



# 16<sup>èmes</sup> Journées de l'Hydrodynamique

27-29 novembre 2018 - Marseille



CENTRALE  
MARSEILLE



## IMPACTS DE VAGUE PAR RUPTURE DE BARRAGE SUR FOND MOUILLÉ

### *WAVE IMPACTS IN WET DAM BREAKING*

L.E. DUMERGUE<sup>(1,2,\*)</sup>, S. ABADIE<sup>(1)</sup>

*laure-elise.dumergue@ens-paris-saclay.fr; stephane.abadie@univ-pau.fr*

<sup>(1)</sup>Laboratoire SIAME, Université de Pau et des Pays de l'Adour, Anglet

<sup>(2)</sup>ISABTP, Université de Pau et des Pays de l'Adour, Anglet

<sup>(\*)</sup>Actuellement étudiante à l'ENS Cachan

#### Résumé

Cet article présente l'analyse de la typologie des impacts de vagues générées par la rupture d'un barrage sur fond mouillé, en mettant l'accent sur l'impact flip-through. Dans les études précédentes, ce type d'impact s'est avéré très difficile à obtenir et à répéter expérimentalement, car il nécessite un ajustement très précis des paramètres du problème. Dans la présente étude, un modèle numérique de rupture de barrage a d'abord été validé sur la base de résultats expérimentaux antérieurs, puis utilisé pour étudier les impacts de vagues sur un mur dont la position peut être ajustée. Les caractéristiques de plus de cinq cents cas d'impact ont ainsi pu être étudiées. Quatre types d'impacts (impacts de ballottement, impacts flip-through, impacts de poches d'air et impacts aérés) ont été identifiés en fonction des paramètres du modèle de rupture de barrage. Les caractéristiques cinématiques et dynamiques de ces différents impacts sont étudiées dans ce travail.

#### Summary

This paper focuses on the analysis of the wave impact typology generated in wet dam breaking with a focus on the flip-through impact. In previous studies, this kind of impact has been proven to be very hard to obtain and repeat experimentally as it requires a very precise adjustment of the parameters. In the present study, a numerical model of the wet dam break flow was first validated on the basis of previous experimental results and then used to study the wave impacts on a wall, whose position can be adjusted. The features of more than five hundred impact cases could thereby be studied. Four types of impacts (sloshing impacts, flip-through impacts, air pocket impacts and aerated impacts) were identified and investigated in relation with the parameters of the dam-break model. The kinematic and dynamic characteristics of these different impacts are finally studied in this work.

## I – Introduction

L’impact dit ”flip-through” (FT) intervient lorsque une vague présente une face quasi verticale lorsqu’elle rencontre un obstacle (également vertical). Dans ce cas, l’impact génère un pic de pression important localisé. D’un point de vue expérimental, les types d’écoulements qui ont déjà été utilisés pour générer des impacts FT sont les suivants : le ballotement ([3], [13]), la focalisation d’un train de vague ([9]) et le déferlement d’une onde solitaire ([11]). Ces différentes solutions sont relativement complexes à obtenir expérimentalement. De plus, elles impliquent un processus relativement long avant l’impact (amorçage du ballotement, propagation avant focalisation ou déferlement) ce qui rend difficile le contrôle précis de la forme de la vague à l’impact. Comme ces expériences sont également destinées à fournir des cas de référence pour les modèles numériques, des processus trop longs constituent une difficulté supplémentaire pour les modèles qui rendent l’interprétation des résultats complexe. Récemment, des solutions purement numériques ont également été proposées ([18]) impliquant un temps de propagation très court. Un effort supplémentaire est encore nécessaire pour rendre ce type de solution reproductible expérimentalement.

La rupture d’un barrage sur un fond mouillé peut fournir un tel cas de référence. En effet, cet écoulement classique de l’hydraulique génère dans certains cas une vague déferlante ([10]) dont la forme est relativement simple à contrôler. En plaçant l’obstacle dans la bonne position par rapport à cette vague, on peut espérer obtenir un impact répondant par exemple aux conditions FT. Les travaux en cours présentent une étude numérique de ce problème.

## II – Méthode

### II – 1 Modèle

Le modèle utilisé dans ce travail est le modèle Navier-Stokes multi-fluides VOF THETIS. Il a été validé dans de nombreuses études liées aux vagues [1, 12, 2, 16, 5, 6] et plus spécifiquement à l’impact des vagues en [15, 14].

Le système d’équations, également appelé modèle 1-fluide, est composé des équations de Navier-Stokes incompressibles (NS) et d’une équation supplémentaire pour l’évolution de l’interface :

$$\begin{cases} \nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \\ \rho \left( \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + (\mathbf{u} \cdot \nabla) \mathbf{u} \right) = \\ \rho \mathbf{g} - \nabla p + \nabla \cdot [\eta (\nabla \mathbf{u} + \nabla^t \mathbf{u})] \end{cases} \quad (1)$$

$$\frac{\partial \chi}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla \chi = 0 \quad (2)$$

Dans laquelle,  $\rho$  et  $\eta$ , respectivement densité et la viscosité du fluide, sont des variables variant dans l’espace et  $\chi(x, y, t)$  est une fonction de présence de phase égale à 1 dans l’eau et 0 dans l’air.

