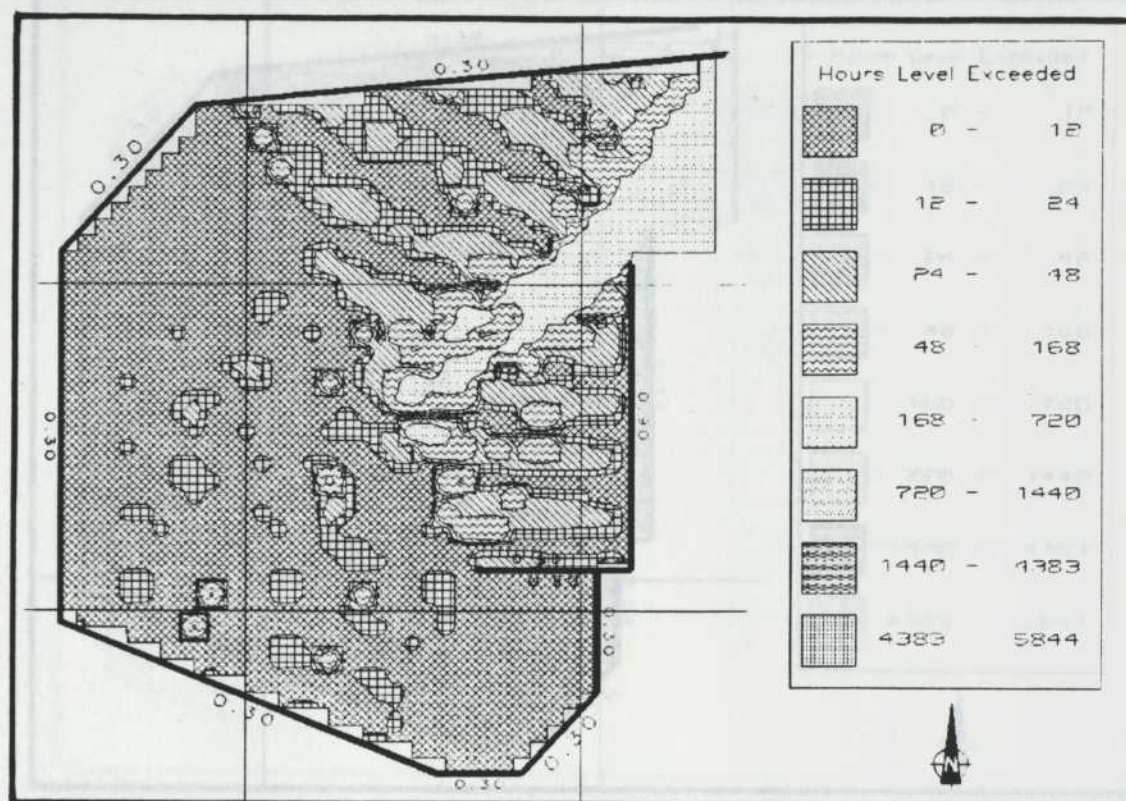


a) Aménagement initialement proposé (V1).

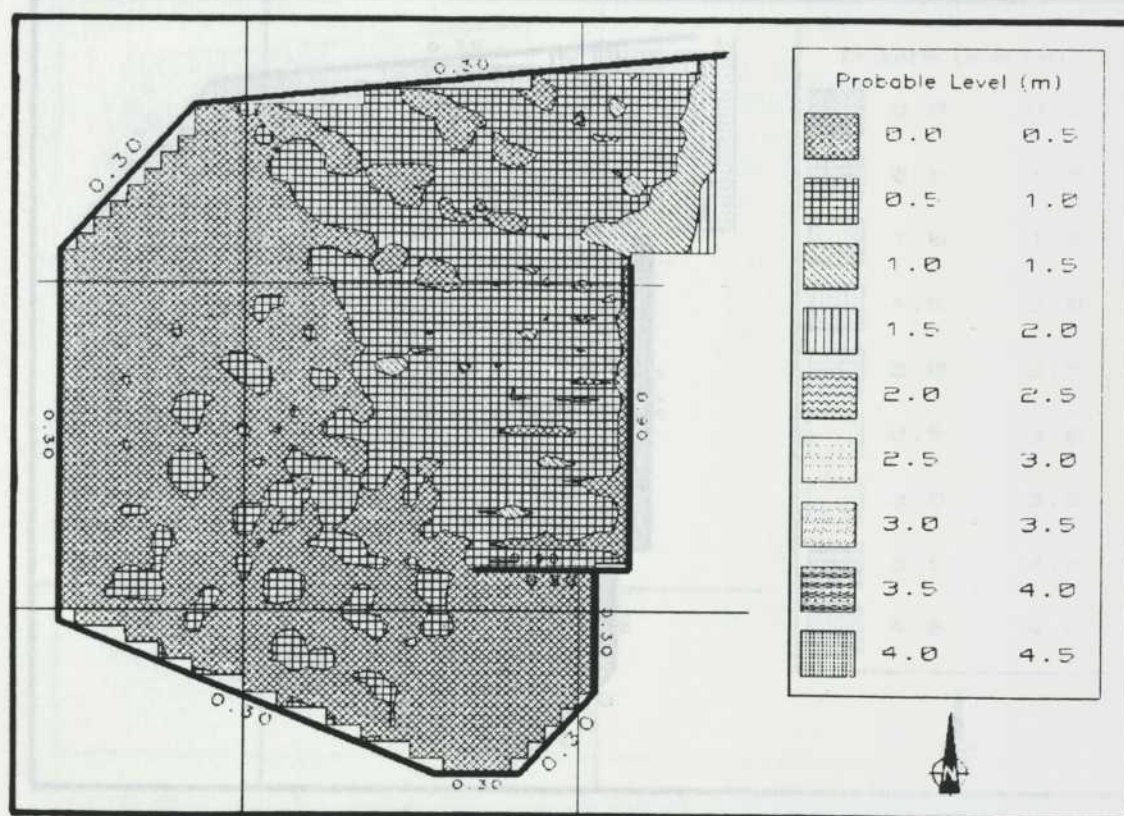


b) Aménagement réduit (V2).

Fig. 13 - Schémas des aménagements étudiés.

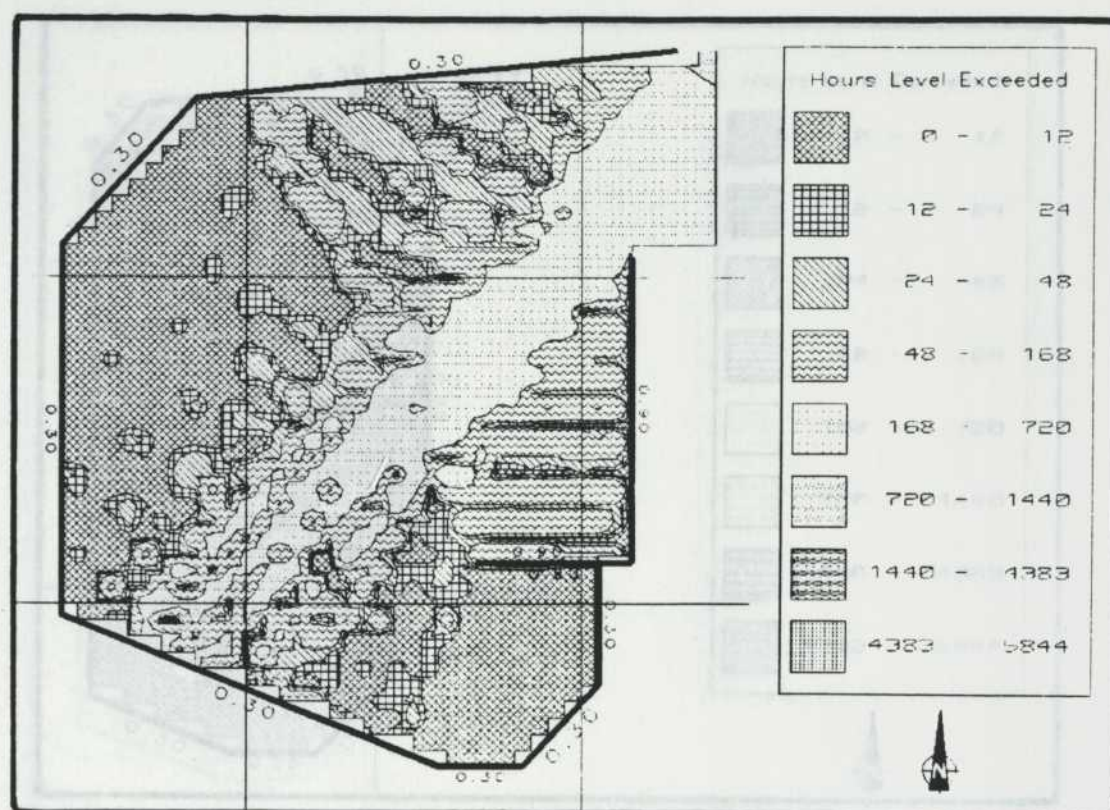


a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m.

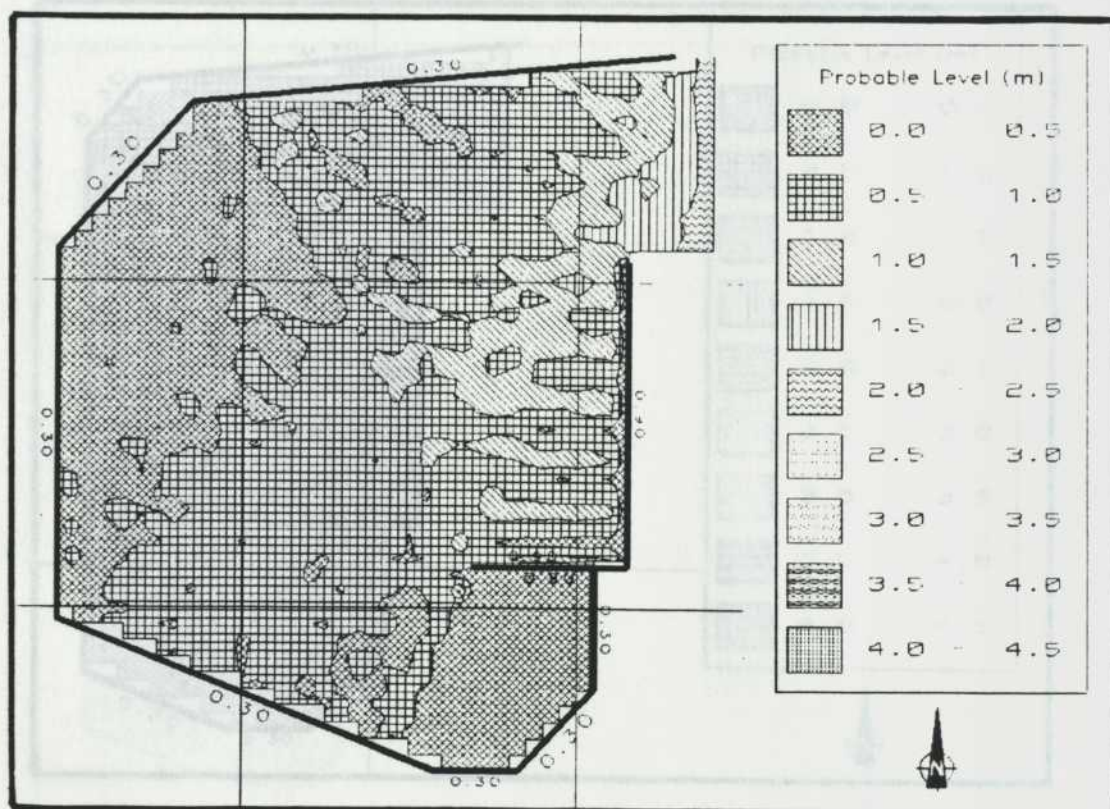


b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison.

Fig. 14 - Cartes d'agitation - Variante 1.

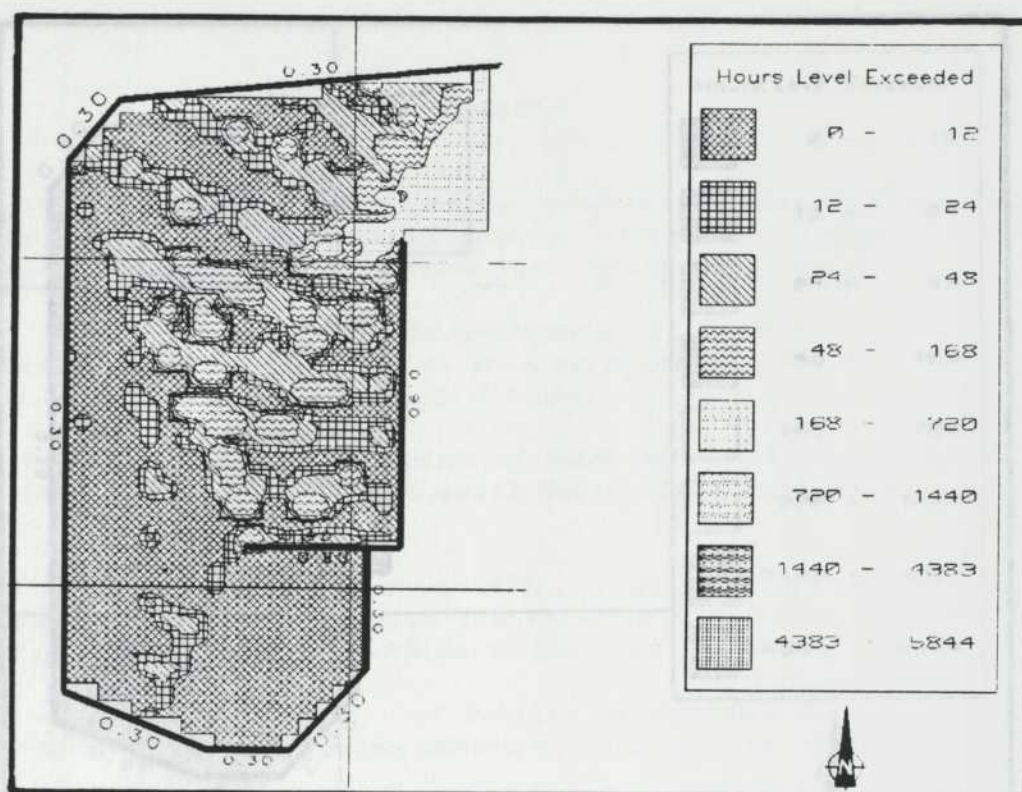


a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m.

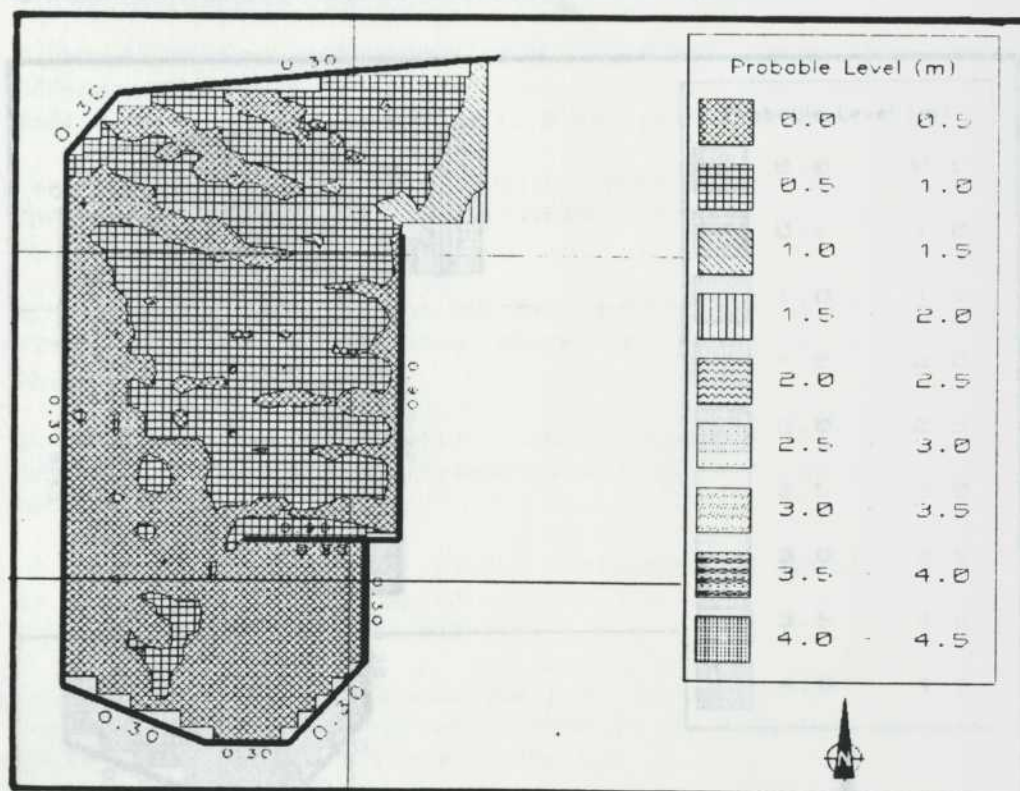


b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison.

Fig. 15 - Cartes d'agitation - Sous-variante 1.



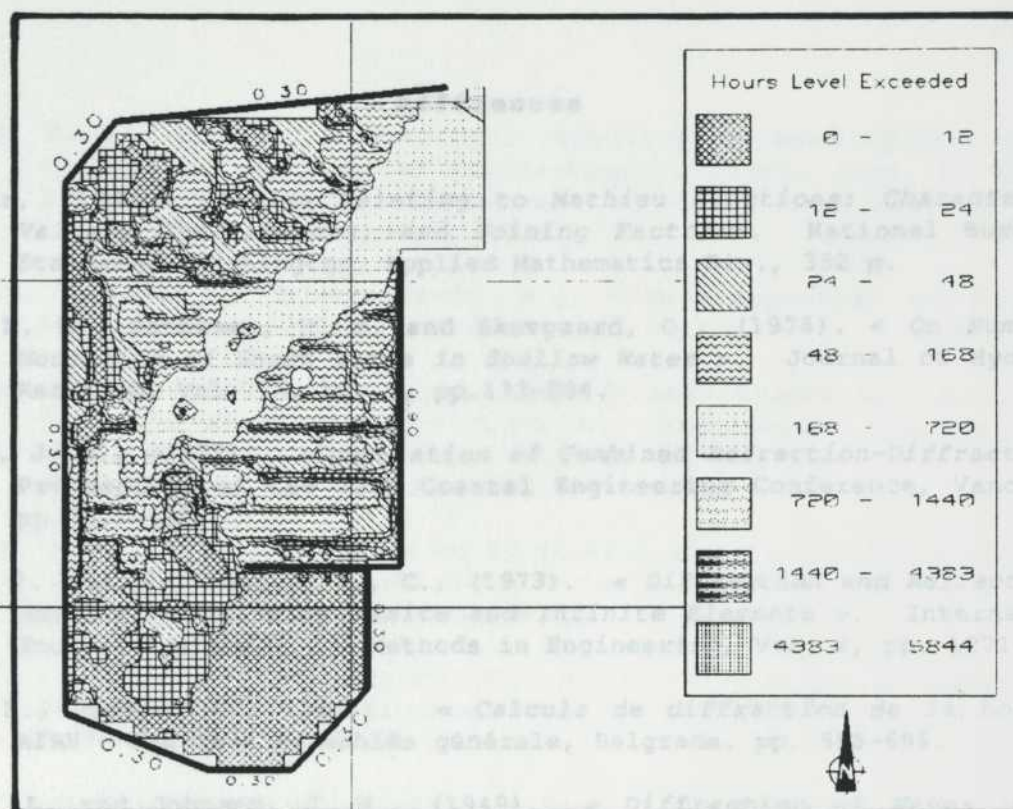
a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m.



