

Crues, travaux d'aménagement, options futures et modélisations dynamiques

Par Pr. A. Lejeune et Dr. M. Pirotton
de l'Institut du Génie Civil de l'Université de Liège

1. INTRODUCTION

Le phénomène de l'ampleur des crues de janvier 1995 ou de décembre 1993 ne peut en pratique pas être contrôlé et évité. La conjonction de passages frontaux associés à de fortes précipitations constitue un phénomène physique qui n'est pas maîtrisable. Tout au plus, peut-on suivre l'évolution de ce type de catastrophe et gérer les mesures à prendre au cours de son évolution. Une des premières préoccupations est de déceler le plus tôt possible l'apparition de l'événement extrême et ensuite de permettre une coordination efficace des différents niveaux de prise de décisions afin de mettre sur pied les mesures permettant d'en limiter les conséquences.

La succession d'événements climatiques de nature extrême suscite dans l'esprit des gens de nombreuses inquiétudes. Dans notre pays, les mois de juillet 1994 et 95 ainsi que novembre 1994 furent les plus chauds depuis le début du siècle tandis que le mois de décembre 1993 (exemples aux tableaux n°1 et n°2) fut un des plus pluvieux. Les précipitations importantes survenues en janvier de cette année et les crues qu'elles provoquèrent, ne firent qu'augmenter ce sentiment.

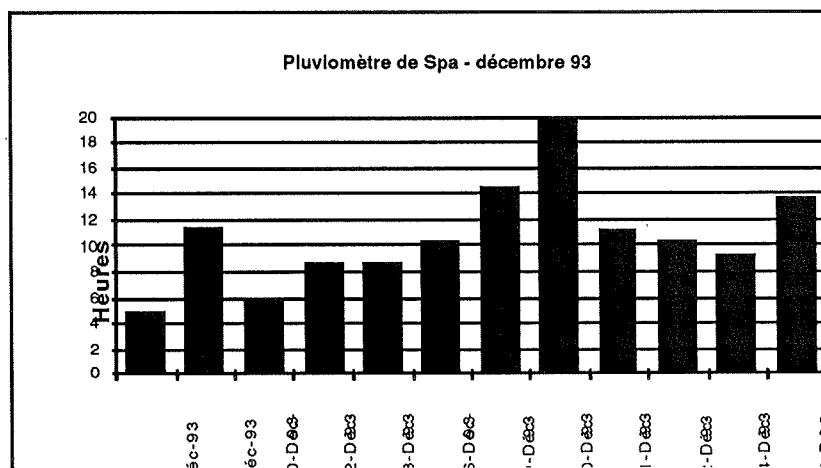


Tableau n°1

Le climat représente notre perception moyenne du temps au sens météorologique, intégrée sur une période relativement longue. L'analyse statistique des températures et des précipitations relevées depuis que des observations sont disponibles dans notre pays ne permet cependant pas de démontrer que le climat a subi une évolution significative durant les dernières décennies. Seuls sont incontestables, les sauts de températures et de précipitations mis en évidence au début de ce siècle et qui peuvent être en partie dus à des effets instrumentaux. Dans l'état de nos connaissances, l'apparition durant ces dernières années de périodes anormalement chaudes et/ou pluvieuses peuvent n'être encore que le fait du hasard. Il faudra donc encore patienter au moins une décennie pour démontrer que les événements que nous connaissons à ce jour sont, ou non, les signes avant-coureurs d'un changement de climat.

Si l'on compare la crue de janvier 1995 à celle de décembre 1993, on s'aperçoit que les débits observés dans les rivières sont du même ordre de grandeur. La crue de janvier 1995 a cependant été longue (une dizaine de jours) et comportait des montées d'eau successives tandis qu'en 1993, on a constaté un seul pic et une durée relativement courte.

Le période de retour de la crue sur le bassin de l'Ourthe est entre 20 et 30 ans selon les statistiques du Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports. Sur la Haute Meuse, les débits observés sont plus importants et le débit maximum, toujours selon les mêmes sources, ont une période de retour de 100 ans.

Parmi les faits provoquant les inondations, la cause première est certainement des pluies intenses. Si durant décembre 94 et janvier 95, nous avons connu des pluies importantes (décembre + janvier = 40% de la moyenne annuelle), et même exceptionnelles en janvier 1995, des études statistiques reprenant les relevés de 1900 à 1986 montrent des pluies plus importantes en 1918 et 1946 par exemple (Tableaux 2 et 3).

1900-1986								
Pluviomètre	Stavelot			année	Rochefort			année
	moyenne	écart typ.	max. abs.		moyenne	écart typ.	max. abs.	
Janvier	125	45	217	1946	84	31	167	1970
Février	107	44	216	1957	76	31	187	1914
Mars	111	42	236	1939	79	31	198	1914
Avril	105	34	222	1937	85	30	153	1957
Mai	111	37	197	1981	93	32	170	1935
Juin	125	49	315	1979	103	39	244	1979
Juillet	130	47	313	1930	106	39	230	1957
Août	121	46	245	1968	102	36	191	1968
Septembre	118	51	274	1984	91	36	187	1932
Octobre	129	50	262	1944	96	35	187	1932
Novembre	135	55	306	1944	92	36	210	1964
Décembre	139	59	289	1918	92	40	204	1918
Décembre			276	1993			213	1993
Janvier		<i>Jalhay</i>	277	1995			236	1995
Totaux	1456				1099			

Tableau n°2

350

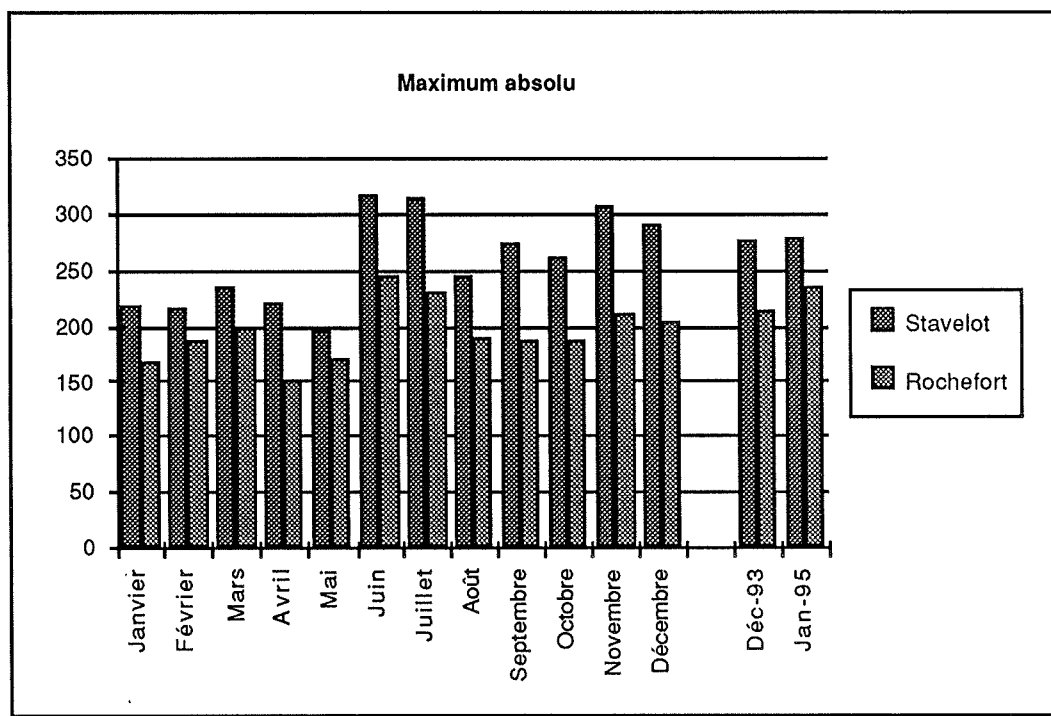


Tableau n°3

2. CAUSES DE LA FORMATION DES GRANDES CRUES EN MEUSE

2.1. Causes naturelles

Deux facteurs naturels en conjonction, l'un climatique, l'autre physique, sont les causes premières des grandes crues hivernales en Haute-Meuse :

- premièrement les pluies tombées sur le bassin versant;
- deuxièmement les caractéristiques physiques spécifiques de certains des sous-bassins versants (essentiellement en rive droite).

