



HAL
open science

Modélisations du développement d'une brèche par surverse et du transport sédimentaire associé

André Paquier

► **To cite this version:**

André Paquier. Modélisations du développement d'une brèche par surverse et du transport sédimentaire associé. 3ème colloque sur les Dignes Maritimes et Fluviales de Protection contre les Inondations (Dignes 2019), Mar 2019, Aix-en-Provence, France. pp.8, 10.5281/zenodo.2530126 . hal-02609869

HAL Id: hal-02609869

<https://hal.inrae.fr/hal-02609869v1>

Submitted on 16 May 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Modélisations du développement d'une brèche par surverse et du transport sédimentaire associé

Modelling the development of a breach caused by overtopping and associated sediment transport

A. Paquier¹

¹ Irstea, UR RiverLy, Villeurbanne, andre.paquier@irstea.fr

Résumé

Dans un code hydrodynamique 2D, le développement d'une brèche dans un remblai peut être représenté de deux manières :

- en associant aux équations hydrodynamiques, des équations qui décrivent le transport des sédiments, l'érosion et le dépôt au droit du remblai et de son environnement immédiat (approche « intégrée ») ;
- en utilisant un modèle de brèche qui calcule spécifiquement l'évolution des caractéristiques d'une brèche.

En outre, ces deux approches peuvent être associées, à savoir utiliser le modèle spécifique pour la brèche et le modèle général de transport sédimentaire pour l'aval de la brèche afin, par exemple, de simuler l'entraînement des matériaux.

En s'appuyant sur un cas de terrain (une brèche dans une digue le long de l'Agly), on compare les deux méthodes pour différentes valeurs des paramètres. Ces paramètres peuvent être communs aux deux modèles (tels que la taille des mailles, le coefficient de frottement, le taux d'érosion...) ou calculés différemment (comme l'évolution de la géométrie de la brèche...).

Avec des paramètres d'érosion identiques, la faible charge et la faible durée de surverse empêchent un développement important de la brèche si on passe par une approche intégrée alors que, en général, la brèche se développe sur, au moins, une largeur de maille pour le module spécifique de brèche. Dans les deux approches, l'érosion en aval de la brèche peut être simulée et elle a un rôle faible mais certain sur le développement de la brèche et, par suite, sur l'hydrogramme de brèche. Toutefois, on s'aperçoit que le mode de calcul de l'érosion et les paramètres qui la déterminent restent les facteurs principaux d'incertitude des résultats.

Mots-Clés

Digue fluviale, brèche, surverse, modèle numérique, fosse d'érosion.

Abstract

In a 2-D hydrodynamic code, the development of a breach in a levee can be represented by two ways:

- associating to hydrodynamic equations some equations that describe the sediment transport, the erosion and the deposition to the levee and the surrounding area (integrated approach);
- using a breach model that specifically calculates the evolution of the breach features.

Moreover, these two approaches can be associated, I.E. using the specific model for the breach and the general sediment transport model for the area downstream from the breach in order to simulate the sediment entrainment.

Using a field case study (a breach in a levee along Agly River), the two methods are compared for various sets of parameters. These parameters can be common to the two models (such as the size of the cells, the friction coefficients, the erosion rate) or be specific to one approach (such as the evolution of the breach geometry).

Using identical erosion parameters, the weak head and short overtopping duration prevent the development of the breach if an integrated approach is used while, generally, the breach develops over, at least, one cell width with the breach model. For the two approaches, the erosion downstream from the breach can be simulated and it has a weak but certain influence on the breach development and, consequently, the breach hydrograph. Yet one can see that the method for calculating erosion and the parameters that are associated are the main uncertainty factors for all the results.

Key Words

River levee, breach, overtopping, erosion pit, numerical model.

Introduction

Lors des inondations fluviales extrêmes, les digues de protection du lit majeur sont fortement sollicitées. Cela peut conduire à la rupture de la digue se traduisant par une brèche qui laissera passer des débits plus ou moins importants. L'estimation de ces débits est essentielle pour l'évaluation du risque à l'aval, par exemple, dans le cadre des études de danger. La cause principale de la rupture peut être l'érosion interne ou la surverse mais, dans tous les cas, il est essentiel d'estimer l'évolution de la géométrie de la brèche au cours du temps. Cette évolution dépend des caractéristiques de la digue, de la charge entre l'amont et l'aval de la digue... mais aussi du devenir des matériaux provenant de l'érosion de la digue : si ces matériaux se déposent à l'aval immédiat de la digue, cela réduira la charge disponible pour l'érosion de la digue ; à l'opposé, si l'écoulement à travers la digue conduit à une érosion du terrain naturel à l'aval immédiat de la digue, la charge augmentera. Il est donc légitime de modéliser le transport de sédiments pour ce type d'événement où les vitesses d'écoulement sont souvent fortes. Dans le cas d'une surverse où l'écoulement à travers la digue reste à surface libre, l'ensemble des processus peut être simulé à partir des équations de Saint Venant bidimensionnelles (pour l'écoulement) couplées à une ou plusieurs équations pour le transport de sédiments. On souhaite comparer cette modélisation « intégrée » à une modélisation utilisant un modèle spécifique pour la brèche et ces mêmes équations pour l'aval de la brèche. Cette comparaison est effectuée sur un cas réel pour différents jeux de paramètres ; en outre, on garde en référence, le calcul de brèche sans transport de sédiments. Une première partie présente les équations utilisées ; ensuite, on détaille le cas d'étude, la brèche de Saint-Laurent de la Salanque lors de la crue de 1999 sur l'Agly ; enfin, la troisième partie commente les résultats des simulations effectuées.

