

Modélisation de l'impact des vagues sur un mur vertical : une expérience à grande échelle réalisée en canal hydraulique



**Rapport préparé pour le
Ministère des Transports, de la
Mobilité durable et de l'Électrification
des transports du Québec**

Contrat : R749.1



LHE
Laboratoire hydraulique environnemental

**Centre Eau, terre et
environnement**

**Institut national de la
recherche scientifique**

30 mai 2016

© INRS, Centre - Eau Terre Environnement, 2016
Tous droits réservés

ISBN : 978-2-89146-889-3 (version électronique)

Dépôt légal - Bibliothèque et Archives nationales du Québec, 2018
Dépôt légal - Bibliothèque et Archives Canada, 2018

COLLABORATEURS

Les personnes suivantes ont collaboré à l'analyse des données et à la rédaction du rapport :

- Jannette Frandsen, titulaire de la Chaire en ingénierie côtière et fluviale
- Olivier Gauvin Tremblay, assistant de recherche
- Régis Xhardé, associé de recherche
- Yves Gratton, professeur

Les personnes suivantes ont participé à la préparation des expériences en canal et à la cueillette des données :

- Francis Bérubé, technicien
- Louis-Frédéric Daigle, technicien
- Mathieu Des Roches, ingénieur
- Gino Fontaine, technicien
- Jannette Frandsen, titulaire de la Chaire en ingénierie côtière et fluviale
- Olivier Gauvin Tremblay, assistant de recherche
- Thibault Labarre, assistant de recherche
- Louis-François Ringuet, technicien
- Régis Xhardé, associé de recherche

© 2016, Institut national de la recherche scientifique (INRS)

Le rapport doit être cité comme suit.

Frandsen, J. B., O. Gauvin Tremblay et R. Xhardé, 2016. Modélisation de l'impact des vagues sur un mur vertical : une expérience à grande échelle réalisée en canal hydraulique. Rapport No R1672, INRS-ETE, Québec (Qc): xvii + 117 p.

RÉSUMÉ

Les pressions exercées par les impacts de vagues sur des murs verticaux, sans et avec déflecteur (échelle 1:2), ont été mesurées lors d'expériences physiques réalisées dans le grand canal hydraulique de l'INRS-ETE afin d'améliorer la conception des ouvrages de protection côtière. Un mur expérimental de 2,5 m de haut était installé à l'extrémité d'une plage poreuse et élastique de 25,5 m de long présentant une pente initiale de 1:10. Le matériel constituant la plage consistait en un mélange de sable, de graviers et de galets.

La plupart des tests ont été réalisés alors qu'une protection était installée au pied du mur afin d'isoler la complexité des processus de l'impact du développement d'un affouillement au pied de l'ouvrage. Les pressions maximales mesurées sur le mur et les caractéristiques du jet sont présentées. Les conditions d'entrée consistaient principalement en des vagues régulières qui se transformaient le plus souvent en déferlantes plongeantes dans les faibles profondeurs d'eau à l'avant du mur.

Deux catégories d'impacts ont pu être identifiés comme étant critiques pour la conception du mur : (1) les fronts de vagues de type « mascaret » (impact de type « flip-through ») et (2) les déferlantes plongeantes qui emprisonnent une poche d'air sous la crête de la vague. Un nouveau paramètre d'impact ($x_b h_{wb} / H_b^2$) est proposé afin de distinguer graphiquement ces deux différentes catégories d'impacts. Les pressions sur la structure sont extrêmement localisées, aléatoires et varient rapidement (durées de l'ordre de 10 à 100 ms). Les impacts à faible aération (petite poche d'air) tendent à générer les pressions maximales sur le mur vertical (maximum de 3,3 MPa lors des tests sans déflecteur). Les conditions responsables des pressions maximales sur le mur correspondent à des vagues de longue période, c'est-à-dire de 6 à 8 secondes. Les vagues les plus critiques sont celles à $h_0 = 3,8$ m et $T = 6$ s.

