

DE L'HYDROLOGIE AUX ÉCOULEMENTS DE RUPTURES DE BARRAGES : UNE APPROCHE UNIFIÉE DES RESSAUTS INSTATIONNAIRES

PIROTTON Michel

Service des Constructions Hydrauliques - L.H.C.N.
Université de Liège

I. INTRODUCTION

L'eau représente un enjeu à ce point fondamental pour l'homme qu'elle lui a de tout temps inspiré des capacités créatives à la mesure des défis à relever. Au-delà des pensées philosophiques des plus grands poètes et des superstitions qui longtemps ont infléchi quantité de pratiques ancestrales, d'innombrables preuves subsistent dans le génie hydraulique, qui suggèrent la plus grande humilité devant tant de talent et de savoir-faire.

L'accumulation des compétences, le développement des modèles théoriques ainsi que l'évolution des sciences et de la technologie se synthétisent aujourd'hui en une résolution beaucoup plus complexe des problèmes liés à l'eau. L'ingénieur hydraulicien compose à présent avec nombre de contraintes et d'objectifs parfois antagonistes et les concilie au mieux dans des projets d'envergure plus respectueux de l'environnement, soumis à des critères de sécurité plus sévères, dans des sites toujours plus complexes à appréhender. Par ailleurs, sa conception d'un aménagement se complète à présent de la prévision des conséquences d'un dysfonctionnement des structures élaborées afin d'anticiper et de minimiser leurs effets néfastes.

Par rapport à ces responsabilités très larges, force est de constater que les mêmes défis fondamentaux persistent, de la prévision des crues et de la protection contre les inondations au stockage et à l'alimentation. L'activité industrielle y ajoute ses problèmes spécifiques de pollution, d'exploitation des ressources hydroélectriques et du transport par voies d'eau, le tout dans un contexte d'utilisation plus intensive des ressources disponibles, qui transforment l'eau en un bien rare à épargner.

En marge des problèmes constructifs posés par la réalisation d'ouvrages hydrauliques, l'ampleur des responsabilités et la variété des questions à prendre en compte justifient ainsi que la mise au point d'une politique d'exploitation fasse appel à des préoccupations spécifiques reprises sous le vocable de gestion optimale des ressources hydrauliques.

L'établissement de modèles hydrauliques d'aide à la gestion d'une retenue ou d'un complexe hydraulique permet d'aborder scientifiquement cette question fondamentale d'optimisation des décisions. Celles-ci se répercutent non seulement en termes de fluctuations provoquées sur les variables au sein même du système mais conditionnent son

entourage, depuis les écoulements qui alimentent ses frontières jusqu'à ceux que ces décisions suscitent à son aval par une exploitation routinière ou accidentelle. Une modélisation numérique complète se doit aujourd'hui de reproduire toutes ces situations afin d'assister le gestionnaire en lui donnant une vue claire des processus hydrauliques complexes engendrés par des décisions possibles. L'énumération des modèles ici présentés permet d'y parvenir.

En raison de la place prépondérante qu'occupent les écoulements à surface libre dans les phénomènes hydrodynamiques influents sur lesquels il est davantage possible d'agir, il va de soi que l'attention de cet article se portera prioritairement sur les processus du cycle qui englobent les écoulements de surface. Privilégiant un raisonnement systématique basé sur la physique des écoulements, les modèles présentés reproduisent d'abord la formation spatiale et temporelle des volumes entrant dans la retenue, les mouvements engendrés dans celle-ci, enfin les conséquences de sa gestion routinière ou accidentelle sur le voisinage.

Cet article montre que ces trois axes principaux de modélisation, qui englobent les divers stades que connaît la goutte de pluie dans son parcours à l'air libre, sont beaucoup plus étroitement liés que ce que ne suggèrent a priori leurs échelles très différenciées, à cause de la présence de ressauts instationnaires dans chaque type d'écoulement.

II. MODÈLE D'ÉCOULEMENT HYDROLOGIQUE EN FINE LAME

1. Introduction

L'analyse, la compréhension et la modélisation de la transformation hydrologique d'un signal de pluies en un signal de débit à l'exutoire sur une topographie quelconque demeurent des étapes majeures dans la détermination des débits de projet de tout ouvrage hydraulique, dans la reconstitution de la genèse des crues ainsi que dans l'optique générale d'élaboration d'une politique adéquate d'anticipation, gérant au mieux l'ensemble des ressources d'un système.

Ce dernier aspect est déterminant car les approches classiques de modélisation hydrologique, procédant par transformation paramétrée d'un signal d'entrée en un signal de sortie montrent à cet égard certaines limitations marquantes : dans les longues campagnes de mesures que ces modèles réclament pour leur calibration, les méthodes d'ajustement rendent souvent difficile voire impossible toute interprétation physique des paramètres utilisés. Consécutivement, une quelconque prévision de modification de terrain ne peut être assurée de façon fiable par une répercussion évidente sur la valeur des paramètres. Enfin, ils exploitent rarement les données topographiques, la caractérisation des types de sol et des couvertures végétales rencontrées, ou encore l'inégale répartition spatiale des précipitations.

C'est pour remédier à ces déficiences qu'apparaissent très progressivement des modèles conceptuels distribués qui développent une analyse physique du phénomène en examinant l'écoulement de la fine lame d'eau sur le bassin. Ces approches s'avèrent capables, non seulement de prévoir la réponse du système à une pluie donnée, mais la signification physique conférée aux paramètres permet de contrôler divers projets d'actions altérant certaines spécificités du bassin. En modifiant la valeur des paramètres concernés, la simulation d'événements pluvieux fait mieux comprendre la répercussion de toute intervention de l'homme sur la fonction de transformation du bassin versant. En outre, dans la phase de calage sur un bassin particulier, il devient possible de réagir à un manque de signaux d'entrée-sortie expérimentaux en faisant varier la valeur des paramètres dans une gamme physiquement raisonnable afin d'examiner l'incertitude associée au signal de sortie face aux incertitudes qui sont susceptibles d'affecter les données.

2. Modèle mathématique d'écoulement hydrologique

Sans préjuger du type d'écoulement au travers de la veine fluide, les équations de base de l'hydraulique sont intégrées sur l'épaisseur d'eau en tenant compte de l'épaisseur très faible de la lame ruisselante sur le bassin comparée à ses autres dimensions spatiales. On retrouve alors un système d'équations bien connu sous le nom "d'équations en faible profondeur". Si sa résolution est largement documentée dans la littérature, il semble plus raisonnable d'exploiter davantage les spécificités du contexte hydrologique afin de déboucher sur des équations plus particularisées.

Soucieux d'apporter certains éléments de réponse sur la validité de simplifications mathématiques plus spécifiques aux phénomènes étudiés, quelques hydrologistes ont entrepris l'étude théorique et sur modèles réduits de géométries élémentaires, particulièrement les plans inclinés pour l'écoulement unidimensionnel qu'ils suscitent. La mise sous forme adimensionnelle des équations met en évidence l'existence de deux paramètres : le nombre de Froude f_o ainsi que le nombre d'onde cinématique k_o , cité la première fois par Woolhizer et Liggett [1] en 1967 :

$$k_o = \frac{l_o g \sin \theta}{u_o^2} = \frac{l_o \operatorname{tg} \theta}{h_o f_o^2} \quad (1)$$

avec :

- θ l'angle du plan incliné
- l_o la longueur caractéristique d'écoulement
- h_o la profondeur de la lame à l'exutoire
- u_o la vitesse uniforme à l'exutoire, caractéristique du type d'écoulement

Leurs valeurs relatives donnent lieu à trois approximations possibles de l'équation dynamique selon que k_o prend une valeur importante (approximation de l'onde cinématique), selon, au contraire, qu'elle est négligeable (approximation de l'onde de gravité) ou, enfin, selon que le nombre de Froude est négligeable mais que son produit avec k_o garde une valeur significative (approximation de l'onde de diffusion).