Les spécificités conjointes de ces deux paramètres les différencient en effet de celles du reste du pays : pluviométrie annuelle en moyenne plus importante (50 à 80 % fois plus), sols les plus pentus et parmi les moins "absorbants" (autant par leur capacité de stockage que celle d'infiltration).

En particulier, pour ces événements, on peut distinguer les pluies et les sols.

2.1.1. Pluies

- Pluies de durées exceptionnellement importantes pour les intensités considérées (il est opportun dès lors de parler de périodes pluvieuses importantes plutôt que d'averses importantes - voir tableaux 1 et 2).
- Largement réparties spatialement, comme c'est souvent le cas en saison hivernale.

2.1.2. Sols

- Capacité de stockage réduite en période hivernale (les sols sont gorgés d'eau).
- Capacité d'infiltration réduite en période hivernale (la capacité d'infiltration est en général élevée pour des sols secs et diminue d'autant plus que les sols sont humides).
- Pentures relativement fortes; ceci concerne surtout le processus d'accélération des écoulements non seulement superficiels mais également hypodermiques (écoulement latéral dans les couches superficielles du sol).

Cette conjonction induit les effets suivants, qui sont au nombre de cinq :

1) en raison de la durée des pluies importantes, la capacité de stockage des sols étant annulée et la capacité d'infiltration des sols réduite, presque tout "ce qui pleut", "ruisselle" (terme à prendre au sens large puisqu'il s'agit surtout d'écoulements hypodermiques);

2) toujours en raison de la durée des pluies, il y a montée progressive des eaux des cours d'eau, qui se trouvent dès lors déjà en phase de hautes eaux lors d'un épisode pluvieux important subséquent, contribuant ainsi à aggraver le problème;

3) la durée des pluies a également une conséquence importante sur le volume d'eau d'inondation lui-même (il convient de faire la distinction entre volume d'inondation et volume de crue) : le débit maximum augmente peu par rapport à une pluie de durée plus courte, par contre les volumes d'inondation (au-delà d'un seuil critique) peuvent augmenter considérablement;

4) pour des pluies de longue durée, l'effet d'accélération des écoulements dû aux pentes des terres a également relativement peu d'effet sur les débits maxima de crue et sur les volumes de la crue (volume total d'écoulement), mais a un effet non négligeable sur les volumes d'inondation;

5) enfin la répartition spatiale de la pluie, variable d'un épisode à l'autre, associée à la spécificité de l'organisation du réseau hydrographique, peut occasionnellement jouer dans un sens défavorable, ce qui semble avoir été le cas particulièrement pour la crue de fin 94-95.

Ce sont donc les pluies de longue durée sur l'ensemble du bassin versant, associées aux caractéristiques physiographiques de l'ensemble du bassin versant qui sont, ensemble, responsables des grandes crues en Haute-Meuse.

A contrario, lorsqu'ils surviennent, les dégâts d'inondation localisés, susceptibles d'ailleurs d'être associés à d'importants phénomènes d'érosion localisés eux aussi (il n'y a pas ou peu d'érosion sur le bassin versant en période hivernale), sont dus essentiellement aux pluies de courte durée, largement plus intenses à fréquences d'occurrence égales, que les pluies de longue durée (de l'ordre de 1 à 10 par exemple). Ces événements surviennent surtout en période estivale.

Si les causes premières sont donc identiques dans les deux cas, soit pluies et sols, toutefois, dans le second cas, la limitation de la capacité d'absorption par le sol est due à la seule limite de la capacité d'infiltration par rapport à l'intensité élevée de la pluie et non à la limitation de la capacité de stockage, les sols pouvant être, lors de ces événements, secs et même très secs.

L'autre différence, est le fait que le problème est localisé en général, alors que pour les crues hivernales c'est l'ensemble du bassin versant qui est responsable, ainsi que nous l'avons écrit plus haut.

Une troisième différence interviendra lors de la description, ci-dessous, des effets des activités humaines.

Remarque

La fréquence des débits ou volumes exceptionnels des crues n'est pas déductible directement de l'étude des pluies. Elle s'étudie à partir de données de mesure de débits et de modèles hydrologiques pluies/débits. L'étude systématique reste à faire pour les régions concernées...

2.2. Causes anthropiques éventuelles

On peut les regrouper grosso modo en trois grandes catégories :

- Les activités agricoles et forestières sur le bassin versant
- L'urbanisation sur le bassin versant
- Les aménagements dans et le long du cours d'eau

Dans les développements ci-dessous, nous prenons en considération spécifiquement le cas du bassin de la Meuse.

2.2.1. Activités agricoles et forestières sur le bassin versant

On met en cause traditionnellement :

- le développement des grandes cultures;
- le déboisement;
- le drainage;
- la suppression des haies;
- le déficit des sols en matières organiques et certaines pratiques agricoles.

a) Le développement des grandes cultures et le déboisement

Cas des grandes inondations :

Pour le Sud du pays, les statistiques montrent clairement :

- que ces régions sont riches, et même les plus riches du pays, en prairies et en forêts; par opposition, la Hesbaye, par exemple, qui n'a pas subi les inondations, est parmi les plus riches en grands parcelles et grandes cultures.

- que ces régions ont bénéficié d'un reboisement important depuis le début du siècle, aux dépens des cultures essentiellement.

Il est connu en outre qu'une agriculture intensive est plus couvrante, en terme de végétation, qu'une agriculture extensive. C'est le cas de la prairie en particulier. Cette situation est favorable à l'infiltrabilité des sols. On doit en déduire que les pratiques agricoles actuelles, sous cet aspect, sont favorables en ce qui concerne les crues hivernales.

Les désastres localisés :

En période estivale, lorsque les sols sont dénudés ou encore insuffisamment couverts (particulièrement maïs, betterave, pomme de terre,...) ou juste après un déboisement alors que la végétation de remplacement n'a pas encore eu le temps de s'installer, en cas de pluie orageuse, des ruissellements et érosions catastrophiques peuvent survenir, particulièrement sur certains sols sensibles et pentus.

b) Le drainage :

En réalité, il faut distinguer trois types de drainage :

- le drainage agricole, par drains enterrés aux environs d'un mètre cinquante de profondeur. En période de forte saturation des sols, l'effet du drainage peut être positif ou négatif en fonction du type de sol. En effet, la pluie tombée se répartit entre une infiltration verticale plus ou moins freinée par la perméabilité intrinsèque du sol et un écoulement latéral superficiel plus ou moins freiné quant à lui par la végétation. Sachant que le drainage favorise l'infiltration de l'eau aux dépens du ruissellement, il y aura effet bénéfique ou non.

- le drainage par sillons et fossés superficiels, tels que pratiqués en drainage forestier, qui par nature se doivent d'évacuer rapidement les écoulements de surface (on a vu que l'accélération de l'écoulement est préjudiciable pour les inondations). Une rare et courte étude en Fagnes semble montrer que l'effet est plutôt faible. On manque cependant largement d'informations quantitatives sur le sujet et en particulier sur la proportion de territoire forestier drainé par ce type de réseau (effet à analyser aussi en cas de pluie orageuse estivale).

Des mesures de terrain devraient pouvoir être menées en des sites-pilotes, associées à une modélisation hydrologique adéquate.

- un type de drainage des terres qui relève en réalité du domaine dit de l'urbanisation : il s'agit de ces innombrables coupures de paysage que sont les routes, chemins, autoroutes, vers lesquels ruissellent et suintent systématiquement les terres en période de saturation des sols, et qui reprennent ces eaux en principe en les accélérant largement.