Dans la grande majorité des conditions expérimentées, la configuration du mur équipé d'un déflecteur est très efficace pour dévier l'énergie de la vague vers le large en minimisant les charges structurelles. Cependant, le déflecteur peut occasionnellement encaisser un impact plus violent (maximum de 5,2 MPa). Des vagues irrégulières utilisées comme conditions initiales montrent qu'une faible proportion de vagues cause des impacts violents

sur le déflecteur. Les causes restent encore à éclaircir. Le déflecteur est aussi efficace en termes de franchissement de l'ouvrage. À l'exception des vagues de $T = 8$ s qui représentent un cas particulier de réflexions internes, les débits de débordement sont limités à $1,8 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$.

Puisque les impacts de vague sur le terrain se produisent à un facteur d'échelle de 1:2 par rapport au modèle en canal, les pressions mesurées lors des tests doivent être ajustées afin de correspondre à la réalité. En utilisant la forme générale de la loi de Bagnold-Mitsuyasu, nécessaire pour ce type de phénomène, les pressions maximales mentionnées ci-dessus correspondent à des pressions réelles de 14 MPa (sur le mur) et 25 MPa (sur le déflecteur) pour un mur côtier de 5 à 6 m de haut. Les facteurs d'échelle à appliquer aux pressions mesurées sur le mur et sur le déflecteur, selon cette loi, sont plus grands que ce que prédit la similitude de Froude utilisée pour mettre à l'échelle la géométrie du mur et des vagues.

Des simulations numériques bidimensionnelles ont également été effectuées afin de venir en appui aux expériences en canal ainsi que pour améliorer la compréhension des processus physiques. Les résultats obtenus grâce au modèle numérique sont comparables à ceux obtenus en canal, malgré le fait que le modèle utilise une plage rigide et que les expériences en canal sont réalisées au-dessus d'une plage poreuse et élastique. Ces simulations laissent cependant entrevoir la possibilité que les forces calculées sur le mur expérimental pourraient être sous-évaluées à cause de la résolution spatiale (20 cm par 20 cm) des capteurs de pression. Selon le modèle, la force horizontale sur la structure verticale de 2,5 m de haut pourrait atteindre 1000 à 2000 kN par mètre de mur.

Certains tests ont aussi été réalisés sans protection contre l'affouillement au pied du mur. L'affouillement au pied du mur n'a aucun effet sur les pressions mesurées sur le mur, mais semble diminuer celles sur le déflecteur. Davantage de tests devraient être menés pour comprendre l'effet réel de l'affouillement au pied du mur sur les pressions au niveau de la structure.

Note : les vidéos dans le présent document peuvent être visionnées avec un ctrl+clic sur l'image.

TABLE DES MATIÈRES

COLLABORATEURS.....	ii
RÉSUMÉ.....	iii
TABLE DES MATIÈRES.....	v
LISTE DES FIGURES	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES SYMBOLES.....	xiv
1. Introduction.....	1
2. Méthodologie.....	5
2.1 La plage.....	8
2.2 Le mur avec protection contre l'affouillement.....	9
2.3 Le mur avec déflecteur et protection contre l'affouillement	13
3. Expériences.....	16
3.1 Vagues régulières.....	16
3.2 Vagues irrégulières et spectre de vagues.....	20
3.3 Conditions atmosphériques pendant les expériences	22
4. Résultats et discussion	26
4.1 Types d'impact observés	26
4.2 Pressions et forces sur la structure.....	33
4.2.1 Tests sans déflecteur.....	34
4.2.2 Tests avec déflecteur.....	45
4.2.3 Déformation de la plage et affouillement au pied du mur	52
4.2.4 Tests de vagues irrégulières.....	57
4.3 Effets d'échelle	61

4.4	Débordements	65
4.4.1	Franchissement et débits de débordement	65
4.4.2	Débits de débordement acceptables.....	71
4.4.3	Effets du vent	74
4.5	Simulations numériques	75
5.	Conclusions et recommandations	88
5.1	Conclusions.....	88
5.2	Travaux futurs.....	91
6.	BIBLIOGRAPHIE	93
	Annexe A.....	96
	Annexe B.....	110
	Annexe C.....	111