Les équations et leur résolution

Équations pour les écoulements

Les équations utilisées pour le calcul des écoulements sur l'ensemble du domaine de calcul sont les équations de Saint-Venant bidimensionnelles dans leur forme la plus simple (Eqs. (1)-(3)) avec un seul terme de dissipation d'énergie, le frottement au fond défini à partir d'un coefficient de Strickler :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial\left(hu^2 + g\frac{h^2}{2}\right)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh\frac{\partial Z}{\partial x} - g\frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{K^2h^{1/3}} \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial\left(hv^2 + g\frac{h^2}{2}\right)}{\partial y} = -gh\frac{\partial Z}{\partial y} - g\frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{K^2h^{1/3}} \quad (3)$$

où h est la hauteur d'eau, Z la cote du fond, u (resp. v) la composante de la vitesse selon l'axe Ox (resp. l'axe Oy), g l'accélération de la pesanteur, K le coefficient de Strickler.

En outre, il est possible d'introduire des ouvrages (déversoirs, orifices, vannes...) qui définissent des relations entre débit et niveaux (ou charges) et permettent de calculer un débit qui vient s'ajouter ou se substituer au débit fourni par les équations de Saint-Venant.

Un ouvrage particulier est la brèche dans une digue. Cet ouvrage positionné entre une maille amont située dans le lit principal du cours d'eau et une maille aval en correspondance située dans le lit protégé par la digue calcule un débit à partir de la perte de charge (linéaire + singulière) dans un chenal horizontal défini par une section en travers moyenne (circulaire pour un renard en formation et rectangulaire sinon) dont les dimensions évoluent en fonction de l'érosion des parois de la section [4]. Le taux d'érosion est calculé soit en fonction de la capacité maximale de transport de l'écoulement dans le chenal (la formule de Meyer Peter et Müller [1] est utilisée ici) soit par l'équation (4) qui définit directement le taux d'érosion E comme fonction linéaire (coefficient M) de l'écart de la contrainte τ sur le fond du chenal à une contrainte critique τ_{cr} :

$$E = M (\tau/\tau_{cr} - 1) \quad (4)$$

Cette dernière simplification permet de relier plus facilement les paramètres du modèle à des mesures d'érosion des matériaux au laboratoire ou in situ. Dans le cas où une brèche peut s'étendre sur plusieurs mailles de discrétisation du calcul, cette brèche est représentée par plusieurs ouvrages de type « brèche » (chacun défini sur une maille amont différente) qui peuvent être liés entre eux (l'érosion - c'est-à-dire la mise en œuvre du modèle spécifique de brèche - démarrant dans un ouvrage quand la brèche a atteint sa largeur maximale dans l'ouvrage précédent).

Définition du transport solide

Il est possible de compléter la modélisation en simulant le transport des sédiments, leur dépôt et leur érosion. Les sédiments transportés sont localement définis par une concentration C (définie en m^3/m^3 dans les équations), un diamètre et une étendue granulométrique. On ajoute alors une équation de convection - diffusion des sédiments, ici simplifiée en équation de convection (Eq. 5).

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(Chu)}{\partial x} + \frac{\partial(Chv)}{\partial y} = E - S \quad (5)$$

Le calcul de S , le taux de sédimentation, est modifié en fonction du mode de calcul de E . Si E est calculé à partir d'une capacité maximale de transport, S est défini par l'équation (6) qui suppose que le dépôt s'effectue en moyenne sur une distance L .

$$S = h C u / L \quad (6)$$

Si E est calculé par l'équation (4), alors le dépôt est supposé aussi proportionnel à l'écart de la contrainte τ à une contrainte critique de sédimentation τ_{crs} (Eq. 7), le coefficient étant défini lui-même comme proportionnel à la vitesse de chute des sédiments w_s et à un coefficient de calage α .

$$S = \alpha w_s C (1 - \tau / \tau_{crs}) \quad (7)$$

En fonction de la différence $E-S$, la topographie du fond du modèle est modifiée en tenant compte à la fois d'une porosité du sédiment en place et d'une limite maximale à l'érosion du fond. Lorsqu'on dispose de données détaillées (ce qui n'est pas le cas ici), on peut introduire les caractéristiques (épaisseur, type de sédiments) des couches sédimentaires en place afin de simuler une érosion plus réaliste.

Simulation d'une brèche

La formation d'une brèche dans une digue peut donc être calculée de deux manières :

- Utiliser l'équation de transport des sédiments sur l'ensemble du domaine de calcul, les points de la digue étant susceptibles de s'éroder comme tout autre point du domaine et les sédiments de la digue étant transportés comme tout autre sédiment. Seule la surverse peut être ainsi prise en compte.
- Utiliser un ou plusieurs ouvrages « brèche » qui permettent de distinguer la localisation précise où la représentation par les équations de Saint-Venant couplée à une équation de convection-diffusion pourrait être mise en défaut. Les sédiments érodés dans ces ouvrages peuvent ensuite être réintroduits dans le modèle représentant le reste du domaine de calcul.