L'expérience des hydrologistes les incite à affirmer que l'écoulement sur des pentes naturelles situe généralement les couples de valeurs (f_o , k_o) dans des zones où l'approximation cinématique est licite. Ce n'est que sur les faibles pentes courtes et à débit latéral important des régions urbanisées qu'il faut se montrer plus circonspect quant au choix entre l'approche cinématique ou diffusive.

L'option de l'onde cinématique s'affirme comme une alternative d'autant plus judicieuse en écoulement hydrologique de surface qu'elle réduit sensiblement l'effort numérique en n'impliquant plus a priori qu'une seule variable. L'équation de continuité s'écrit en effet sous sa forme générale tridimensionnelle, après remplacement des composantes de vitesse par leur expression explicite en fonction de la hauteur d'eau :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (a'h^{m+1} \cos \theta_s) + \frac{\partial}{\partial y} (a'h^{m+1} \sin \theta_s) = \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = (r - i) \cos \theta_z \quad (2)$$

avec :

- h l'épaisseur de la lame fluide
- q_x, q_y les composantes du débit selon les axes x, y
- r, i respectivement les précipitations et la vitesse d'infiltration dans le sol

θ_i	l'opposé de l'angle que fait la topographie locale avec l'axe i
$\cos \theta_s, \sin \theta_s$	les composantes dans le plan (x, y) de la tangente à une trajectoire quelconque C
a'	une fonction des caractéristiques topographiques et morphologiques du terrain ainsi que du type d'écoulement au sein de la lame

3. Vérification et enseignements expérimentaux

La confrontation de la théorie à la pratique contribue non seulement à vérifier le bien fondé de ces assertions mais surtout à statuer sur la loi de frottement, laminaire ou turbulente, qui prévaut sur l'épaisseur d'écoulement.

Les tests de Morgali [2] révèlent à l'évidence des comportements distincts avec une lame régulièrement formée sur le bitume qui contraste singulièrement avec la progression chaotique des filets entre les brins de gazon. Par ailleurs, l'expérimentation hydrologique confirme la logique d'une relation, classique en mouvement permanent, entre l'état d'écoulement et le nombre de Reynolds. Une transition d'état est donc inéluctable pour chaque type de couverture, impliquant simultanément une coexistence de plusieurs états dans une même simulation, puisque l'étude d'un hydrogramme complet balaye spatialement et temporellement une gamme étendue de nombres de Reynolds.

La gestion assez complexe d'une turbulence qui apparaît ou s'évanouit graduellement sur une frange de nombres de Reynolds dépendante des circonstances du mouvement se complique d'autant plus qu'il faut composer avec certains intervenants spécifiques, comme le martèlement de la surface libre par la pluie. Les perturbations qu'il provoque modifient fondamentalement les caractéristiques de frottement au point de suffire, dans certains cas, à provoquer une transition directe turbulent-laminaire dès l'arrêt des pluies.

Puisque la nature n'opère pas de sélection sur le type d'écoulement qui prévaut en hydrologie de surface, que les deux états, laminaire et turbulent, coexistent et organisent leur transition sur une plage variable de nombres de Reynolds, il paraît sage de rechercher un compromis en recourant à la loi de Manning qui, comme l'établissent notamment les travaux de Weather et al [3] ou d'Overton [4], ne se solde pas par des erreurs significatives lorsqu'il existe des régions à écoulement laminaire.

4. Extension de l'approximation cinématique aux topographies réelles

Le développement actuel des modèles numériques de terrain ne peut qu'inciter à échapper au carcan fréquent de raisonnements unidimensionnels, qui conduisent majoritairement à idéaliser un terrain d'écoulement en une série de plans inclinés dont l'extrémité amont coïncide avec la crête de partage et l'extrémité aval avec un segment de cours d'eau drainant.

Néanmoins, cette perspective d'une totale liberté dans la représentation topographique implique une extension d'utilisation de l'approximation cinématique à des topographies en long beaucoup plus générales que celles abordées expérimentalement. Cette démarche théorique trouve sa justification dans la simple évaluation des ordres de grandeur caractéristiques qui révèle la totale inutilité de prendre en compte les équations complètes pour des topographies globales, compte tenu de dimensions raisonnables pour le maillage spatial et de l'épaisseur moyenne de lame ruisselante.

La discrétisation "macroscopique" de la topographie et des propriétés morphologiques de terrain s'accorde complètement avec une autre intégration, plus "philosophique", des processus naturels. En effet, les réalités de ces phénomènes sont si complexes en hydrologie

et les propriétés intrinsèques si anisotropes que la seule voie raisonnable consiste à les intégrer et à les moyenniser à une échelle très supérieure à celle des accidents locaux de la topographie ou de l'écoulement.

En accommodant au mieux ces aspects, la théorie cinématique propose une formulation dépouillée qui conserve pourtant la richesse fondamentale des modèles non-linéaires. Elle réfute des conceptions classiques comme le temps de concentration considéré comme propriété intrinsèque d'un bassin, la présence d'isochrones et, plus généralement, les propriétés d'additivité liées à la théorie de l'hydrogramme unitaire.

C'est précisément de cette richesse de représentation que naissent des difficultés en propageant et déformant les signaux de manière complexe pour aboutir, en certaines circonstances, à des discontinuités que ne résolvent pas systématiquement des théories plus affûtées.

Envisageons une application unidimensionnelle sous un angle un peu singulier. Le bassin étudié est soumis à des pluies d'intensité constante. Il se termine à son aval par un plan incliné. Du bassin hydrologique amont, nous ne connaissons que l'hydrogramme qu'il provoque à l'extrémité amont du plan incliné. A cet endroit, nous savons que l'évolution temporelle de la hauteur d'eau a la forme d'une sinusoïde puis se poursuit par une hauteur constante (figure 1).

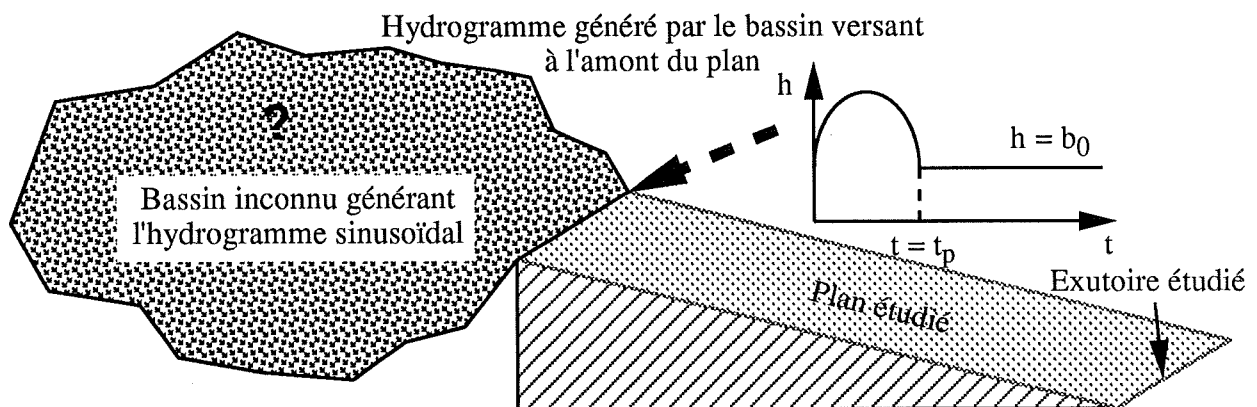


Figure 1 - Disposition générale du bassin versant étudié

La solution adimensionnelle est illustrée à la figure 2 pour un écoulement turbulent ($m = 2/3$). Puisque la célérité est une fonction croissante de la hauteur, le profil se déforme, passe par une pente de surface libre infinie puis adopte un profil déferlant très esthétique mais sans aucune correspondance physique compte tenu d'une relation univoque entre hauteur et vitesse.

Cette singularité inspire deux réflexions principales sur le système d'équations. D'une part, la forme différentielle de l'équation de continuité exclut d'emblée toute discontinuité dans la solution alors que la conservation de volume peut être assurée dans ces situations. Un retour à la formulation originelle s'impose pour procéder à un élargissement du champ des solutions aux discontinuités.