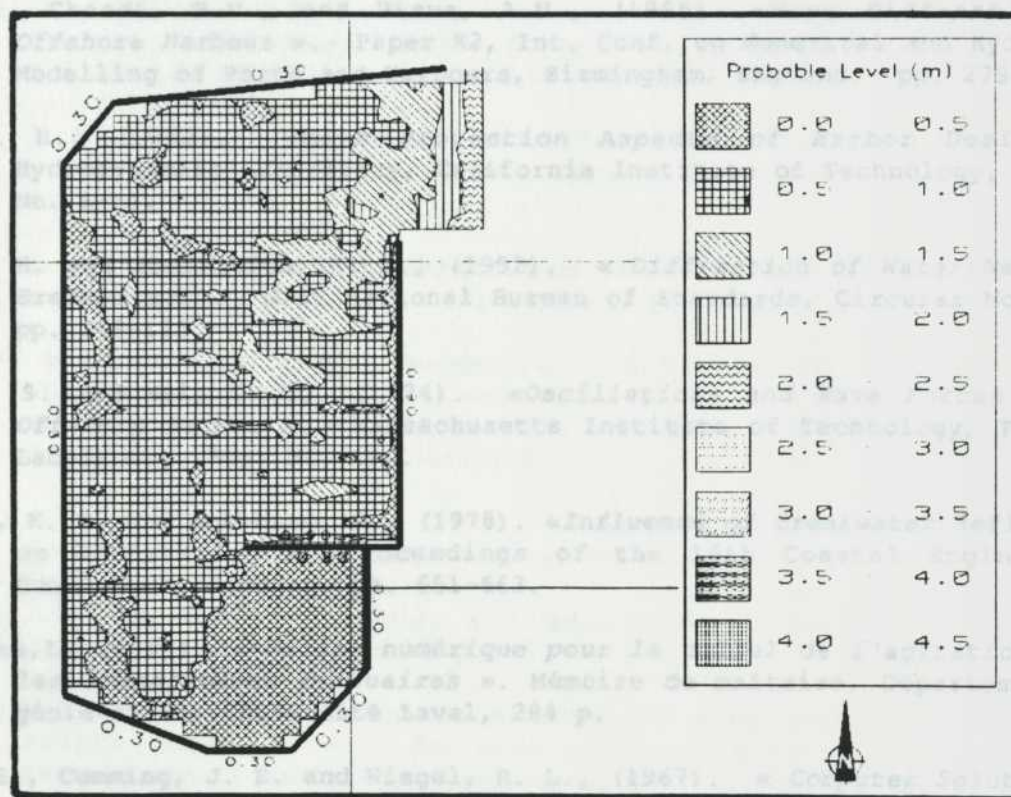
b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison.

Fig. 16 - Cartes d'agitation - Variante 2.

Fig. 17 - Cartes d'agitation - Sous-variante 2.



a) Nombre d'heures de dépassement de la hauteur significative $H_s = 0,5$ m.



b) Hauteurs des vagues dépassées en moyenne 12 heures par saison.

Fig. 17 - Cartes d'agitation - Sous-variante 2.

Références

- Anonymous, (1967). «Tables Relating to Mathieu Functions: Characteristic Values, Coefficients, and Joining Factors». National Bureau of Standards, Washington. Applied Mathematics Div., 352 p.
- Abbott, M. B., Petersen, H. M. and Skovgaard, O., (1978). « On Numerical Modelling of Short Waves in Shallow Water ». Journal of Hydraulic Research, Vol. 16, No. 3, pp.173-204.
- Berkhoff, J. W., (1972). «Computation of Combined Refraction-Diffraction ». Proceedings of the 13th Coastal Engineering Conference, Vancouver, pp. 471-490.
- Bettess, P. and Zienkiewicz, O., C., (1973). « Diffraction and Refraction of Surface Waves using Finite and Infinite Elements ». International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 2, pp. 1271-1290.
- Biéssel, F., Ranson, B., (1861). « Calculs de diffraction de la houle ». AIRH - Neuvième assemblée générale, Belgrade. pp. 688-699.
- Blue, F. L. and Johnson, J. W., (1949). « Diffraction of Waves passing through a Breakwater Gap ». Transactions, American Geophysical Union, Vol. 30, No. 5, pp. 705-718.
- Bose, S., Chanda, B.N., and Biswa, A.N., (1985). «Wave Diffraction in Offshore Harbour ». Paper K2, Int. Conf. on Numerical and Hydraulic Modelling of Ports and Harbours, Birmingham, England. pp. 279-284.
- Carr, J. H., (1952). «Wave Protection Aspects of Harbor Design ». Hydrodynamics Laboratory, California Institute of Technology, Report No. E-11.
- Carr, J. H. and Stelzreide, M. E., (1952). « Diffraction of Water Waves by Breakwaters ». U.S. National Bureau of Standards, Circular No. 521, pp. 109-125.
- Chen, H. S. and Mei, C. C., (1974). «Oscillations and Wave Forces in an Offshore Harbor ». Massachusetts Institute of Technology, Parsons Laboratory, Rep. No. 190.
- Daemrich, K.-F. and Kohlhasse, S., (1978). «Influence of Breakwater Reflection on Diffraction ». Proceedings of the 16th Coastal Engineering Conference, Hamburg. pp. 651-663.
- Desjardins, L. (1987). « Modèle numérique pour le calcul de l'agitation dans les aménagements portuaires ». Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, 284 p.
- Fan, S.-S., Cumming, J. E. and Wiegel, R. L., (1967). « Computer Solution of Wave Diffraction by Semi-Infinite Breakwater ». Report HEL 1-8, Hydraulic Engineering Laboratory, University of California, 376 p.

- Fleming, C. A., (1986). « Numerical Modelling of Wave Agitation Around Structures ». Coastal Engineering in Canada 1986, Professional Development Seminar, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, pp. 163-198.
- Fournier, C., 1988. « Sainte-Flavie, P.Q. - Wave Agitation and Breakwater Model Studies », Public Works Canada, Ottawa, 63 p. + appendices.
- Gaillard, P. M., (1982). « Kinematic and Dynamic Properties of Diffracted Waves in Constant Water Depth ». Engineering Applications of Computational Hydraulics, Vol. 1, Pitman Advanced Publishing Program, Boston. pp. 131-183.
- Gaillard, P. M., (1984). « Combined Refraction-Diffraction Calculations with Directional Wave Spectra ». Proceedings of the 19th Coastal Engineering Conference, Houston. pp. 1040-1056.
- Goda, Y., Takayama, T. and Suzuki, Y., (1978). « Diffraction Diagrams for Directional Random Waves ». Proc. of the 16th Coastal Engineering Conference, Hamburg. pp. 628-650.
- Graff, M. et Lepetit, J. P., (1972). « Pénétration de la houle dans un port par diffraction et réflexion ». Rapport HC 042/13, Électricité de France, Département Laboratoire National d'Hydraulique, 94 p.
- Harms, V. W., (1979). « Diffraction of Water Waves by Isolated Structures ». Journal of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Division, ASCE, Vol. 105, No. 2. pp. 131-147.
- Houston, J. R., (1981). « Combined Refraction and Diffraction of Short Waves using Finite Element Method ». Applied Ocean Research, Vol. 3, No. 4, pp. 163-170.
- Johnson, J. W., (1952). « Engineering Aspects of Diffraction and Refraction ». Proceedings ASCE, Vol. 78, Separate No. 122.
- Kohlhase, S., Daemrich, K.-F., Berger, U. and Tautenhain, E., (1978). « A Numerical approach for the determination of wave height distribution in a harbour ». Proceedings of the 16th Coastal Engineering Conference, Hamburg. pp. 664-676.
- Madsen, P. A. and Warren, I. R., (1984). « Performance of a Numerical Short-Wave Model ». Coastal Engineering, Vol. 8, pp. 73-93.
- McLachlan, N. W., (1947). « Theory and Application of Mathieu Functions ». Clarendon Press, Oxford, England.
- Memos, C.D., (1980a). « An extended Approach to Wave Scattering Through a Harbor Entrance ». Bulletin of the Permanent International Association of Navigation Congresses, Vol. I, No. 35, pp. 20-26.
- Memos, C.D., (1980b). « Water Waves Diffracted by Two Breakwaters ». Journal of Hydraulic Research, Vol. 18, No. 4, pp. 343-357.

- Morse, P. M. and Rubenstein, P. J., (1938). « *The Diffraction of Waves by Ribbons and by Slits* ». *Physical Review*, Vol. 54, pp. 895-898.
- Ouellet, Y. et Massé, B., (1982). « *Simulation du transport littoral en fonction des niveaux, vagues et courants* ». *Comptes rendus du Séminaire sur les techniques de contrôle de l'érosion*, Société canadienne de génie civil, région Québec, pp. 23-48.
- Ouellet, Y., Drouin, A., Thériault, I., (1985). « *Réaménagement portuaire de Cap-des-Rosiers - Étude d'agitation due aux vagues* ». Rapport GCT-85-04, Département de génie civil, Université Laval, 165 p.
- Ouellet, Y. et Desjardins, L., (1989). « *Étude numérique de l'agitation due aux vagues dans le port de l'Institut Maurice-Lamontagne à Sainte-Flavie* ». Rapport GCT-89-04, soumis à Travaux publics Canada, Département de génie civil, Université Laval, 60 p. + annexes.
- Penny, W. G. and Price, A. T., (1952). « *The Diffraction of Sea Waves and the Shelter Afforded by Breakwaters* ». *Philosophical Transactions*, Royal Society (London), Ser. A, No. 244, pp. 236-253.
- Putnam, J. A. and Arthur, R. S., (1948). « *Diffraction of Water Waves by Breakwaters* ». *Transactions*, American Geophysical Union, Vol. 29, No. 4, pp. 481-490.
- Rottmann-Söde, W., Schaper, H. and Zielke, W., (1985). « *Two Numerical Wave Models for Harbours* ». Paper K3, Int. Conf. on Numerical and Hydraulic Modelling of Ports and Harbours, Birmingham, England. pp. 285-293.
- Skovgaard, O., Behrendt, L. and Jonsson, I. G., (1984). « *A Finite Element Model for Wind Wave Diffraction* ». *Proceedings of the 19th Coastal Engineering Conference*, Houston, pp. 1090-1102.
- Smallman, J. V. and Porter, D., (1985). « *Wave Diffraction by Two Inclined Semi-Infinite Breakwaters* ». Paper K4, Int. Conf. on Numerical and Hydraulic Modelling of Ports and Harbours, Birmingham, England. pp. 269-278.
- Sobey, R. J. and Johnson, T. L., (1986). « *Diffraction Patterns near Narrow Breakwater Gaps* ». *Journal of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Division*, ASCE, Vol. 112, No. 4. pp. 512-528.
- Sommerfeld, A., (1896). « *Mathematische Theorie der Diffraction* ». *Mathematische Annalen*, Vol. 47., pp. 317-374.
- Southgate, H. W., (1985a). « *A Harbour Ray Model of Wave Refraction-Diffraction* ». *Journal of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Division*, ASCE, Vol. 111, No. 1. pp. 29-44.
- Southgate, H. N., (1985b). « *A Ray Model of Wave Action in Harbours* ». Paper L2, Int. Conf. on Numerical and Hydraulic Modelling of Ports and Harbours, Birmingham, England. pp. 309-315.

- Stiassnie, M. and Dagan, G., (1972). «Wave Diffraction by Detached Breakwaters ». Journal of Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, ASCE, Vol. 98, No. 2, pp. 209-224.
- Stoker, J. J., (1957). « Water Waves ». Interscience Publishers, New York, 576 p.
- Takayama, T. (1985). « Computation of Wave Height Distribution Inside a Harbour ». Int. Conf. on Numerical and Hydraulic Modelling of Ports and Harbours, Birmingham, England. Paper K4, pp. 295-302.
- Tsay, T.-K. and Liu, P. L.-F., (1983). «A Finite Element Model for Waves Refraction and Diffraction ». Applied Ocean Research, Vol. 5, No. 1, pp. 30-37.
- U.S. Army Corps Of Engineers, (1984). « Shore Protection Manual ». Fourth Edition, Department of the Army, Waterway Experiment Station, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, U.S. Government Printing Office, Washington.
- Warren, R., Larsen, J. and Madsen, P. A., (1985). « Application of Short Wave Numerical Models to Harbour Design and Future Development of the Model ». Paper L1, Int. Conf. on Numerical and Hydraulic Modelling of Ports and Harbours, Birmingham, England. pp. 303-308.
- Wiegel, R. L., (1962). « Diffraction of Waves by a Semi-Infinite Breakwater ». Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 88, No. 1, PP. 27-44.

LIENS ENTRE LES ALGORITHMES DE GÉNÉRATION

DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN

Patrick Béron

Université du Québec à Montréal

Département de Chimie

C.P. 8888 Succursale A

Montréal, Qc

H3C 3P8

Conférence présentée au

Colloque sur l'hydrotechnique assistée par ordinateur

167^e congrès de l'ACFAS, Montréal, mai 1985

Liens entre les algorithmes de génération du ruissellement en milieu urbain

I. INTRODUCTION

par

P. Béron

Depuis le début des années 1970, de nombreux modèles de simulation du ruissellement ayant une base déterministe ont vu le jour, certains étant très utilisés, d'autres complètement oubliés. Certains utilisent des méthodes de résolution des équations différentielles telles que la méthode des éléments finis en trois dimensions, d'autres des méthodes beaucoup plus simples, allant jusqu'à l'intégration des équations différentielles à une seule dimension d'une façon théorique au niveau de l'analyse, ce qui permet des temps de calcul sur ordinateur beaucoup plus rapides. Ce dernier type de modèles étant le plus courant dans la pratique, c'est le seul qui sera utilisé dans cet exposé. Tous ces modèles, aussi différents soient-ils ont une chose en commun: ils utilisent un algorithme pour simuler la

LIENS ENTRE LES ALGORITHMES DE GENERATION

DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN

Patrick Béron

Université du Québec à Montréal

Département de Chimie

C.P. 8888 Succursale A

Montréal, Qc

H3C 3P8

Conférence présentée au

Colloque sur l'hydrotechnique assistée par ordinateur

(57^e congrès de l'ACFAS, Montréal, mai 1989)

2. HYPOTHESES COMMUNES AUX TROIS ALGORITHMES

1. INTRODUCTION

Depuis le début des années 1970, de nombreux modèles de simulation du ruissellement ayant une base déterministe ont vu le jour, certains étant très utilisés, d'autres complètement oubliés. Certains utilisent des méthodes de résolution des équations sophistiquées telles que la méthode des éléments finis en trois dimensions spatiales, d'autres des méthodes beaucoup plus simples, allant jusqu'à l'intégration des équations différentielles à une seule dimension d'une façon théorique au niveau de l'analyse, ce qui permet des temps de calcul sur ordinateur beaucoup plus rapides. Ce dernier type de modèle étant le plus courant dans la pratique, c'est le seul qui sera utilisé dans cet exposé. Tous ces modèles, aussi différents soient-ils, ont une chose en commun: ils utilisent un algorithme pour simuler le

ruissellement. Les différents algorithmes ayant des hypothèses de base différentes et fournissant des résultats parfois assez éloignés, le premier but de cette présentation est de montrer que les trois algorithmes les plus utilisés ne sont en fait que le même algorithme de base auquel des hypothèses supplémentaires sont ajoutées en allant du plus proche de la réalité au plus simple. Par le biais de l'allure des hydrogrammes obtenus dans les mêmes conditions par chacun des algorithmes, le deuxième but de cette présentation est de montrer les limites de validité de ces algorithmes ainsi que de comparer les résultats qu'ils fournissent.

2. HYPOTHESES COMMUNES AUX TROIS ALGORITHMES

Ces trois algorithmes étant très utilisés dans le domaine du drainage urbain, le bassin versant utilisé pour fins de démonstration est un bassin urbain, idéalisé, pour lequel aucune abstraction hydrologique n'existe. Autrement dit, il n'y a ni infiltration, ni évaporation, ni rétention en surface: toute la pluie se retrouve à l'exutoire après un temps plus ou moins long. Ce bassin n'est cependant pas isolé et peut recevoir un apport de ruissellement de surface d'autres bassins situés plus en amont par rapport à lui. Il convient de noter ici que ces hypothèses n'enlèvent rien à l'aspect général des algorithmes et n'ont d'autres buts que "d'épurer" ces algorithmes. Une fois ces algorithmes mis au point, rien n'empêche de les compliquer pour tenir compte de l'infiltration et de la percolation, d'une rétention d'eau en surface ou de l'évaporation.

3. GENERATION DU RUISSELLEMENT

3.1. Cas général

Considérons un élément de surface dS de ce sous-bassin et notons par h la hauteur de pluie, Q^* le débit d'apport de ruissellement par l'amont et Q_e le débit de sortie. Un bilan de masse sur cet élément de surface durant un instant dt s'écrit de la façon suivante, en appelant H_0 et H_f les hauteurs d'eau initiales et finales emmagasinées sur l'élément:

$$dQ^* \cdot dt + dh \cdot dS + H_0 \cdot dS = dQ_e \cdot dt + H_f \cdot dt \quad (1)$$

Après regroupement des termes et en intégrant sur toute la superficie A du bassin, il vient:

$$\int_A \frac{dh}{dt} dS = \int_A (dQ^* - dQ_e) + \int_A \frac{dS}{dt} dh \quad (2)$$

En supposant que la pluie est uniforme sur le bassin durant dt , il est possible de définir l'intensité instantanée i de la pluie par:

$$i = \frac{dh}{dt} \quad (3)$$

Le terme représentant l'apport par la pluie de l'équation (2) se simplifie alors en:

$$\int_A \frac{dh}{dt} dS = \int_A i \cdot dS = i \int_A dS = i \cdot A \quad (4)$$

De son côté, le terme représentant les débits est égal à la différence des débits entrant et sortant par les frontières du système:

3.2. Vitesse d'écoulement variable

Soit $\int_A (dQ^* - dQ_e) = Q^* - Q_e$ puis que la section d'écoulement (5)
l'exutoire est rectangulaire, de largeur L , la profondeur d'écoulement

étant représentée par H . La deuxième hypothèse considère que la largeur L est constante et indépendante de l'emménagement intégrée sur toute la surface A et en remarquant que $dH = H_t - H_b$, l'équation (1) devient:

$$\frac{dH}{dt} \cdot A = (Q^* - Q_e) + i \cdot A \quad (6)$$

Afin d'alléger l'écriture des équations, introduisons le terme q , représentant le débit par unité de surface, c'est-à-dire $q = Q/A$.

L'équation (6) devient:

$$dH = (q^* - q_e) \cdot dt + i \cdot dt \quad (6bis)$$

En intégrant cette dernière équation entre deux instants t et $(t+\Delta t)$, il vient:

$$\Delta H = (\bar{q}^* - \bar{q}_e) \cdot \Delta t + \bar{i} \cdot \Delta t \quad (7)$$

la barre au-dessus des variables indiquant une valeur moyenne par intégration dans le temps.