Les équations NS sont discrétisées sur une grille cartésienne fixe par la méthode des volumes finis [17] en suivant la méthode Marker And Cells de [8]. Pour cette raison, dans THETIS le maillage est composé de deux grilles : la grille de pression et la grille de vitesse. Le couplage entre la vitesse et la pression est résolu par une méthode de correction de pression ([7]).

L'équation (2) est résolue en introduisant une fonction  $F$  définie comme la moyenne de la fonction de présence de phase  $\chi(x, y, z)$  sur la maille. Avec cette définition,  $F$  représente la fraction de volume occupée par l'eau dans une cellule de maillage et la position de l'interface est définie comme l'isoligne  $F = 0,5$ .

A la fin de chaque pas de temps, la fraction du volume d'eau de la cellule locale est utilisée pour recalculer les valeurs locales de densité et de viscosité nécessaires pour résoudre les équations NS. Pour les cellules contenant une fraction d'eau et d'air, la densité et la viscosité équivalentes sont calculées par interpolations (linéaires pour la densité et harmoniques pour la viscosité) basées sur la fraction d'eau.

Différentes méthodes VOF sont implémentées dans le modèle THETIS pour résoudre l'équation (2). La méthode PLIC (Piecewise Linear Interface Calculation) ([19]) est utilisée ici avec une étape de correction appelée SVOF-PLIC. Un des avantages de la méthode PLIC est de conserver la discontinuité de l'interface entre l'eau et l'air grâce au caractère lagrangien du mode de transport. Pour garantir la nature conservatrice ou la stabilité de la méthode PLIC, une condition suffisante est que les segments ne soient pas advectés sur plus de la moitié d'une taille de cellule pendant une étape temporelle [1]. La méthode SVOF-PLIC, utilisée en complément du PLIC, consiste à lisser légèrement la fraction volumique en introduisant une zone de diffusion contrôlée autour de l'interface. La fraction volumique comprend une zone de diffusion étroite qui représente l'interface plus régulièrement. De cette façon, les discontinuités qui peuvent apparaître avec l'algorithme PLIC, et qui peuvent parfois conduire à la divergence de calcul, sont étalées et l'interface est plus stable tout en étant un peu moins précise. Le modèle peut alors décrire des distorsions d'interface sans problème. Pratiquement, les paramètres et le nombre d'itérations internes sont ajustés pour limiter le fractionnement de l'interface tout en conservant une description précise de l'interface.

## II – 2 Description de l'expérience numérique

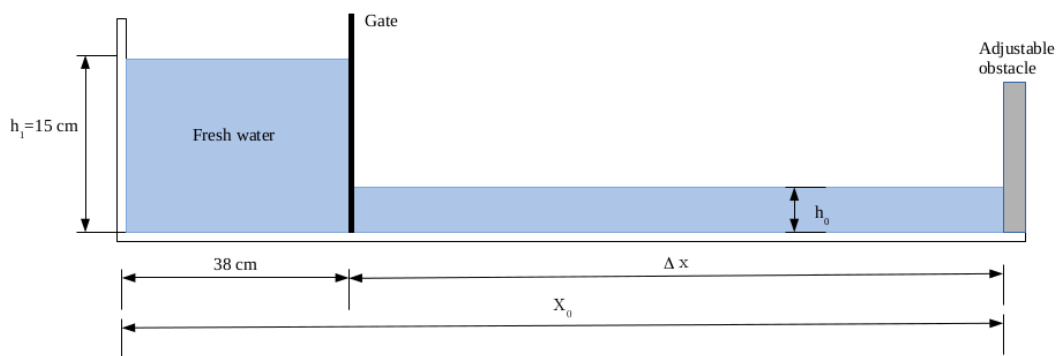


FIGURE 1 – Configuration du problème étudié et paramètres associés

Dans le problème de rupture de barrage sur fond mouillé avec un obstacle en aval (Figure 1), les paramètres importants sont : la hauteur d'eau en aval  $h_0$ , la différence de hauteur amont / aval  $h_1 - h_0 = \Delta h/h_0$  et la position de l'obstacle par rapport à la partie gauche du réservoir  $X_0$ .