D'autre part, dans la mesure où il existe, du moins localement, une contradiction par rapport aux hypothèses émises, un nouvel examen théorique des simplifications s'impose pour déterminer dans quelle mesure les termes éliminés peuvent résoudre les singularités du problème.

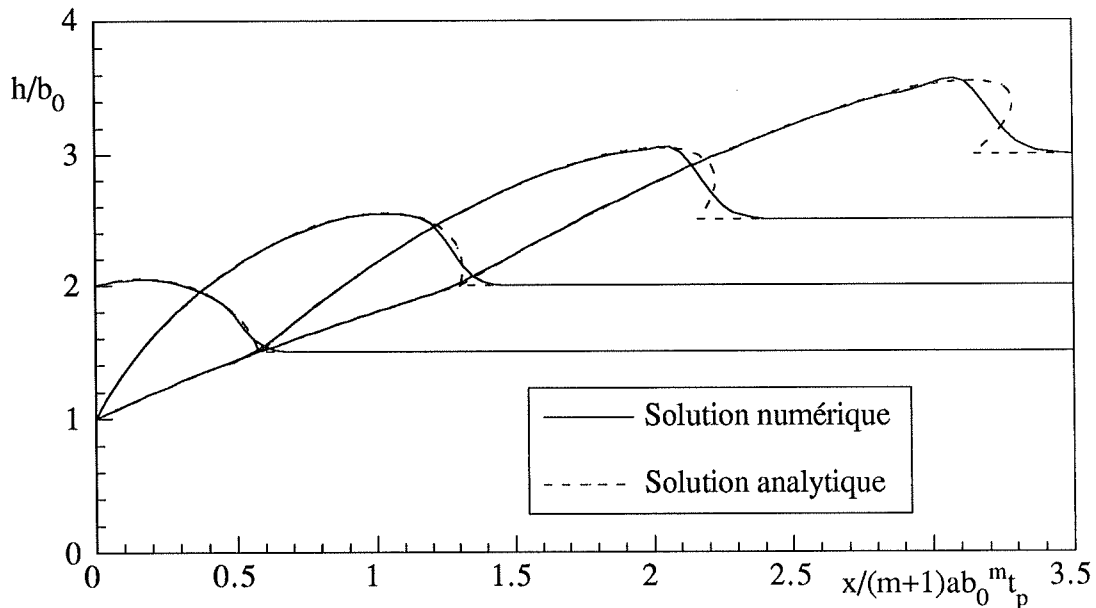


Figure 2 - Comparaison avec la solution analytique des lignes d'eau instantanées, en coordonnées adimensionnelles, respectivement pour $t/t_p = 0,5, 1, 1,5, 2$

Résumons les conclusions de cette analyse en situant le comportement des équations originelles complètes par rapport à la solution finalement adoptée. Cette dernière consiste à admettre dans la solution des chocs qui vérifient la continuité, tandis que de part et d'autre de ces discontinuités est maintenu le modèle cinématique, qui se confirme être une approximation valable.

La théorie complète tempère cette apparition impromptue de chocs puisqu'elle parvient, dans certaines limites, à maintenir la solution continue. Dans ces situations, le choc cinématique se substitue à une transition qui serait continue mais concentrée sur un espace si réduit qu'une discontinuité brusque constitue une approximation très raisonnable. Mais en dehors de ces cas, des discontinuités réelles subsistent, qui font partie intégrante du "paysage classique" de l'hydraulique de surface. Rappelons ici que ces ressauts instationnaires se produisent sur une lame fluide de très faible épaisseur.

Tout en confortant l'hypothèse cinématique, ces conclusions théoriques fondamentales impliquent d'introduire ce que nous nommerons des ressauts au sens de la théorie cinématique, conséquence essentielle dans la mesure où il faut disposer d'une "solution faible ou généralisée", solution composite qui vérifie l'équation différentielle dans ses intervalles continus et satisfait à la condition appropriée de "saut" aux discontinuités. Sa formulation émerge d'une réflexion parallèle sur les équations et la physique du problème afin de lever l'ambiguïté dans la multiplicité des solutions généralisées possibles.

5. Modélisation des discontinuités en écoulement hydrologique instationnaire

La facilité de discrétiser les géométries quasi-tridimensionnelles les plus quelconques et de répercuter aisément à la fois l'irrégularité des propriétés morphologiques des terrains ainsi que des précipitations, incite à travailler par éléments finis spatiaux. Ils se combinent avec une discrétisation temporelle par différences finies pour résoudre la solution faible.

Tandis qu'un excellent comportement émerge de vérifications numériques sur des géométries élémentaires, la méthode éléments finis classique trahit d'importantes déficiences lorsqu'elle est confrontée à des topographies impliquant la présence de ressauts, avec

perturbation des solutions par des ondes parasites. Ces imprécisions sont d'autant plus flagrantes que les modélisations en l'absence de choc font toujours preuve de stabilité et d'une grande précision. Cette vérification démontre la nécessité de développer une méthode spécifique adaptée au traitement de discontinuités.

Une première solution consiste à localiser ces discontinuités et à les traiter localement, approche lourde et difficile à gérer, surtout en quasi-tridimensionnel.

La voie finalement investiguée, plus aisément généralisable, procède par capture numérique des chocs. Ils ne sont plus ni localisés ni pris en compte de façon spécifique mais se trouvent adéquatement "traités" par le schéma spatial et temporel très particulier de la discrétisation utilisée.

Une pondération originale, décentrée spatialement, a été mise au point et testée d'abord en unidimensionnel puis généralisée en quasi-tridimensionnel. Son application au problème défini à la figure 1 est illustrée par la comparaison de quelques lignes instantanées avec leur correspondant analytique à la figure 2. Elle montre que la transition calculée coupe la solution analytique de façon telle que les volumes soient respectés et révèle un comportement stable, exempt de tout effet parasite, ainsi qu'une bonne précision.

Compte tenu du caractère non-linéaire, le modèle doit composer avec des signaux de pluies brutes et intégrer explicitement les phénomènes d'infiltration, par l'intermédiaire d'un modèle théorique évolutif qui tient compte de l'anisotropie des sols. Cette alternance potentielle de couvertures naturelles permet d'envisager que certaines zones soient le siège de ruissellement tandis qu'au même moment, une couverture beaucoup plus perméable absorbe tous les apports. Cette difficulté supplémentaire est gérée au sein du logiciel par l'utilisation d'éléments de discrétisation potentiellement couvrants-découvrants.