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Exemples d'impacts de vagues sur une côte (estuaire du St-Laurent).	1
Figure 2. Le grand canal à vague du laboratoire à Québec.....	4
Figure 3. Vue d'ensemble du canal et exemple d'impact de vague sur le mur.	5
Figure 4. Photo instantanée du batteur à vagues et géométrie de l'entrée du canal.....	6
Figure 5. Schéma du mur côtier construit en Gaspésie. Adapté des schémas fournis par le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports.	6
Figure 6. (a) Hauteur du mur testé et niveaux d'eau minimum et maximum lors des tests en canal. (b) Mur gaspésien équivalent ramené à la même échelle. Adapté des schémas fournis par le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports. .	7
Figure 7. Montage expérimental et disposition des instruments de mesure dans le canal hydraulique pour les expériences sans déflecteur.....	11
Figure 8. Vue agrandie du mur testé, avec protection contre l'affouillement. Distribution des capteurs de pression sur le mur : PCB en rouge et Kistler en jaune.....	12
Figure 9. Positionnement des instruments de mesure sur le déflecteur (distances en cm). Distribution des capteurs de pression PCB normaux (en rouge) et à haute pression (en bleu).	14
Figure 10. Montage expérimental et disposition des instruments de mesure dans le canal hydraulique pour les expériences avec déflecteur.....	14
Figure 11. Position des senseurs T1 à T5 dans le jet, en présence du déflecteur.....	15
Figure 12. Diagramme de la théorie des vagues pour les conditions de vagues régulières en canal avant qu'elles n'atteignent la plage. +, $T = 4$ s ; o, $T = 6$ s ; x, $T = 8$ s. Valeurs reliées au plus faible niveau d'eau $h_0 = 3,4$ m (en bleu) et au plus élevé $h_0 = 3,8$ m (en rouge). Les données recueillies se retrouvent dans la zone délimitée en vert. Modifiée d'après Barltrop et Adams (1991).	17
Figure 13. (a) Conditions de vagues aux extrémités du domaine testé. (b) Conditions de vague uniquement rattachées aux impacts critiques pour $h_0 = 3,8$ m. Pour identifier les courbes, se référer au code suivant. $h_0 = 3,8$ m : -, $(H_0, T) = (1,50 \text{ m}, 8 \text{ s})$; -, $(H_0, T) = (1,30 \text{ m}, 6 \text{ s})$; -, $(H_0, T) = (1,25 \text{ m}, 6 \text{ s})$; -, $(H_0, T) = (1,20 \text{ m}, 6 \text{ s})$; $h_0 = 3,4$ m : - -, $(H_0, T) = (1,30$	

m, 4 s). Les lignes verticales indiquent les moments où la réflexion de la première vague (de la couleur correspondante) atteint le batteur (sur le retour).....	18
Figure 14. Interaction des vagues incidentes avec le mur pour $h_0 = 3,8$ m et $H_0 = 1,3$ m. (a) $T = 6$ s et (b) $T = 8$ s. Les lignes verticales rouges indiquent les moments où la réflexion de la première vague atteint le batteur (sur le retour) et les lignes verticales noires indiquent les moments où cette réflexion rejoint le mur (sur une allée subséquente).....	19
Figure 15. Une petite réflexion de vague sert de tremplin à une plus grosse vague incidente et la propulse par-dessus le mur (ctrl+clic sur l'image pour visionner la vidéo).	20
Figure 16. Vagues irrégulières générées par le batteur (T_p versus H_s). +, à l'échelle du modèle (1:2); o, à l'échelle réelle. $h_0 = 3,4$ m ; $h_0 = 3,6$ m ; $h_0 = 3,8$ m. Les frontières inférieures et supérieures respectent la norme IEC-61400-3 (2009).	21
Figure 17. Enveloppe des tests de vagues irrégulières basés sur le spectre de JONSWAP. À l'intérieur de l'enveloppe (courbes noires) se retrouve les spectres des tests ayant causé des impacts critiques (courbes bleues, rouges et vertes).	21
Figure 18. Nombre de tests effectués en fonction de la vitesse moyenne du vent qui soufflait à 10 m au-dessus du canal. La ligne pointillée représente la limite de $2,3$ m s ⁻¹ proposée par Hofland <i>et al.</i> (2010).	24
Figure 19. Rose des vents présentant la direction et l'intensité des vents pour l'ensemble des tests.....	25
Figure 20. Évolution de la température de l'air lors des tests.	25
Figure 21. Définitions des paramètres de déferlement près du mur.	27
Figure 22. Types d'impact de vagues.....	29
Figure 23. Pressions pariétales en fonction du paramètre d'impact. Les pressions sont associées aux différents types d'impact pour une profondeur au pied du mur de 1,27 m et une période de vague de 6 secondes. La hauteur initiale des vagues H_0 varie de 1,2 à 1,3 m.	30
Figure 24. Évolution temporelle typique de pression pour différents types d'impact. (a) Impact à aération élevée avec une poche d'air emprisonnée sous la vague (#53-2), contre le mur. (b) Impact flip-through (#94-2). Les C_i sont les senseurs de pressions sur le mur (voir la Figure 8).	31
Figure 25. Évolution de la pression sur le mur affichant des oscillations de poche d'air (gauche) et aspect de la poche d'air 0,5 m avant l'impact (droite) pour le test #74-11.	32
Figure 26. Vidéo (ctrl+clic sur l'image pour faire jouer) : exemple d'impact flip-through (Test #94).	33