Afin de pousser plus loin l'analyse de cet algorithme, il est nécessaire de poser une série d'hypothèses sur l'exutoire du bassin.

3.2. Vitesse d'écoulement variable

La première hypothèse stipule que la section d'écoulement à l'exutoire est rectangulaire, de largeur L , la profondeur d'écoulement étant représentée par H_e . La deuxième hypothèse considère quant à elle que la largeur à l'exutoire L est constante et indépendante de la profondeur. Le débit unitaire instantané à l'exutoire peut donc s'écrire, en notant V_e la vitesse moyenne à l'exutoire:

$$q_e = V_e \cdot H_e \cdot \frac{L}{A} \quad (8)$$

Sous sa forme intégrée sur Δt , l'équation donne:

$$\bar{q}_e = \frac{L}{A} \cdot \bar{V}_e \cdot H_e \quad (9)$$

Etant donné que les variations de vitesse et de profondeur d'écoulement sont relativement faibles à l'intérieur d'un pas de temps, il est possible de poser par hypothèse que:

$$\bar{V}_e \cdot H_e = \bar{V}_e \cdot \bar{H}_e \quad (10)$$

D'un point de vue hydraulique, si le bassin versant n'est pas trop étendu, l'hypothèse d'uniformité de l'écoulement pendant Δt est une

hypothèse de simplification permettant de représenter adéquatement le phénomène. Cette hypothèse, une des plus importantes, permet d'écrire l'identité entre la profondeur d'écoulement à l'exutoire H_e et la moyenne dans l'espace de la hauteur de la lame d'eau ruissellée sur le bassin H .

D'un point de vue calcul numérique, il est possible de poser par hypothèse d'une façon très classique que la profondeur d'écoulement à l'exutoire intégrée dans le temps est une moyenne pondérée des valeurs instantanées au début et à la fin du pas de temps:

$$\bar{H}_e = (1-\omega) \cdot H_e \{t\} + \omega H_e \{t+\Delta t\} \quad (11)$$

la variable ω étant un facteur de pondération variant entre 0 et 1 et particulièrement intéressante d'un point de vue informatique. Cette même équation peut se mettre sous une autre forme, toujours à son aspect récursif. Après remplacement et réarrangement des termes de l'équation (7), une équation récursive peut être écrite pour la profondeur d'écoulement à l'exutoire:

$$H_e \{t+\Delta t\} = \bar{\alpha} \cdot [\bar{\lambda} + \bar{\beta} \cdot H_e \{t\}] \quad (12)$$

où: variable n représentant ici le numéro du pas de temps à l'étape

$$\bar{\alpha} = \frac{\Delta t}{1 + \bar{K}_c \Delta t} \quad (13)$$

$$\bar{\beta} = \frac{1}{\Delta t} - \frac{1-\omega}{\omega} \cdot \bar{K}_c \quad \text{soit l'équation (17).} \quad (14)$$

Cet algorithme, basé essentiellement sur les aspects hydrauliques du $\bar{\lambda} = \bar{q}^* + \bar{i}$ de ruissellement, est celui connu sous le nom de (15)

$$\bar{K}_c = \frac{\omega \cdot \bar{V}_e \cdot L}{A} \quad (16)$$

Pour sa part, le débit moyen à l'exutoire s'exprime par:

$$\bar{Q}_e = A \cdot \bar{K}_c \cdot \left[\frac{1-\omega}{\omega} \cdot H_e(t) + H_e(t+\Delta t) \right] \quad (17)$$

La forme récursive de l'équation (12) permettant de calculer la profondeur d'écoulement à l'exutoire (et donc la hauteur de la lame d'eau ruissellée grâce à l'hypothèse d'uniformité hydraulique) est particulièrement intéressante d'un point de vue informatique. Cette même équation peut se mettre sous une autre forme, toujours grâce à son aspect récursif:

$$H_{e,n} = \sum_{j=1}^n \left[\frac{\bar{\lambda}_j}{\bar{\beta}_j} \cdot \left[\prod_{k=j}^n \bar{\alpha}_k \cdot \bar{\beta}_k \right] \right] = H_e(n\Delta t) \quad (18)$$

la variable n représentant ici le numéro du pas de temps à l'étude, c'est-à-dire que $H_{e,n}$ est la valeur de la profondeur d'écoulement au temps $t=n\Delta t$. Pour le débit moyen à l'exutoire, $\bar{Q}_{e,n}$ représente le débit moyen entre $(n-1)\Delta t$ et $n\Delta t$ et se calcule à l'aide de la même équation que précédemment, soit l'équation (17).

Cet algorithme, basé essentiellement sur les aspects hydrauliques du phénomène de ruissellement, est celui connu sous le nom

"d'algorithme à vitesse variable" dans le modèle SIRDU-PC (Béron, 1987). C'est également à toutes fins pratiques celui utilisé dans le bloc RUNOFF du modèle SWMM (Huber et al., 1975). D'un point de vue pratique, la difficulté d'utilisation de cet algorithme réside dans la détermination de la valeur L , souvent appelée *largeur équivalente de drainage*.

3.3. Vitesse d'écoulement constante

L'algorithme précédent peut être simplifié en posant par hypothèse que la vitesse d'écoulement en surface est constante et ne dépend pas de la hauteur de la lame d'eau ruissellée. Pour l'utilisateur, une nouvelle difficulté surgit alors: estimer la vitesse moyenne d'écoulement en surface. A cause de cette difficulté, cet algorithme n'est pas recommandé. Par contre, son analyse reste intéressante, en particulier lorsqu'on simplifie les hypothèses en posant ω égal à 1. Dans ce cas en effet, l'équation (17) devient:

$$\bar{Q}_{e..n} = A \cdot K_c \cdot \Delta t \cdot \left[\sum_{j=1}^n (\bar{q}_j^* + \bar{i}_j) \cdot \left[\frac{1}{1+K_c \Delta t} \right]^{n-j+1} \right] \quad (19)$$

Cette équation n'est rien d'autre que l'équation du réservoir linéaire sous une forme déguisée. En effet, l'équation classique du réservoir linéaire sous sa forme intégrale est la suivante (Chocat et al., 1981):

$$Q_e \{t\} = \frac{1}{K} \int_0^t \exp \left[-\frac{t-\tau}{K} \right] \cdot \left[Q^* \{\tau\} + A \cdot i \cdot \{\tau\} \right] \cdot d\tau \quad (20)$$

qui peut s'intégrer sous la forme:

$$\bar{Q}_e \cdot n = A \cdot \sum_{j=1}^n (\bar{Q}_j^* + \bar{i}_j) \cdot \exp \left[-(n-j) \cdot \frac{\Delta t}{K} \right] \cdot \left[1 - \exp \left[-\frac{\Delta t}{K} \right] \right] \quad (21)$$

3.4. Les deux équations (19) et (21) sont identiques d'un point de vue mathématique si la constante K de l'équation du modèle linéaire est égale à:

$$K = \frac{\Delta t}{\ln (1 + K_c \cdot \Delta t)} \quad (22)$$

la constante K_c étant égale, rappelons-le, à $V_e L / A$. Dans une étude sur le modèle RERAM, Chocat *et al.* (1981) utilisent une équation empirique pour calculer le coefficient K :

$$K = 5.07 \cdot A^{0.18} \cdot I^{-0.36} \cdot (1 + IMP)^{-1.9} \cdot L^{0.15} \cdot TP^{0.21} \cdot HP^{0.07} \quad (23)$$

dans laquelle A est la superficie du bassin versant (hectares), I la pente du bassin (cm/m), IMP le pourcentage d'imperméabilisation, L la longueur du bassin (m), TP la durée de la période de pluie intense (minutes) et HP la hauteur de la pluie efficace (mm), K étant alors exprimée en minutes. Les deux équations pour K sont difficilement

comparables d'une façon théorique à cause en particulier de la présence du logarithme dans l'équation (22). Par contre, elles renferment à peu près les mêmes variables, si l'on tient compte que V_e inclut la pente du bassin et le rayon hydraulique, fonction de la hauteur de pluie efficace. De plus, ces variables influent sur K dans le même sens.

Le modèle du réservoir linéaire n'est donc en fait qu'une simplification de l'algorithme précédent, pour lequel la vitesse d'écoulement est considérée comme constante.

3.4. Méthode des isochrones linéaires

L'algorithme précédent peut encore être simplifié en considérant qu'il n'y a pas d'apport de ruissellement de surface. De plus, la majorité des bassins versants urbains ayant une forme rectangulaire, le modèle peut être limité à cette forme géométrique. Si L_d est la deuxième dimension du rectangle (L étant la première), K_c devient:

$$K_c = \frac{V_e L}{A} = \frac{V_e L}{L_d L} = \frac{V_e}{L_d} = \frac{1}{t_c} \quad (24)$$

t_c étant le temps nécessaire à une goutte d'eau pour se rendre de l'extrémité amont du bassin à l'extrémité aval, c'est-à-dire rien d'autre que le temps d'entrée du bassin.

Dans ce cas particulier, les équations générales (18) et (17) deviennent:

ainsi produite implique que l'indice du pas de temps Δt doit être supérieur ou égal à $(n-N)$. N étant égal au rapport entre le temps

d'entrée et la durée du temps. Afin de tenir compte de cette
 part $H_{e,n} = \Delta t \cdot \sum_{j=1}^n \left[\frac{t_c}{t_c + \Delta t} \right]^{n-j} \cdot \bar{i}_j$ sommation doivent être modifiée (25)

variant entre 1 et N lorsque n est inférieur ou égal à N . Les équations
 enra $(n=N+1)$ lorsque n est supérieur ou égal à N . Les équations
 concernant le modèle $\Delta t \cdot \sum_{j=1}^n \left[\frac{t_c}{t_c + \Delta t} \right]^{n-j} \cdot \bar{i}_j$ valable pour un
 bassin rectangulaire $\bar{Q}_{e,n} = A \cdot \frac{\Delta t}{t_c + \Delta t} \cdot \sum_{j=1}^n \left[\frac{t_c}{t_c + \Delta t} \right]^{n-j} \cdot \bar{i}_j$ (26)

L'hypothèse posée par l'équation (27) peut être poussée plus loin
 en négligeant complètement le rapport $\Delta t/t_c$ par rapport à 1. Dans
 qui peuvent être considérée comme les équations du modèle linéaire
 ce cas, les équations deviennent
 pour un bassin rectangulaire. Si la valeur de Δt est négligeable devant
 t_c , ces équations peuvent être simplifiées en utilisant un développement
 limité en série du type:

$$(1 + \varepsilon)^n \approx 1 + n\varepsilon; \quad \text{pour } \varepsilon \ll 1 \quad (27)$$

ce qui conduit à:

$$H_{e,n} = \Delta t \cdot \sum_{j=1}^n \left[1 - (n-j) \cdot \frac{\Delta t}{t_c} \right] \cdot \bar{i}_j \quad (28)$$

$$\bar{Q}_{e,n} = A \cdot \frac{\Delta t}{t_c} \cdot \left[1 - \frac{\Delta t}{t_c} \right] \cdot \sum_{j=1}^n \left[1 - (n-j) \cdot \frac{\Delta t}{t_c} \right] \cdot \bar{i}_j \quad (29)$$

Ces deux équations possèdent une limite mathématique, le terme
 à l'intérieur de la somme ne devant pas être négatif. L'inéquation
 ainsi produite implique que l'indice du pas de temps j doit être
 supérieur ou égal à $(n-N)$, N étant égal au rapport entre le temps

d'entrée et la durée du pas de temps. Afin de tenir compte de cette particularité, les bornes de la sommation doivent être modifiées, j variant entre 1 et n lorsque n est inférieur ou égal à N et j variant entre $(n-N+1)$ lorsque n est supérieur ou égal à N . Ces équations concernent le modèle du réservoir linéaire simplifié, valable pour un bassin rectangulaire.

L'hypothèse posée par l'équation (27) peut être poussée plus loin en négligeant complètement le rapport $\Delta t/t_c$ par rapport à 1. Dans ce cas, les équations deviennent:

$$H_{e,n} = \Delta t \cdot \sum_{j=k}^n \bar{i}_j \quad (30)$$

$$\bar{Q}_{e,n} = A \cdot \frac{\Delta t}{t_c} \cdot \sum_{j=k}^n \bar{i}_j \quad (31)$$

la borne de sommation k étant égale à 1 ou $(n-N+1)$ suivant la valeur de n par rapport à celle de N tel que mentionné précédemment. Cette méthode est connue sous le nom de méthode des isochrones linéaires et consiste à admettre qu'à un instant donné, la fraction de superficie du bassin qui contribue au débit de ruissellement à l'exutoire est proportionnelle à la fraction du temps d'entrée qui s'est écoulée depuis le début de la pluie. C'est cette méthode qui est utilisée dans le modèle ILLUDAS (Terstriep et Stall, 1974). C'est également cet algorithme qui est à la base de la technique bien connue de la méthode rationnelle.

4. COMPARAISON DES HYDROGRAMMES

La démonstration théorique qui vient d'être faite sur les liens entre les divers algorithmes de génération du ruissellement et leurs limites (par le biais des hypothèses posées pour développer ces algorithmes) amène une question pour le praticien: en quoi les hydrogrammes générés par les trois méthodes sont-ils différents? Une deuxième question est sous-jacente à celle-ci: quelle est la meilleure méthode, c'est-à-dire celle qui offre le meilleur compromis entre le temps de calcul, la représentativité des résultats par rapport à la réalité et l'effort nécessaire pour estimer les paramètres de la méthode, c'est-à-dire suivant le cas la largeur équivalente de bassin, la vitesse moyenne de drainage et le temps d'entrée? Les quelques résultats qui suivent permettent de répondre en partie à ces questions.

Le modèle SIRDU-PC offrant le choix de ces trois algorithmes, c'est lui qui a été utilisé pour cette étude, réalisée à l'aide d'un bassin complètement imperméable, de forme rectangulaire (longueur 200 m et largeur 50 m), de superficie 1 ha et de pente 0.5% et dont la rugosité correspond à un coefficient de Manning de 0.02. La longueur de drainage pour les algorithmes à vitesses variable et constante a donc été de 50 m. Dans une première série de simulations, le temps d'entrée a été estimé à l'aide de la formule de Kerby, ce qui a fourni un temps d'entrée de 10.5 minutes. La vitesse moyenne d'écoulement en surface, nécessaire pour l'algorithme à vitesse constante, a été calculée à l'aide de l'équation (24), donc en se plaçant exactement dans les conditions du développement des algorithmes. La vitesse alors estimée est de 0.317 m/s, ce qui

correspond à une profondeur d'écoulement de 27 mm. En utilisant une pluie constante de durée 20 minutes et de période de retour 5 ans, les résultats obtenus lors de cette première série sont illustrés à la Fig. 1. Cette figure montre que les algorithmes par les temps d'entrée (ou isochrones linéaires) et à vitesse constante génèrent des hydrogrammes présentant une branche de concentration plus abrupte et des débits de pointe plus élevés que l'algorithme à vitesse variable. Il convient de remarquer ici que la hauteur totale de pluie tombée est de 22.75 mm, soit moins que la profondeur d'écoulement de 27 mm sous-entendue dans l'algorithme à vitesse constante. La pointe de débit de l'hydrogramme correspondant à la méthode à vitesse variable est de $0.141 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui correspond à une profondeur d'écoulement de 15.05 mm et à une vitesse moyenne d'écoulement de 0.213 m/s . Cette valeur de vitesse correspond à un temps d'entrée de 15.6 minutes. D'autre part, afin d'obtenir des débits de pointe égaux dans ce cas avec la méthode à vitesse variable et la méthode des temps d'entrée, il faut fixer le temps d'entrée à 26.95 minutes.

Après cette série préliminaire de simulations, cinq autres séries d'hydrogrammes ont été générées en utilisant les valeurs pour la vitesse de drainage et les temps d'entrée déterminées au paragraphe précédent. Les différences entre les simulations résident dans le choix de la pluie. Le tableau 1 montre les pluies utilisées pour ces séries supplémentaires et les Fig. 2 à 6 montrent les résultats obtenus. La pluie réelle de la sixième simulation est une pluie observée sur Montréal en 1970. Cet ensemble de séries permet de voir l'influence de la durée et de la période de retour de la pluie, la dernière

simulation permettant quant à elle de voir le comportement des algorithmes lors d'une pluie complexe. A noter que cette pluie possède plusieurs maximums locaux.

Tableau 1. Résumé des pluies utilisées

N° de la série	Type de pluie	Durée (minutes)	Période de retour (années)
2	Constante	20	5
3	Constante	20	0.25
4	Constante	60	5
5	Constante	60	0.25
6	Réelle	30	≈ 0.5

5. DISCUSSION

La comparaison des Fig. 1 et 2, obtenues avec la même pluie, montre qu'il est possible d'obtenir un excellent accord entre la méthode à vitesse variable et celle à vitesse constante. Elle montre également que la méthode des temps d'entrée peut se rapprocher de ces dernières à condition d'utiliser un temps d'entrée nettement plus long que celui obtenu par la formule de Kerby. De son côté, la Fig. 3, où la pluie a une période de retour beaucoup plus faible, montre les limites des méthodes à vitesse constante et des temps d'entrée, qui génèrent des débits trop importants, le ruissellement se produisant dans ce cas trop rapidement. A noter également sur cette figure que le temps d'apparition de la pointe de débit est beaucoup plus hâtif avec les temps d'entrée qu'avec les deux autres méthodes. Les Fig. 4 et 5 montrent que pour des pluies longues, les 3 méthodes se rapprochent, les différences obtenues à la Fig. 3 ayant tendance à s'atténuer.

Les séries précédentes ont été obtenues à l'aide de pluies constantes pour bien montrer l'influence de l'algorithme de génération du ruissellement. D'un point de vue pratique, la Fig. 6, obtenue à l'aide d'une pluie réelle de faible période de retour et présentant plusieurs pointes d'intensité est particulièrement intéressante. Elle montre en effet un accord très acceptable entre la méthode à vitesse constante et celle à vitesse variable, la première ayant tendance à surestimer légèrement le débit de pointe et à amener l'eau à l'exutoire un peu trop rapidement. Le cas des temps d'entrée mérite une considération particulière: avec un temps d'entrée de 26.95 minutes, l'heure de la pointe de débit est bien estimée, le débit de pointe étant quant à lui surestimé. Au niveau de la forme de l'hydrogramme, celle-ci est relativement similaire à celle de l'hydrogramme à vitesse variable, les variations locales étant amorties. Avec un temps d'entrée plus court, de 15.6 minutes, rien ne va plus: l'heure de la pointe de l'hydrogramme correspond en fait à un des premiers maximums de la pluie, la forme de l'hydrogramme est très différente et le débit de pointe est surestimé. Un temps d'entrée trop court engendre un hydrogramme très similaire à la pluie, ainsi que le montre la Fig. 7, qui contient à la fois l'hyétogramme et les hydrogrammes à vitesse variable et par le temps d'entrée (15.6 minutes).

6. CONCLUSIONS

Les démonstrations précédentes ont montré que les trois algorithmes parmi les plus populaires pour simuler par ordinateur la génération du ruissellement ne sont qu'en fait des simplifications de plus en plus poussées du même algorithme de base, le passage de l'un à l'autre se faisant par le biais d'hypothèses clairement exprimées ici.