Dans notre étude, nous avons considéré la même configuration générale que dans [10] pour bénéficier de leurs résultats expérimentaux. Deux cas ont été étudiés dans [10], impliquant des niveaux d'eau en aval de 0.018 et 0.038m respectivement. Ces deux cas

ont servi de référence pour valider le modèle sans obstacle. Pour ces cas, la limite aval latérale du modèle est fixée à 2.0 m de la porte. Le maillage est irrégulier. Sa dimension horizontale est constituée de 175 cellules exponentielles entre  $x = 0$  et  $x = 0.38$  de sorte que la taille de la cellule à  $x = 0.38$  est de 0.001, 400 cellules constantes de 0.001 m entre  $x = 0.38$  et  $x = 0.78$  m et 150 autres cellules exponentielles entre  $x = 0.78$  m et  $x = 2$  m de sorte que la taille des cellules à 0.78 soit 0.001m. Sa dimension verticale est composée de 200 cellules constantes. Des conditions limite de symétrie sont définies pour chaque limite.

Comme mentionné dans [4], et parce que pendant l'expérience, la vitesse de la porte était du même ordre de grandeur que la vitesse horizontale de l'écoulement, il était nécessaire de prendre en compte la cinématique de la porte du barrage pour reproduire correctement les résultats expérimentaux. Nous avons testé une vitesse de soulèvement constante ainsi qu'un mouvement de soulèvement constamment accéléré. Les meilleurs résultats ont été obtenus dans le premier cas avec une vitesse constante de  $1,5m.s^{-1}$ . Notez que dans leurs simulations, [4] ont également trouvé les meilleurs résultats avec une vitesse constante de  $1,5m.s^{-1}$  mais n'ont pas testé a priori le mouvement accéléré. Dans nos simulations, le mouvement de la porte a été arrêté avant qu'elle n'atteigne la surface libre afin de ne pas générer d'effets indésirables. Ce faisant, nous avons évité que l'eau ne soit entraînée par la porte et que des gouttelettes d'eau ne se forment. C'est la raison pour laquelle, dans les figures suivantes, de petits rectangles peuvent être observés pour certains impacts.

Par la suite, en considérant ces deux cas de référence comme point de départ, nous avons essayé de maximiser la pression instantanée sur le mur (peu importe la position sur le mur) en changeant graduellement la position de la limite droite par rapport à la position de la porte (c.a.d., en variant  $\Delta x/h_0$ ). Cette tâche a été réalisée en effectuant quelques simulations pour délimiter la position du mur qui donnerait l'impact critique, puis en affinant la recherche dans cet intervalle en augmentant ou en diminuant très précisément la position du mur avec un incrément égal au pas de la grille horizontale.

Pour chaque simulation, la pression maximale sur le mur (une cellule avant la limite droite du domaine), la position de ce maximum sur l'axe des z, la force horizontale totale ont été calculées et enregistrées à chaque pas de temps. Puis le maximum absolu en pression de chaque simulation a aussi été calculé. De plus, pour étudier le rôle de la forme de l'interface avant l'impact, un instantané de la surface libre a été pris à ce moment, fournissant la forme de la surface de la vague et les vitesses locales associées ( $u$  la vitesse horizontale et  $v$  la vitesse verticale). Cet instantané est pris dès que la surface libre augmente de plus de 20% du niveau d'eau initial un noeud avant la position du mur. La norme du vecteur est ensuite calculée à partir de  $u$  et  $v$  et une moyenne est effectuée sur toute la surface libre pour obtenir une vitesse caractéristique appelée  $V_0$ .

### **III – Résultats**

#### **III – 1 Validation du modèle**

Les résultats des simulations numériques ont été comparés aux instantanés obtenus par [10](figure 2). Les surfaces libres expérimentales ont d'abord été numérisées afin de les comparer aux résultats de la simulation numérique. Deux cas ont été simulés avec une profondeur aval égale d'abord à 18 mm, puis à 38 mm. Comme notre intérêt se concentre sur la vague juste avant qu'elle ne se brise, seuls les quatre premiers clichés de chaque cas ont été pris en compte et numérisés. La qualité des instantanés étant assez faible,

elle peut être une source d'imprécision dans les comparaisons suivantes. Cette imprécision est d'environ 2mm si l'on considère la hauteur  $h_0$  de la surface libre en aval sur les deux images. Ces 2mm sont responsables d'une imprécision d'échelle de plus de 10% dans le cas 18 mm et de 5% dans le cas 38 mm qui affecte la hauteur et la position considérées du front d'onde à un moment donné.