Figure 27. Vidéo (ctrl+clic sur l'image pour faire jouer) : exemple d'impact à faible aération (Test #71). 33

Figure 28. Pressions critiques sur le mur pour $T = 6$ s et (a) $3,4 \text{ m} < h_0 < 3,8 \text{ m}$; (b) $h_0 = 3,8$ m. Les flèches horizontales représentent l'intervalle couvert par les tests..... 35

Figure 29. Impact #71-9 : pression maximale sur la colonne centrale du mur (senseurs C4 à C8)..... 37

Figure 30. Fluctuations de pression (Test #71-9). Vidéo (ctrl+clic sur l'image du centre pour faire jouer). 37

Figure 31. Pressions sur le mur en fonction (a) de la durée du pic de pression (b) du temps de montée..... 38

Figure 32. Pressions sur le mur en fonction du temps de montée. Type d'impact : (a) flip-through ; (b) aération élevée (c) aération faible..... 39

Figure 33. Prédictions des impulsions de pression par le modèle de Cooker & Peregrine (1995) ainsi que celles mesurées dans les expériences. Impact à faible aération (Test #71) et à aération élevée (Test #88). 41

Figure 34. Impact #60-3 amenant la pression de jet la plus élevée, avec $h_0 = 3,6 \text{ m}$, $T = 8$ s et $H_0 = 1,2 \text{ m}$: à gauche, pressions sur le mur (senseurs C3 à C7); à droite, pressions générées par le jet (senseurs T1 à T5). 42

Figure 35. Forces de réaction associée à la distribution de pression sur le mur (surface rouge). F_x et M_o représentent respectivement la force horizontale et le moment associés à cette réaction. 43

Figure 36. Force maximale enregistrée lors des tests sans déflecteur. Impact #92-2, avec $h_0 = 3,8 \text{ m}$, $T = 6$ s et $H_0 = 1,25 \text{ m}$ 44

Figure 37. Courbe de force typique d'un impact à aération élevée (#93-11). 45

Figure 38. Pressions critiques (à partir des PCB) sur le mur avec déflecteur pour (a) $T = 4$ s et (b) $T = 6$ s. Les flèches indiquent l'étendue des tests pour chaque profondeur. 47

Figure 39. Impact générant les pressions les plus élevées sur le déflecteur (impact #110-4). 48

Figure 40. Vidéo de l'impact #110-4 montrant le déferlement. 48

Figure 41. Vidéo de l'impact #110-4 montrant le jet dévié par le déflecteur..... 49

Figure 42. Fluctuations de pression sur le mur et le déflecteur (test #110-4). Vidéo (ctrl+clic pour faire jouer). 50

Figure 43. Forces maximales enregistrées sur le déflecteur, pour l'impact #104-2. 51