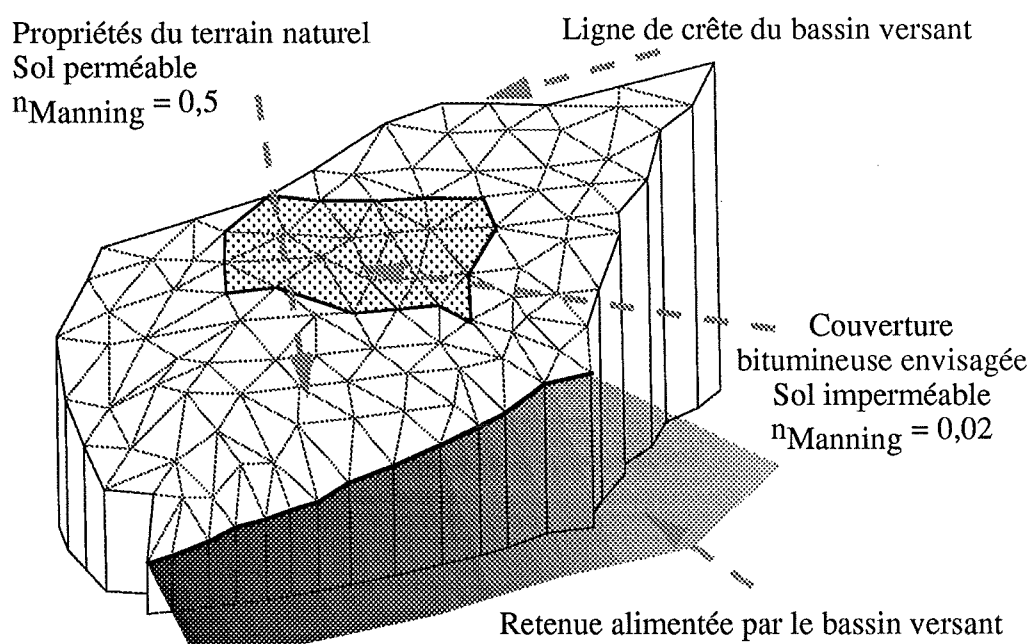


Figure 3 - Représentation tridimensionnelle de la topographie considérée

Pour une efficacité maximale, le code hydrologique est complété d'outils annexes, dont une procédure topographique qui détermine automatiquement les zones susceptibles d'influencer l'écoulement ainsi que les lignes de crête du bassin. Enfin, grâce au mailleur automatique développé spécifiquement pour le logiciel et grâce à toutes les procédures complémentaires de rendu graphique tridimensionnel de terrain et d'écoulement, toutes les phases préalables à la modélisation sont complètement automatisées et contrôlées

visuellement, au départ de données topographiques minimales constituées d'un nuage tridimensionnel de points qui englobent le bassin versant à étudier, a priori inconnu [5].

Une ultime application volontairement dépouillée rappelle que la mise en évidence et la quantification des répercussions d'une action sur le bassin constitue un des points forts d'une approche physique.

La topographie de la figure 3 alimente une retenue en couvrant une superficie totale d'approximativement 34 hectares, pour une dénivellation totale de 110 m. Déterminons, pour une pluie isolée de $15 \cdot 10^{-6}$ m/s durant 1200 s, l'impact sur l'ensemble des débits entrant dans cette retenue d'un recouvrement de la section hachurée par une couverture bitumineuse.

La première simulation, représentative de l'écoulement avant modification, travaille avec des paramètres de rugosité et d'humidité de terrain caractéristiques d'une couverture naturelle. La simulation est ensuite reproduite en imposant d'une part l'imperméabilisation sur la surface concernée ainsi que la diminution substantielle de son coefficient de frottement pour obtenir, à la figure 4, la comparaison des hydrogrammes déversés. Outre l'effet prépondérant de l'imperméabilisation, on constate l'influence de la localisation, à l'amont du bassin, de la zone impliquée dans les transformations, qui provoque un déplacement temporel du pic de débit.

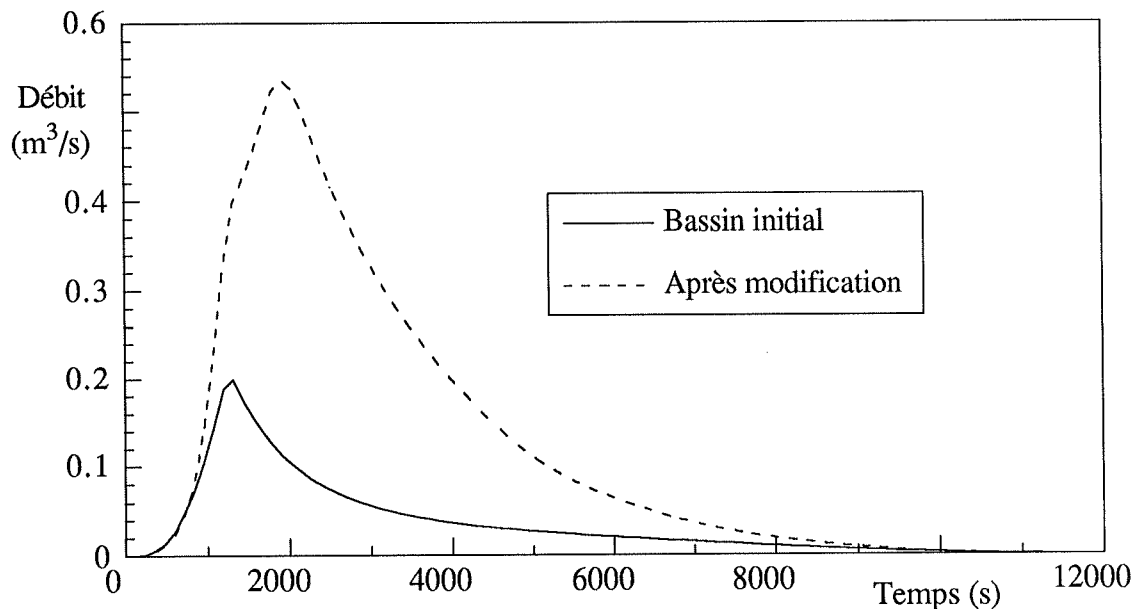


Figure 4 - Evolution temporelle de la somme des débits normaux aux segments bordant la retenue, déversés avant et après modification

L'étude de toutes les spécificités de l'écoulement hydrologique démontre donc qu'une approche physique n'est fiable en tridimensionnel qu'en tenant compte, indépendamment de tout préjugé d'échelle, des singularités dans l'écoulement qui, si elles ne sont pas détectées et analysées, conduisent à des approximations telles que les résultats ne peuvent plus être fidèlement interprétés.

Bien plus que de conduire à une approche hydrologique très prometteuse dans le domaine de l'aide à la gestion au sens large, cette première étape constitue un champ d'investigation idéal, par son contexte théorique simplifié, pour mieux appréhender la modélisation de ce processus si fréquent en hydraulique de surface qu'est le ressaut. Fort de cette expérience, procédons à une transition d'échelle en terme d'épaisseur de lame pour nous intéresser aux processus de propagation d'ondes en réseaux quelconques de rivières naturelles.

III. OUTIL NUMÉRIQUE D'AIDE À LA GESTION DES COURS D'EAU

Le code hydrologique génère des hydrogrammes latéraux qui se déversent, le cas échéant, dans le réseau drainant du bassin. Il convient à présent d'assurer leur propagation au sein d'un code spécifique d'écoulement filaire en réseaux quelconques, basé sur les équations complètes d'Euler :

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} \omega \\ q \end{bmatrix} + \frac{\partial}{\partial x} \begin{bmatrix} q u + g p_\omega \\ q u + g p_\omega \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -q_L \\ -g \omega \sin \theta + n^2 \frac{g |u| |q|}{R_m^{4/3}} + g p_x + 2 \left(v \omega \frac{\partial u}{\partial x} \right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

avec

$$p_\omega(h) = \int_0^h (h - \xi) l(x, \xi) d\xi \quad p_x(h) = \int_0^h (h - \xi) \frac{\partial l(x, \xi)}{\partial x} d\xi \quad (4, 5)$$

- ω, l respectivement la section mouillée et la largeur de cette section en $h = x$
- u, q respectivement la vitesse moyenne sur la section et le débit
- q_L le débit latéral par mètre de longueur
- q l'angle local entre le fond et une horizontale
- R_m le rayon hydraulique
- $1/n$ le coefficient de Manning
- v la viscosité cinématique

A côté de cette préoccupation initiale de propagation d'hydrogrammes élémentaires, une résolution très générale, doublée d'une bonne connaissance des spécificités numériques du logiciel et d'un choix approprié des paramètres, ouvre la voie à de multiples applications en tant qu'outil de gestion hydraulique.

Dans l'optique d'aide à des décisions routinières, il s'inscrit comme un prolongement logique des premières considérations hydrologiques. Car si ces dernières sont à même de prévoir l'hydrogramme consécutif à une précipitation, il ne tient qu'au modèle unidimensionnel d'exploiter cet apport en amont d'un ensemble à gérer afin de mieux anticiper, in fine, certaines manoeuvres à l'aval.