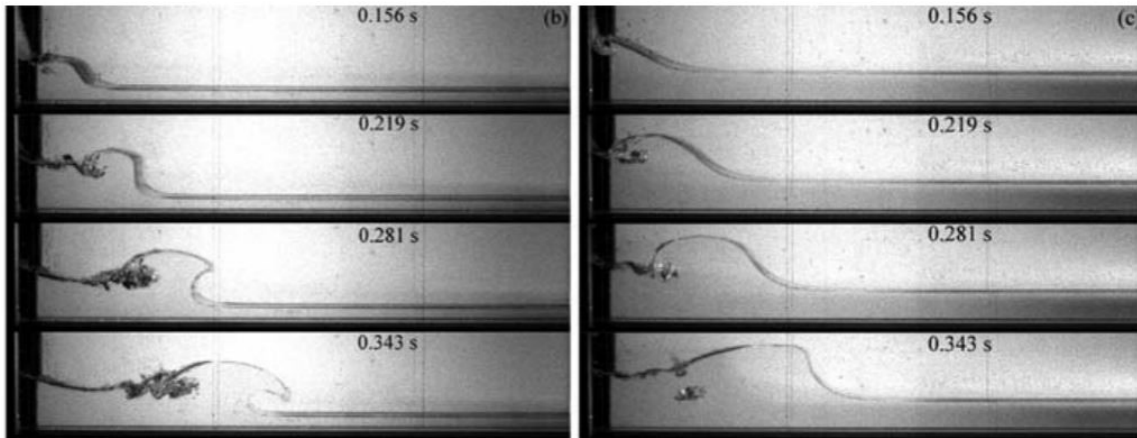


FIGURE 2 – Clichés de [10].  $h_0=15$  cm et la profondeur d'eau dans le réservoir aval est b)  $d=18$  mm, c)  $d=38$  mm

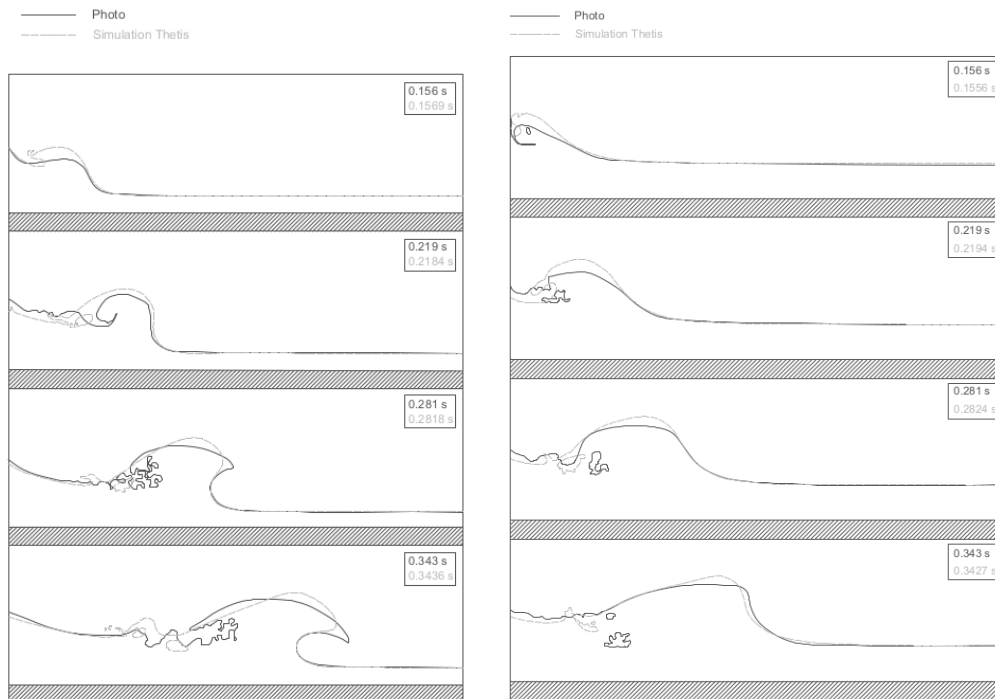


FIGURE 3 – Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour  $h_0 = 18$  mm (gauche) et  $h_0 = 38$  mm (droite)

Comme on peut le voir sur la figure 3, pour une profondeur aval de 18 mm, le modèle offre une bonne représentation de la position du front d'onde et une assez bonne représentation de sa hauteur entre 0,156 s et 0,343 s. Une des particularités de la vague, telle que générée dans l'expérience, est le microdéferlement vers la gauche qui peut être

observé dans les deux premières images. Cette particularité est bien représentée par la simulation numérique. Le modèle ne s’adapte pas parfaitement à la forme de la vague lorsqu’elle déferle. Néanmoins, comme le but de ce travail est d’obtenir des résultats sur l’impact FT, le processus complet de déferlement n’est pas crucial et les inexactitudes observées ne devraient pas affecter trop les résultats.

Les résultats obtenus pour le cas 38 mm sont légèrement meilleurs que ceux obtenus pour cas 18 mm. Le modèle semble plus précis lorsqu’il s’agit de décrire les tous premiers instants de la rupture de barrage, ce qui peut en être l’une des raisons. Une autre explication peut être la meilleure qualité des images utilisées pour la comparaison dans ce cas.

Une comparaison entre les résultats obtenus avec une vitesse constante de  $1,5 \text{ m.s}^{-1}$  et avec une vitesse uniformément accélérée dont la valeur moyenne correspondante est égale à  $1,5 \text{ m.s}^{-1}$  a été effectuée (figure non représentée ici). La progression de l’onde est plus rapide pour le mouvement uniformément accéléré de la porte. La forme de l’onde est également aplatie par rapport au cas de la vitesse constante.