Figure 44. Profil de plage #162 relevé à la fin de la journée du 29 octobre 2015, après 9 séries d'impacts réalisés avec $T = 4$ s, $h_0 = 3,8$ m et $1,25 \leq H_0 \leq 1,55$ m, chaque série d'impacts comptant 15 vagues. Une barre de déferlement de 0,15 m de haut se développe à 1 m du mur, à la limite des plaques de protection. Le creux le plus marqué du profil (-0,04 m) est observé à 7 m du mur tandis que la barre la plus marquée (+0,25 m) est observée à 8 m. La ligne en pointillés indique la pente initiale de 1:10..... 53

Figure 45. Profil de plage #129 relevé à la fin de la journée du 23 octobre 2015, après 7 séries d'impacts réalisés avec $T = 6$ s, $h_0 = 3,8$ m et $1,25 \leq H_0 \leq 1,55$ m, chaque série d'impacts comptant 15 vagues. Une barre de déferlement de 0,08 m de haut se développe à 1 m du mur, à la limite des plaques de protection. Le creux le plus marqué du profil (-0,10 m) est observé à 10 m du mur tandis que la barre la plus marquée (+0,35 m) est observée à 9 m. La ligne en pointillés indique la pente initiale de 1:10..... 54

Figure 46. Profil de plage #169 relevé à la fin de la journée du 30 octobre 2015, après 7 séries d'impacts réalisés avec $T = 8$ s, $h_0 = 3,8$ m et $1,25 \leq H_0 \leq 1,35$ m, chaque série d'impacts comptant 15 vagues. Une barre de déferlement de 0,06 m de haut se développe à 1,5 m du mur, à la limite des plaques de protection. Le creux le plus marqué du profil (-0,31 m) est observé à 9 m du mur tandis que la barre la plus marquée (+0,51 m) est observée à 10 m. La ligne en pointillés indique la pente initiale de 1:10..... 54

Figure 47. Profil de plage #211 relevé à la fin de la journée du 09 novembre 2015, après 2 séries d'impacts réalisés avec $T = 6$ s, $h_0 = 3,4$ m et $H_0 = 1,25$ m, chaque série d'impacts comptant 10 vagues. Les systèmes de barres d'avant-côte n'ont pas encore eu le temps de se développer le long du profil mais un affouillement significatif de 0,27 m est déjà présent au pied du mur. La ligne en pointillés indique la pente initiale de 1:10..... 55

Figure 48. Proportion d'impacts non négligeables en fonction de la hauteur significative et de la période modale pour les tests de vagues irrégulières..... 58

Figure 49. Paramètres de similitude dans l'étude des vagues..... 61

Figure 50. Procédure de mise à l'échelle à l'aide d'un exemple provenant d'une pression critique sur le mur. La pression maximale est ramenée à l'échelle réelle en considérant un facteur d'échelle de 1:2 et de 1:4 entre le mur en canal ($h_{mur} = 2,5$ m) et le mur sur le terrain. 64

Figure 51. Procédure de mise à l'échelle à l'aide d'un exemple provenant d'une pression critique sur le déflecteur. La pression maximale est ramenée à l'échelle réelle en considérant un facteur d'échelle de 1:2 et de 1:4 entre le mur en canal ($h_{mur} = 2,5$ m) et le mur sur le terrain. 64

Figure 52. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 66

Figure 53. Débit moyen de débordement q en fonction de la période des vagues T 67

Figure 54. Débit moyen de débordement q en fonction de l'élévation du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m 67

Figure 55. Débit moyen de débordement q en fonction de la profondeur relative au pied du mur H_0/h_w 68

Figure 56. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 et de la hauteur du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m pour des vagues de période $T = 4$ s. 68

Figure 57. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 et de la hauteur du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m pour des vagues de période $T = 6$ s. 69

Figure 58. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 et de la hauteur du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m pour des vagues de période $T = 7$ s. 69

Figure 59. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 et de la hauteur du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m pour des vagues de période $T = 8$ s. 70

Figure 60. Valeurs des débits de débordements pour assurer la sécurité routière et structurelle d'après le manuel de génie côtier américain (USACE, 2006). 72