En exploitation hydraulique de basses chutes par exemple, un contrôle plus global des aménagements, par aide numérique, simplifie la recherche de meilleures combinaisons pour un turbinage accru, complémentaire à une limitation des déversements au droit du barrage mobile, grâce à des réactions adéquates d'anticipation dans les manoeuvres [5]. Ce type d'application ressort d'une catégorie de situations que nous qualifierons de classiques, dans la mesure où les écoulements modélisés se cantonnent dans le régime infracritique. Les schémas classiques de discrétisation, par référence aux différences ou éléments finis, ont en cette matière largement démontré leurs qualités de précision et d'efficacité.

Il en va tout autrement des phénomènes qui intègrent des ressauts, discontinuités presque banales de l'hydraulique de surface. Dans ces conditions, aménager une technique pour modéliser des apparitions imprévisibles, une persistance ou un déplacement de ce type de choc, conduit à une extension significative du champ d'application des simulations instationnaires. A l'instar de la démarche qui a présidé à l'élaboration d'une méthode spécifique en hydrologie, les déficiences et les limitations de la méthode éléments finis classique ont été surmontées par la mise au point d'une formulation originale des fonctions

de pondération, qui s'appuie notamment sur l'expérience acquise dans la première phase hydrologique.

Nous n'illustrerons pas ici l'amélioration substantielle, en termes de réponses numériques exemptes de tout effet parasite et de lissage excessif des transitions brusques, dans des applications d'écoulement de rivière qui entraînent une coexistence instationnaire de régimes infracritiques et torrentiels avec présence de ressauts. Nous intégrerons plutôt ces phénomènes dans un autre type d'exemple qui fait appel à une nouvelle transition d'échelle dans les processus étudiés.

IV. MODÉLISATION DES DISCONTINUITÉS EN ÉCOULEMENT CONSÉCUTIF À UNE RUPTURE DE BARRAGE

Si la notion d'anticipation est une carte maîtresse de toute gestion optimale des ressources hydrauliques, elle devient carrément vitale lorsqu'elle s'adresse, pour des retenues de hautes chutes, à des circonstances tout à fait exceptionnelles que le Comité International des Grands Barrages invite depuis longtemps à considérer : la rupture brusque ou progressive d'un ouvrage de retenue.

Utilisons les potentialités du logiciel pour reproduire les premiers moments d'une telle situation "grandeur nature" dans la topographie réelle d'un réseau de vallée de nos contrées. La situation du barrage de la Vesdre sur le cours principal de la rivière, sa vétusté comparée aux travaux récents de surhaussement du barrage de la Gileppe, enfin la proximité de la ville d'Eupen nous amènent à envisager l'hypothèse de sa rupture.

La première démarche pour ce type d'analyse est d'adopter une hypothèse de rupture qui s'accorde avec les caractéristiques de l'ouvrage étudié. Par référence aux principes français en la matière qui préconisent pour tous les barrages en béton, qu'ils soient de type voûte, poids-voûte, poids ou à contreforts, ..., l'hypothèse extrême d'une rupture instantanée, comme soufflée par une explosion (Benoist), le processus sera initié en imaginant qu'à l'instant initial, un mur fluide quasi-vertical se dresse sur 57 m de hauteur.

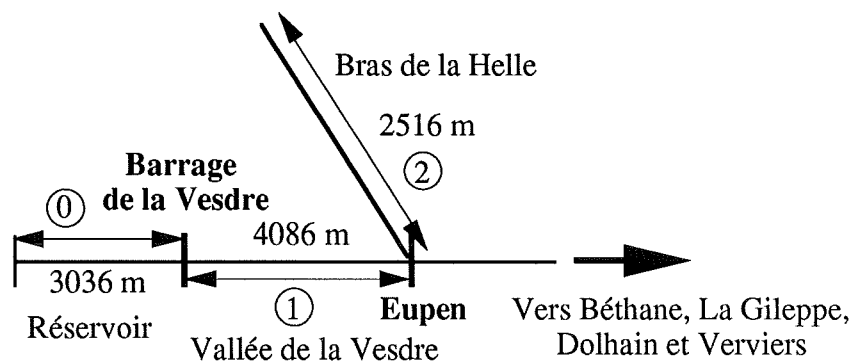


Figure 5 - Réseau considéré pour la modélisation

Cette hypothèse extrêmement sévère en regard des cubages de béton impliqués (450000 m³ de béton pour le corps du barrage) doit être replacée dans le contexte des valeurs instantanées de débit prévues au droit du barrage, qui, nous le verrons, avoisinent les 100000 m³/s.

Cette hypothèse, outre le fait qu'elle expose le logiciel aux conditions les plus sévères en matière de modélisation, suppose également que le barrage ne joue pas le rôle de section de contrôle, ce qui implique une modélisation complète incluant réservoir et vallées, en topographie réelle, comme l'illustre le réseau de la figure 5, avec des sections transversales établies à partir du modèle numérique de terrain de l'I.G.N.

1. Vidange de la retenue (bras 0)

Trois faits marquants émergent de l'examen de cette première spécificité de la modélisation qu'est la vidange du lac :

- D'une part, la remontée depuis le barrage de l'onde négative qui vient se réfléchir sur la frontière mobile amont. En valeur absolue, la célérité décroît clairement en raison des profondeurs décroissantes dans lesquelles l'onde se propage. L'onde met approximativement 270 s pour parvenir à l'extrémité amont du bassin.

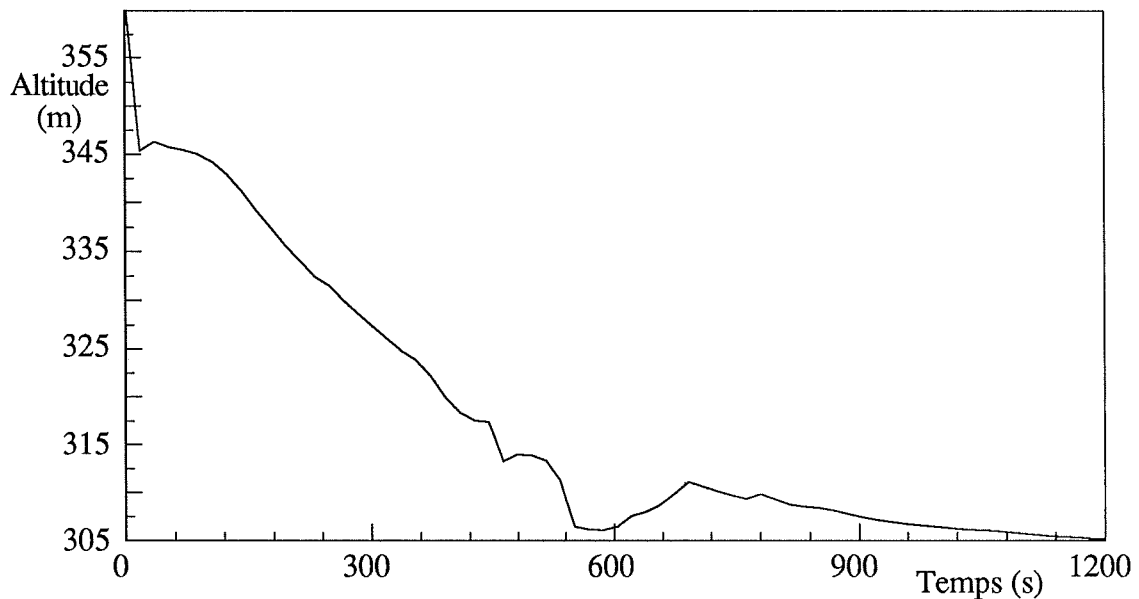


Figure 6 - Evolution temporelle de l'altitude de surface libre au droit du barrage

- L'évolution temporelle de l'altitude de surface libre au droit du barrage, reprise à la figure 6, démontre une certaine constance durant les premiers instants du phénomène. Elle tend quasi instantanément vers cette valeur après la rupture, ce qui corrobore parfaitement les conclusions des théories de rupture en conditions simples, avec une hauteur d'eau estimée à 41 m. L'évolution des débits instantanés au droit du barrage, reprise à la figure 7, confirme que le pic de débit est obtenu quasi instantanément après la rupture pour culminer à $108000 \text{ m}^3/\text{s}$. Le palier de 100 s durant lequel le débit se maintient à des valeurs proches des $100000 \text{ m}^3/\text{s}$ se devine également, avant d'entamer une décroissance qui trouve pratiquement son terme après 500 s.
- L'examen de la ligne d'eau au terme de ce même laps de temps confirme effectivement que la vidange du réservoir est alors presque achevée, avec 97 % du volume initial déjà évacués de la retenue. 1/4 heure après la catastrophe, la surface libre de la retenue ne représente plus qu'une ligne d'eau stabilisée, caractéristique de la condition amont de débit imposé, représentatif des apports minimes dans la retenue.