Résolution des équations

Le code de calcul Rubar 20 développé par Irstea est utilisé. Pour résoudre les équations de Saint Venant couplées à une équation de convection-diffusion, une méthode en volumes finis est appliquée à un maillage constitué de quadrilatères et de triangles ayant entre eux 0 ou 1 (entier) côté commun. Le schéma numérique consiste, à chaque pas de temps, à calculer les flux entrants et sortants de chaque maille. Ces flux sont estimés en évaluant les variables sur l'arête commune aux deux mailles (sur chacune des mailles) et en résolvant un problème de Riemann dans la direction normale à l'arête. Dans le cas où les arêtes comportent un ouvrage, les flux sont calculés en utilisant la relation (donnant le débit de l'ouvrage) propre à l'ouvrage. Les termes non conservatifs (frottements par exemple) sont ensuite ajoutés. Le schéma utilisé ici est un schéma du second ordre en temps et en espace [3] inspiré de [6 – 7]. L'adaptation de ce schéma pour simuler des situations mêmes très transitoires a été validée [2]. Toutefois, il y a lieu de respecter une condition de Courant Friedrichs Lévy qui impose un nombre de Courant inférieur à 1 pour que la stabilité soit assurée.

Le cas d'étude

Description de l'événement modélisé

Sur les vingt derniers kilomètres de son cours, l'Agly traverse une basse plaine drainée par un ensemble de fossés et de canaux dont les exutoires sont soit la Mer Méditerranée soit l'étang de Leucate au Nord de la plaine. Avant l'endiguement de l'Agly, les inondations étaient fréquentes et, pour des crues très importantes comme celle d'octobre 1940 (débit de pointe supérieur à 2000 m³/s), la quasi-totalité de la plaine pouvait être inondée. L'endiguement et le recalibrage sur 13 kilomètres devait permettre de transiter un débit de 1250 m³/s correspondant alors à une période de retour de l'ordre de 30 ans. Par suite, il n'est pas étonnant que, malgré le laminage du barrage sur l'Agly amont, la crue de 1999 d'un débit de pointe de l'ordre de 2000 m³/s (période de retour de l'ordre de 100 ans) ait débordé dans la basse plaine. Les digues ainsi que le cloisonnement de la zone par les voies de communication aussi bien Nord-Sud qu'Ouest-Est ont limité les zones touchées par l'inondation. À l'aval, la mer (à l'Est) et l'étang de Leucate (au Nord) étaient à un niveau particulièrement élevé, ce qui était une situation usuelle, les pluies fortes sur le bassin versant de l'Agly correspondant à des régimes dépressionnaires souvent accompagnés d'un fort vent d'Est et susceptibles d'entraîner des surélévations du niveau marin. Le blocage partiel du pont le plus à l'aval par des sédiments et des débris végétaux a conduit à une surverse des digues en plusieurs points puis la création d'une brèche. C'est la modélisation de la formation de cette brèche et les conséquences à l'aval immédiat qui nous intéressent.

Conditions de simulations

Le modèle utilisé couvre l'ensemble de la basse plaine et comprend, à la base, 18 568 mailles de tailles très hétérogènes dont le côté dépasse souvent 100 mètres mais peut localement descendre à quelques mètres, ce qui conduit à un pas de temps de l'ordre de 0,1 s pour vérifier la condition de stabilité. Il utilise en entrée le seul hydrogramme sur l'Agly estimé à partir de la station hydrométrique située près de Rivesaltes au centre de la basse plaine (figure 1). À l'aval, une surcote d'un mètre est imposée. Après calage des coefficients de Strickler, le modèle reproduit assez bien les zones d'inondation principales et les niveaux d'eau maximaux le long des digues [5].

Dans la zone de Saint Laurent de la Salanque où a eu lieu la brèche, le modèle donne bien une première surverse juste en amont du pont puis la surverse se propage vers l'amont jusqu'au lieu de la brèche. On suppose qu'à 9 heures vers le second pic de crue (heure possible de l'ouverture de la brèche), la rupture se déclenche et qu'à ce moment-là, la crête de la digue est localement affaissée de plus de 0,7 m à la cote de 6 m NGF pour être quelques centimètres plus bas que le niveau d'eau du moment. Cette faible surverse pendant

un temps limité permet de bien discriminer les différents jeux de paramètres.