Si l'algorithme le moins simplifié (méthode à vitesse variable) est considéré comme le plus représentatif de la réalité (ce qui est logique), les deux autres algorithmes fournissent des résultats comparables au premier lorsque les pluies ont des périodes de retour proches de celles ayant servi à calibrer le modèle. Par contre, l'utilisation de formules empiriques pour estimer le temps d'entrée ne donne pas des résultats acceptables, les pointes de débit étant en particulier trop élevées. Pour des pluies très longues (plusieurs fois le temps d'entrée), un lissage se produit, qui entraîne une plus grande similitude entre les résultats des trois algorithmes.

L'algorithme recommandé pour la simulation du ruissellement en milieu urbain est donc l'algorithme à vitesse variable. Son principal désavantage réside dans le fait qu'il nécessite l'estimation de la *largeur équivalente de drainage*, difficile à estimer *a priori*. Le praticien préfère utiliser l'algorithme par les temps d'entrée, l'existence de formules empiriques permettant de calculer ces temps d'entrée. Cet algorithme présente par contre des inconvénients, en particulier une surestimation du débit de pointe si le temps d'entrée est mal estimé.

7. REFERENCES

- BERON, P. (1987) - "Manuel de l'utilisateur du modèle SIRDU-PC", Université du Québec à Montréal, février.
- HUBER, W.C., HEANEY, J.P., MEDINA, M.A., PELTZ, W.A., SHEIKH, H., SMITH, G.F. (1975) - "Storm Water Management Model Users Manual - Version II", EPA 670/2-75-017, mars.
- CHOCAT, B., THIBAUT, S., BOUYAT, M. (1981) - "Etude comparative des résultats fournis par la méthode de CAQUOT et le modèle du réservoir linéaire", *Tech. et Sc. Mun. TSM-L'EAU*, juillet, 76 année, N°7, pp. 417-424.
- TERSTRIEP, M.L., STALL, J.B. (1974) - "The Illinois Urban Drainage Area Simulator", Illinois State Water Survey, ISWS-74-BUL58, Illinois.

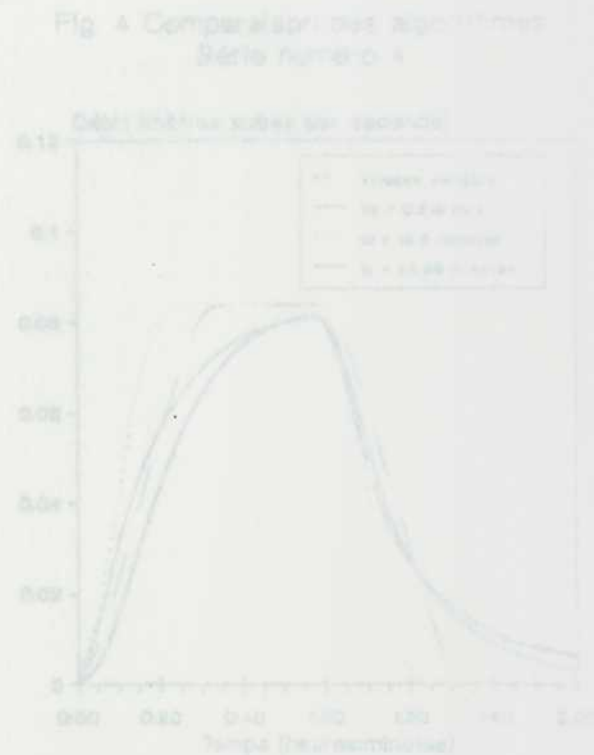
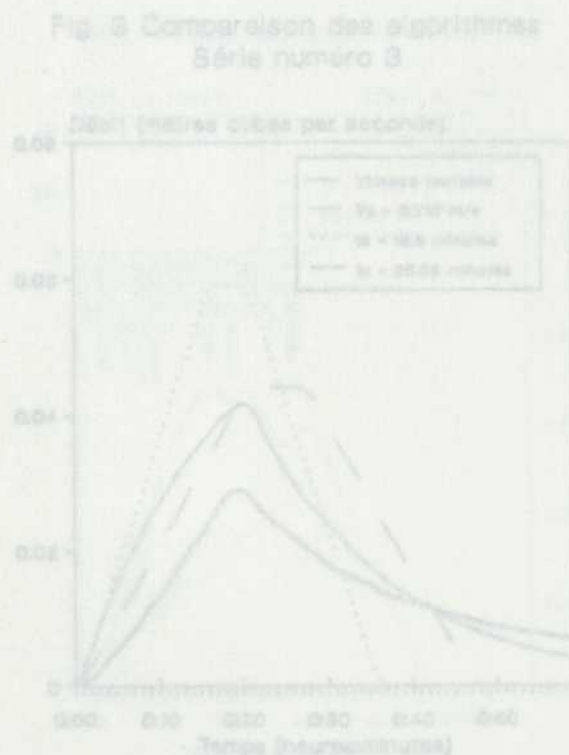
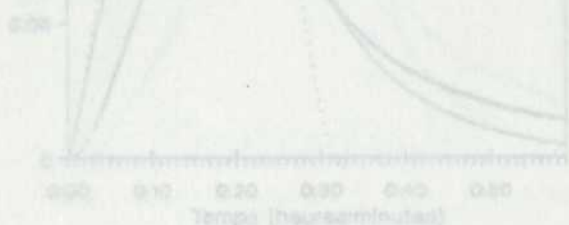


Fig. 1 Comparaison des algorithmes
Série numéro 1

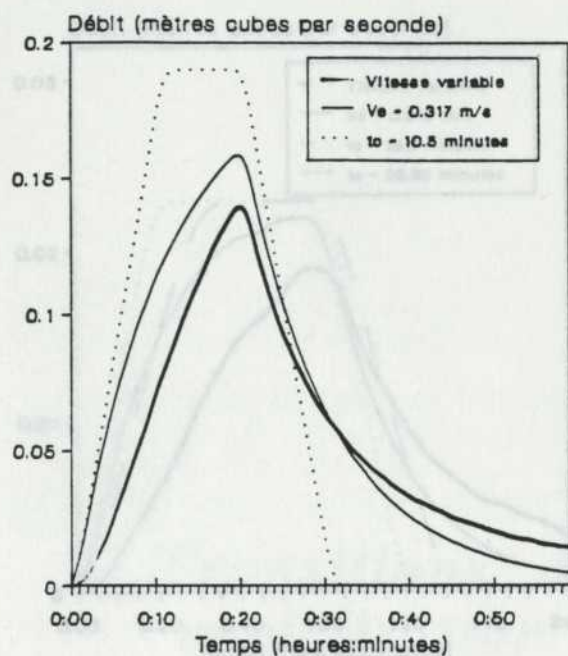


Fig. 2 Comparaison des algorithmes
Série numéro 2

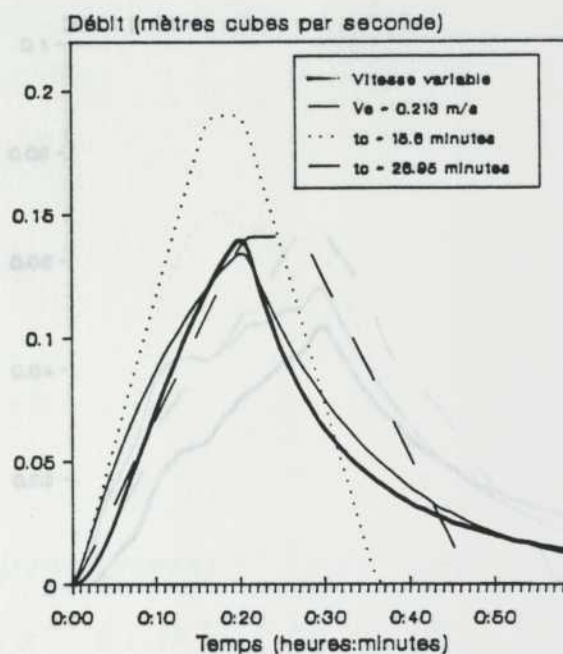


Fig. 3 Comparaison des algorithmes
Série numéro 3

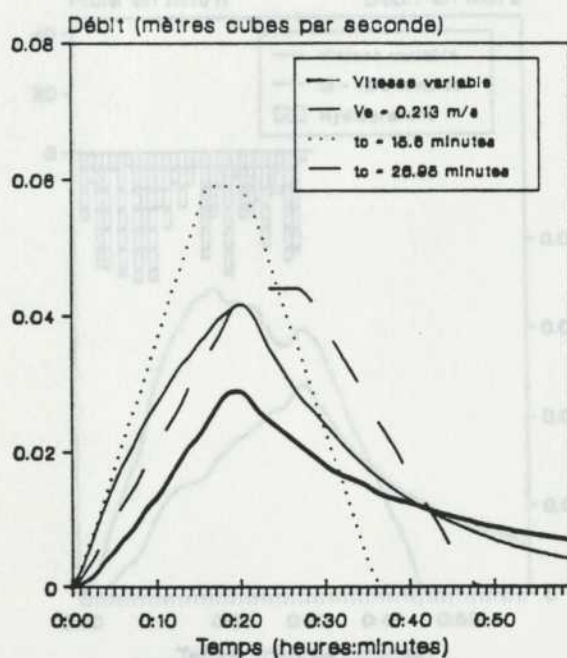


Fig. 4 Comparaison des algorithmes
Série numéro 4

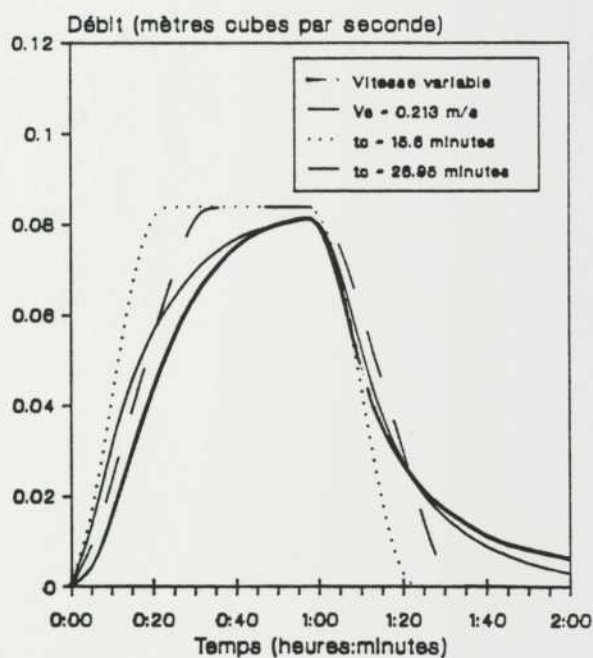


Fig. 5 Comparaison des algorithmes
Série numéro 5

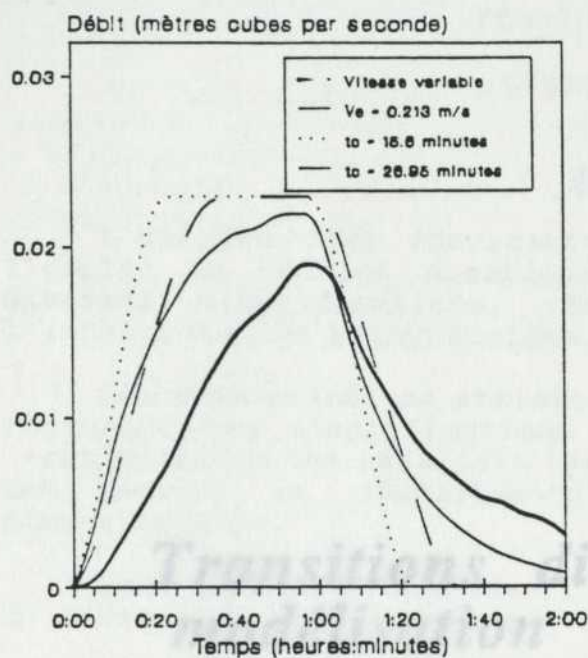


Fig. 6 Comparaison des algorithmes
Série numéro 6

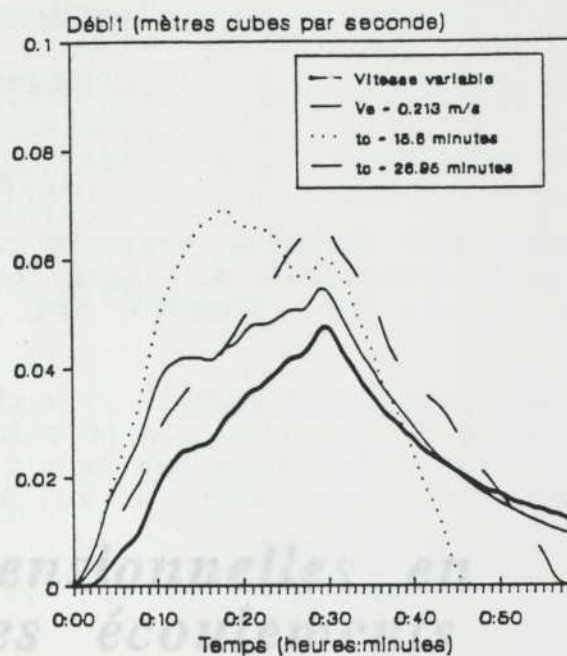
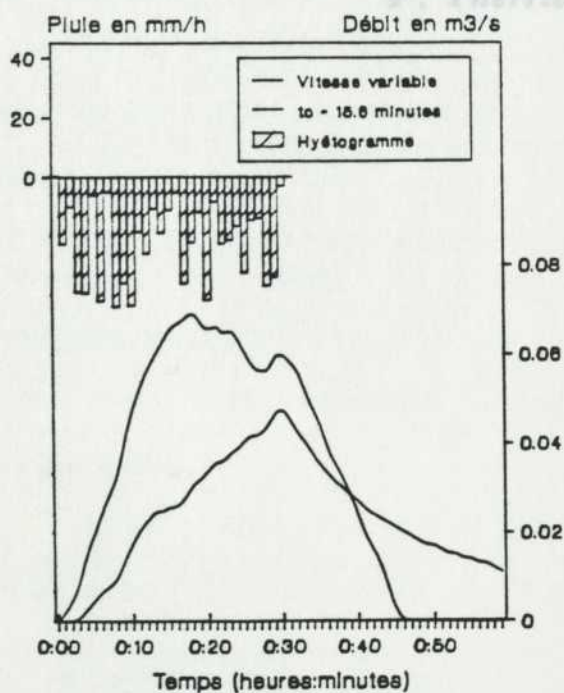


Fig. 7 Cas d'une pluie réelle



TRANSITIONS DIMENSIONNELLES EN MODÉLISATION DES ÉCOULEMENTS

par

Francis THERRIEN

et

Claude MARCHE

RÉSUMÉ

L'analyse d'un écoulement en estuaire engendre couramment l'emploi de modèles numériques et impose à différents degrés diverses simplifications, comme par exemple, au niveau de l'interprétation bathymétrique.

Certains principes stricts, tirés de la physique du phénomène, régissent les simplifications admissibles. Ils aident aussi à l'exploitation des résultats issus d'analyses complémentaires. Ils ont permis le développement d'outils dits de transition dimensionnelle.

Transitions dimensionnelles en modélisation des écoulements

par

F. Therrien et C. Marche

TRANSITIONS DIMENSIONNELLES EN MODÉLISATION DES ÉCOULEMENTS

par

Francis THERRIEN

et

Claude MARCHE

RÉSUMÉ

L'analyse d'un écoulement en estuaire engendre couramment l'emploi de modèles numériques et impose à différents degrés diverses simplifications, comme par exemple, au niveau de l'interprétation bathymétrique.

Certains principes stricts, tirés de la physique du phénomène, régissent les simplifications admissibles. Ils aident aussi à l'exploitation des résultats issus d'analyses complémentaires. Ils ont permis le développement d'outils dits de transition dimensionnelle.

Leur mise en oeuvre est illustrée sur une étude hydrodynamique de l'estuaire du fleuve Sénégal.

La présentation abordera donc tout d'abord la description du problème qui constitue l'analyse d'un écoulement à travers des résultats provenant de plusieurs modèles aux capacités complémentaires.

Elle fera ressortir ensuite les principes géométriques et hydrauliques devant être privilégiés lors des simplifications effectuées.

Elle illustrera enfin leur mise en oeuvre dans la démarche des transitions dimensionnelles nécessaires lors d'une application réalisée sur l'estuaire du fleuve Sénégal.

L'application démontre qu'il est possible d'assurer la qualité de la représentation géométrique du milieu dans cette étude et plusieurs modèles mathématiques étaient utilisés simultanément.

RÉSUMÉ

L'analyse d'un écoulement en estuaire engendre couramment l'emploi de modèles numériques et impose à différents degrés diverses simplifications, comme par exemple, au niveau de l'interprétation bathymétrique.

Certains principes stricts, tirés de la physique du phénomène, régissent les simplifications admissibles. Ils aident aussi à l'exploitation des résultats issus d'analyses complémentaires. Ils ont permis le développement d'outils dits de transition dimensionnelle.

Leur mise en oeuvre est illustrée sur une étude hydrodynamique de l'estuaire du fleuve Sénégal.

1.0 INTRODUCTION

La modélisation numérique des écoulements est devenue un outil courant d'analyse et de conception. Elle implique une formulation mathématique appropriée du phénomène, la mise en oeuvre d'un algorithme de résolution et le recours à des simplifications admissibles. Le tout doit constituer un juste compromis entre les objectifs visés, les moyens disponibles et les coûts envisageables.

L'une des simplifications principales employées par les ingénieurs est la suppression d'une ou de deux des trois dimensions géométriques naturellement requises à une description complète du problème. Jusqu'à présent, cette simplification était une affaire de jugement et d'expérience.

Mais on peut démontrer qu'une logique rigoureuse permet de mettre en évidence certains principes à respecter dans la mise en oeuvre des transitions dimensionnelles. Leur prise en compte assure l'homogénéité des résultats obtenus à différents niveaux de détails de l'étude en cours.

La présentation abordera donc tout d'abord la description du problème que constitue l'analyse d'un écoulement à travers des résultats provenant de plusieurs modèles aux capacités complémentaires.

Elle fera ressortir ensuite les principes géométriques et hydrauliques devant être privilégiés lors des simplifications effectuées.

Elle illustrera enfin leur mise en oeuvre dans la démarche des transitions dimensionnelles nécessaires lors d'une application réalisée sur l'estuaire du fleuve Sénégal.

L'application démontre qu'il est possible d'assurer la qualité de la représentation géométrique du milieu dans cette étude où plusieurs modèles mathématiques étaient utilisés simultanément.

Elle montre aussi comment l'ensemble de ces principes aide à l'interprétation globale des résultats en exploitant la complémentarité des analyses effectuées et en respectant leur limitations propres.

2.0 DESCRIPTION DU PROBLÈME

Les modèles d'analyse mathématique d'un domaine réel (prototype) portant sur un écoulement à surface libre adaptent, chacun à leurs besoins, la configuration géométrique du domaine étudié. Les traitements de l'information topographique démarrent dès l'étape des relevés sur le terrain et se poursuivent souvent jusqu'à la codification de cette dernière dans l'ordinateur (cf. exercices de calage du modèle).

Il importe de réaliser que la description bathymétrique est initialement unique et que par conséquent, son interprétation devrait être indépendante des modules de calculs utilisés. Cette indépendance réfère aux obligations de distorsion d'échelles, d'espace mémoire disponible, d'équations d'écoulement ou de méthode numérique utilisées. L'interprétation bathymétrique doit être faite en vue de réaliser un modèle de terrain commun aux deux approches d'analyses 1D et 2D.