### III – 2 Expérience numérique

Seuls quelques résultats parmi ceux obtenus sont présentés ci-après. Tout d’abord, en ce qui concerne la typologie des impacts, plusieurs types d’impacts ont été obtenus en fonction de la position de l’obstacle ( $X_0$ ) par rapport au point de déferlement (lui-même fonction de la profondeur d’eau  $h_0$ ). Deux processus se déroulent simultanément. La progression de la vague force le creux de la vague à remonter rapidement le long du mur tandis que la crête de la vague avance plus lentement. L’histoire temporelle de ces deux phénomènes et le fait qu’ils coïncident ou non gouverne le type d’impact généré sur l’obstacle.

Ainsi, quatre types d’impacts ont été observés : les impacts de ballottement (Figure 4), les impacts FT (Figure 5), les impacts avec piégeage d’air (Figure 6), et les impacts aérés de vagues déferlées (Figure 7). L’impact FT, qui est le cas limite juste avant le piégeage de l’air, est caractérisé par la naissance d’un petit jet vertical (non visible sur la figure) associé à de très grandes accélérations. (Comme mentionné précédemment, la présence de petits rectangles dans les figures est due au fait que le mouvement de la porte est arrêté avant qu’il n’interfère avec la surface libre dans la simulation).

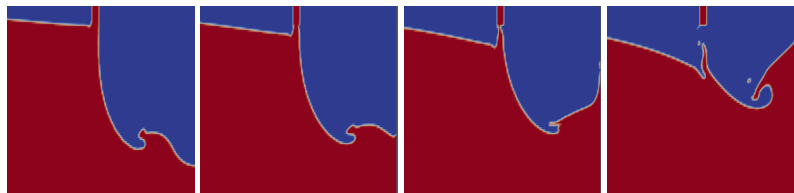


FIGURE 4 – Impact type ballottement obtenu pour  $h_0 = 18\text{mm}$  et  $X_0 = 0,45\text{m}$  à  $t = 0,5025, 0,1029, 0,1143$  et  $0,1525$  s.

Les deux cas étudiés dans [10] sont maintenant décrits en termes de cinématique et de dynamique des impacts générés en fonction de la position de l’obstacle (figures 8 et 9). Le panneau inférieur montre la position de l’obstacle pour laquelle le premier pic de pression apparaît sur le mur. Par exemple pour le cas  $h_0=18\text{mm}$ , la position critique est  $X_0=0.455\text{m}$ . Avant cette dernière, la pression la plus importante sur le mur est sur le fond ( $z_{pmax}=0$ ) et est due à la composante hydrostatique. Après cette limite, un pic de pression plus important apparaît plus haut sur le mur. Ces impacts dits de ballottement

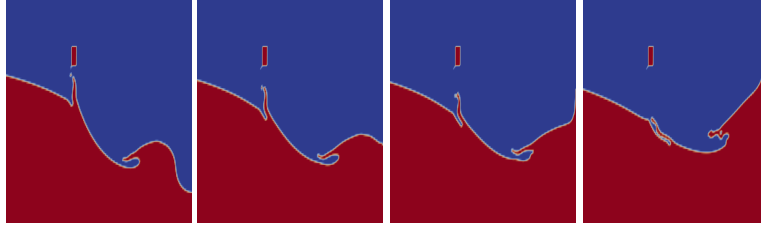


FIGURE 5 – Impact FT obtenu pour  $h_0 = 18mm$  et  $X_0 = 0.499m$  à  $t = 0.1384, 0.1529, 0.1592$  et  $0.1927$  s.

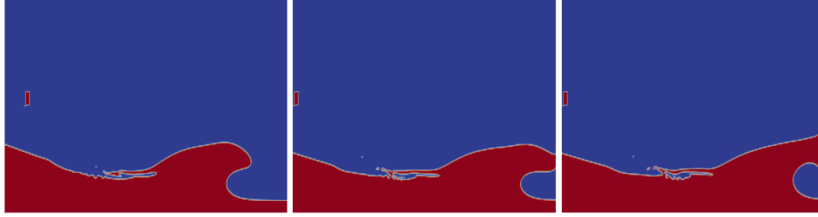


FIGURE 6 – Impact avec air emprisonné obtenu pour  $h_0 = 18mm$  et  $X_0 = 0.7m$  à  $t = 0.2728, 0.3045$  et  $0.3183$  s.