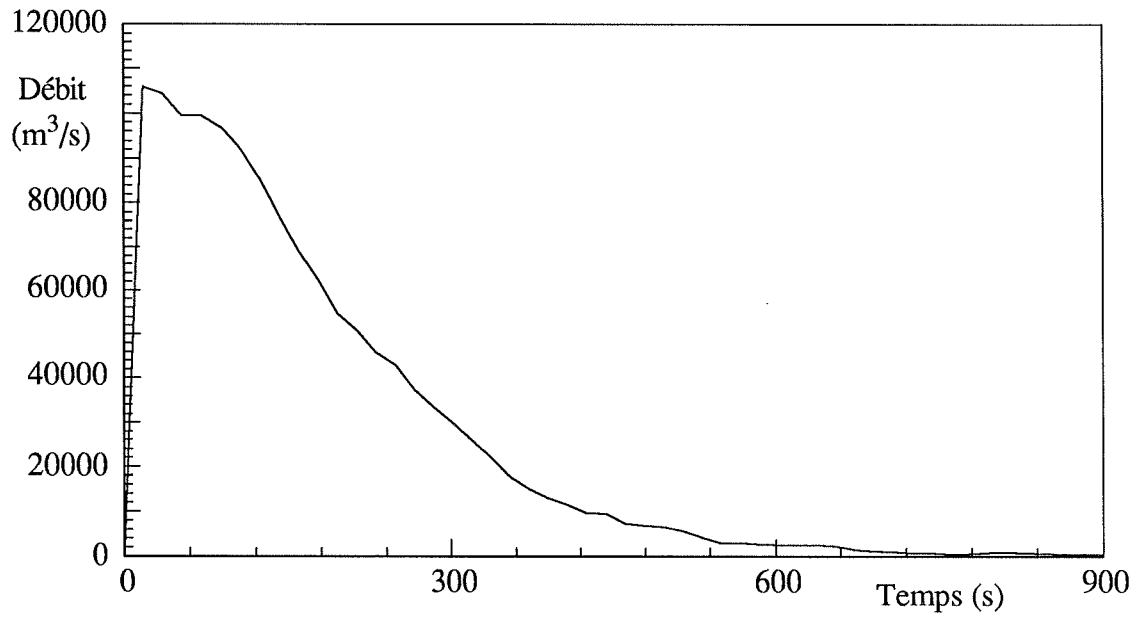


Figure 7
Evolution temporelle du débit de la Vesdre au droit du barrage

2. Propagation de l'onde entre le barrage et Eupen (bras 1)

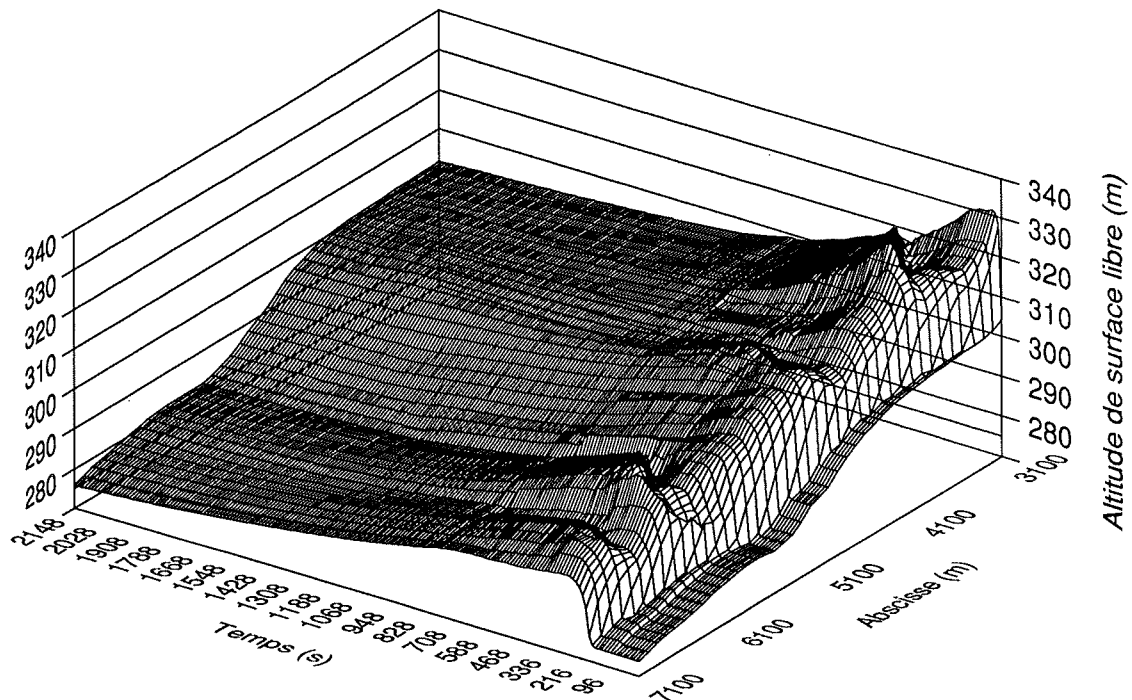


Figure 8 - Evolution temporelle de l'altitude de surface libre dans le bras 1

Un des buts fondamentaux de la simulation consiste à déterminer le temps de préavis pour les Eupennois. La simulation n'introduit pas de circonstances trop favorables à une propagation très rapide dans la mesure où les coefficients de Manning répercutent l'état boisé d'une fraction du parcours, ainsi que la présence d'habitations bien en amont du centre de la ville.

Néanmoins, comme l'indique l'évolution temporelle des lignes d'eau sur ce tronçon à la figure 8, la propagation demeure extrêmement rapide avec un front d'onde qui se présente à la confluence avec la Helle après seulement 200 s, ce qui représente une vitesse de propagation moyenne supérieure à 20 m/s.

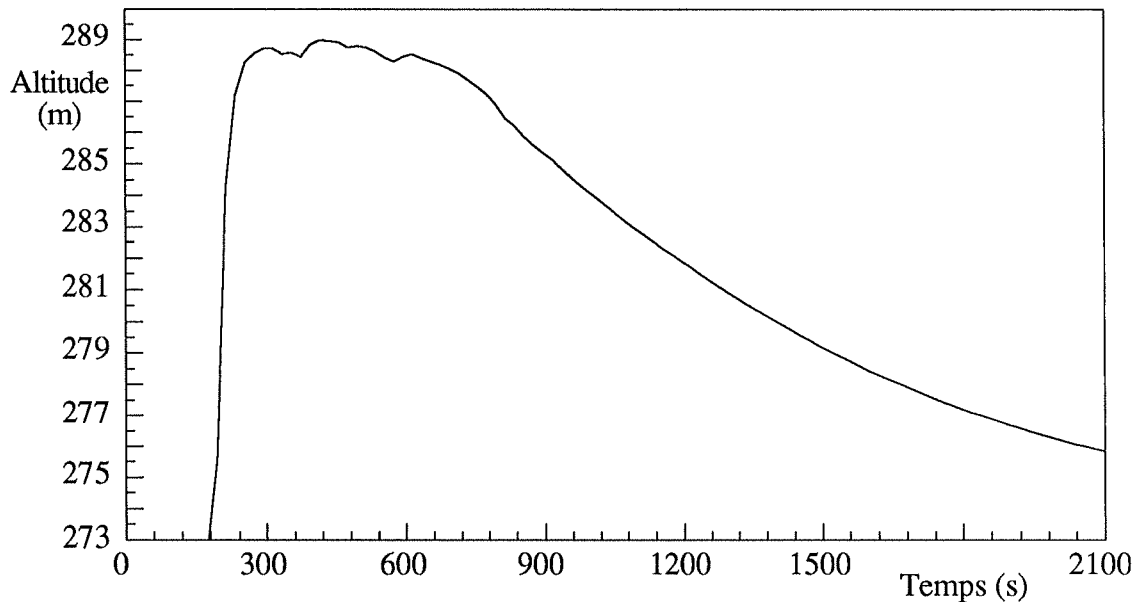


Figure 9 - Evolution temporelle de l'altitude de surface libre à Eupen

La figure 9, reprenant l'évolution temporelle de l'altitude de surface libre à Eupen, indique en effet que 10 m d'eau submergent déjà la ville après 210 s, tandis que le maximum de hauteur est obtenu après 300 s, avec 16 m de profondeur de lame. On constate également qu'un palier maintient des valeurs de profondeur supérieures à 15 m durant près de 500 s avant d'entamer une lente décroissance.