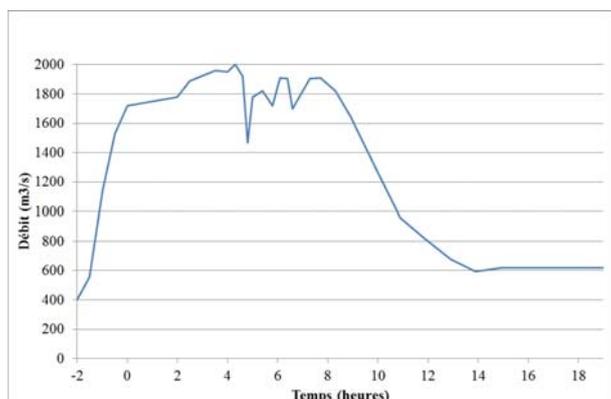


FIGURE 1 : HYDROGRAMME EN AMONT SUR L'AGLY (LE TEMPS 0 CORRESPOND AU 12 NOVEMBRE 1999 A MINUIT)

On suppose ici que la contrainte critique de sédimentation est égale à la contrainte critique d'érosion et en adimensionnel est égale à 0.047 (valeur de la formule de Meyer Peter et Müller). Le diamètre des sédiments est pris uniformément égal à 0,1 mm (pour une étendue granulométrique de 5). La largeur initiale de brèche est de 0,01 m pour l'ouvrage « brèche » afin de simuler un effondrement très local mais cette valeur a peu d'influence sur les résultats car la largeur évolue rapidement dans ce type de modélisation ; en revanche, la largeur initiale est égale à la largeur maximale de brèche (45 m) en l'absence d'ouvrage, l'érosion des berges de la brèche (en partie hors d'eau) étant mal modélisée par le modèle choisi.

Le coefficient d'érosion M est supposé égal à 0,003 mm/s, le coefficient α à 0.01 et la distance L à 5 m (taille des petites mailles) ; ces dernières valeurs sont usuelles pour le transport sédimentaire en rivière.

Outre l'effet du type de représentation de la brèche, on examine l'effet de la taille des mailles. Pour cela, le maillage initial (Figure 2) est raffiné autour de la brèche et en aval immédiat, d'abord avec une taille de mailles de 20 mètres environ (Figure 3), 15 mètres au droit de la brèche afin de représenter la brèche de la même façon que le maillage de 100 mètres qui approche la brèche réelle par un trapèze de 15 mètres à la base (T.N côté protégé soit 3,4 m NGF) et 45 mètres en crête de digue (à une cote de l'ordre de 6,80 m NGF).

Le maillage est ensuite encore raffiné pour obtenir 5 mètres au droit de la brèche et à son aval immédiat (Figure 4) ; le nombre de mailles est augmenté d'environ 2 000 et le temps de calcul reste proche, ce qui rend les trois maillages tout aussi justifiés pour un calcul d'ingénierie.

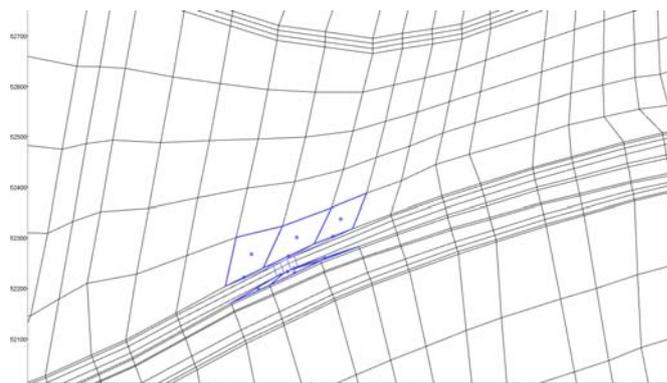


FIGURE 2: MAILLAGE DE DIMENSION 100 M (ZOOM AUTOUR DE LA BRECHE AVEC LOCALISATION DE L'OUVRAGE EN BLEU)

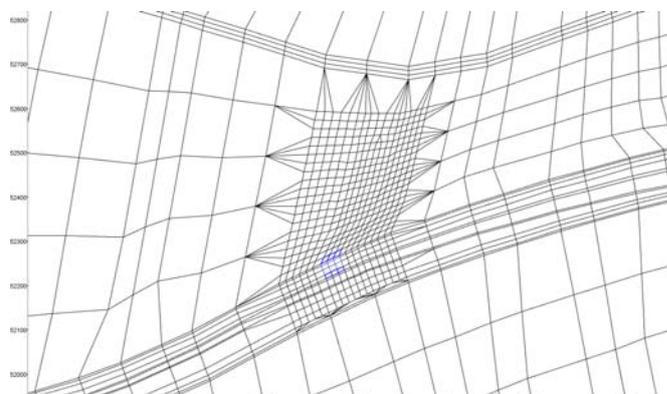


FIGURE 3: MAILLAGE DE DIMENSION 20 M (ZOOM AUTOUR DE LA BRECHE AVEC LOCALISATION DE L'OUVRAGE EN BLEU)

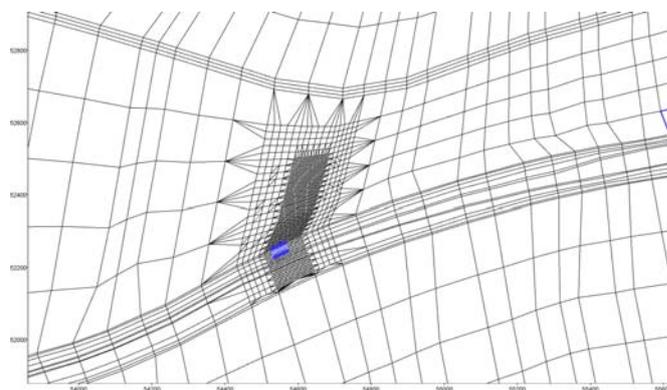


FIGURE 4: MAILLAGE DE DIMENSION 5 M (ZOOM AUTOUR DE LA BRECHE AVEC LOCALISATION DE L'OUVRAGE EN BLEU)

Enfin, on examine l'érosion possible en aval de la brèche en permettant une érosion sur 1 mètre au voisinage de la brèche (mais avec un fond de brèche laissé à 3,4 m NGF dans le cas de l'utilisation du modèle spécifique de brèche).