En plus de cette condition d'unicité du domaine à décrire, la configuration géométrique joue un rôle de premier plan dans l'établissement d'un écoulement. Ce rôle permet à priori de faire ressortir le comportement probable de l'écoulement dans une région donnée, de délimiter les frontières du domaine de calcul et de valider les hypothèses géométriques inhérentes aux formulations courantes en écoulement à surface libre, en qualité des eaux et en transport sédimentaire.

Les formulations courantes en écoulement à surface libre retenues dans ce travail sont celles dites "des ondes longues" qui décrivent des écoulements presque horizontaux. Celles retenues en qualité des eaux et en transport sédimentaire dérivent des équations de diffusion-dispersion.

Les règles appliquées aux transitions dimensionnelles doivent permettre de repérer aisément l'hypothèse de conception visée par la grandeur numérique des liens 1D-2D, de définir la dépendance des résultats d'une simulation à l'autre et enfin, d'identifier la filiation commune des données requises par chaque approche 1D et 2D.

3.0 PRÉSENTATION DES LIENS 1D-2D

La démarche de la transition dimensionnelle a été définie afin de doter l'utilisateur de systèmes C.A.O. en modélisation des écoulements, de moyens, référés ci-après "liens 1D-2D", lui permettant d'identifier, aussi bien de la configuration géométrique que des résultats des simulations, les hypothèses simplificatrices entourant son exercice de modélisation mathématique.

Ces liens 1D-2D caractérisent la filiation commune des informations requises ou générées par les approches 1D et 2D. Les liens 1D-2D dits "statiques" sont l'ensemble des variables dont les rôles et les définitions permettent l'interprétation et l'analyse du système fluide/géométrie/contaminants/sédiments dans des conditions de pré-simulation. Les liens 1D-2D dits "dynamiques" s'intéressent aux conditions de post-simulation et font ainsi usage des informations générées par les analyses.

Cinq groupes de liens sont présentés: liens vis-à-vis de la topographie, du fluide, de l'écoulement, de la qualité des eaux et du transport sédimentaire. Les variables de chacun de ces groupes sont imposées, fondamentales ou dépendantes, selon la définition et le rôle qu'elles revêtent (voir tableau 1).

TABLEAU 1
Présentation des liens 1D-2D

Liens 1D-2D	Statiques	Dynamiques	Types
topographiques	Δ_s A_T, A_s, P_s H_s, T_s, V_s		imposée fondamentales dépendantes
fluide	ρ, μ		imposée fondamentales dépendantes
écoulement à surface libre	S_f C_f K, α, β	$n, V(x,y)$ F_R, Re, α, β	imposée fondamentales dépendantes
qualité des eaux	L_M	c Pe	imposée fondamentales dépendantes
transport sédimentaire	ρ_s, D k_s	q_{ss}, q_{sc} R_*, D_*, F_s	imposée fondamentales dépendantes

3.1 Configuration géométrique

Les liens 1D-2D associés à la description de la configuration géométrique s'intéressent à la topographie, aux conditions frontières et aux sections d'étalonnage. Les liens topographiques originent de l'application du principe de conservation des volumes entre les approches 1D et 2D. Ils sont au nombre de sept et sont qualifiés d'imposé (Δ_s), de fondamentaux (A_s, A_T, P_s) et de dépendants (T_s, H_s, V_s).

Les quatre hypothèses prises dans la définition de ces liens sont présentées au tableau 2. Elles rappellent, dans l'ordre, que le rôle d'un modèle mathématique est de simplifier la représentation

TABLEAU 2
Hypothèses prises dans la formulation des liens 1D-2D

<u>hypothèses topographiques</u>	
1-	les deux analyses doivent porter sur le même domaine;
2-	le trièdre orthonormé XYZ, avec Z vertical ascendant, sert de système de référence spatiale aux deux approches; le zéro des cotes est pris au niveau moyen de la surface libre;
3-	la définition géométrique ne tient pas compte de la présence du fluide et de son mouvement;
4-	la définition longitudinale du domaine est identique, quelque soit l'interprétation spatiale retenue.
<u>hypothèses concernant le fluide et son écoulement</u>	
5-	les deux analyses doivent impliquer le même fluide;
6-	la position et la géométrie des frontières solides n'est pas initialement modifiée par la présence de l'écoulement;
7-	les mises en équation 1D et 2D de l'écoulement doivent être compatibles(*);
8-	le fonctionnement des frontières ouvertes doit être commun aux deux approches.
<u>hypothèses concernant la qualité des eaux</u>	
9-	les caractéristiques physiques, chimiques et biologiques des contaminants sont conservées quelque soit l'analyse retenue (les deux analyses doivent impliquer les mêmes contaminants);
10-	les réactions modelisées doivent être compatibles(*) d'une approche à l'autre;
11-	les hypothèses concernant le fluide, la géométrie et l'écoulement doivent être conséquentes avec celles utilisées pour décrire les contaminants et leurs réactions dans le milieu fluide.
<u>hypothèses concernant le transport sédimentaire</u>	
12-	les frontières mobiles 1D et 2D sont caractérisées par un même matériau;
13-	les mécanismes du début d'entraînement et de transport sédimentaire sont compatibles(*) d'une approche à l'autre;
14-	les hypothèses concernant le fluide, la géométrie et l'écoulement doivent être conséquentes avec celles utilisées pour décrire le mouvement des sédiments dans le milieu fluide.

(*) Un lien de filiation commune doit exister entre les formulations pour permettre le transfert et l'interprétation uniforme des informations entre les deux approches.

Les frontières intérieures du domaine décrivent les zones de confluence des écoulements. La modélisation de ces zones en 1D est uniquement à satisfaire la répartition des débits dans chaque affluent, tandis qu'en 2D, la description du champ horizontal des vitesses est recherchée. En 1D, cette zone se réduit à un point, tandis qu'en 2D elle est une surface horizontale non-nulle. Cette

géométrique, que les analyses 1D et 2D sont des sous-ensembles du 3D, que la définition géométrique peut être faite indépendamment de la présence du fluide et de son écoulement et enfin, que la dimension longitudinale Δs doit être commune aux deux descriptions géométriques 1D et 2D.

La définition et le rôle des paramètres 1D doivent trouver leur équivalence dans le 2D. Par exemple, les notions d'aire d'écoulement et cote de la surface libre (niveau du maillage 2D), de surface horizontale longitudinale (A_s) et de densité du maillage (surface d'un élément) ou de longueur de tronçon (Δs) et de distance entre deux points (x,y) sont ajustées en conséquence.

Le lien Δs est la somme des distances entre chaque points (x,y) définissant le tracé de l'axe longitudinal d'un segment qui, dans le cas d'une géométrie simple, peut porter tout le domaine. La conservation du volume du segment entre les analyses 1D et 2D rappelle que V_s en 1D s'exprime par le produit d'une surface verticale moyenne A_T par la longueur Δs et qu'en 2D, V_s est le résultat d'une intégration de surfaces horizontales A_s par une profondeur moyenne associée H_s :

$$V_s = A_T \cdot \Delta s = \Sigma(A_s \cdot H_s)$$

Les conditions frontières ouvertes possèdent en modélisation mathématique une longueur Δs . Pour attester du bon fonctionnement d'une telle frontière, les caractéristiques suivantes sont désirées:

- stabilité du lit et des berges du segment;
- stabilité du régime hydraulique;
- section en travers de géométrie uniforme (distribution horizontale uniforme des vitesses);
- alignement du segment favorisant le parallélisme des lignes de courant;
- une frontière solide libre d'obstructions ou de végétation pouvant affecter le profil vertical des vitesses (turbulence);
- une pente longitudinale faible ou nulle du segment pour éliminer la composante verticale des vitesses;
- insensibilité de la frontière aux réponses hydrauliques en aval;
- pas de couvert de glace...

L'interprétation du lien A_T doit donc se faire à la lumière des caractéristiques géométriques du segment Δs qu'il borne pour que l'imposition subséquente de niveaux d'eau ou de vitesses en grandeur et direction semblables entre les analyses 1D et 2D permette aux modèles de répondre aux mêmes impulsions.

Les frontières intérieures du domaine décrivent les zones de confluence des écoulements. La modélisation de ces zones en 1D sert uniquement à satisfaire la répartition des débits dans chaque affluent, tandis qu'en 2D, la description du champ horizontal des vitesses est recherchée. En 1D, cette zone se réduit à un point, tandis qu'en 2D elle est une surface horizontale non-nulle. Cette

incompatibilité oblige un segment Δs à exclure de sa définition une partie de cette zone.

Les frontières intérieures sont aussi associées à la présence de hauts fonds, d'îles, etc. La définition d'un segment Δs s'arrête à l'amont et à l'aval des zones de confluence adjacentes à une île et de la présence de hauts fonds.

L'ensemble des informations nécessaires à la compréhension du phénomène physique étudié et de la géométrie dans lequel il prend place, est localisé aux sections d'étalonnage. Ces sections possèdent une longueur de modélisation Δs nulle. Les sections d'étalonnage appartiennent à l'analyse du domaine quelque soit la dimension spatiale 1D ou 2D retenue.

Par convention, la composante normale des vitesses d'écoulement mesurées à travers ces sections est utilisée pour l'estimation du débit réel moyen, plutôt que la projection de la surface A_i perpendiculairement à ces vitesses. La déformation de la trace de ces sections dans le plan horizontal est espérée négligeable.

3.2 Équations d'écoulement

Les liens 1D-2D statiques associés au traitement des équations d'écoulement s'intéressent à la fois au fluide et à la formulation mathématique retenue. Les liens dynamiques servent d'une part comme aide à la visualisation des résultats et d'autre part, à corrélérer l'analyse prévisionnelle faite à partir des liens 1D-2D statiques.

Un exemple d'une corrélation possible est la comparaison entre les valeurs α et β estimées d'une part, à l'aide de la débitance K (étape de pré-simulation) et d'autre part, à l'aide des vitesses $V(x,y)$ (post-simulation).

Les rôles des coefficients de frottement C_f et de viscosité turbulente ϵ sont surtout ceux d'un paramètre de réglage. À ce titre, leurs valeurs à l'étape de post-simulation sont fonctions de la qualité (suffisance et pertinence) des données utilisées pour caler le modèle, de la discrétisation spatiale retenue (patch test) et de la méthode numérique utilisée. La connaissance intuitive de la solution et l'expérience dans la manipulation du modèle par l'utilisateur sont aussi garantes de la crédibilité à donner à ces valeurs.

Quatre hypothèses sont retenues pour définir les liens 1D-2D relativement au fluide et à l'écoulement (voir tableau 2). Elles indiquent notamment que les équations d'écoulement s'intéressent au fluide transporteur et non à la substance transportée, que l'hydrodynamique de l'écoulement néglige la présence des substances en suspension, que les mécanismes de simulation des pertes de charge fonctionnent selon les mêmes principes en 1D qu'en 2D et enfin, que la nature des paramètres imposés aux frontières ouvertes du domaine est conservée entre les simulations 1D et 2D.

Les liens 1D-2D d'écoulement s'intéressent à l'étude du mouvement du fluide dans une géométrie donnée. La pente du fond S_f est responsable en grande partie de l'applicabilité des hypothèses mathématiques utilisées pour décrire les écoulements à surface libre. S_f est une caractéristique topographique dont la grandeur maximale est imposée par les formulations courantes employées (St-Venant, Boussinesq), ce qui en fait un lien d'écoulement.

Le coefficient de frottement C_f traduit l'impact de la frontière solide dite "rigide" sur l'écoulement. Il simule les pertes de charge générées par le cisaillement du fluide sur le fond. Les coefficients α et β permettent de relier l'intégration sur la largeur de la surface libre des termes de vitesse à la valeur numérique calculée avec la vitesse moyenne représentative de l'écoulement à travers la section.

L'hypothèse d'un faible niveau de turbulence peut être confrontée à la valeur calculée du nombre de Reynold Re . La nature fluviale ou torrentielle de l'écoulement est soulignée selon la grandeur du nombre de Froude F_r .

3.3 Qualité des eaux

En qualité des eaux, les analyses 1D ou 2D s'intéressent au comportement hydrodynamique de l'écoulement, plutôt qu'à l'identification des contaminants et du type de réactions avec le milieu. Trois hypothèses sont présentées au tableau 2. La description du mouvement (concentration c) du contaminant dans le milieu fluide réfère aux mécanismes de diffusion et de dispersion utilisés dans les analyses 1D et 2D. L'indépendance du contaminant par rapport au fluide, aux sédiments et à la géométrie doit être respectée.

Le lien 1D-2D associé à la longueur de mélange L_m relie les caractéristiques géométriques et hydrodynamiques de l'écoulement à l'hypothèse de mélange complet du contaminant dans le fluide. Par analogie à la longueur Δs associée à une frontière ouverte du domaine, il témoigne de l'applicabilité de l'hypothèse de mélange complet du contaminant dans le fluide.

L_m doit être plus petit ou au moins égal à la longueur Δs du segment, ceci dans le cas où Δs représente la distance minimale séparant la section du domaine où le rejet prend place et la première section où c est calculé. Ainsi défini, Δs doit posséder les caractéristiques suivantes pour minimiser la valeur de L_m :

- une largeur moyenne T_s petite (section étroite);
- la présence d'un écoulement turbulent permettant le brassage latéral et longitudinale du fluide;
- l'absence de zones d'eau morte.

L'importance des termes convectifs par rapport aux termes de diffusion est estimée par le nombre de Peclet Pe . C'est un lien

dynamique parce que les termes de diffusion sont ajustés, lors du calage du modèle, à l'aide des coefficients de diffusion turbulente.

3.4 Transport sédimentaire

Les liens 1D-2D en transport sédimentaire reprennent ceux décrivant le fluide et l'écoulement et les complètent quant à la description du sédiment et de son mode de transport. Trois hypothèses sont formulées à cette étape et reprises dans le tableau 2. Le sédiment est défini comme non-cohésif, incompressible et granulaire et repose sur un lit imperméable dont la pente est faible. Cette hypothèse de pente faible permet de négliger l'impact des déformations du lit sur l'écoulement et est conforme à l'approche théorique du début d'entraînement des sédiments.

La granulométrie du fond est de plus supposée bien mélangée pour assurer les propriétés d'homogénéité et d'isotropie des sédiments. La phase solide est donc définie par la densité du sédiment ρ_s et par un diamètre caractéristique D .

Étant donné le nombre important et les différentes formes de relations développées pour modéliser le transport sédimentaire, il importe de sélectionner celle(s) développée(s) pour des conditions semblables à ce qui prévaut au site étudié. De cette façon, les quantités estimées de sédiments transportés en suspension q_{ss} et charriés q_{sc} pourront significativement être comparées, tant à travers leurs valeurs intrinsèques qu'à partir des paramètres de réglage commun.

Par analogie au traitement des liens concernant la qualité des eaux, l'indépendance des conditions "transport sédimentaire" vis-à-vis l'écoulement est requise. Les deux phases (solide et liquide) en présence doivent évoluer dans le temps d'un état stabilisé à un autre.

Les liens statiques fondamentaux ρ_s et D décrivent la phase solide. Ils apparaissent dans les expressions du poids spécifique des sédiments s_s , de la vitesse de chute des grains w_s , du nombre de Reynold étoilé R_* , du diamètre sédimentologique D_* , et autres. L'influence de ces liens sur l'écoulement se fait surtout sentir à travers le coefficient de rugosité des grains k_s , fonction de D .

En fait, ρ_s est associé d'une part avec la rugosité des frontières mobiles et donc, avec les pertes de charge générées par le cisaillement du fluide sur les parois solides, et d'autre part, avec les conditions de stabilité du lit (bed forms), qui valident ou infirment l'utilisation des équations de transport sédimentaire.

Les liens dynamiques servent à visualiser les résultats de la simulation en transport sédimentaire et à vérifier les hypothèses accompagnant la formulation mathématique des modes de transport des sédiments.

4.0 APPLICATION AU FLEUVE SÉNÉGAL

Au cours des années 1983-84, le laboratoire d'hydraulique du C.N.R.C. a eu recours à plusieurs modèles pour l'étude hydrodynamique du fleuve Sénégal. Cette étude, demandée par l'O.M.V.S. et impliquant les firmes canadiennes BBL et SW, s'est intéressée aux problèmes d'écoulement et de sédimentation que créeront dans l'estuaire le nouveau chenal proposé et la régularisation du débit du fleuve (fig. 1).

Ainsi, deux modèles numériques d'analyse bidimensionnelle de l'écoulement et deux d'analyse unidimensionnelle ont été employés pour décrire le mouvement de l'eau dans la zone d'intérêt. De plus, deux modèles physiques, un à fond fixe et l'autre à fond mobile, ont été dynamiquement couplés à un des modèles numériques, de façon à réduire l'étendue des modèles physiques à une région plus spécifique de l'étude.

Tous ces modèles, malgré leurs approches particulières de modélisation, se sont appliqués à décrire un seul et unique domaine, à savoir la future région portuaire de Saint-Louis.

La description géométrique du domaine a cependant dû être adaptée aux contraintes d'utilisation des différents outils hydrauliques: distortion d'échelles et surfaces de plancher pour les modèles physiques, description horizontale planaire et suivi des lignes de rives pour les modèles numériques bidimensionnels, et planimétries horizontales et verticales pour les modèles numériques unidimensionnels.

Comme mentionné à la section 3.1, les définitions bathymétriques des modèles physiques et numériques uni et bidimensionnels doivent inclure la position et le profil topographique arpenté des sections d'étalonnage retenues au site, afin d'assurer un transfert unique et commun à tous les modèles hydrauliques des informations recueillies sur le terrain (niveaux d'eau et vitesses d'écoulement).

A cet effet, la section d'étalonnage située près de la station appelée "Port de pêche" est retenue pour illustrer l'équivalence hydraulique des interprétations bathymétriques uni et bidimensionnelles.

Le schéma numérique utilisé par un des modèles numériques bidimensionnels (le système 21 de l'Institut d'Hydraulique Danois DHI) est stable sous des conditions de propagation d'une onde de marée lorsque le nombre de Courant (Cr) n'excède pas 20.

Ainsi, considérant l'espace mémoire disponible sur ordinateur, le temps de simulation (Δt) de 300 secondes requis pour la précision des résultats dans la zone portuaire ($h=8$ mètres environ de hauteur d'eau) et une largeur approximative moyenne de 750 mètres environ, de prime abord, on a pu estimer à 6 noeuds ou 5 mailles le nombre

1 0 1 2 3 4 5 6 7 km

OCEAN ATLANTIQUE

Saint-Louis

Port FAIDHERBE

NOUVEAU CHENAL

Port de peche

Gandiole

Mirador

OCEAN ATLANTIQUE

BARRAGE
DE DIAMARESERVOIR
D'EAU
DOUCEzone du
nouveau
port

figure 1

requis de points que pouvait porter le modèle dans cette région le long d'une ligne perpendiculaire à la direction de l'écoulement.

$$\Delta s > \Delta t (gh)^{1/2} / Cr$$

$$150 \text{ m} > (300 \text{ s})(8.86 \text{ m/s})/20$$

Le marnage observé de l'onde de marée au site "Port de pêche" était, sous des conditions naturelles, de 50 cm environ.