Significatifs quantitativement ? La démonstration reste également à faire... (certains effets possibles en outre en cas de pluie orageuse estivale).

Ici encore, l'utilisation de modèles ad hoc est possible; l'étude reste à faire...

c) Les haies

Leur rôle en période de forte saturation des sols est négligeable sinon nul, ou même néfaste : que dire de l'effet de haies installées parallèlement aux pentes sinon qu'elles sont susceptibles d'accélérer l'écoulement via l'ornièrè qui se crée au pied de la haie; quant aux haies perpendiculaires à la pente, les sols étant de toute façon saturés en période de pluies abondantes... . Autre remarque en forme de question : en supposant un effet significatif, si peu probable soit-il, quelle quantité de haies faudrait-il pour contribuer à conjurer valablement les grandes crues hivernales?

Encore une fois le problème se posera différemment pour les pluies d'orage estival; leur utilité et efficacité dépendront cependant fortement du mode d'aménagement pratiqué.

d) L'apport de matières organiques et autres pratiques agricoles

Lorsque les sols sont saturés, les simulations par modèle montrent que pour les sols limono-argileux ou argileux, tels qu'on les rencontre dans le Sud du pays, qu'il n'y a pas d'effet sur le ruissellement dans la gamme acceptable des taux de matières organiques en sols agricoles (il faudrait transformer ces sols en sols tourbeux pour avoir un effet significatif!); de même l'effet du labour est négligeable sur le taux de ruissellement.

Certaines pratiques agricoles peuvent être susceptibles d'accélérer l'écoulement, par exemple la suppression de la paille sur le pied en hiver, ou la pratique relativement fréquente de sillons d'écoulement parallèles aux pentes, qui récoltent les eaux de ruissellement des sillons de labour, et qui peuvent être d'ailleurs également néfastes en cas de forte pluie estivale (ruissellement et érosion).

Reste à vérifier, une fois de plus, l'importance quantitative de ce problème dans une région déjà majoritaire en prairies et forêts...

2.2.2. L'urbanisation

Il faut distinguer les effets d'augmentation de volumes d'écoulement et les effets d'accélération.

Augmentation des volumes d'écoulement

Rappelons d'abord que le sud-est est la région la moins urbanisée de Belgique; pour comparaison, la région la plus urbanisée de Wallonie est le Brabant wallon, ce n'est cependant pas là que se sont situés les problèmes d'inondation de ces dernières années.

En fait, l'urbanisation ne joue pas, dans le cas qui nous occupe, de rôle significatif sur le volume d'écoulement de la crue. On sait que 15.000 ha de terres agricoles ont été perdus en quinze ans sur le territoire wallon (soit 3% de ce territoire). Si l'on prend l'hypothèse extrême que ce fut au profit entier de l'urbanisation, alors l'augmentation de volume de ruissellement serait de l'ordre tout au plus du pour-cent (en prenant un coefficient de 100% de ruissellement pour les zones urbanisées et de 70%, ce qui est modeste, pour les terres agricoles saturées).

Accélération de l'écoulement

Nous avons écrit plus haut que l'accélération de l'écoulement avait peu ou pas d'effet sur les débits maxima lors de pluies de longues durées (ni évidemment sur le volume d'écoulement) mais bien sur les volumes d'inondation.

Nous avons cité plus haut l'effet à quantifier du réseau routier; il reste également à démontrer (quantifier) l'effet accélérateur des égouttages et des surfaces "lisses" (toitures, revêtements divers).

Rappelons cependant encore une fois que le Sud de la région wallonne est la région la moins urbanisée, et qu'un calcul sommaire semble indiquer qu'il faudrait par exemple multiplier par deux la moitié des vitesses de l'ensemble d'un bassin versant pour arriver à une augmentation de volume d'inondation de 20% (il s'agit d'un simple ordre de grandeur, une modélisation précise reste à faire).

2.2.3. Les aménagements dans et le long du cours d'eau

Rappelons qu'un problème d'inondation est d'abord une question de débordement, donc de hauteur d'eau et de volume d'eau de crue en excès, autant, sinon plus, qu'un problème de débit. Donc, pour un débit d'apport donné du bassin versant, la relation entre débit et hauteur d'eau est à considérer en premier lieu.

Cette relation est fonction :

- de la topographie du lit mineur et du lit majeur (pentes longitudinales et sections transversales);
- de la rugosité des parois de ces lits mineurs et majeurs

Figure n° 1 - Profils en travers des deux types de rivière

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S}$$

Figure n° 2 : Formule du débit

section trapézoïdale		
base	m	26
largeur en surface	m	50
hauteur d'eau	m	6
section	m ²	228
pente	2/1	2
périmètre mouillé	m	52,8
rayon hydraulique	m	4,3
pente		0,0001
coefficient de Manning		0,025
vitesse	m/s	1,15
débit	m ³ /s	262,2
section triangulaire		
largeur en surface	m	76
hauteur d'eau	m	6
section	m ²	228
pente	2/1	2
périmètre mouillé	m	77,7
rayon hydraulique	m	2,9
pente		0,0001
coefficient de Manning		0,065
vitesse	m/s	0,34
débit	m ³ /s	78,2
rapport		3,4

Tableau n° 4 - Calcul des débits respectifs

Author (1)	Source of estimate (2)	Condition (3)	Manning's n (4)
Wilson (54)	50 ft (15,25 m) wide, 12 ft (3,67 m) deep channelized stream near Jackson, Mississippi	clean	0,022
Pickles (40)		after one growing sea- son, summer foliage after 6 yr, summer foliage after 8 yr, winter foliage	0,045 0,070 0,070 0,032 0,050
Burkham (9)	15-55 ft (4,58- 16,78 m) drainage ditches in central illinois	clear	0,080
Brook and Wolf (8)		weeds and bushy wil- lows 3 to 4 ft (0,9- 1,2 m) high	0,024 0,073 0,094 0,104
Barnes (3)	Gila river at flood	dense growth of mes- quite and saltcedar after eradication	0,097 0,150
Ramser (41)		natural river floodplain	grassed tree-plantation naturally forested
Simons (personal communi- cation) St. Paul District (49)	natural floodplain	trees up to 6 in. (15,2 cm) diameter	0,035-0,045 0,033-0,058 0,060-0,120
	natural river	sinuous, snag choked, sandy	
	Loup, Cowlitz, and Snake Rivers, some Alaskan streams Souris River	braided rivers with bars around snags after snagging combined resistance: channel overbank areas	

Tableau n° 5

Ici on reprendra le calcul de la capacité d'évacuation de deux profils types de rivières de même section transversale (figure 1), le premier étant canalisé, le second étant proche d'une section naturelle propice à la vie aquatique. Le tableau n° 4 montre un rapport de 3,4 entre ces deux débits.

On peut aussi, dans la cadre de l'étude des écoulements, remarquer les différentes valeurs du coefficient de Manning n en fonction des travaux exécutés dans ces rivières. Le tableau n°5 montre des exemples de cette variation et on peut estimer que l'endiguement presque complet de la Meuse sous son parcours belge, a augmenté considérablement (environ un facteur 3) la vitesse d'écoulement de l'eau par rapport à des conditions anciennes. Dans le même temps on a protégé des villes et des villages des inondations les plus fréquentes, soit naturellement soit avec l'addition d'un démergement.

Si ces mêmes travaux ont réduit le lit majeur, du fait de la topographie particulière de la Meuse, on peut estimer que cette réduction n'est pas d'un effet majeur lors des inondations.

En effet la vallée de la Meuse est relativement escarpée et si l'on prend une largeur continue du lit majeur de 1 km, avec une hauteur d'eau de 2 m, sur les 90 km du parcours belge, ceci nous conduit à un volume de 180.10^9 m³. Avec une crue de 2.000 m³/s, ce réservoir serait rempli en 1 jour.