Ainsi, même si le frottement joue manifestement un rôle primordial, par référence à certaines prévisions théoriques, il n'en demeure pas moins que la ville est terriblement exposée, d'autant que l'onde très raide qui la submerge provoque des maximums de hauteur peu de temps après l'arrivée du front.

L'évolution temporelle des débits à Eupen, illustrée à la figure 10, montre un pic obtenu après 260 s avec une valeur maximale de 54800 m³/s.

Malgré le rôle important que joue, en cette jonction, le bras latéral de la Helle (modifications entre l'hydrogramme à l'entrée et à la sortie de la ville à la figure 10), la seule comparaison de ce signal avec celui obtenu au droit du barrage confirme un écrêtement rapide des diagrammes de débit, puisque nous ne retrouvons plus que 50 % des valeurs extrêmes enregistrées à l'origine après une propagation sur à peine plus de 4 kilomètres.

En dehors de ces graves conséquences pour la population, déjà soupçonnées lors des péripéties historiques qui virent le refus des Eupennois face à un premier projet à leur amont proche, attardons-nous sur certaines particularités que développe l'écoulement en amont de ce point stratégique.

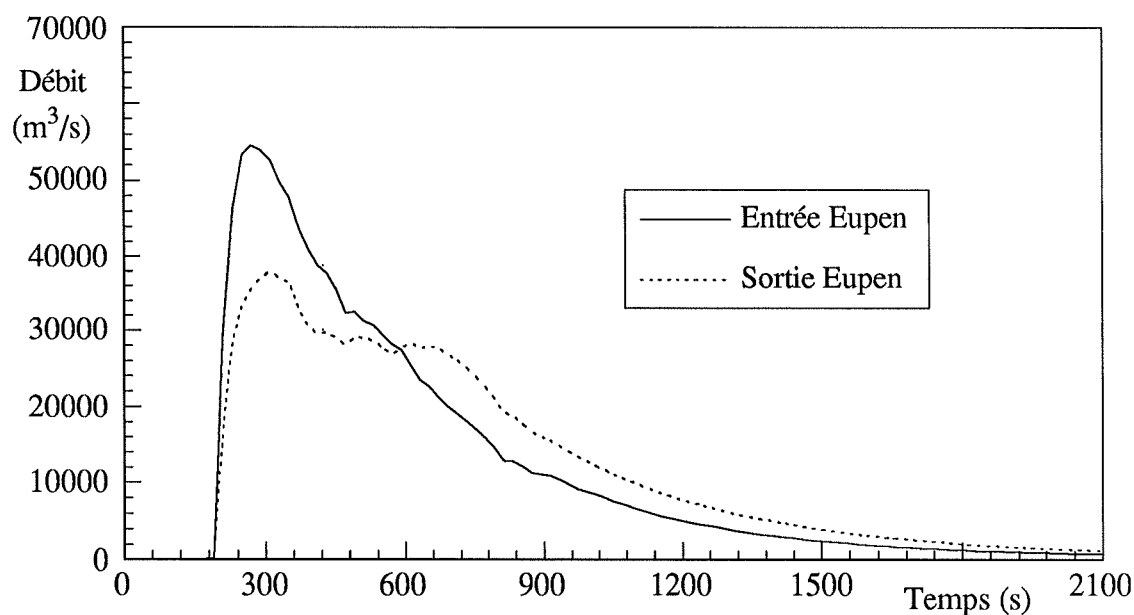


Figure 10 - Evolution temporelle du débit de la Vesdre à Eupen

L'aspect le plus intéressant réside dans l'apparition de ressauts en plusieurs abscisses qui naissent puis se déplacent avant de disparaître très graduellement lors de la décrue. Le plus visible à la figure 8 est celui qui se forme approximativement à 900 m à l'aval du barrage. En cet endroit se cumulent effectivement deux particularités topographiques avec un élargissement de section et une pente de fond localement beaucoup plus faible. La remise en charge des lignes instantanées est particulièrement marquée avec des différences de hauteur sur une maille qui dépassent les 16 m ! Ce ressaut présente en plus la particularité de remonter progressivement vers la section du barrage dont il finit, en s'éteignant, par influencer l'écoulement, comme le prouve le sursaut de la figure 6 aux alentours des 600 s.

Il faut remarquer que si cette particularité tient d'abord lieu de curiosité notamment numérique, puisque son incidence sur les résultats en une région inhabitée n'est pas déterminante, elle est primordiale pour démontrer que le logiciel est à même de les prendre en charge sans que le reste de la simulation n'en soit perturbé.

3. Remontée d'un front secondaire dans le bras latéral de la Helle (bras 2)

On peut intuitivement admettre que la capacité de stockage du bras latéral de la Helle ne peut que contribuer à quelque peu atténuer les effets catastrophiques de l'onde sur les maximums de hauteur atteints dans la ville.

La figure 11, qui représente l'évolution temporelle des lignes d'eau de la Helle, montre effectivement qu'un front secondaire remonte sur plus de 2100 m jusqu'à venir mourir sur le relèvement progressif de la cote du fond de vallée. Rappelons que la jonction à Eupen se situe, pour ce bras, à l'abscisse locale $x = 2500$ m, tandis que la condition limite de débit à l'amont pour la ligne d'eau s'applique en $x = 0$ m.

Au niveau des débits dans la Helle, la courbe de leur évolution temporelle à Eupen (figure 12) montre un maximum à la remontée de $20000 \text{ m}^3/\text{s}$ ainsi qu'une annulation à $t = 590$ s, référence qui nous permet d'évaluer le volume maximal stocké dans cette ramification à 16 % du volume total de la retenue.