Les résultats des calculs

Les différentes simulations seront référencées par la taille du maillage (5m, 20 m ou 100 m), le type de calcul d'érosion (« M ») pour Meyer Peter et Müller, « P » pour proportionnel à la contrainte, « R » pour proportionnel à la contrainte avec un coefficient d'érosion multiplié par 10), la présence d'ouvrages brèche (indiqué « B »), le calcul du transport des sédiments (indiqué par « S » suivi d'un 1 si on considère que le fond est érodable jusqu'à une profondeur de 1 mètre).

Transport de sédiments

Sans surprise, le transport sédimentaire n'est notable que pour cette dernière option qui permet l'érosion au-delà de la digue elle-même. On observe, en outre, que la formule de Meyer-Peter et Müller ne permet pas l'érosion en aval de la brèche alors qu'avec les coefficients utilisés pour une érosion linéaire, une fosse d'érosion se développe sur plus d'1 km² à l'aval de la brèche (Figure 5). L'érosion est également présente à l'aval des différents lieux de surverse, en particulier, en rive gauche juste à l'amont du pont, et dans le lit mineur de la rivière. Ce résultat en termes d'érosion à l'aval est très peu dépendant du maillage considéré (Figures 5 et 6) dès l'instant que les hydrogrammes au droit de la brèche sont assez proches, ce qui est le cas pour les deux maillages de 20 m et 100 m pour lesquels la description de l'ouvrage brèche est identique (Figure 7). En revanche, pour le maillage de 5 mètres, les écarts en débit et en érosion sont plus marqués (Figures 7 et 8). En outre, le maillage de 5 mètres permet de mieux délimiter les limites de l'érosion qui se développe préférentiellement aux points bas de la topographie (chenalisation jusqu'au remblai de la route qui induit un écoulement latéral). On remarque aussi (Figure 7 : comparaison entre PBS et PBS1) que l'érosion à l'aval de la brèche n'accroît pas forcément le débit de pointe qui intervient très tôt alors que l'érosion a à peine commencé mais elle conduit à un volume entrant plus important, le débit restant élevé plus longtemps du fait d'une charge plus importante, le niveau d'eau aval s'abaissant à cause de l'érosion (ceci implique aussi que le niveau maximal d'inondation à l'aval de la brèche n'est pas forcément augmenté).

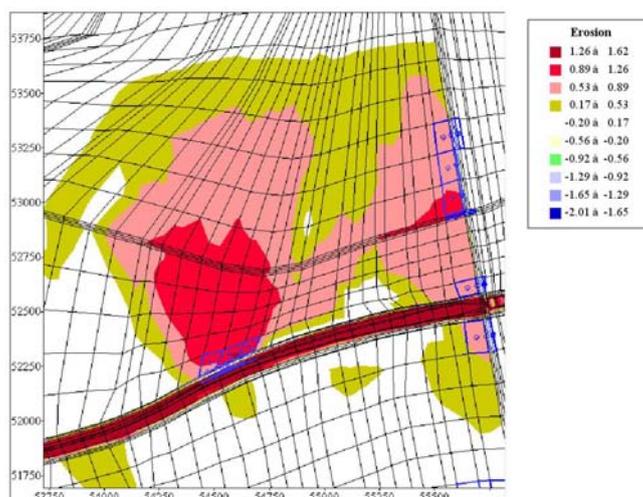


FIGURE 5: PROFONDEURS D'ÉROSION POUR LA SIMULATION 100MPBS1 (MAILLAGE DE DIMENSION 100 M, OUVRAGE BRECHE, ÉROSION AVAL JUSQU'À 1 M)

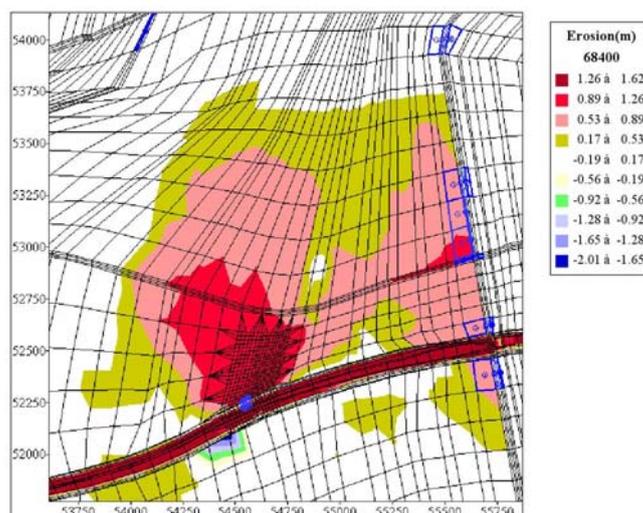


FIGURE 6: PROFONDEURS D'ÉROSION POUR LA SIMULATION 20MPBS1 (MAILLAGE DE DIMENSION 20 M, OUVRAGE BRECHE, ÉROSION AVAL JUSQU'À 1 M)