Les endiguements ont donc modifié la forme de l'onde de crue, mais non le volume global.

Les barrages mobiles ont pour effet de remonter la flottaison en période normale pour assurer la navigabilité. En période de crues, ils sont totalement couchés et noyés par l'aval. Ils ne constituent donc pas d'obstacle à l'écoulement des eaux.

3. CAUSES DES INONDATIONS

En un point du cours d'eau, et par rapport à la crue de fréquence rare considérée comme la crue de projet (non seulement en débit mais aussi en volume), il y a inondation quand :

- le lit mineur a une trop faible capacité relative (hauteur ou/et largeur);
- et/ou a une rugosité relativement trop élevée (par exemple berges fortement enherbées ou lit fort caillouteux);

- les vitesses d'écoulements sont relativement trop faibles (éventuellement en raison de "bouchons" naturels ou artificiels à l'aval en cas d'écoulements du type fluvial),
- il y a apports significatifs supplémentaires de débits en période de pointe et/ou de volumes d'inondation : par exemple suppression d'une zone inondable significative à l'amont, ou accélération des apports du bassin versant de façon significative.

Il est clair que les causes peuvent être naturelles (le lit majeur du cours d'eau détermine largement la zone naturelle d'inondation, souvent repérable sur une carte pédologique par les sols alluviaux).

Il est clair également, sur le plan hydraulique, que les interventions humaines locales sur le cours d'eau,, à l'amont ou à l'aval, peuvent agir dans un sens ou dans l'autre.

Remarque :

Le cas des zones humides

On a souvent dit ou écrit que la suppression des zones humides contribuait à l'aggravation des inondations; il convient d'éviter les amalgames : les zones humides étant saturées en eau par définition, elles ne jouent pas de rôle tampon, ne pouvant rien absorber de plus...

La conjonction de l'onde de crue venant de la France et de l'onde de la Lesse et la Semois a aggravé la situation dans la Haute Meuse.

Actuellement aucune étude scientifique quantitative ne permet d'impliquer dans l'augmentation du débit des rivières, l'aménagement du territoire, la transformation de nombreux fossés en terre par des canalisations en béton, etc.

Les moyens utilisés pour se protéger des inondations sont les barrages et l'endiguement avec démergement. Ces solutions ont prouvé largement leur utilité dans nos régions où les barrages de la Gileppe, Eupen, Robertville et Butchenbach ont protégé respectivement les bassins de la Vesdre et de l'Amblève. L'endiguement et le démergement ont empêché les villes de Liège et de La Roche d'être inondées.

En ce qui concerne l'Ourthe, des barrages écraseurs de crues sont prévus, l'un de 20 millions de m³, en amont de Durbuy, un autre éventuellement sur l'Amblève dans les environs de Stoumont. Seule la construction du premier barrage est fermement décidée mais il ne peut à lui tout seul laminer les crues.

Sur la Meuse, les réalisations doivent se faire en concertation avec la France pour l'amont et les Pays-Bas pour l'aval. Des barrages réservoirs types écrêteurs de crues paraissent impossibles sur le cours même de la Meuse. Il est, par contre possible d'envisager des barrages sur les affluents, ou des réservoirs parallèles sur la Meuse remplis par pompage. Ces réservoirs pourraient être alors utilisés pendant le reste du temps comme centrales hydroélectriques d'accumulation.

4. MODELISATION DES ECOULEMENTS TRANSITOIRES

A côté des efforts constants consentis dans la réalisation d'ouvrages de gestion des ressources hydrauliques et en marge des procédures de surveillance permanente mises en place sur l'ensemble du réseau hydrographique, l'activité industrielle au sens large tend à modifier les conditions naturelles d'écoulement et à occuper des zones régulièrement investies, de mémoire ancestrale, par des flots exceptionnels.

Sans revenir au nécessaire réalisme dont nous avons parlé sur les potentialités d'infléchir fondamentalement la nature, des faits aussi douloureux que ceux de l'hiver dernier doivent susciter l'imagination de l'ingénieur hydraulicien dans la recherche de solutions plus sécuritaires face aux situations existantes. Dans cette mesure, la compréhension et la connaissance des phénomènes hydrauliques sont des passages obligés pour mieux orienter les politiques d'altération de tout paramètre influençant les écoulements.

Ces questions relèvent de la prévision, domaine en hydraulique qu'a considérablement contribué à développer l'accroissement des possibilités informatiques de ces dernières années. Les codes numériques développés en mécanique des fluides sont aujourd'hui capables de reproduire les situations hydrauliques engendrées dans un complexe au sens large ainsi que dans son environnement. Ils peuvent également assister le gestionnaire dans l'élaboration de politiques optimales de son complexe, tenant compte de nombre de contraintes et d'objectifs tant naturels qu'économiques.

Pour travailler avec des hypothèses fiables, ou, a posteriori, pour reconstituer la genèse de situations que nous avons subies, la première étape consiste à prévoir la distribution des apports dans le système. Nous ne reviendrons pas ici sur les potentialités d'une modélisation hydrologique basée sur la physique des écoulements. Nous avons montré les informations que ce type d'approche pour la transformation d'un signal de pluies en un signal de débit peut fournir sur les répercussions de toute action humaine sur un bassin versant vis-à-vis de l'hydrogramme de crue à son exutoire .

Nous nous focaliserons ici sur le second stade, la propagation d'ondes dans le réseau drainant naturel, afin de montrer que les possibilités numériques sont suffisamment larges pour donner des renseignements fiables en conditions réalistes, non seulement pour un suivi en temps réel, mais pour des prévisions de gestion au sens large.

Avec une définition suffisamment libérale des hypothèses théoriques, un même logiciel peut modéliser un vaste champ de situations de l'hydrodynamique, à condition qu'il soit à même de reproduire ces particularités presque familières de l'hydraulique de surface que sont les ressauts.

4.1. Modèle mathématique d'écoulement en rivière

Le cadre unidimensionnel envisagé suppose une certaine homogénéité des propriétés géométriques, soit du lit des rivières pour une propagation usuelle, soit des vallées entières dans des cas exceptionnels. Les hypothèses émises s'efforcent de ne pas réduire préventivement des possibilités d'études d'impact qui vont de la plus routinière des actions de lâcher aux crues les plus meurtrières : celle de la vidange brusque ou progressive, partielle ou totale, consécutive à un sinistre de l'ouvrage de retenue.

L'intégration des équations tridimensionnelles de Navier-Stokes sur la section mouillée s'effectue en négligeant tout carré de vitesses perpendiculaires à l'axe principal par rapport au carré de celle parallèle à cet axe principal d'écoulement longitudinal. La présence dans la condition d'une élévation au carré limite l'influence restrictive de l'hypothèse. Le système complet s'écrit alors sous la forme suivante, pour ρ_ω et ν indépendants de x :

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{bmatrix} \omega \\ q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ (c^2 - \rho_\omega u^2) & 2\rho_\omega u \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \begin{bmatrix} \omega \\ q \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -q_L \\ g\omega \frac{\partial Z}{\partial x} \Big|_{\Omega} + n^2 \frac{g|u|q|}{R_m^{4/3}} + 2 \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \omega \frac{\partial u}{\partial x} \right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\equiv \frac{\partial X}{\partial t} + A(X) \frac{\partial X}{\partial x} + D(X) = 0 \quad (1)$$

ou, sous la forme conservative symbolique suivante :

$$\frac{\partial X}{\partial t} + \frac{\partial B(X)}{\partial x} + D'(X) = 0 \quad (2)$$

avec

- t : le temps
- x : la coordonnée cartésienne selon l'axe d'écoulement
- g : l'accélération de la pesanteur
- w : la section mouillée
- u, q : respectivement la vitesse moyenne sur la section et le débit
- q_L : le débit latéral par mètre de longueur
- Z : l'altitude de surface libre
- R_m : le rayon hydraulique
- 1/n : le coefficient de Manning
- ν : la viscosité cinématique
- ρ_ω : coefficient d'inégale répartition de la vitesse sur la section mouillée
- $c^2 = \frac{g\omega}{\frac{\partial \omega}{\partial Z}|_x}$: la célérité des ondes en écoulement à surface libre

Dans la perspective des écoulements relativement perturbés à modéliser, la loi de frottement utilisée, très logiquement turbulente, est celle de Bazin ou de Manning. Déduite initialement de considérations stationnaires, cette dernière s'est depuis universellement imposée dans l'étude de processus instationnaires au point de servir de référence dans certaines législations pour la définition des paramètres de frottement qui régissent la modélisation d'écoulements consécutifs aux ruptures de barrage.