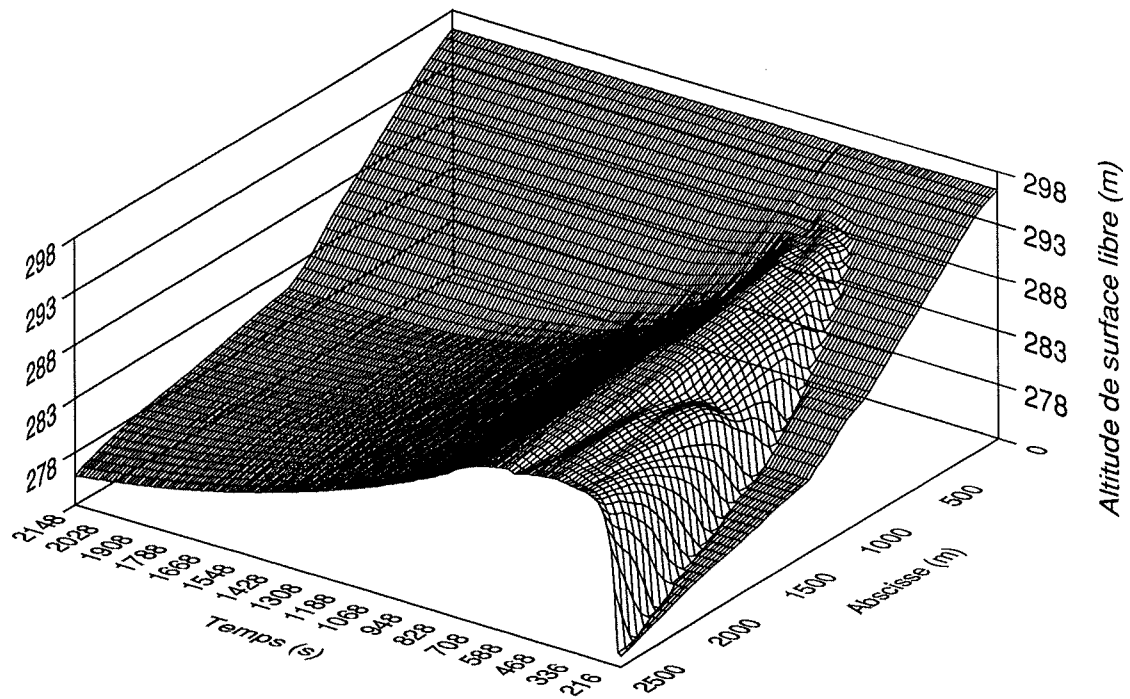


Figure 11 - Evolution temporelle de l'altitude de surface libre dans le bras 2

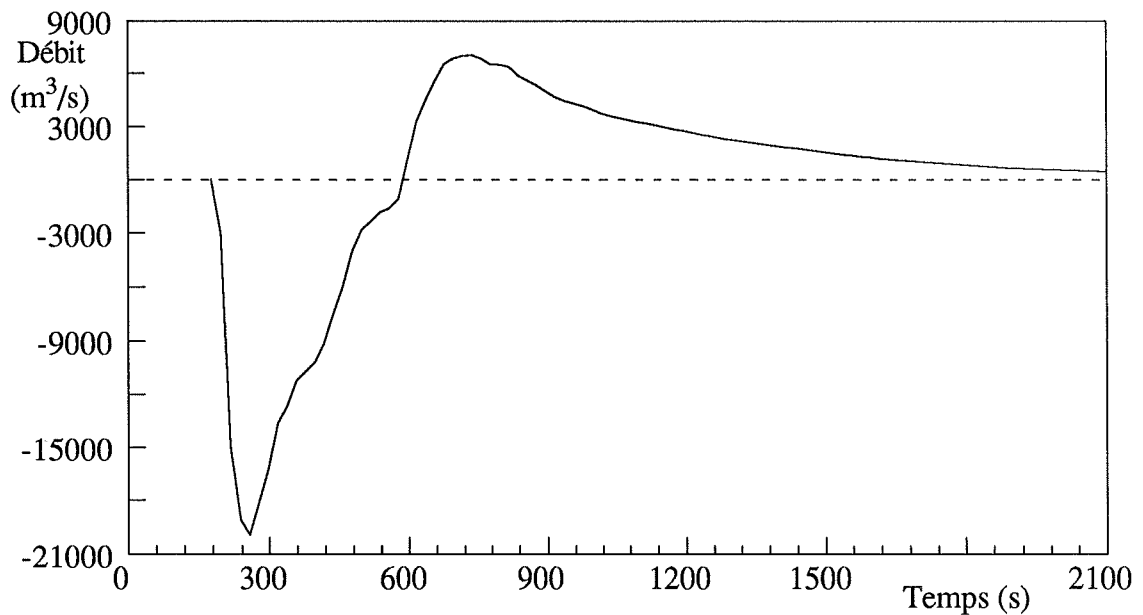


Figure 12 - Evolution temporelle du débit de la Helle à Eupen

4. Enseignements

L'application du code sur la géométrie de la vallée de la Vesdre, bien au-delà des limites définies dans cette présentation, s'inscrit dans un souci de prévention qui incite certains pays à entreprendre des études poussées d'incidence pour les intégrer dans une politique de protection des populations et des biens. Grâce à l'accroissement des possibilités numériques s'ouvrent des perspectives intéressantes dans l'établissement, en conditions réalistes, d'ordres de grandeur du phénomène qui trouvent leur pleine utilité au travers de la mise en place de dispositifs d'alerte efficaces ainsi que dans des plans d'évacuation.

En marge de ces préoccupations fondamentales, la présentation de cette modélisation a davantage pour objet de s'intéresser aux problèmes numériques posés par ce type de situation, en démontrant qu'une simulation satisfaisante doit s'appuyer sur un logiciel à même de réagir adéquatement aux régimes très différenciés qui interviennent dans ces écoulements très perturbés.

Les possibilités qu'offre le logiciel de traiter des réseaux en conditions aussi extrêmes s'avèrent déterminantes pour une reproduction réaliste du phénomène global avec ses ressauts instationnaires, sans tendances dissipatives exagérées et avec mise en évidence des effets primordiaux de stockage dans les ramifications.

V. CONCLUSION

Les modèles théoriques et numériques présentés dans cet article montrent donc des liens beaucoup plus étroits que ne le laisse supposer la variété des phénomènes étudiés. L'examen des différents processus au gré du fil naturel de l'eau établit également une chronologie dans la gradation des difficultés rencontrées dans des écoulements intimement liés par l'apparition, le déplacement ou l'extinction de discontinuités.

Les enseignements successifs tirés de la résolution de systèmes d'équations progressivement plus complexes contribuent à un raisonnement numérique constructif dans l'enchaînement des méthodes particulières qui exploitent l'expérience de discrétisations spatiale et temporelle communes.

Au terme d'un long cheminement entamé en hydrologie, poursuivi en écoulement routinier de rivière jusqu'à la propagation des ondes les plus sévères, s'acquiert une compréhension unifiée de la signification et de la modélisation correcte des phénomènes de discontinuité, des tendances numériques à surmonter, à corriger ou à exploiter volontairement, pour n'introduire dans les résultats aucune influence numérique fallacieuse ou trompeusement sécurisante, comme les effets dissipatifs caractéristiques à des degrés divers de tout schéma numérique.

Au moment de conclure sur l'ensemble des modèles et applications présentés, faut-il une dernière fois revenir à la philosophie générale qui les sous-tend et que rappellent deux constantes essentielles : l'importance d'une bonne connaissance du cadre de validité des équations théoriques et l'adéquate exploitation des comportements numériques des logiciels élaborés sur leurs bases.

La liaison étroite des différents modèles ne démontre que mieux les difficultés et les dangers de profiter de la multiplication actuelle, en hydraulique, d'offres d'outils numériques utilisables en tant que "boîtes noires". Ce n'est pas le miracle informatique qui gomme les connaissances spécifiques de l'hydraulicien, pas plus que les logiciels ne sonnent le glas des modèles physiques qui contribuent à leur consécration par la complémentarité et la richesse des résultats qu'ils fournissent.

Références

1. WOOLHISER D.A. and LIGGETT J.A., *Unsteady one-dimensional flow over a plane - the rising hydrograph*, Water Resources Research, Vol 3, n° 3, 1967, pp 753-771.
2. MORGALI J.R., *Laminar and turbulent overland flow hydrographs*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, No HY2, February 1970, pp 441-460.
3. WHEATER H.S., BELL N. C. and JOHNSTON P. M., *Evaluation of overland flow models using laboratory catchment data - III. Comparison of conceptual models*, Hydrological Sciences Journal, Vol 34, n° 3, June 1989, pp 319-337.
4. OVERTON D.E., *Kinematic flow on long impermeable planes*, Water Resources Bulletin, Vol 8, n° 6, 1972, pp 1198-1204.
5. PIROTTON M., *Modélisation des discontinuités en écoulement instationnaire à surface libre. Du ruissellement hydrologique en fine lame à la propagation d'ondes consécutives aux ruptures de barrages*, Thèse de doctorat, Université de Liège, 211 figures, 479 pages, Avril 1994.