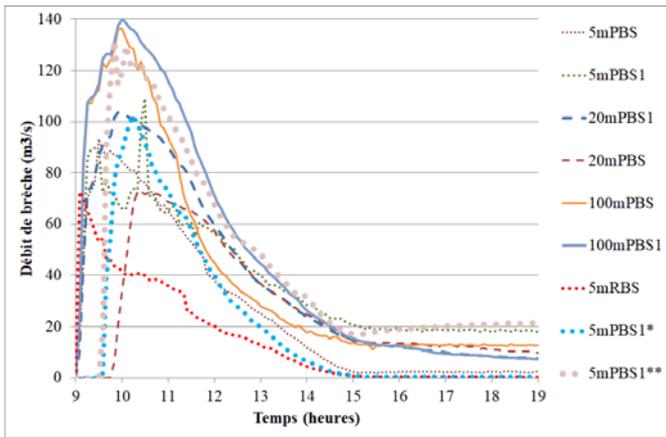


FIGURE 7: HYDROGRAMMES AU DROIT DE LA BRECHE (REPRESENTEE PAR DES OUVRAGES) POUR DIFFERENTS MAILLAGES AVEC OU SANS EROSION AVAL

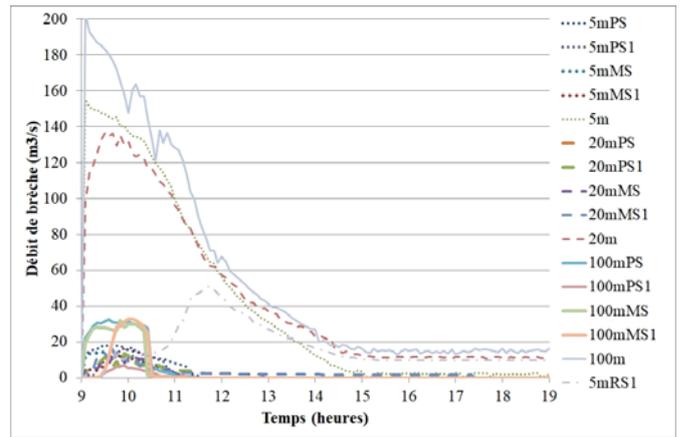


FIGURE 9: HYDROGRAMMES AU DROIT DE LA BRECHE (NON REPRESENTEE PAR DES OUVRAGES) POUR DIFFERENTS MAILLAGES AVEC OU SANS EROSION AVAL

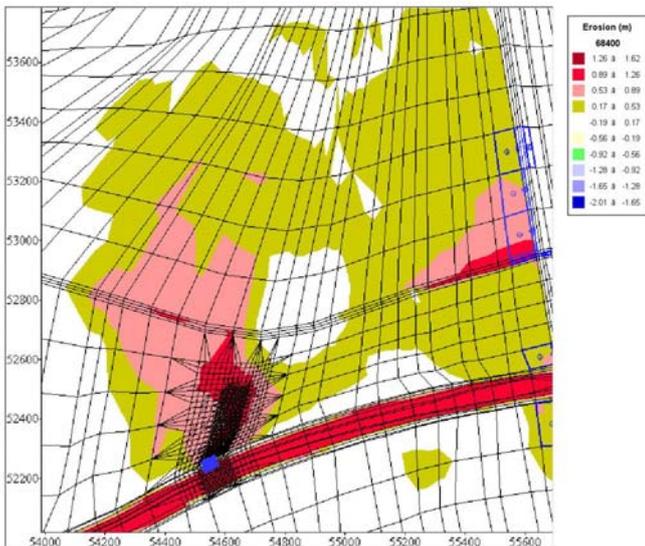


FIGURE 8: PROFONDEURS D'ÉROSION POUR LA SIMULATION 5MPBS1 (MAILLAGES DE DIMENSION 5 M, OUVRAGE BRECHE, EROSION AVAL JUSQU'À 1 M)

Hydrogrammes au droit de la brèche

La figure 9 montre que, à l'exception des ruptures instantanées où la brèche est définie dès le temps de rupture (9 h), l'absence d'un ouvrage de type brèche ne permet pas d'avoir une rupture car la charge sur la digue (quelques centimètres) qui conduit à une surverse ne permet pas de déclencher la rupture ou conduit à un débit de rupture limité car le niveau d'eau est trop faible pour poursuivre le phénomène de surverse.