4.2. Résolution du système d'équations

La discrétisation temporelle s'effectue par différences finies qui portent sur deux niveaux temporels t et (t + Δt). Elle s'énonce sous la forme suivante, lorsqu'elle est appliquée à une variable a :

$$a = (1 - \theta_t) a^t + \theta_t a^{t+\Delta t} \quad (3)$$

avec

- Δt le pas de temps
- θ_t le coefficient de pondération temporel

Le domaine du coefficient de pondération temporel θ_t englobe nombre de schémas connus, avec une condition de stabilité inconditionnelle qui implique, dans la discrétisation complète adoptée, de se maintenir dans une gamme de valeurs supérieures à 0,5. Il convient en outre de noter que le décentrement éventuel de la pondération vers le pas calculé n'est pas neutre énergétiquement puisqu'il induit une légère dissipation.

La discrétisation spatiale recourt aux éléments finis. La forme intégrale à traiter provient de l'application de la méthode des résidus pondérés, largement répandue en mécanique des fluides. Le résidu R du système d'équations, obtenu en y injectant une solution approchée \hat{X} , est projeté orthogonalement sur une série de fonctions P_i linéairement indépendantes. La fonction recherchée minimise donc les formes intégrales suivantes :

$$W_i = \int_s P_i R(\hat{X}) dS = 0 \quad (4)$$

Pour que \hat{X} représente la solution exacte du système, R doit être identiquement nul ce qui revient à imposer de façon équivalente l'orthogonalité de R par rapport à n'importe quelle fonction P_i . Néanmoins, seules $2n$ conditions peuvent être exprimées, avec un choix de $2n$ fonctions P_i linéairement indépendantes. C'est cette sélection qui particularise, dans les résidus pondérés, la méthode proposée.

La discrétisation spatiale par éléments finis consiste à exprimer chaque inconnue comme une fonction polynomiale de ses valeurs aux noeuds de discrétisation, ce qui s'écrit pour le vecteur \hat{X} des variables :

$$\hat{X} = \begin{bmatrix} \hat{\omega} \\ \hat{q} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & N_j & N_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & N_j & N_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Omega_1 \\ \Omega_j \\ \Omega_n \\ Q_1 \\ Q_j \\ Q_n \end{bmatrix} = N^T \cdot Y \quad (5)$$

avec

N_i les classiques fonctions d'interpolation à une dimension

W_i, Q_i les inconnues nodales des deux variables du vecteur inconnu \hat{X}

Le développement de ces notations sur le système (2) établi, par la méthode de Pétrov-Galerkin, la forme intégrale suivante à minimiser :

$$\int_s P \left[\frac{\hat{X}^{t+\Delta t} - \hat{X}^t}{\Delta t} + \frac{\partial}{\partial x} B[\theta_t \hat{X}^{t+\Delta t} + (1 - \theta_t) \hat{X}^t] + D'(\hat{X}^{t+\Delta t}, \hat{X}^t) \right] dS = 0 \quad (6)$$

Par opposition à la méthode de Galerkin qui suggère d'identifier la matrice P des fonctions d'orthogonalisation à la matrice N des fonctions d'interpolation, la forme suivante est suggérée pour P :

$$P^T = N^T + \alpha_{N+1} G W^T \quad (7)$$

avec

G une matrice carrée à préciser
 α_{N+1} un scalaire, coefficient pondérateur à optimiser

W la matrice des fonctions N+1 définie par

$$W^T = \begin{bmatrix} W_1 & W_i & W_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & W_1 & W_i & W_n \end{bmatrix}$$

où chaque fonction W_i , qui s'annule à chaque noeud, représente une fonction d'un degré supérieur aux fonctions correspondantes d'interpolation.

Une analyse théorique des équations discrétisées suggère d'identifier la matrice G à la transposée de la matrice convective A^T de la forme non conservative (1) du système. Elle conduit également à adopter, pour α_{N+1} , un multiple du rayon spectral de cette matrice convective.

Pour limiter la taille mémoire et le temps nécessaire à la résolution du système de 2n équations à 2n inconnues, le logiciel procède par découplage des équations en utilisant une méthode itérative de prédiction-corrrection.

La gestion de noeuds éventuels impliquant un nombre quelconque de ramifications s'effectue très souplement par l'introduction de multiplicateurs de Lagrange, avec possibilité de définir en ces confluences des pertes de charge singulières.

4.3. Naissance d'un ressaut dans un bras canalisé

Les bons résultats obtenus par les éléments finis dans les domaines les plus divers ne peuvent cacher que leur champ d'application fut longtemps restreint en matière de modélisation de phénomènes relatifs à la convection et à la diffusion. Les résultats médiocres obtenus par l'approche classique manifestent d'inacceptables oscillations dès l'instant où ces processus deviennent prépondérants.

Ces limites de la méthode classique sont peu gênantes en soi s'il s'agissait d'applications pointues et exceptionnelles. Mais il est embarrassant

que la méthode montre très logiquement ces lacunes dans la modélisation de ces singularités presque banales de l'hydraulique de surface que sont les ressauts, susceptibles de se reproduire à tout moment dans les circonstances les plus générales de topographie irrégulière, de distribution de frottement ou d'inégale répartition de vitesse, ..., pour des phénomènes de propagations d'ondes. La recherche d'une méthode apte à les gérer se mêle étroitement à une réflexion très actuelle sur les éléments finis et plus précisément sur la formulation initiale de Galerkin réputée très peu dissipative.

C'est pourquoi l'expression (7) introduit, par rapport au schéma classique, des mécanismes de "dissipation numérique" appropriés, de façon à assurer aux chocs qui se présentent spontanément dans l'écoulement une transition suffisamment graduelle sans autre perturbation ni étouffement excessif ("shock capturing"). Ces processus dissipatifs sont particulièrement appropriés lorsque les particularités topographiques des lits naturels de rivière sont le théâtre de modifications locales du régime d'écoulement.

Le fond d'un canal rectangulaire large de 10 m connaît une succession de trois pentes, respectivement de 10^{-2} m/m, $5 \cdot 10^{-2}$ m/m et 10^{-2} m/m. Chaque tronçon, d'une égale longueur de 100 m, possède un fini de surface lui assurant un coefficient de frottement constant de $n = 0,04$.