Figure 61. Évolution des pressions pour un impact flip-through à cinq endroits différents alignés verticalement. En haut, les résultats expérimentaux pour les capteurs C3 à C7. En bas, les pressions calculées numériquement aux endroits correspondant à la position des cinq capteurs. À noter la différence entre les deux échelles verticales. 78

Figure 62. Évolution des pressions pour un impact à aération élevée à cinq endroits différents alignés verticalement. En haut, les résultats expérimentaux pour les capteurs C3 à C7. En bas, les pressions calculées numériquement aux endroits correspondant à la position des cinq capteurs. À noter la différence entre les deux échelles verticales. 79

Figure 63. Contour de pression (en kPa) en fonction de la position verticale et du temps pour un impact flip-through. 80

Figure 64. Lors de l'impact flip-through, le creux et la crête de la vague converge vers le même point et se rencontre (ctrl+clic pour accéder à l'animation). 81

Figure 65. Contour de pression (en kPa) en fonction de la position verticale et du temps pour un impact à aération faible. Une pression maximale de 2677 kPa est atteinte. 82

Figure 66. Contour de pression (en kPa) en fonction de la position verticale et du temps pour un impact à aération élevée.....	82
Figure 67. Contour de pression (en kPa) d'un impact à aération élevée montrant les oscillations de la poche d'air (ctrl+clic pour accéder à l'animation).....	84
Figure 68. Évolution temporelle de la force horizontale s'appliquant sur le mur pour un impact à aération faible. Les pressions correspondantes se trouvent à la Figure 65.	84
Figure 69. Champ de vitesse $ V $ autour d'un déflecteur suivant un impact de vague (ctrl+clic pour accéder à l'animation).....	85
Figure 70. Aperçu des forces sur un déflecteur déviant un jet généré par un impact de vague sur la structure côtière.	86
Figure C1. Domaine de calcul et conditions limites pour les simulations d'impact de vagues. L'échelle horizontale est compressée d'un facteur quatre par rapport à l'échelle verticale.	114
Figure C2. Vue d'ensemble du maillage choisi, autour du mur côtier (au sommet de la plage, vis-à-vis la bande noire plus dense).....	116
Figure C3. Vue rapprochée du maillage choisi superposé au contour initial de phase (le bleu représente l'eau et le rouge représente l'air) montrant l'interface (située à 1,3 m au-dessus du pied du mur) et le degré de raffinement du maillage.....	117

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Spécifications techniques des instruments utilisés pour mesurer les paramètres hydrodynamiques.	10
Tableau 2. Conditions et paramètres utilisés pour la génération des vagues irrégulières.....	23
Tableau 3. Fréquence naturelle des cinq premiers modes de vibration du mur fixé aux parois du canal.....	32
Tableau 4. Statistiques d'impact pour les tests sans déflecteur. Données provenant des capteurs PCB et Kistler.....	36
Tableau 5. Caractéristiques de deux déferlantes conjointement au calcul des pressions d'impulsion.....	40
Tableau 6. Forces maximales et significatives (20% des plus hautes) selon différents types d'impact pour $h_0=3,8$, $T=6$ s.	44
Tableau 7. Pressions et forces significatives sur le déflecteur pour les impacts non négligeables ($P_d > 800$ kPa). Le symbole * indique qu'il y a moins de cinq tests non négligeables.	47
Tableau 8. Comparaison des pressions et des forces significatives mesurées sur le déflecteur lors des tests avec et sans protection contre l'affouillement pour $T = 6$ secondes.	56
Tableau 9. Comparaison des pressions significatives sur le mur avec déflecteur pour les tests avec et sans protection contre l'affouillement pour $T = 6$ secondes. Les données proviennent des capteurs PCB uniquement.	57
Tableau 10. Analyse statistique des impacts de vagues irrégulières sur le mur à partir de la colonne centrale (capteurs Kistler).....	60
Tableau 11. Valeurs limites des débits de débordement pour assurer la sécurité routière et structurelle d'après le manuel EurOtop (Pullen et al., 2007)	73
Tableau 12. Pics de pression maximaux mesurés sur le mur lors des tests expérimentaux et numériques pour différents types d'impact.....	76
Tableau C1. Séquence des pas de temps dans une simulation typique.....	113
Tableau C2. Pics de pression associés aux différents maillages testés. Les paramètres de vagues sont gardés constant, à savoir $h_0 = 3,8$ m, $T = 6$ s et $H_0 = 1,3$ m.	115