La figure 2 illustre l'interprétation bathymétrique de la section transversale à "Port de pêche" à l'aide de l'algorithme de dégénérescence séquentielle. Ce dernier algorithme permet de retrancher séquentiellement (un après l'autre) un point (x,y,z) de définition géométrique de la section transversale. Pour une largeur au miroir fixée (T=773.664m), l'algorithme dégénère la section en conservant sa surface transversale $A_t=3338.427\text{m}^2$, les pentes des rives gauche et droite au niveau de référence retenu (ici, 0.0 IGN) et la valeur de son périmètre solide $P_s=773.664\text{m}$ sous ce niveau.

Le critère de déformation verticale (%) pondère la différence de forme (exprimée en pourcentage de segments excavés ou remblayés) entre la surface dégénérée et la surface initiale. Il est le résultat du calcul suivant:

$$\text{Déformation verticale (\%)} = \frac{\Sigma(|\text{déblais}| + |\text{remblais}|)}{A_t - \Sigma(|\text{déblais}| + |\text{remblais}|)} \times 100$$

La déviation (%) du périmètre est le pourcentage montrant la variation de la longueur du périmètre solide de la section dégénérée par rapport à la section initiale. Les autres critères, non pris en compte dans cet exemple, visent à faire ressortir, sur la vue en plan horizontal, l'impact du retrait d'un triplet (x,y,z) sur l'alignement de la section transversale et de la largeur nette résultante.

La figure 2 montre que la dégénérescence séquentielle de 95 à 30 triplets (x,y,z) n'affecte pas ni la forme de la section transversale, ni la valeur des liens 1D-2D correspondants. A 15 noeuds cependant, une déformation plus marquée de la rive droite apparaît, tandis qu'à 13 noeuds, la section dégénérée ne peut plus porter le marigot en rive droite (non conservation du périmètre solide P_s).

Une nouvelle estimation de la largeur au miroir est faite à partir du prolongement de la topographie en rive droite sur la section dégénérée à 14 noeuds 2D. Cette section, montrée en ligne pleine sur la figure 3, sert de point de départ aux transitions dimensionnelles possibles illustrées dans la figure 4.

La suite de la dégénérescence séquentielle vers 6 noeuds 2D (5 mailles) est montrée à la figure 3 et son interprétation 1D suit en figure 5.