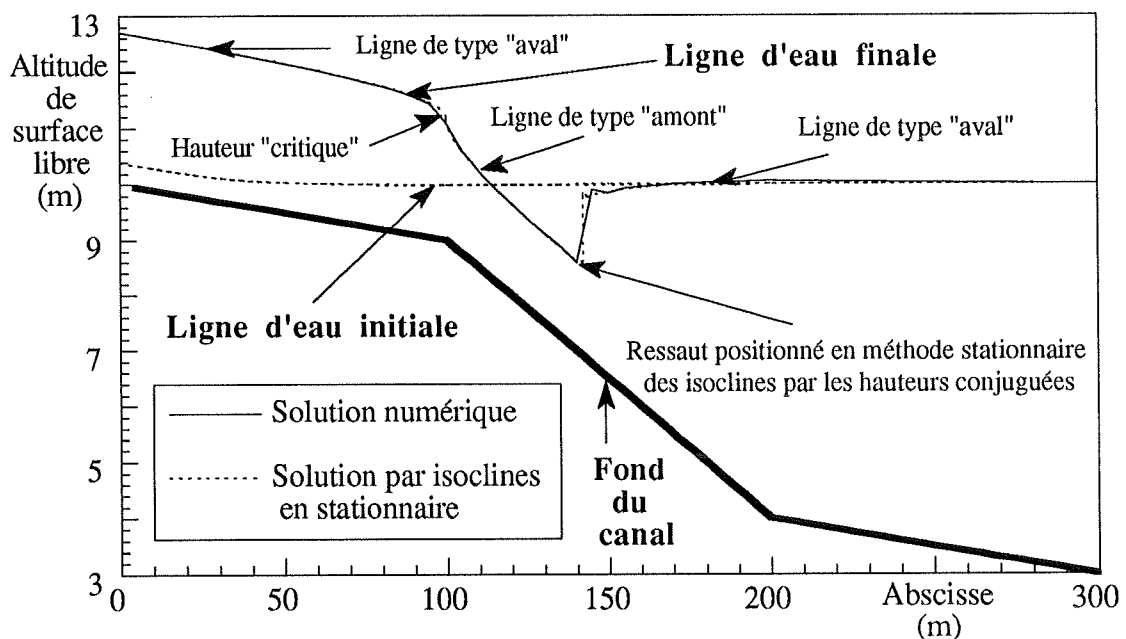


Figure 3. - Lignes d'eau stabilisées à l'origine et à l'issue de la modélisation

Dans une première phase, le problème est posé sous la forme de deux états stationnaires indépendants, sous l'emprise toutefois d'une régulation aval commune qui maintient invariablement une profondeur aval de 7 m. Le niveau amont ne subit quant à lui aucune imposition.

L'analyse de la forme de surface libre obtenue dans chaque cas émerge d'un raisonnement typique aux tracés de lignes d'eau.

Dans le premier état, nous combinons la profondeur aval imposée avec un débit faible pour noyer l'ensemble de la topographie sous une ligne d'eau quasi-horizontale. Avec $5 \text{ m}^3/\text{s}$, le profil de surface libre ne s'incurve de façon visible, pour compenser l'effet du frottement, que sur le tronçon amont où les faibles profondeurs induisent des vitesses plus importantes.

L'analyse classique des formes possibles de lignes d'eau proposées par l'hydraulique stationnaire établit que le tracé, construit à partir de l'aval, se compose de trois segments caractéristiques d'états infracritiques.

Néanmoins, la pente relative du second tronçon suggère une situation plus intéressante, qui sera forcée dans le second état caractérisé par un débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si la hauteur aval impose à nouveau de remonter du point aval par une ligne de type aval, le débit est cette fois trop important pour conserver cet état infracritique jusqu'à la première transition de pente. On établit alors qu'un état infracritique perdure dans le tronçon amont, caractérisé cette fois par un état critique ($Fr = 1$) à la première rupture de pente de fond. A son aval, un écoulement torrentiel se développe, qui ne peut assurer son raccord avec l'état infracritique du dernier tronçon que par un ressaut. L'examen des hauteurs conjuguées permet de le positionner correctement. La figure 3 illustre le résultat de cette "construction" non immédiate qui oblige tout logiciel de tracé de lignes d'eau par isoclines ou par simples différences finies, quel que soit son degré d'automatisation, à ordonnancer son calcul selon une certaine logique et à procéder en plusieurs étapes distinctes.

Cette première description des solutions stationnaires démontre clairement qu'un certain bon sens doit orienter l'ordonnancement du calcul, définissant des points caractéristiques internes et orientant le sens de progression suivant la ligne à construire. Nous allons voir que l'approche instationnaire par la méthode proposée ne s'embarrasse pas de ces considérations.

Avant d'analyser la simulation proprement dite, attardons-nous sur la situation volontairement engendrée d'une ligne aval à chaque extrémité du modèle. Cette situation permet de ne travailler qu'avec une condition de débit à l'amont du domaine et une imposition de hauteur à l'aval.

Au départ d'une surface libre parfaitement horizontale, nous laissons le logiciel installer progressivement le premier état recherché en n'imposant qu'une condition invariable de débit à l'amont du domaine et une pour la hauteur à l'aval. Soulignons par ailleurs la situation volontairement introduite d'une ligne aval à chaque extrémité du modèle afin de limiter précisément le nombre de conditions à imposer.

A l'issue d'une phase de mise en charge essentiellement de l'amont de la ligne, une première comparaison des surfaces libres est visualisée à la figure 3. Les différences y sont si minimales qu'il est difficile de les différencier à l'échelle du dessin. Pour le tracé des figures, cet état stabilisé est supposé marquer le départ de la modélisation proprement dite.

Sur base de ce premier état parfaitement reconstitué, nous assurons une transition vers le second état en imposant des conditions variables adéquates à l'extrémité amont. En particulier, la transition linéaire du débit par rapport au temps, de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ à $100 \text{ m}^3/\text{s}$, sera suffisamment graduelle pour garantir qu'un état infracritique subsiste à tout moment à cette extrémité. Dans le cas contraire, l'imposition de deux conditions caractéristiques d'un état torrentiel nous apparaissait comme un conditionnement possible du système.

C'est donc avec une liberté maximale que le système est amené à réagir à une succession de situations internes qui le contraignent tôt ou tard, pour respecter la solution théorique, à installer en son sein un ressaut.

Au terme de cette transition graduelle de débit amont et d'une stabilisation suffisante, la ligne stationnaire de la figure 3 est comparée à son homologue par isoclines.

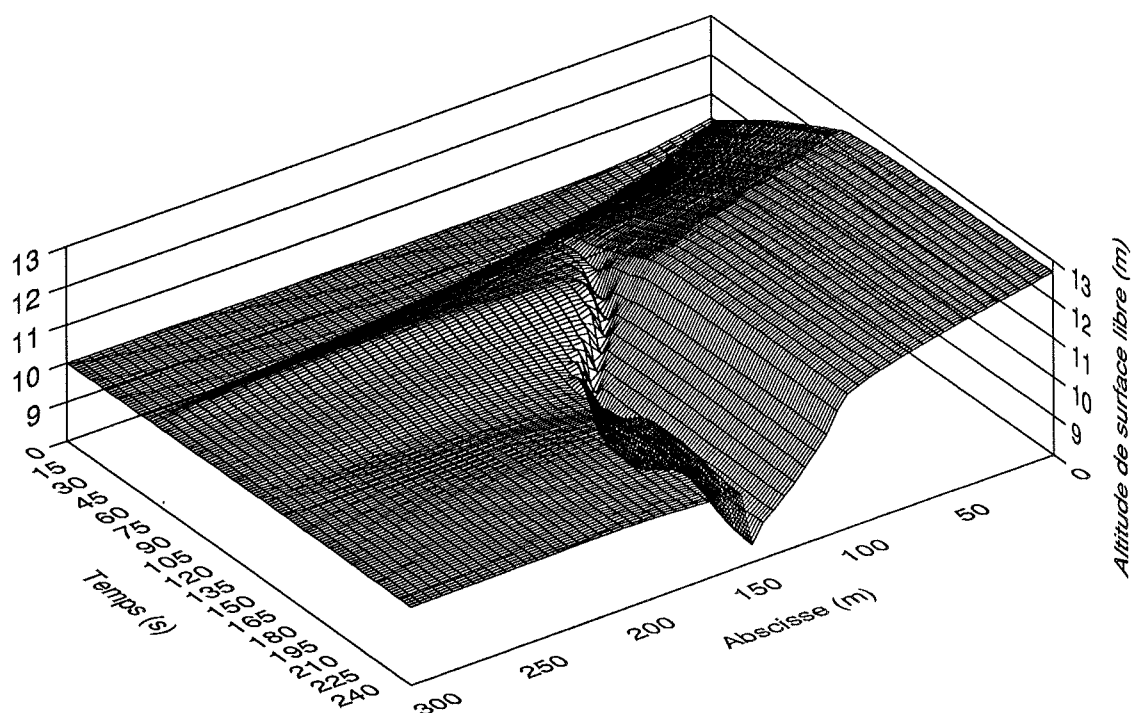


Figure 4. - Evolution temporelle de la surface libre sur l'ensemble du canal

Il est manifeste que le schéma a correctement assimilé les divers régimes, en les faisant cohabiter sans manifester d'oscillation parasite

prononcée avec, en particulier, une hauteur critique au droit de la première rupture de pente correctement reproduite. Quant au principal objet d'intérêt qu'est la création d'un ressaut, nous le découvrons à la fois correctement situé en abscisse, suffisamment raide pour cantonner la transition sur une maille et l'assurer entre deux hauteurs conjuguées qui correspondent à la théorie.