LISTE DES SYMBOLES

Symboles romains

g	Constante gravitationnelle ($9,81 \text{ m s}^{-2}$).
f	Fréquence des vagues.
f_p	Fréquence modale du spectre de vague.
f_n	Fréquence naturelle de la structure.
Fr	Nombre de Froude.
F_x	Force horizontale sur le mur ou le déflecteur.
F_y	Force verticale sur le mur ou le déflecteur.
h_{mur}	Hauteur du mur testé.
h_{wb}	Profondeur d'eau au mur lors du déferlement.
h_{w0}	Profondeur d'eau initiale au mur.
h_0	Profondeur d'eau initiale dans le canal.
H_0	Hauteur de la vague incidente au large (au générateur à vagues).
H_{max}	Hauteur maximale de la vague.
H_b	Hauteur de la déferlante.
H_s	Hauteur significative des vagues
I	Impulsion.
L	Longueur d'onde des vagues pour des vagues individuelles et régulières.
M_0	Moment de réaction dû à la pression sur le mur ou le déflecteur.
\check{P}	Pression adimensionnelle.
P_w	Pression sur le mur.
P_d	Pression sur le déflecteur.
P_l	Impulsion de pression.
P_{Jver}	Pression générée par le jet vertical.

P_s	Pression significative
t	Temps.
t_r	Temps de montée du pic de pression.
t_p	Durée du pic de pression.
t_{tot}	Durée totale de l'impact.
S	Facteur d'échelle.
T	Période des vagues pour des vagues individuelles et régulières.
T_p	Période modale pour des vagues irrégulières.
U_r	Nombre d'Ursell.
u_c	Vitesse de la crête de la vague.
V_{ref}	Vitesse horizontale de référence dans la colonne d'eau.
V_R	Vitesse verticale du jet.
x	Distance horizontale (axe dans la direction longitudinale du canal).
x_b	Distance horizontale entre le point de déferlement et le mur.

Abbreviations

JONSWAP	Joint North Sea Wave Project.
HVE	Hauteur des vives eaux
NME	Niveau moyen de l'eau.

Symboles grecs

η_{max}	Amplitude maximale des vagues.
Φ	(= $F(\check{P})$) Fonction de mise à l'échelle à partir de la pression \check{P} .
ν	Viscosité cinématique (μ/ρ).
ρ	Masse volumique (eau : 1025 kg m^{-3} ; air : 1.23 kg m^{-3}).
θ	Pente de la plage.

Indice

p Prototype.

m Modèle.

Autres

- # Numéro du test suivi du numéro d'impact
(par exemple, #71-6 fait référence au 6e impact du test #71).

1. Introduction

Ce travail s'inscrit dans une série d'efforts pour protéger les côtes et les infrastructures côtières du Québec. La prédiction de l'action des tempêtes sur les ouvrages, du franchissement des vagues et des débordements est d'intérêt suite à la défaillance d'infrastructures côtières lors d'événements extrêmes, comme illustré à la Figure 1.



Figure 1. Exemples d'impacts de vagues sur une côte (estuaire du St-Laurent).

Les distributions de pression sur des murs côtiers suite à des impacts de vagues sont étudiées dans le but de faciliter et de garantir leur conception. Les pressions de courte durée générées par les vagues et les jets verticaux varient de façon aléatoire et sont localisées à des endroits précis et restreints. Les impacts de vagues sont des processus complexes, en particulier à cause des variations rapides de pression dans le temps et l'espace et de l'incertitude du rôle joué par l'air entraîné sous la crête des vagues (Peregrine, 2003; Kiger et Duncan, 2012). Le but des murs côtiers étant aussi de limiter le débordement des vagues sur la côte, ce travail vise également à étudier un type de déflecteur et ses effets sur l'ensemble de l'infrastructure.