se développent jusqu'au cas limite FT (marqué par le symbole  $\nabla$ ). Immédiatement après ce cas, l'emprisonnement d'air commence à être observé. Même si le code incompressible n'est pas censé représenter correctement le processus réel lorsque le piégeage se produit, les résultats sont tout de même tracés pour donner un aperçu de l'évolution des paramètres lors du passage au travers du cas limite FT. Pour les deux hauteurs d'eau aval étudiées (18 mm et 38 mm), et quel que soit le type d'impact, le pic de pression se produit à une altitude relative très stable  $z_{pmax}/h_0 \approx 2.5$ . La vitesse caractéristique  $V_0$  augmente graduellement de  $0.55$  à  $0.72m.s^{-1}$  pour le cas de faible profondeur d'eau, alors que cette vitesse est plus stable dans le cas de grande profondeur. Il est probable que l'obstacle plus éloigné, dans le cas des grandes profondeurs, permette une stabilisation de la vitesse du front d'onde alors que dans le cas des faibles profondeurs, la position de l'obstacle est plus proche de la porte et donc la vitesse de l'écoulement évolue encore rapidement. Quant au pic de pression, il augmente progressivement en valeur absolue comme en valeur relative dans les deux cas dès que le maximum de pression n'est plus hydrostatique, et l'emprisonnement d'air n'entraîne aucun changement dans cette évolution (la courbe étant parfaitement continue). Il est intéressant de noter que la valeur maximale de la pression atteinte lors de l'impact FT est beaucoup plus importante dans le cas de plus grande profondeur (28 contre 13 en valeur relative). Cette valeur de 28 est comparable à la plus grande valeur relative obtenue dans [14] par déferlement d'une onde solitaire de plusieurs mètres se brisant avec une face quasi verticale sur un caisson de digue.

La figure 10 montre l'évolution temporelle de la pression avec le temps pour chaque valeur simulée de  $X_0$  dans les deux cas de hauteur d'eau. Ces valeurs peuvent être séparées en deux groupes. Le premier groupe représenté par des pointillés noirs correspond aux cas où la pression maximale, hydrostatique, est atteinte au fond de l'eau. Ces cas (entre  $X_0 = 0.4m$  et  $X_0 = 0.498$  pour  $h_0 = 18mm$  et entre  $X_0 = 0.5m$  et  $0.6m$  pour  $h_0 = 38mm$ ) ne produisent pas de pics de pression. Le deuxième groupe (tracé avec des lignes continues) rassemble les impacts dits de ballotement. Dans ces cas, la pression maximale n'est pas atteinte au fond de l'eau mais à un point plus haut sur l'obstacle. Les pics ont une durée très courte (environ  $0,01$  s) et leur amplitude augmente à mesure que  $X_0$  augmente.



FIGURE 7 – Impact obtenu après la rupture totale de la vague pour  $h_0 = 18mm$  et  $X_0 = 0.80m$  à  $t = 0.3639$  et  $0.3861s$ .

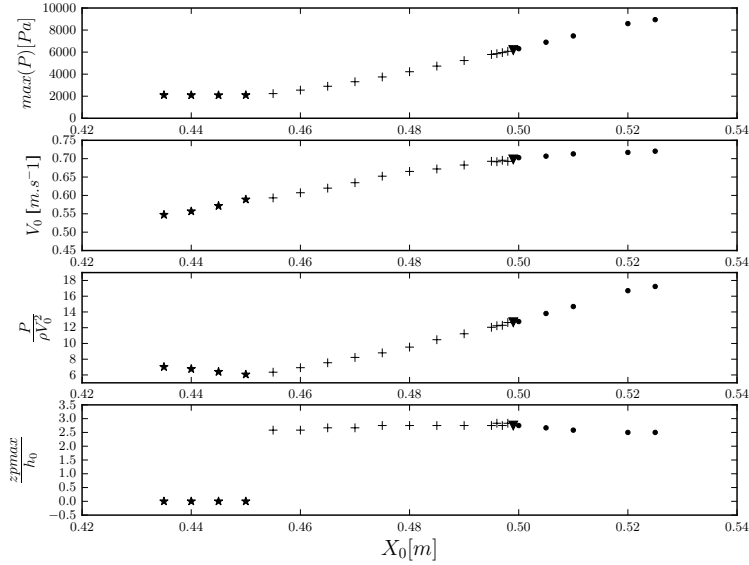


FIGURE 8 – De haut en bas : pression maximale enregistrée sur le mur, vitesse caractéristique, pression maximale non dimensionnelle sur le mur et hauteur d’impact non dimensionnelle versus  $X_0$  pour  $h_0 = 18mm$ . Symboles utilisés : \* pour le procédé hydrostatique (pas de pic de pression), + pour le sloshing,  $\nabla$  pour le flip-through et  $\bullet$  pour l’emprisonnement d’air.

Les pics les plus élevés sont obtenus pour les impacts FT, représentés par des lignes rouges (les cas avec piégeage d’air ne sont pas pris en compte dans ce graphique). On note néanmoins qu’il n’y a pas de véritables changements dans le signal temporel de la pression maximale pour l’impact FT, qui apparaît comme une continuité directe d’impacts de ballotement, y compris en terme de valeur, cette dernière pouvant être déduite d’une simple interpolation linéaire des valeurs précédentes.