Ainsi, au sein d'un domaine limité par des conditions représentatives d'écoulements locaux infracritiques, le logiciel a pu gérer des circonstances internes menant à la formation de discontinuités correctement simulées.

Mais bien plus que d'obtenir la structure complète de la solution stabilisée, sans aucune préoccupation des phénomènes qui peuvent s'installer, la figure 4 révèle toute l'information instationnaire du chemin suivi, avec notamment la réflexion de l'onde de hauteur sur l'extrémité aval. Elle remonte vers l'amont jusqu'à buter sur l'installation du régime torrentiel dans l'amont du second tronçon, pour s'évanouir progressivement sous l'effet du frottement.

Ce comportement, également testé sur des géométries irrégulières, est particulièrement rassurant dans la mesure où il démontre l'aptitude de l'approche à supporter une coexistence de régimes variés sans induire de lissage pernicieux, particulièrement préjudiciable pour l'interprétation des effets imputables aux crues naturelles ou accidentelles. Ainsi, le code proposé peut être appliqué avec la même fiabilité aux propagations d'onde en réseaux de cours d'eau naturels, depuis la gestion des plus basses eaux jusqu'aux crues les plus sévères, comme le démontre l'application suivante en cours d'eau navigable.

4.4. Propagation d'une crue en réseau

L'aménagement de la Meuse sur son cours le plus actif est l'heureuse conséquence de la crue catastrophique de l'hiver 1925-1926. Les barrages mobiles de Neuville, Ivoz-Ramet et Monsin matérialisent la nouvelle canalisation qui fut ensuite adoptée par le Fonds Spécial des Grands Travaux. Elle autorise un passage aisé des ondes de crue tout en privilégiant le développement de la navigation. Ces ouvrages, qui jouxtent chacun une centrale électrique, régulent l'écoulement dans les trois biefs étagés.

Aussi longtemps que le débit reste inférieur au débit d'équipement de la centrale, l'exploitant privé, la Socolie, est autorisé à maintenir le niveau par turbinage à l'intérieur d'une fourchette fixée par l'Office de la Navigation. Au delà de ce débit, cette gestion se complète d'une régulation aux barrages mobiles par niveaux de consigne fixés en fonction du débit.

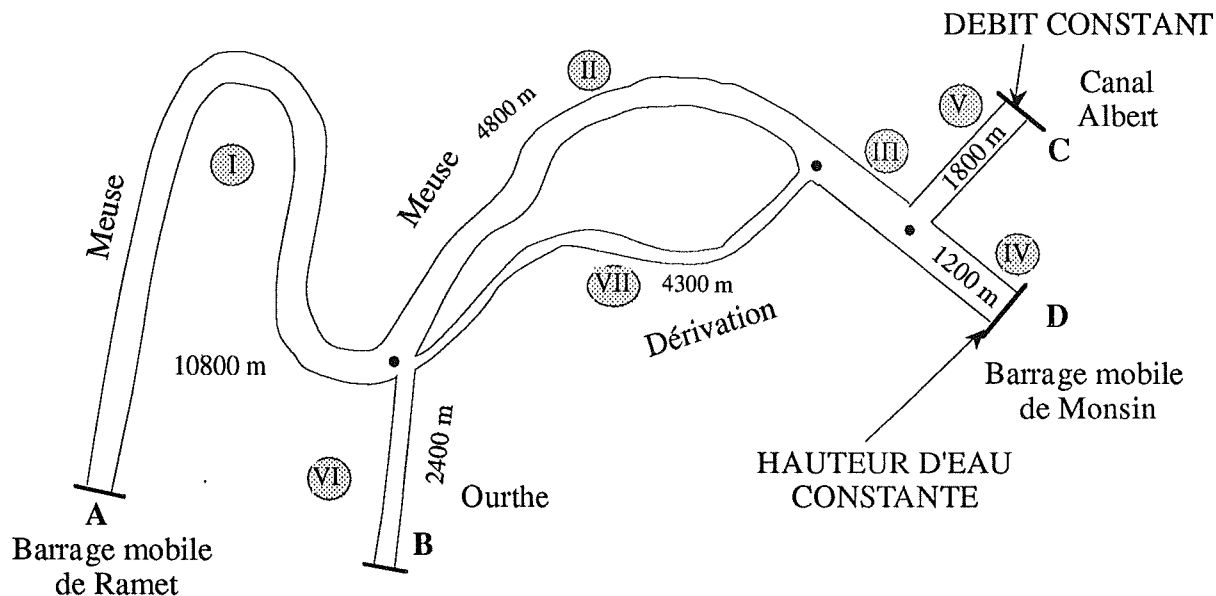


Figure 5. - Géométrie étudiée

Dans le cadre de ces aménagements, nous avons déjà montré que le logiciel était habilité à contribuer utilement à la gestion des biefs canalisés, dans des conditions routinières d'exploitation.

Nous travaillerons cette fois sur la géométrie définie à la figure 5 qui s'inspire de la confluence de la Meuse et de sa Dérivation, de l'Ourthe et du Canal Albert, dans des circonstances beaucoup plus extrêmes.