Pour les ruptures instantanées, il est clair que la discrétisation de la brèche (qui entraîne une modification de la section de passage) joue mais aussi le maillage (même section de passage pour les maillages de 20 m et 100 m). Le maillage le plus grossier donne le débit le plus fort mais ce débit est peut-être sous-estimé car la comparaison des résultats du calcul en niveaux maximaux avec les laisses de crue montre une sous-estimation systématique (de 0,56 m pour une hauteur d'eau de l'ordre de 1 m) que ce soit avec sol érodable (5mPBS1) ou pas (5mPB). Cette sous-estimation peut aussi être due à une sous-estimation de la résistance à l'écoulement (frottement au fond trop faible, absence de représentation des obstacles tels que clôtures, bâtiments, fossés...) ou résulter de l'inondation préalablement à la surverse à cause des difficultés d'évacuation des eaux apportées par la pluie et par l'infiltration due à la charge derrière les digues. La figure 9 montre aussi qu'un facteur d'érosion M multiplié par 10 (simulation 5mRS1) permet de développer suffisamment la brèche avant que le niveau d'eau ne baisse (début de la décrue). La figure 10 montre que la brèche atteint alors sa profondeur maximale en environ 3 heures conduisant ainsi à une section de brèche supérieure à celle obtenue par l'ouvrage « brèche » correspondant (5mRBS1) qui produit une érosion très rapide mais limitée (10 mètres de large) et donne un débit de pointe supérieur ($70 \text{ m}^3/\text{s}$ au lieu de $50 \text{ m}^3/\text{s}$). Cette érosion très rapide donne également des vitesses très fortes (au-delà de 5 m/s) au pied aval de la digue (Figure 11), vitesses qui augmentent pendant l'abaissement du fond de la brèche (puis se réduisent ensuite quand le niveau dans l'Agly baisse). On remarque également sur la figure 11 que les vitesses les plus fortes sont d'abord situées en amont où la charge est la plus forte initialement puis se déplacent vers l'aval.

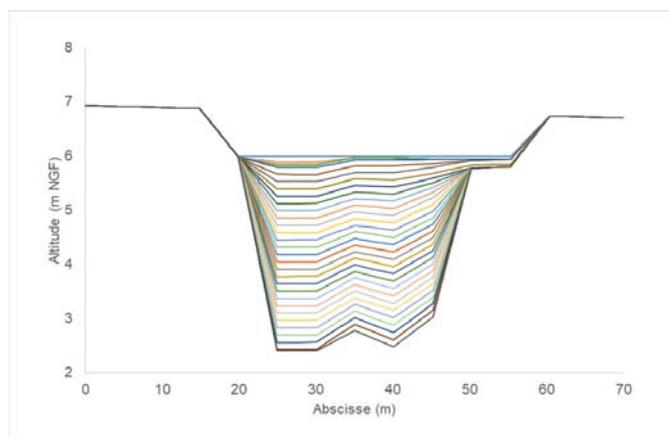


FIGURE 10: ÉVOLUTION DE LA SECTION AVANT DE LA BRECHE POUR LA SIMULATION 5mRS1 (MALLAGE DE DIMENSION 5 M, ÉROSION PROPORTIONNELLE A LA CONTRAINTE AVEC FACTEUR D'ÉROSION MULTIPLIÉ PAR 10) : 1 COURBE TOUTES LES 5 MINUTES, FOND ATTEINT A 11H40.

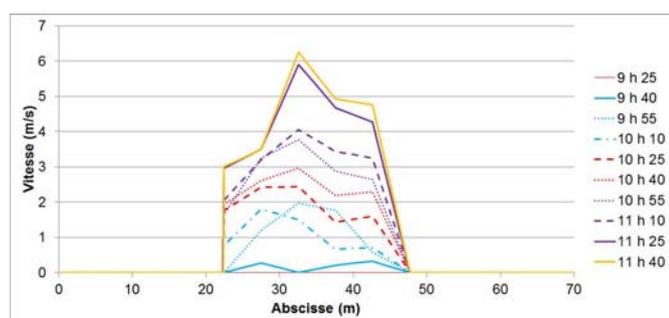


FIGURE 11 : ÉVOLUTION DES VITESSES DANS LA SECTION AVANT DE LA BRECHE POUR LA SIMULATION 5mRS1 (MALLAGE DE DIMENSION 5 M, ÉROSION PROPORTIONNELLE A LA CONTRAINTE AVEC FACTEUR D'ÉROSION MULTIPLIÉ PAR 10) : 1 COURBE TOUTES LES 15 MINUTES.

À noter que, même en maintenant ces conditions d'érosion rapide, une augmentation du seuil de contrainte (τ_{cr}) sur la digue d'un facteur 3 (afin d'être plus réaliste en tenant compte du compactage des matériaux qui devrait accroître la résistance) empêche toute érosion notable de la crête de digue et donc le débit de brèche reste très faible.

Discussion du choix des paramètres

L'avantage du maillage de 5 m est une plus grande homogénéité de la taille des mailles au voisinage de la brèche qui permet d'obtenir des résultats plus lissés à travers une stabilité des calculs plus grande. Ce maillage permet aussi de limiter l'ouverture initiale de la brèche à une faible longueur (5 m) et donc de concentrer la surverse (écoulement et érosion); ceci n'a pas été fait ici pour rester dans chaque maillage à un abaissement généralisé de la crête de la digue sur 45 mètres. Ceci explique (avec la faible charge) l'absence

d'érosion de la digue significative (ou l'approfondissement régulier sur toute la largeur pour la simulation 5mRS1) en l'absence d'ouvrage « brèche ».