INTERPRÉTATION BATHYMETRIQUE - PORT DE PÊCHE

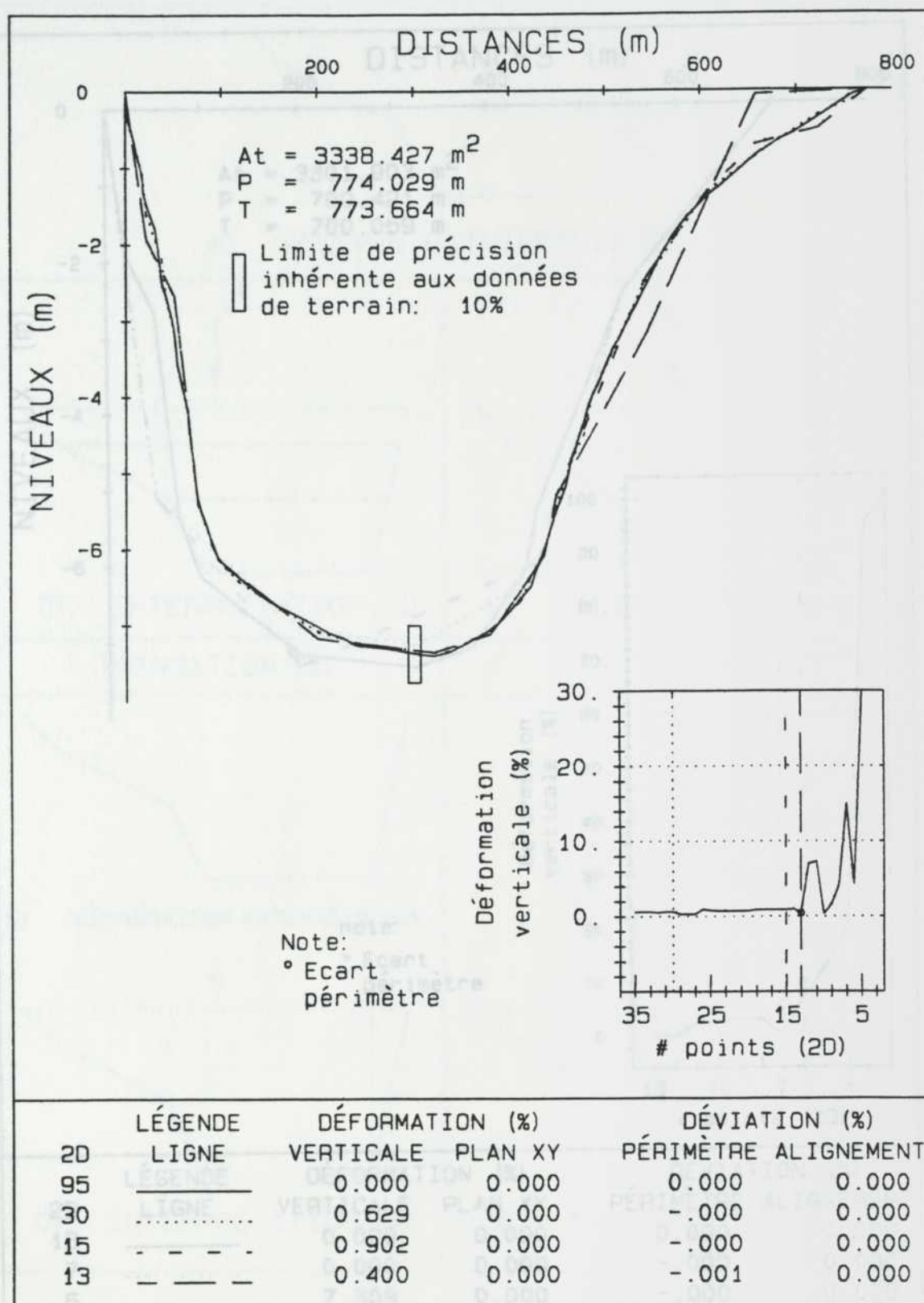


FIGURE 2
INTERPRÉTATION BATHYMÉTRIQUE - PORT DE PÊCHE

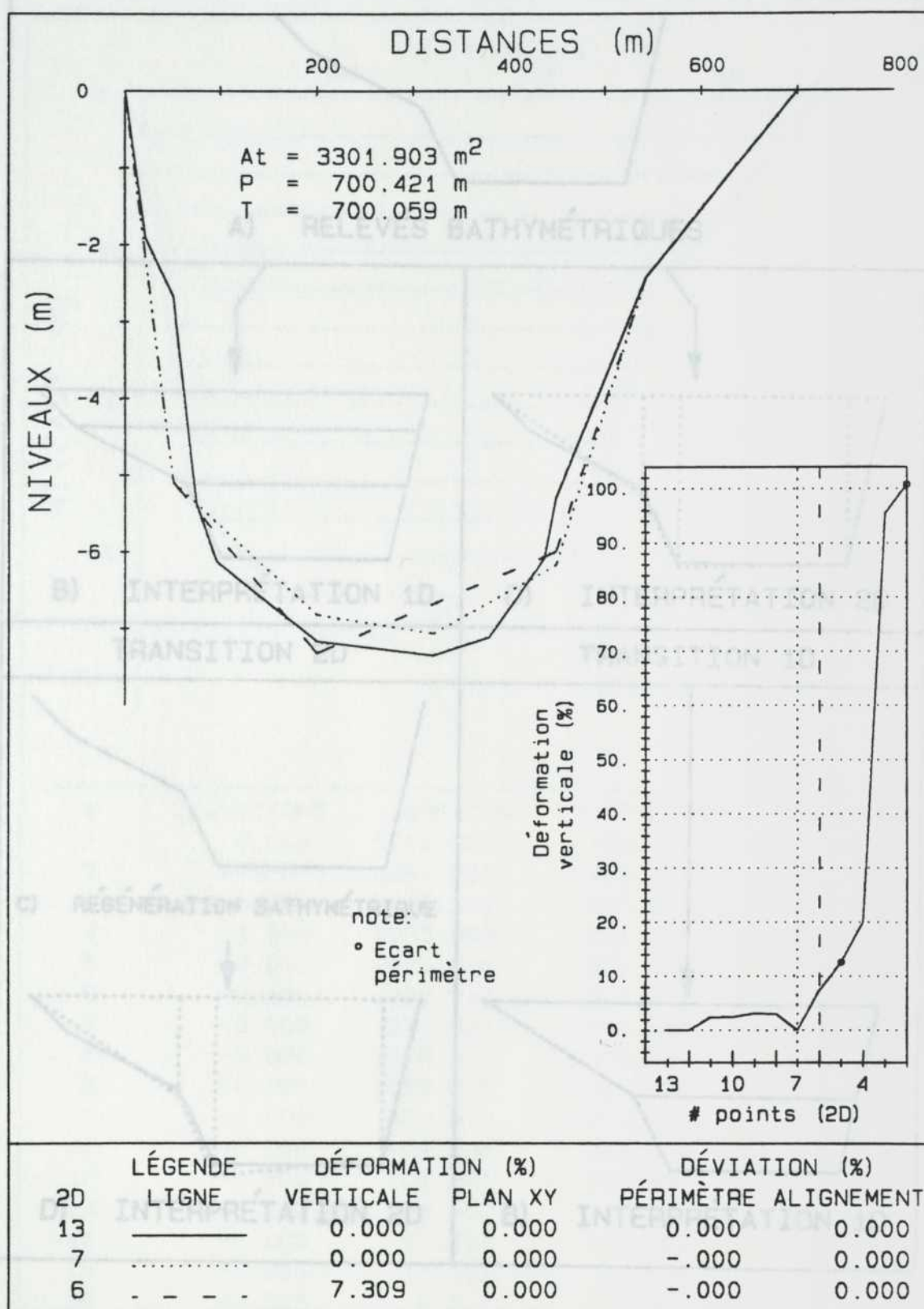


FIGURE 3
INTERPRÉTATION BATHYMÉTRIQUE - RIVE DROITE: T, s

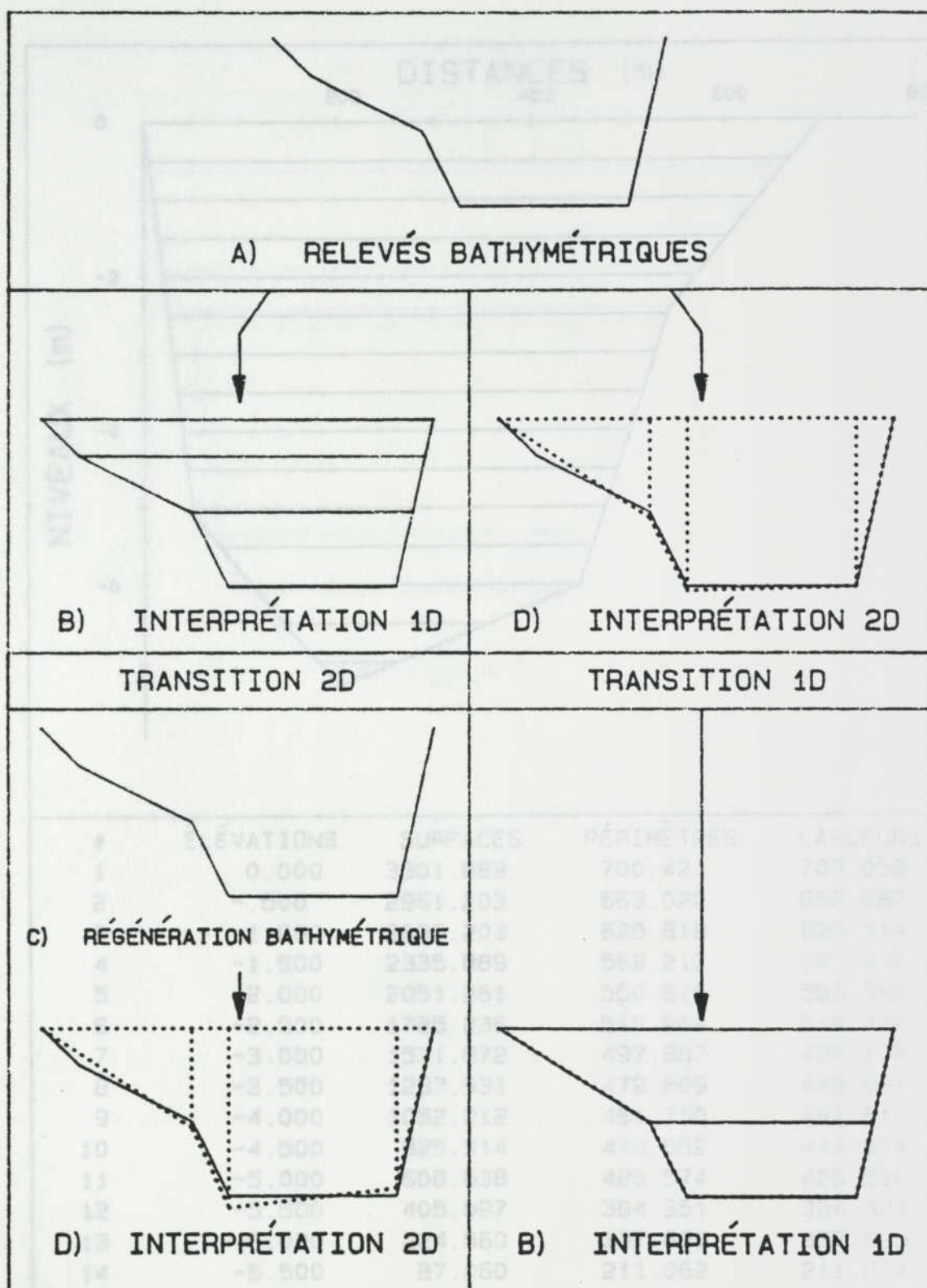


FIGURE 4
SECTIONS TRANSVERSALES - TRANSITION 1D-2D

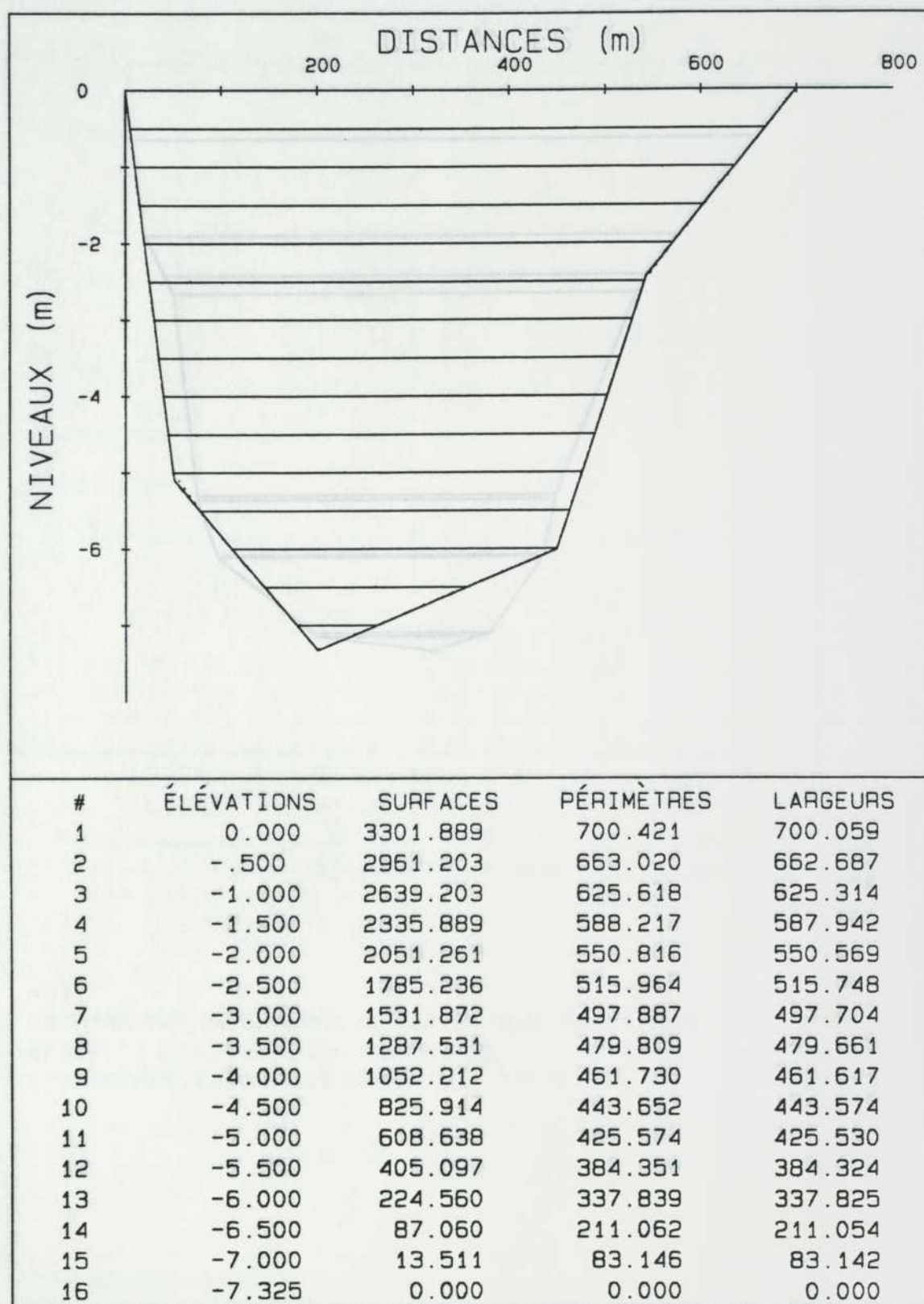


FIGURE 5
INTERPRÉTATION BATHYMÉTRIQUE 1D - SECTION EN TRAVERS

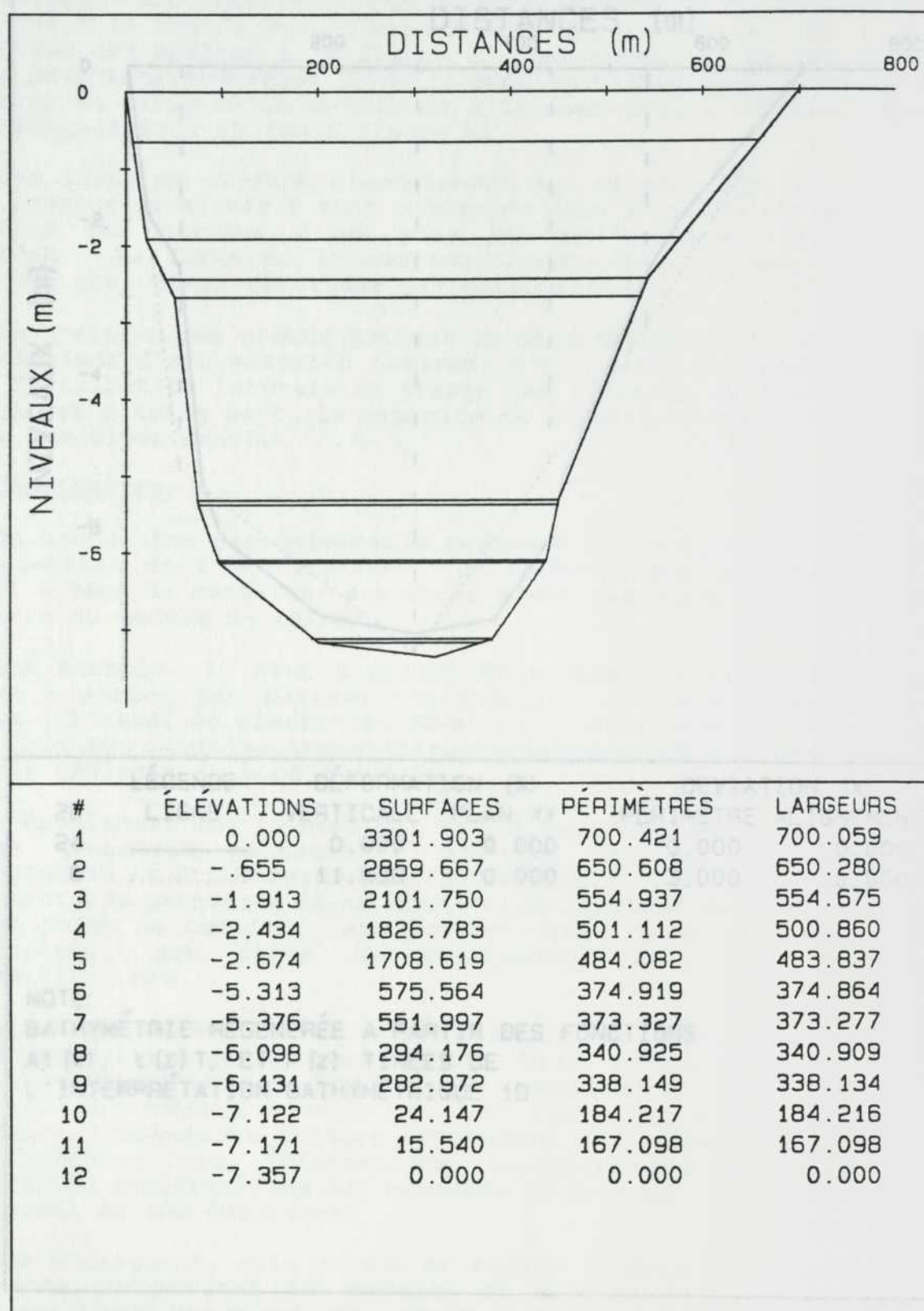


FIGURE 6
INTERPRÉTATION BATHYMÉTRIQUE 1D - TRANSITION 1D-2D

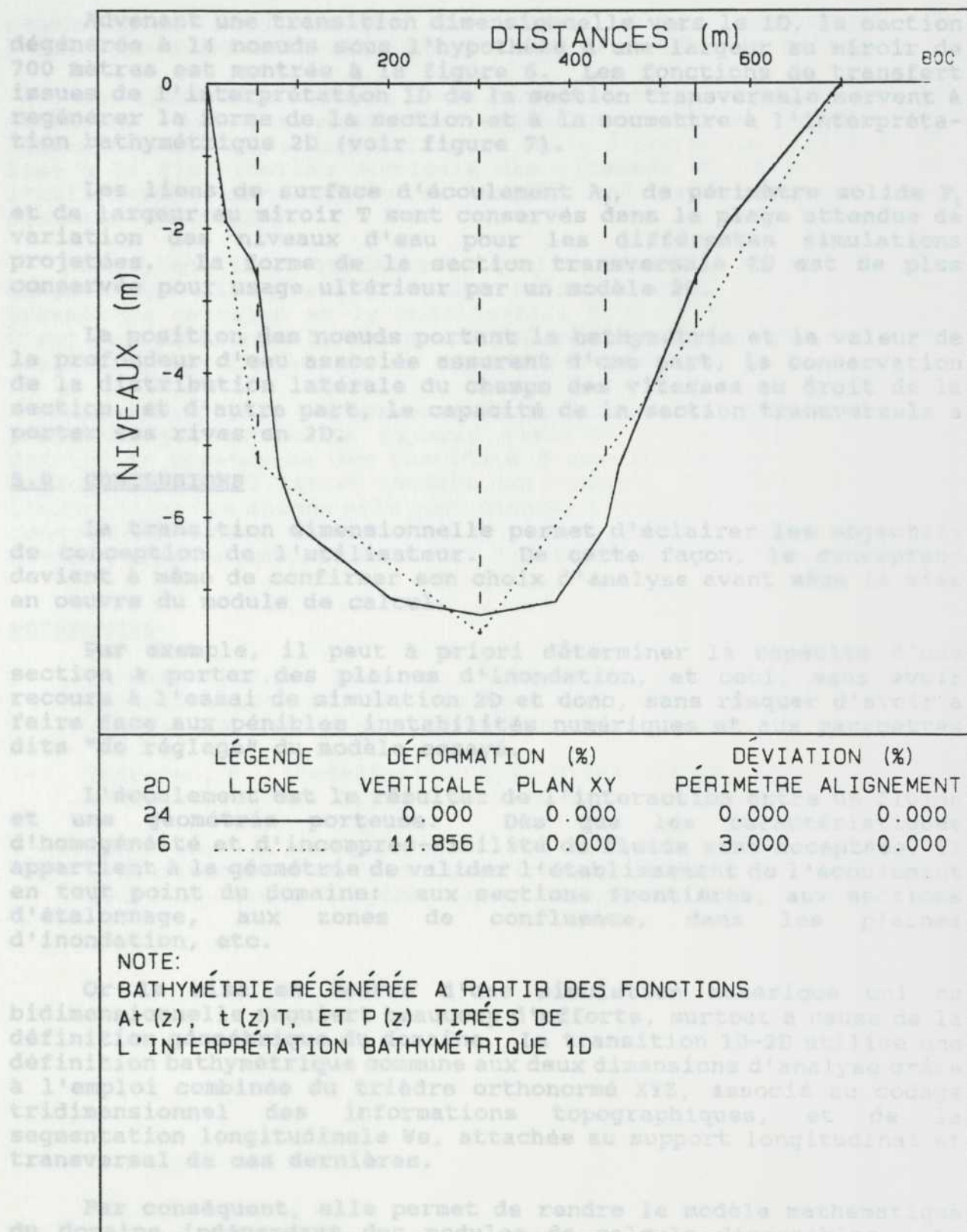


FIGURE 7
INTERPRÉTATION BATHYMÉTRIQUE 2D - TRANSITION 1D à 2D

Advenant une transition dimensionnelle vers le 1D, la section dégénérée à 14 noeuds sous l'hypothèse d'une largeur au miroir de 700 mètres est montrée à la figure 6. Les fonctions de transfert issues de l'interprétation 1D de la section transversale servent à régénérer la forme de la section et à la soumettre à l'interprétation bathymétrique 2D (voir figure 7).

Les liens de surface d'écoulement A_i , de périmètre solide P_s et de largeur au miroir T sont conservés dans la plage attendue de variation des niveaux d'eau pour les différentes simulations projetées. La forme de la section transversale 1D est de plus conservée pour usage ultérieur par un modèle 2D.

La position des noeuds portant la bathymétrie et la valeur de la profondeur d'eau associée assurent d'une part, la conservation de la distribution latérale du champ des vitesses au droit de la section, et d'autre part, la capacité de la section transversale à porter ses rives en 2D.

5.0 CONCLUSIONS

La transition dimensionnelle permet d'éclairer les objectifs de conception de l'utilisateur. De cette façon, le concepteur devient à même de confirmer son choix d'analyse avant même la mise en oeuvre du module de calcul.

Par exemple, il peut à priori déterminer la capacité d'une section à porter des plaines d'inondation, et ceci, sans avoir recours à l'essai de simulation 2D et donc, sans risquer d'avoir à faire face aux pénibles instabilités numériques et aux paramètres dits "de réglage" du modèle essayé.

L'écoulement est le résultat de l'interaction entre un fluide et une géométrie porteuse. Dès que les caractéristiques d'homogénéité et d'incompressibilité du fluide sont acceptées, il appartient à la géométrie de valider l'établissement de l'écoulement en tout point du domaine: aux sections frontières, aux sections d'étalonnage, aux zones de confluence, dans les plaines d'inondation, etc.

Or la mise en oeuvre d'une simulation numérique uni ou bidimensionnelle requiert beaucoup d'efforts, surtout à cause de la définition géométrique du domaine. La transition 1D-2D utilise une définition bathymétrique commune aux deux dimensions d'analyse grâce à l'emploi combinée du trièdre orthonormé XYZ, associé au codage tridimensionnel des informations topographiques, et de la segmentation longitudinale $\mathbb{M}_s$, attachée au support longitudinal et transversal de ces dernières.

Par conséquent, elle permet de rendre le modèle mathématique du domaine indépendant des modules de calculs disponibles. La valeur des liens topographiques 1D-2D et les informations générées par les algorithmes de dégénérescence séquentielle et de

régénération bathymétrique traduisent cette indépendance de l'interprétation bathymétrique d'avec les modules de calcul.^T

Les liens d'écoulement 1D-2D font ressortir les hypothèses qui jalonnent les cheminements algébriques d'une formulation dimensionnelle à l'autre, notamment celle d'une pente faible du lit liée à la distribution verticale des vitesses et celle décrivant l'utilisation particulière du coefficient de frottement comme paramètre de réglage.

Les liens 1D-2D touchant la qualité des eaux et le transport sédimentaire illustrent l'étroite relation entre la grandeur des paramètres calculés et la modélisation hydrodynamique préalable. C'est pourquoi, seul le mouvement des contaminants ou des sédiments est retenu par l'exercice de transition dimensionnelle.

La définition, les rôles et la classification des liens 1D-2D présentés permettent de repérer aisément l'hypothèse visée, de définir la dépendance des résultats d'une simulation à l'autre et d'identifier la filiation commune des données. Les liens 1D-2D sont l'expression des moyens pris pour assurer l'utilisation d'hypothèses congruentes autant à un niveau d'analyse donné qu'entre les deux niveaux accédés séquentiellement (1D et 2D ou vice-versa).

RÉFÉRENCES

- 1- Tarbotton, M.R., Pedersen, A.E., Birt, C.S., "An engineering investigation of the estuary of the Sénégal river.", Beauchemin, Beaton, Lapointe/Swan Wooster, 1983.
- 2- Therrien, F., "Modélisation hydrodynamique appliquée au fleuve Sénégal", 52ième congrès de l'ACFAS, 9 et 10 mai 1984.
- 3- Therrien, F., "Principes et méthodes des transitions dimensionnelles en modélisation des écoulements.", Thèse de doctorat, École Polytechnique, Université de Montréal, 1988.

TWO-EQUATION TURBULENCE MODEL FOR ICE COVER MELTING

R. Saadé

TECSULT INC.

Sociotechnical and Hydraulic Resources Department

85 St. Catherine St. West

Montreal, Quebec, H2X 1P4

and

S. Sarraf

Concordia University

Department of Civil Engineering

1455 De Maisonneuve Blvd. W., Montreal, Quebec, H3G 1M9

Two-Equation Turbulence Model for Ice Cover Melting

INTRODUCTION

During the winter season, continuous sub-freezing temperatures induce the formation of an ice cover at the surface of the river. The presence of the ice-cover causes a reduction on the flow thereby increasing the water level. The rate of cooling of the river decreases due to the good insulating characteristics of the ice sheet. After the formation of the ice cover, the water temperature will then stabilize for the remaining part of the winter.

par

R. Saadé & S. Sarraf

In an ice covered river, heat exchange occurs at the air-water interface and air-ice interface. This surface condition influences the individual heat transfer processes. The heat transfer at the air-ice interface is described by the shortwave radiation, longwave radiation, evapo-condensation flux, and conductive heat transfer. The meteorological factors determining these components are cloud cover, air temperature, wind velocity and air vapor pressure. On the other hand, the heat transfer at the water-ice interface is a function of the water temperature distribution and the heat transfer coefficient at the underside of the ice cover.

TWO-EQUATION TURBULENCE MODEL FOR ICE COVER MELTING

R.Saadé

TECSULT INC.

Geotechnical and Hydraulic Resources Department

85 St. Catherine St. West

Montréal, Québec, H2X 3P4

and

S.Sarraf

Concordia University

Department of Civil Engineering

1455 De Maisonneuve Blvd.W., Montreal, Québec, H3G 1M8

INTRODUCTION

During the winter season, continuous sub-freezing temperatures induce the formation of an ice-cover at the surface of the river. The presence of the ice-cover imposes additional friction on the flow thereby increasing the water level. The rate of cooling of the river decreases due to the good insulating characteristics of the ice sheet. After the formation of the ice cover, the water temperature will then stabilize for the remaining part of the winter.

In an ice covered river, heat exchange occurs at the air-water interface and air-ice interface. This surface condition influences the individual heat transfer processes. The heat transfer at the air-ice interface is described by the shortwave radiation, longwave radiation, evapo-condensation flux, and conductive heat transfer. The meteorological factors determining these components are cloud cover, air temperature, wind velocity and air vapor pressure. On the other hand, the heat transfer at the water-ice interface is a function of the water temperature distribution and the heat transfer coefficient at the underside of the ice cover.

acceleration; q is the thickness of the ice cover; ρ is the water density which is assumed constant; t is the time; u_w , v_w are the wind

The river flow field is calculated by use of the depth-averaged hydrodynamic equations. Turbulent components such as turbulent viscosity and turbulent shear stresses are determined from the depth averaged version of the k - ϵ turbulence model which is described by the turbulent kinetic energy k , and the rate of its dissipation ϵ . The numerical scheme used is the Modified MacCormack finite difference scheme for the momentum equations and the upwind scheme for the transport equations.

MEAN FLOW EQUATIONS

The unsteady depth-averaged equations that govern the flow regime in an open channel are the momentum and continuity equations. Under the assumptions of viscous flow, hydrostatic distribution, and neglecting coriolis forces, the depth-integrated equations of continuity and momentum are expressed as follows:

Continuity

$$[1] \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} = 0$$

Momentum Equation, x - direction

$$[2] \quad \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = gh(S_{ox} - S_{fx}) - \frac{1}{\rho} \tau_{bx} + \frac{1}{\rho} \tau_{sx} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\tau_{xx}}{\rho} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\tau_{yx}}{\rho} \right)$$

Momentum Equation, y - direction

$$[3] \quad \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial G}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} = gh(S_{oy} - S_{fy}) - \frac{1}{\rho} \tau_{by} + \frac{1}{\rho} \tau_{sy} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\tau_{xy}}{\rho} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\tau_{yy}}{\rho} \right)$$

where

$$[4] \quad F = F(x, y, t) = u^2 h + 1/2 g(h + 0.9q)^2$$

$$[5] \quad G = G(x, y, t) = uvh$$

$$[6] \quad S = S(x, y, t) = v^2 h + 1/2 g(h + 0.9q)^2$$

$U = uh$ and $V = vh$ are the unit width discharge in the x and y directions respectively; h is the water depth; g is the gravitation due to

acceleration; q is the thickness of the ice cover; r is the water density which is assumed constant; t is the time; τ_{sx} , τ_{sy} are the wind induced surface stresses in the x and y directions respectively; and τ_{bx} , τ_{by} are the bottom shear stresses in the x and y directions respectively.

HEAT BALANCE EQUATION

The temperature distribution in the river flow field is calculated by the use of the energy equation. The energy equation is based on the principle of conservation of heat which is transported and dispersed by the flow. An increase in the river water temperature caused by the thermal effluent, which leads to melting of the ice cover is simulated by this equation. The transient temperature distribution of the river is expressed as a function of the flow properties.

The two-dimensional unsteady temperature distribution over a homogeneous flow domain is given by:

$$[7] \quad \frac{\partial Th}{\partial t} + \frac{\partial TU}{\partial x} + \frac{\partial TV}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\Gamma_T h \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\Gamma_T h \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \Phi$$

where T is the water temperature; h is the water depth; Φ is the source term which represents the heat flux at the water-air or water-ice interface; and Γ_T is the turbulent dispersion coefficient given by the following formula:

$$[8] \quad \Gamma_T = \frac{v_t h}{\sigma_T}$$

where v_t is the turbulent viscosity obtained from the eddy-viscosity concept, h is the water depth, σ_T is an empirical constant, and the source term for ice covered rivers is expressed as follows:

$$[9] \quad \Phi = \frac{\phi}{C_p h \rho}$$

where C_p is the specific heat of water, ϕ is the surface heat transfer that includes the penetration of shortwave radiation into the waterbody, the bottom surface heat transfer.

TURBULENCE MODEL

Turbulence extracts energy from the mean flow at large scales (gain) which alternatively is nearly balanced by viscous dissipation of energy at very small scales (loss). The depth averaged k - ϵ turbulence model adopted in this paper is based on the Boussinesq eddy viscosity concept which describes the gain and loss process of energy. The depth-averaged turbulent stresses τ_{xx} , τ_{xy} , τ_{yx} , τ_{yy} , and the turbulent heat flux Γ_T , need to be determined for the entire flow domain by a turbulence model. The k - ϵ turbulence model characterizes the local state of turbulence by the turbulent kinetic energy k that originates from the turbulent mean velocity gradient, and the rate of its dissipation ϵ .

The depth-integrated turbulent shear stresses are calculated from the eddy viscosity concept and are given by:

$$[10] \quad \frac{\tau_{ij}}{\rho} = \nu_t \left(\frac{\partial u_i h}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j h}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k h \sigma_{ij}$$

where k is the turbulent kinetic energy; δ_{ij} is the Kroneker symbol; and

$$[11] \quad \nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\epsilon}$$

The turbulent kinetic energy k and the rate of its dissipation ϵ are expressed by the following transport equations:

$$[12] \quad \frac{\partial h k}{\partial t} + \frac{\partial u h k}{\partial x} + \frac{\partial v h k}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\nu_t h}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\nu_t h}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + G + P_{kv} - \epsilon h$$

$$[13] \quad \frac{\partial h \epsilon}{\partial t} + \frac{\partial u h \epsilon}{\partial x} + \frac{\partial v h \epsilon}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\nu_t h}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\nu_t h}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial y} \right) + C_1 \frac{\epsilon}{K} G + P_{\epsilon v} - C_2 \frac{\epsilon^2 h}{k}$$

where

$$[14] \quad G = \frac{\nu_t}{h} \left[2 \left(\frac{\partial u h}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v h}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial u h}{\partial y} + \frac{\partial v h}{\partial x} \right)^2 \right]$$

G represents the production of turbulent kinetic energy in the horizontal direction due to interactions of turbulent stresses with horizontal mean velocity gradients. In addition to G, bottom roughnesses contribute significantly for the production of turbulence energy. This production of turbulence energy is absorbed in the following P_{kv} and $P_{\epsilon v}$:

$$[15] \quad P_{kv} = \frac{C_f}{h} (u^2 + v^2)^{3/2}$$

$$[16] \quad P_{\epsilon v} = \frac{3.6 C_2 \sqrt{C_\mu} (u^2 + v^2)^2 C_f^{5/4}}{h^2}$$

Where $C_\mu = 0.09$; $\sigma_k = 1.0$; $\sigma_T = 0.5$; and $C_2 = 1.92$.

With values known for the empirical constants, the equations can be solved for u , v , k , ϵ , h , and T . However, boundary conditions for the above mentioned parameters should be specified at solid surfaces, inlet and exit of the channel.