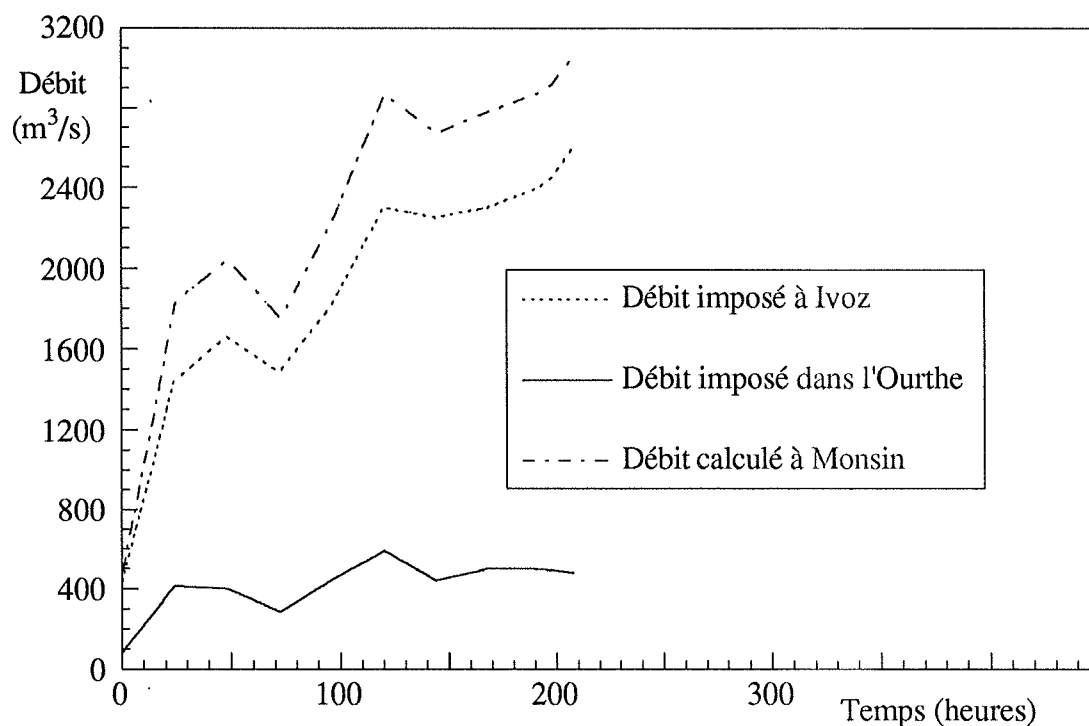


Figure 6. - Evolution temporelle des débits imposés et calculés

Etant donné que cette application n'a pour objet que de confirmer certains ordres de grandeur avancés lors de la dernière crue de 1995, nous nous limiterons volontairement à une discrétisation relativement succincte du système, ce qui permet accessoirement d'alléger la charge de calcul par des pas temporels plus conséquents. La définition du problème s'inspire des conditions qui prévalaient au cours du mois de janvier 1995 aux extrémités du bief.

La simulation est entamée le 22 janvier 1995 avec une ligne d'eau stabilisée dans tout le bief sur les bases d'une distribution de débits donnée à la figure 6 tant pour Ivoz que pour l'amont du bras de l'Ourthe. On suppose par ailleurs un niveau constant au barrage mobile de Monsin et un débit de fuite constant dans le canal Albert. Les coefficients de frottement dans les différents bras proviennent d'un calage effectué sur base de lignes d'eau mesurées pour des débits usuels.

A partir de ce point de départ, nous imposons les courbes de débit reprises à la figure 6 et laissons évoluer librement le système pendant 9 heures.

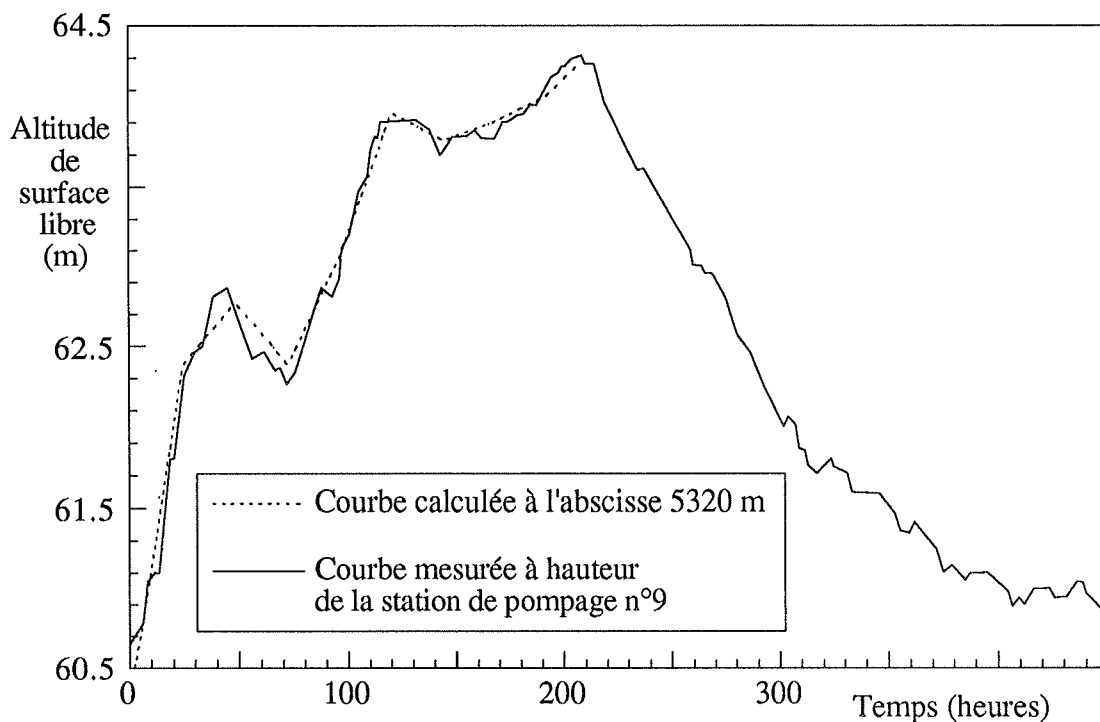


Figure 7. - Comparaison des altitudes de surface libre calculées et mesurées à hauteur de la station de pompage n°9

La courbe mesurée des hauteurs d'eau atteintes à hauteur de la station de pompage de Jemeppe est ensuite comparée à la courbe calculée, pour une abscisse située dans le bras I, 5320 m environ à l'aval du barrage. La figure 7, qui témoigne de la fiabilité des résultats atteints, justifie complètement la distribution et les valeurs qui ont été communiquées pour les débits, alors qu'on se trouve en dehors des plages les mieux connues pour les évaluer

précisément. Dans cette mesure, on confirmera la valeur maximale à Monsin de l'ordre de 3100 m³/s, avec un débit maximum à Ivoz de l'ordre de 2600 m³/s. La courbe calculée à Monsin est reprise sur la même figure.

En conclusion, on peut affirmer que l'atout majeur d'une méthode agissant par capture numérique des chocs réside dans l'aisance de sa mise en oeuvre pour des modélisations très variées. Cette facilité apparente n'est obtenue qu'au prix d'une action sélective du schéma qui nécessite, par son caractère tacite, une pleine confiance dans les effets introduits. Cette évidence souligne d'autant mieux le danger d'utiliser en hydraulique des modèles boîtes noires dont les comportements et les mécanismes intrinsèques restent parfois difficiles à cerner, d'autant qu'en sus de cette expérience numérique, doivent également être prises en compte, au moment de l'interprétation, toutes les hypothèses du modèle théorique.

5. CONCLUSION

Si la modélisation sait d'abord aider à reconstituer la genèse de situations catastrophiques que nous avons subies, elle pourra plus fondamentalement contribuer à discerner les mécanismes favorables à une réduction de ces calamités.

Tant au niveau des processus de transformation des pluies sur le bassin qu'au niveau de la modélisation de la propagation d'ondes dans des réseaux quelconques de rivières naturelles, les possibilités numériques sont suffisamment larges pour donner des renseignements fiables en conditions réelles.

Encore faut-il que le problème soit abordé de façon globale en analysant et en modélisant précisément chaque type d'écoulement intervenant dans la genèse des crues. Seule une compréhension physique globale des mécanismes intervenant sur l'entièreté du bassin considéré, bien au-delà d'aménagements locaux parfois trompeusement favorables, peut aider à la mise en place de politiques appropriées.

Ce type d'approche scientifique devrait déboucher sur des arguments comparatifs plus quantifiables quant au type de remède à mettre en place, avec un choix plus circonstancié d'aménagements de petite, moyenne ou grande importance, selon la perturbation désirée tant sur l'amplitude que sur la combinaison des hydrogrammes du réseau drainant.

Remerciements :

Nous tenons à remercier l'AIDE ainsi que l'Office de la Navigation pour leur précieuse collaboration dans la reconstitution des données nécessaires à la seconde application.

RÉFÉRENCES

- GELLEN D. Institut Royal Météorologique de Belgique
Note interne du KINT-IRGT
- DAUTREBANDE S. Faculté des Sciences Agronomiques, hydrauliques et
agricole de Gembloux
Note interne du KINT-IRGT
- PIROTTON M. *Modèle Hydrologique Conceptuel Distribué
d'Écoulement Quasi-Tridimensionnel en Fine Lamé sur
Bassin Versant*, "Research and Development in the
Field of Dams", pp. 689-700, Symposium 1995 of the
Swiss National Committee on Large Dams, Switzerland,
1995.