## IV – Conclusions

Dans cette étude, des simulations numériques d’impacts par rupture de barrage sur fond mouillé sont proposées. On montre dans un premier temps que le modèle peut reproduire l’interface avant impact de manière relativement précise à condition d’adapter la cinématique de la porte déclenchant la rupture de barrage. L’étude de la dépendance du type d’impact à la position de l’obstacle vis à vis du point de déferlement permet de tirer les résultats suivants :

- Les 4 types d’impacts classiques peuvent être générés par ce procédé de rupture de barrage sur fond mouillé



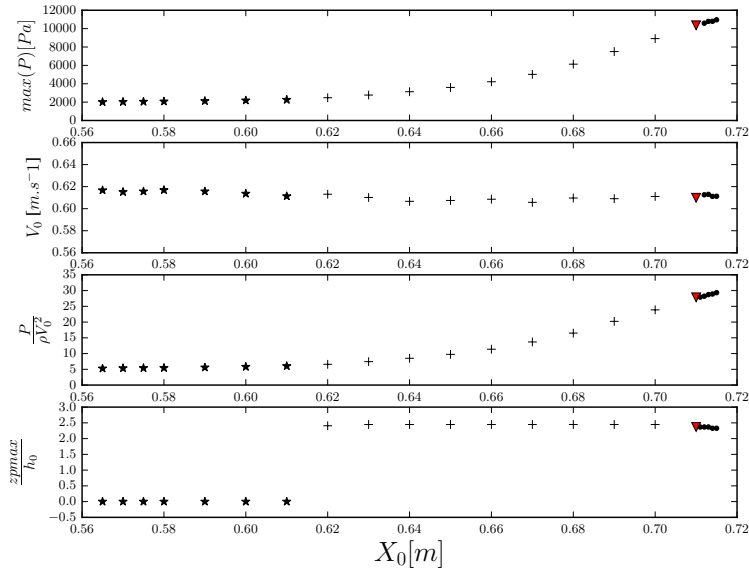


FIGURE 9 – Même légende que la figure précédente avec  $h_0 = 38mm$ .

- Des impacts de type flip-through peuvent exister pour différentes hauteur d'eau aval.
- La valeur de la pression maximale sur le mur est plus importante pour la hauteur d'eau aval la plus grande testée. la valeur de pression maximale obtenue dans ce cas est comparable avec les plus grandes valeurs relatives obtenues dans la littérature.
- l'impact flip-through apparaît dans cette étude comme une continuité directe des impacts de ballotement qui le précèdent.

## Références

- [1] S. Abadie, J. Caltagirone, and P. Watremez. Splash-up generation in a plunging breaker. *C.R.A.S. - mechanics*, Serie II.b :553–559, 1998.
- [2] S. Abadie, D. Morichon, S. Grilli, and S. Glockner. Numerical simulation of waves generated by landslides using a multiple-fluid navier–stokes model. *Coastal engineering*, 57(9) :779–794, 2010.
- [3] L. Brosset, W. Lafeber, H. Bogaert, M. Marhem, P. carden, and J. Maguire. A mark iii panel subjected to a flip-through wave impact : Results from the sloshel project. *Proceeding of the Twenty-first (2011) Internationnal Offshore and Polar Engineering Conference*, pages 84–96, 2011.
- [4] A. Crespo, M. Gómez-Gesteira, and R. A. Dalrymple. Modeling dam break behavior over a wet bed by a sph technique. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering*, 134(6) :313–320, 2008.
- [5] J. Desombre, D. Morichon, and M. Mory. Rans v2-f simulation of a swash event : Detailed flow structure. *Coastal Engineering*, 71 :1–12, 2013.
- [6] B. Ducassou, J. Nuñez, M. Cruchaga, and S. Abadie. A fictitious domain approach

- based on a viscosity penalty method to simulate wave/structure interaction. *Journal of Hydraulic Research*, pages 1–16, 2017.
- [7] K. Goda. A multistep technique with implicit difference schemes for calculating two- or three-dimensional cavity flows. *Journal of Computational Physics*, 30(1) :76–95, 1979.
- [8] F. H. Harlow and J. E. Welch. Numerical calculation of time-dependent viscous incompressible flow of fluid with free surface. *The physics of fluids*, 8(12) :2182–2189, 1965.
- [9] B. Hofland, M. Kaminski, and G. Wolters. Large scale wave impacts on a vertical wall. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(32) :15, 2011.
- [10] I. M. Jánosi, D. Jan, K. G. Szabó, and T. Tél. Turbulent drag reduction in dam-break flows. *Experiments in Fluids*, 37(2) :219–229, 2004.
- [11] O. Kimmoun, A. Ratouis, and L. Brosset. Sloshing and scaling : Experimental study in a wave canal at two different scales. *Proc. 20th Int. Offs. and Polar Engineering Conference*, 2010.
- [12] P. Lubin, S. Vincent, S. Abadie, and J. Caltagirone. Three dimensional large eddy simulation of air entrainment under plunging breaking waves. *Coastal engineering*, 53 :631–655, 2006.
- [13] C. Lugni, M. Brocchini, and O. Faltinsen. Wave impact loads : The role of the flip-through. *Physics of Fluids*, 18 :122101–122118, 2006.
- [14] M. Martin-Medina, S. Abadie, C. Mokrani, and D. Morichon. Numerical simulation of flip-through impacts of variable steepness on a vertical breakwater. *Applied Ocean Research*, 75 :117–131, 2018.
- [15] C. Mokrani and S. Abadie. Conditions for peak pressure stability in vof simulations of dam break flow impact. *Journal of Fluids and Structures*, 62 :86–103, 2016.
- [16] M. Mory, S. Abadie, S. Mauriet, and P. Lubin. Run-up flow of a collapsing bore over a beach. *European Journal of Mechanics-B/Fluids*, 30(6) :565–576, 2011.
- [17] S. Patankar. Numerical heat transfert and fluid flow. *Hemisphere publishing Corporation, New york*, 1990.
- [18] Y.-M. Scolan. Some aspects of the flip-through phenomenon : A numerical study based on the desingularized technique. *Journal of Fluids and Structures*, 26 :918–953, 2010.
- [19] D. Youngs. *Numerical methods for fluid dynamics*. New York American Press, 1982.