Dans la mise en œuvre de plusieurs ouvrages « brèche », un problème un peu similaire se pose mais la solution retenue est ici à l'opposé : on suppose que l'érosion est initialement concentrée sur une largeur de maille puis s'étend à la maille voisine où soit la charge prise en compte est la charge sur la crête de digue (solution adoptée en calcul de base), soit l'érosion est latérale et la charge est bien plus importante (variante 5mPBS1* sur le maillage de 5 mètres qui donne une largeur de brèche et un hydrogramme plus importants). Le calcul de base donne lui une largeur de brèche en général plus faible pour le maillage fin (tableau 1). En outre, une érosion 10 fois plus rapide (5mRBS1 par rapport à 5mPBS1) peut donner une largeur de brèche plus faible, le niveau d'eau amont s'étant trop abaissé pour permettre la poursuite de l'érosion. En revanche, l'abaissement du fond de la brèche (2,4 m NGF pour PBS1** au lieu de 3,4 m NGF pour la simulation PBS1) donne un accroissement important du débit de pointe, de l'érosion et de l'inondation à l'aval. On voit aussi sur ce tableau 1 que l'érosion de la brèche s'arrête à des heures très différentes, ce qui montre l'extrême sensibilité des résultats dans notre cas d'étude où la charge initiale est faible et la durée de la crue faible.

TABLEAU 1 : LARGEUR DE BRECHE EN CAS D'UTILISATION D'OUVRAGES « BRECHE »

Référence du calcul	Largeur maximale (m)	Temps de la largeur maximale
5mPBS	15	9h30
5mPBS1	20	10h38
5mRBS1	10	9h02
5mMBS	5	9h55
5mMBS1	9,5	12h
5mMB	5	9h55
5mPB	15	9h30
5mPBS1*	30,02	11h25
5mPBS1**	35	11h
20mPBS	27	13h10
20mPBS1	45	9h55
20mMBS	30	11h35
20mMBS1	15,04	14h35
20mMB	0	
20mPB	30	10h11
100mPBS	45	9h55
100mPBS1	45	10h
100mMBS	15	9h55
100mMBS1	15,6	14h05
100mMB	15	10h05
100mPB	45	10h05

Conclusion

Des outils simplifiés sont disponibles pour simuler l'érosion progressive d'une digue à un coût relativement faible par rapport à l'établissement d'un modèle hydraulique général pour simuler les inondations.

Les résultats que ce soit en termes de taille de brèche, d'hydrogramme de brèche et d'érosion à l'aval sont extrêmement sensibles aux paramètres clés, en particulier, dans notre cas d'étude où la charge est faible et la durée de surverse limitée.

Si on choisit une approche intégrée (qui ne semble pas apporter d'avantages significatifs en l'absence d'une

discrétisation très fine, qui n'est pas recommandable pour des applications en ingénierie), les paramètres au niveau de la digue et du terrain naturel doivent être différenciés pour tenir compte des différences de matériaux et de processus (pentes et vitesses plus fortes, effondrements latéraux... pour la digue).

Enfin, on remarque que les facteurs les plus influents sont ceux relatifs au calcul de l'érosion de la digue. Le calcul de l'érosion en aval (qui a son intérêt propre) a aussi un effet notable dans le cas simulé d'une érosion potentielle sur 1 mètre (y compris, si cela ne touche pas le pied de digue).

Références

- [1] Meyer-Peter, E. and Müller, R. (1948). *Formulas for bed-load transport*. Report on second meeting of IAHR. IAHR, Stockholm, Sweden, pp. 39-64.
- [2] Mignot, E., Paquier, A. and Haider, S. (2006). *Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations*. Journal of Hydrology Vol. **327**, pp. 186-199.
- [3] Paquier, A. (1998). *1-D and 2-D models for simulating dam-break waves and natural floods*. In: M. Morris, J.-C. Galland and P. Balabanis (Ed.), Concerted action on dam-break modelling, proceedings of the CADAM meeting, Wallingford, United Kingdom, European Commission, Science Research Development, Hydrological and hydrogeological risks., L2985, Luxembourg, pp. 127-140.
- [4] Paquier, A. (2007). *Testing a simplified breach model on Impact project test cases*. In: G.D. Silvio and S. Lanzoni (Ed.), XXXII IAHR Congress. IAHR, Venice, Italy.
- [5] Paquier, A., Fang, Z.X. and Rouch, B. (2002). *Hydraulic modelling of the 1999 flood in the lower reach of Agly river*. In: Y. Zech (Ed.), River Flow 2002. Université Catholique de Louvain La Neuve, Louvain, Belgium, pp. 247-252.
- [6] Van Leer B. (1979). *Towards the ultimate conservative difference scheme. V. A second-order sequel to GODUNOV's method*. Journal of Computational Physics Vol. 32, pp. 101-136.
- [7] Vila J. P. (1984). *Modélisation mathématique et simulation numérique d'écoulements à surface libre*. La Houille Blanche Vol. 6/7, pp. 485-489.