In regions close to solid walls, the Reynolds number of turbulence is very small. Therefore, viscous effects predominate over turbulent ones. Close to solid boundaries, flow velocity can be described by the wall function expressed as follows:

$$[17] \quad \frac{U}{U_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{\Delta y/2}{Z_0}$$

where U is the resultant velocity parallel to the wall; U_* is the resultant friction velocity; κ is the von karman constant; $\Delta y/2$ is half the grid spacing; and Z_0 is the channel roughness height.

For the flow in the near-wall region it is assumed that : (1) convection and diffusion are negligible; (2) the turbulence energy production and the kinetic energy dissipation rate are in local equilibrium; (3) and the turbulent shear stress is nearly constant and equal to the wall shear stress. Under these conditions, expressions for k , ϵ and t in the near-wall region can be derived from the turbulent stresses and wall function, and are expressed as follows:

$$[18] \quad \frac{\tau_w}{\rho} = C_\mu^{1/2} k$$

$$[19] \quad \varepsilon_w = \frac{U_*^3}{\kappa y_w}$$

HEAT TRANSFER PROCESSES

The heat flux at the water-ice interface is relatively steady and depends only on the river conditions. The heat fluxes at the top surface of the ice-cover are dependent on the prevailing meteorological conditions. The changes in the heat flux across the interfaces, shown in figure 1, determine the melting and thickening of the ice cover.

Two heat flux interfaces, water-ice and ice-air, are defined in an ice covered river. The heat flux at the ice-air interface involves several components, which depend on the meteorological conditions. These components are the net solar radiation, the net back radiation, the evapocondensation heat flux, the conductive heat flux, and the heat transfer through the ice cover. The melting or growing of an ice cover will occur at the top, bottom or both surfaces.

NUMERICAL FORMULATION

An explicit finite difference method based on the MacCormack time splitting scheme is used for the solution of the depth-averaged St. Venant equations. The two-dimensional finite difference operator, $L(\Delta t)$ is split into a sequence of one-dimensional operators as follows:

$$[20] \quad L(\Delta t) = L_x(\Delta t_x) L_y(\Delta t_y) L_y(\Delta t_y) L_x(\Delta t_x)$$

where L_x and L_y are the one dimensional finite-difference operators and $\Delta t_x = \Delta t_y = 1/2 \Delta t$ is the time interval.

Each operator executes a combination of backward and forward differencing operations in the previously mentioned predictor corrector

sequence. Therefore, each operator, L_x and L_y , consist of a predictor which discretizes the space derivatives using the backward differences and a corrector which discretizes the space derivatives using the forward differences.

The stability conditions are determined by the CFL (Courant-Friedrich-Levy) criterion which states that the maximum time step that can be used in the standard MacCormack scheme is the minimum value of the following two terms:

$$[21] \quad \Delta t \leq \frac{\Delta x}{u + \sqrt{gh}}$$

or

$$\Delta t \leq \frac{\Delta y}{v + \sqrt{gh}}$$

The modified MacCormack finite difference scheme converges to an acceptable solution, provides a stability criterion to ensure feasible results, shows a certain degree of flexibility, adaptable to a wide range of real-life situations, permits the estimation of its accuracy or degree of error, and achieves second order accuracy in space and time.

RESULTS & DISCUSSIONS

The model described is used to investigate the melting of an ice cover in a rectangular channel due to an added heat source. Two channel geometries are considered.

The first case considered, is the simulation of a laboratory experiment performed by Hewlett. The channel considered is 40 ft long and 2 ft wide with an ice cover starting at 7 ft from the inlet and spanning approximately 27 ft downstream. After that steady-state is attained, the water temperature is increased to 1°C, thus inducing ice, melting.

The velocity field was numerically initialized for a discharge of 0.8 cfs, and the temperature distribution over the entire domain was

initialized to 1°C . At first the model was run for hydrodynamics and temperature transport equations until steady-state. A continuity check was constantly performed between the entrance and exit of the channel. Due to the atmospheric conditions incorporated in the model for the calculation of ice cover melting, the cloud cover, air temperature, wind velocity and barometric pressure need to be specified. The air temperature is clearly defined at 0°C ; the wind velocity was set to approximately 5.56 m sec^{-1} under the assumption of such a wind in the lab would be due to the cooling system; the cloud cover was set to 90% clouds and the barometric pressure to 0.7547.

After that steady-state was achieved, the ice cover was introduced with the exact thicknesses as measured in the laboratory, and the water depth upstream was increased from 0.2 m to 0.246m which is 92% the ice thickness added to the initial depth.

The flow field is fitted with a rectangular uniform grid of 120×20 cells. The cell size is taken as $0.1 \text{ m} \times 0.03 \text{ m}$. The time step is taken as 0.015 s. The initial water depth is 0.25 m. The channel has a flat bed with a Manning's roughness coefficient of 0.03. The ice cover's initial thickness was set to 0.05 m with a Manning's roughness of 0.02 at the ice cover underside. The meteorological conditions used in the calculation of the heat transfer across the ice-cover are: air temperature of 0°C ; and cloud cover of one tenth.

The ice cover was observed to have melted in three phases: in the first phase, the entire thickness of the ice-cover reduced and the leading edge remained stationary with its tip decreasing from its initial thickness to zero; during the second phase, the thickness profile continued in changing, however, with the leading edge moving downstream at a variable speed; and finally, the third phase was the quasi-steady condition, where the ice-cover thickness remained unchanged, and the leading edge moving downstream at a constant speed.

The second channel geometry investigated adopted by McGuirk and Rodi (10), is 300 m in length and 50 m in width, with an effluent side-discharge imposed at the near bank 50 m downstream of the entrance. The temperature of the water effluent, and the effluent to main flow velocity ratio (R) are varied. The effluent with an average velocity, and width of 5 m, is discharged at a right angle to the flow in the rectangular main channel. However, the width of this effluent in the near bank is very small when compared to the width of the channel.

The flow field is fitted with a rectangular uniform grid of 120×20 cells. The cell size is taken as $2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$. The time step is set to 0.05 s. The initial water depth is 5 m. The channel has a flat bed with a Manning's roughness coefficient of 0.03. For the ice-cover case, the initial ice thickness was set to 0.1 m with a Manning's roughness of 0.02 at the ice cover underside.

The meteorological conditions used in the calculation of the heat transfer across the ice-cover are: air temperature of -20°C ; latitude of 45° ; cloud cover of 5 tenths; air vapor pressure of 0.7547 mb; and wind velocity of 5.56 m/s.

The effects of turbulent flow on ice cover melting are studied in four regions: the entrance; 2.5m after the side discharge; 80 m after the side discharge; and the exit of the channel. Figure 1 shows the ice edge location at steady state conditions for $R=2, 5, 10$ at air temperature of 20°C . Evidently, the ice edge moves towards the far bank with an increase in velocity ratio R . Therefore, the higher the velocity ratio, the farther the ice edge is from the near bank. Close analysis of figure 1, reveals a simple but very useful relationship between the velocity ratio R and the ice edge location downstream of the effluent as shown in figure 2. Within an increase in the velocity ratio, the ice edge location is expected to move towards the far bank at a certain speed, however after a certain velocity ratio, the speed of the ice edge reduces due to the reduced turbulent heat concentrations dispersion, until a limit is reached where an additional increase in the velocity ratio produces no additional melting.

Figure 3 depicts ice cover profiles at the effluent region and the far downstream region, for velocity ratio $R=10$, and air temperatures of -20°C , -10°C , -5°C . The ice-free width increases in the downstream direction, with a small portion of the ice still stagnating along the downstream reach on the near bank wall. This characteristic is due to the excessive heat loss caused by the solid boundary and recirculation which is common near solid surfaces. However, the width of this stagnating ice in the near bank is very small when compared to the width of the channel. Also, reducing the air temperature provides further melting of the ice cover with a large effect at low temperatures and a reduced rate of change of ice thickness as the air temperature approaches zero.

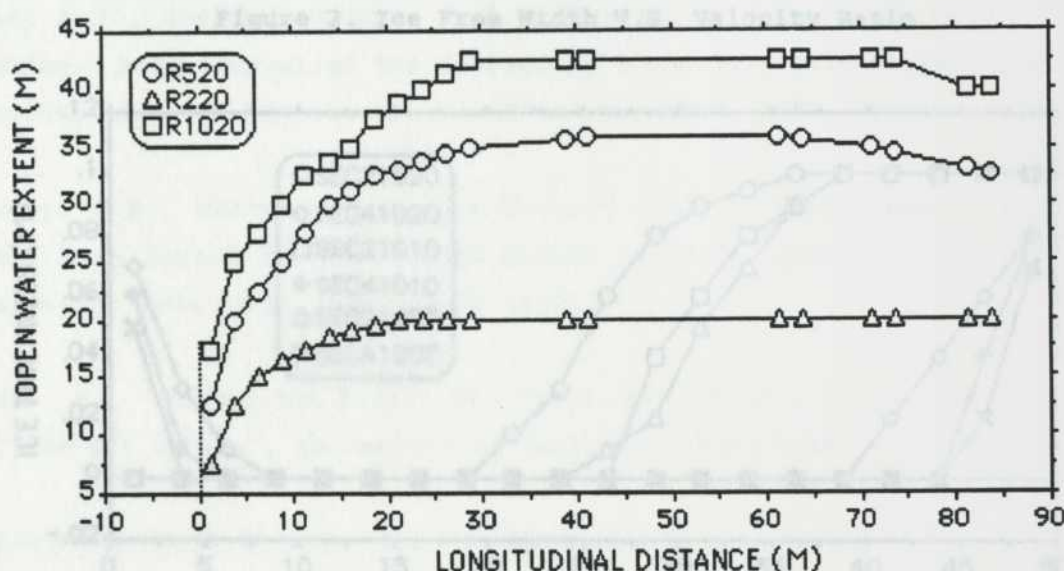


Figure 1. Ice Edge Location at Steady State

Figure 3. Ice Thickness Profiles

Predictions have been obtained for the ice sheet melting characteristics under turbulent flow conditions, with the 2- ϵ turbulence model and the McCormack scheme. Comparison with experimental data have provided good agreement for the extent of ice melting and the ice edge regression.

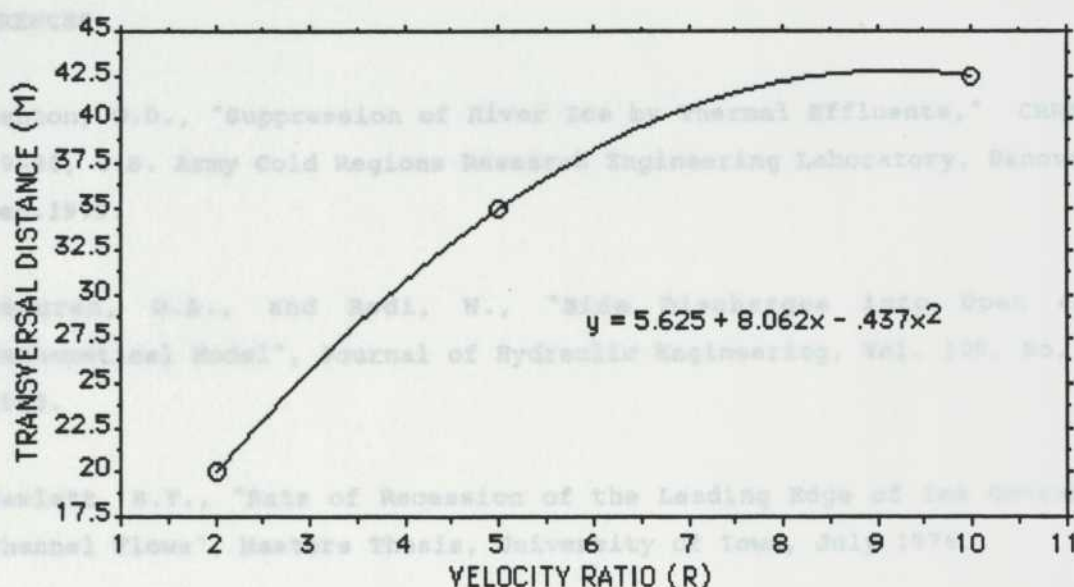


Figure 2. Ice Free Width V.S. Velocity Ratio

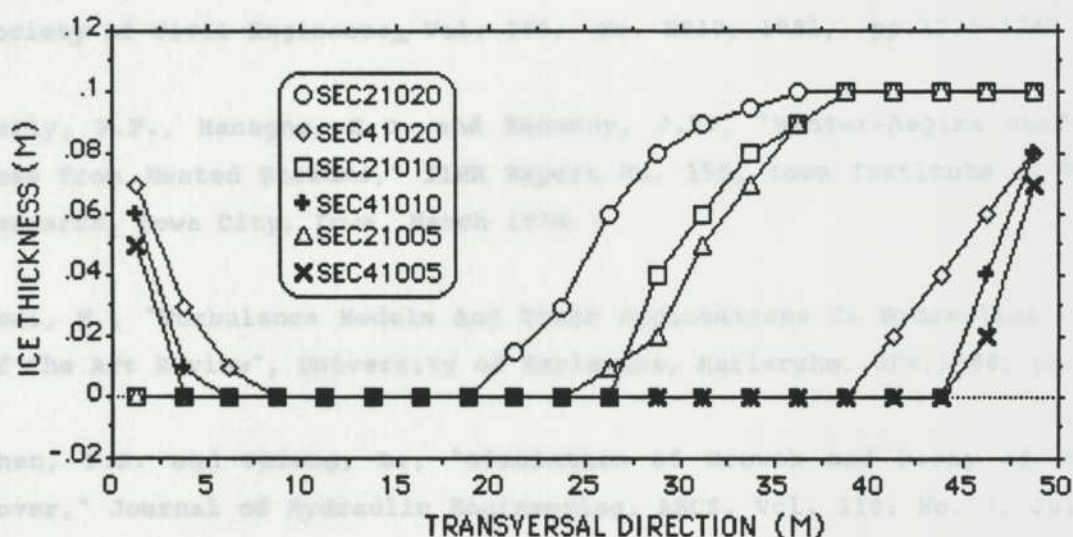
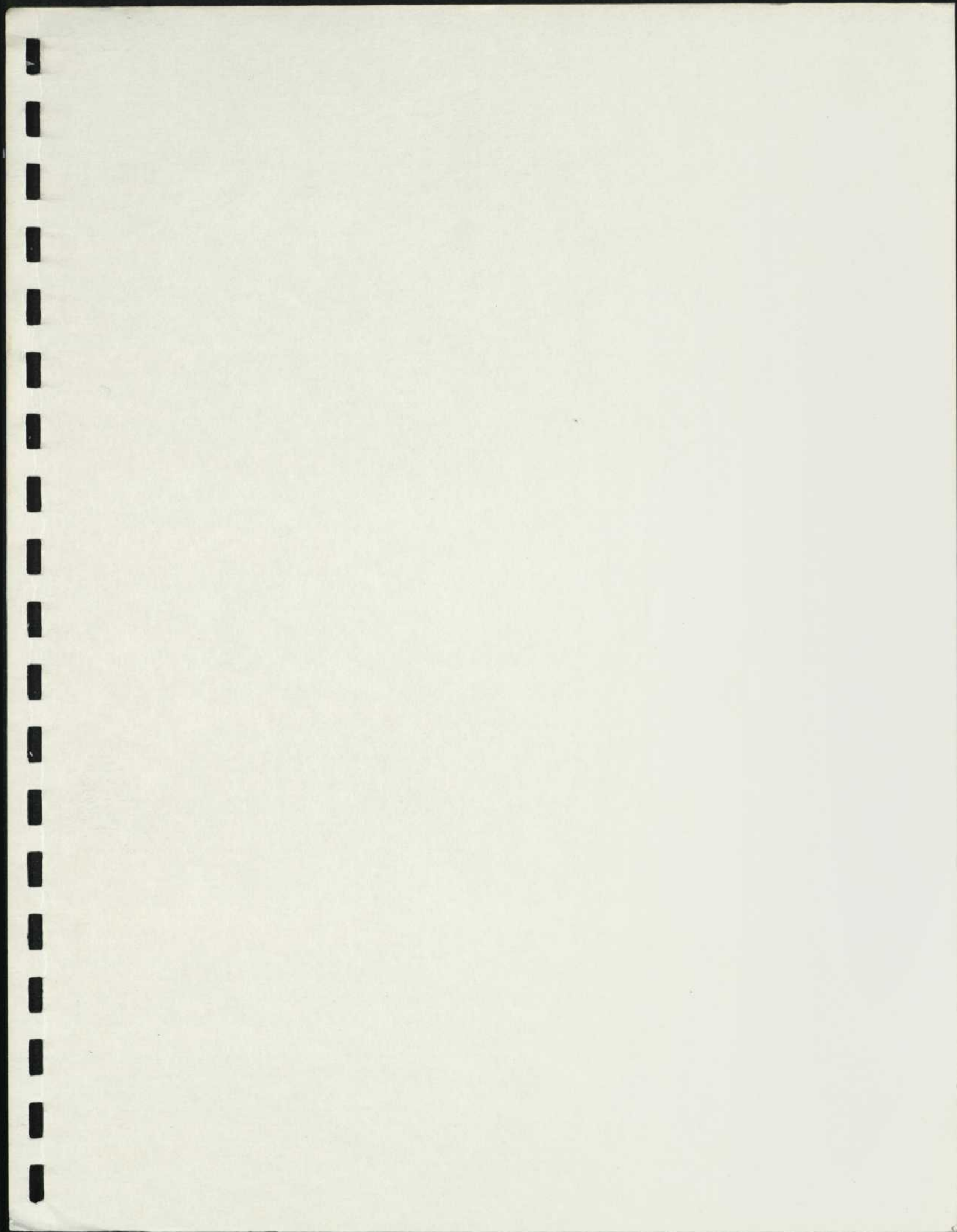


Figure 3. Ice Thickness Profiles

Predictions have been obtained for the ice cover melting characteristics under turbulent flow conditions, with the k- ϵ turbulence model and the MacCormack scheme. Comparison with experimental data have provided good agreement for the extent of ice melting and the leading edge regression.

REFERENCES

1. Ashton, G.D., "Suppression of River Ice by Thermal Effluents," CRREL Report 79-30, U.S. Army Cold Regions Research Engineering Laboratory, Hanover, N.H., Dec. 1979.
2. Demuren, O.A., and Rodi, W., "Side Discharges into Open Channels: Mathematical Model", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, No. 12, Dec. 1983.
3. Hewlett, B.Y., "Rate of Recession of the Leading Edge of Ice Covers on Open Channel Flows", Masters Thesis, University of Iowa, July 1976.
4. Lam, L.Y., and Krishnappan, G.B., "Ice Cover Effects on Stream Flows and Mixing," ASCE Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. HY10, 1981, pp.1225-1242.
5. Paily, P.P., Macagno, E.O. and Kennedy, J.F., "Winter-Regime Surface Heat Loss from Heated Streams," IIHR Report No. 155, Iowa Institute of Hydraulic Research, Iowa City, Iowa, March 1974.
6. Rodi, W., "Turbulence Models And Their Applications In Hydraulics - A State Of The Art Review", University of Karlsruhe, Karlsruhe, GFR, 1980, pp.1-33.
7. Shen, T.S. and Chiang, L., "Simulation of Growth and Decay of River Ice Cover," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 7, July, 1984, pp.958-971.



BNQ



000 224 704



acfas

Association 2730 Côte Ste-Catherine
canadienne-française Montréal, Québec
pour l'avancement Canada, H3T 1B7
des sciences

Pour commandes téléphoniques: (514) 342-1411