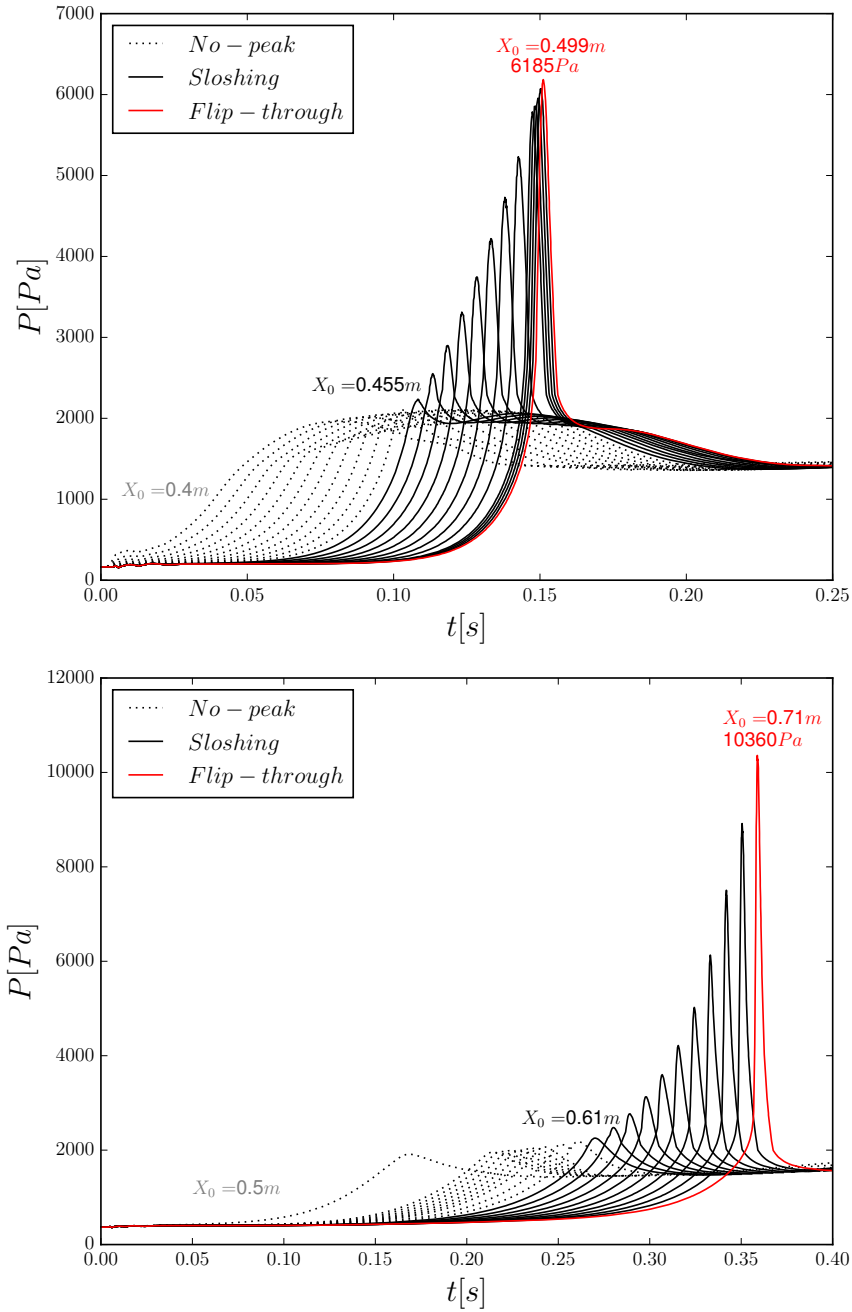


FIGURE 10 – Évolution temporelle de la pression sur le mur pour différentes positions d'obstacles pour les cas de référence  $h_0 = 18\text{mm}$  (en haut) et  $38\text{mm}$  (en bas).