Peu d'expériences d'impacts de vagues à grande échelle ont été réalisées par le passé. Dans ce qui suit, trois expériences menées par d'autres équipes de recherche sont mises en évidence. Celles-ci ont été réalisées soit sans plage dans le grand canal extérieur de Deltares (200 m de longueur, 5 m de largeur et 7 m de profondeur) à Marknesse aux Pays-Bas (Hofland *et al.*, 2010) ou soit dans le grand canal intérieur GWK (320 m de longueur,

5 m de largeur et 7 m de profondeur) du FZK (Coastal Research Center), une institution mettant en collaboration la Leibniz Universität d'Hannovre et la Technische Universität de Braunschweig en Allemagne.

Bullock *et al.* (2007) ont réalisé des expériences sur les impacts de vagues dans le canal d'Hannovre sur un mur (échelle 1:4) muni de 13 capteurs de pression et situé au sommet d'un monticule de galets grossiers de 21 m de long et de 3 m de haut (suivant donc une pente moyenne de 1:7). Le mur de 3 m de haut comportait une colonne de quatre capteurs de pression espacés de 0,45 m spécialement conçu pour mesurer les pressions (jusqu'à 4 MPa) et les niveaux d'aération en même temps. Il comportait également une seconde colonne de 9 capteurs de pression Druck PDCR 800 (qui ne sont plus produits) pouvant lire des pressions jusqu'à 1,5 MPa. Basé sur plusieurs séries de 20 vagues projetées contre le mur, une pression pariétale maximale de 3,5 MPa avec un temps de montée de 1,2 ms a été mesurée. Ce pic de pression a été engendré par un impact à faible aération au sein d'un train de vagues régulières de hauteur initiale $H_0=1,35$ m et de période $T=8$ s se dirigeant vers un mur immergé de 1,25 m d'eau, correspondant à une profondeur dans le canal de $h_0=4,25$ m.

D'autres expériences à grande échelle se rapprochant davantage des expériences présentées dans ce rapport ont été menées par Hofland *et al.* (2010) dans le canal de Marknesse. Elles se tenaient dans le contexte du projet SlosHel qui développe des solutions pour la mise en place de réservoirs de gaz naturel liquéfié (Lafeber *et al.*, 2012). Aucune plage n'était utilisée dans le montage expérimental. Des vagues focalisées frappaient un mur vertical de 9 m de haut situé à 145,2 m du générateur à vagues. Le mur comportait 23 capteurs de pression échantillonnant à 25 ou 50 kHz. Un système relativement dense de capteurs optiques était installé sur un mur latéral pour capturer et enregistrer les caractéristiques des déferlantes. Un pic de pression maximal de 2,7 MPa a été enregistré, avec un temps de montée plus petit que 0,5 ms.

Des déflecteurs ont également été testés dans le canal d'Hannovre (Stagonas *et al.*, 2014), en utilisant un panneau de « micro capteurs » pour mesurer les pressions pariétales. Une plage de 33 m de long et de pente 1:10 était construite en avant du mur, placé à 243 m du générateur à vagues. Trois déflecteurs différents ont été testés, avec le même rayon de courbure et des angles de déviation de 48°, 70° et 90°. Le plus petit a une largeur de 20 cm et une hauteur de 45 cm. Derrière le panneau aux multiples points de détection intégré au déflecteur, huit capteurs de pression « standards » sont installés. Huit autres capteurs sont

installés sur le mur vertical. Ces seize capteurs échantillonnaient à 5 kHz. Combinés à une caméra haute vitesse, trois bandes étaient fixées le long du déflecteur pour étudier l'épaisseur et la vitesse du jet. Une vitesse maximale de l'ordre de 40 m s^{-1} a été observée pour le déflecteur de 70° (Shiravani *et al.*, 2014) et des forces sur le déflecteur entre 6 et 9 kN ont pu être constatées. Les vagues avaient initialement une hauteur de $H_0 = 0,6 \text{ m}$ et une période entre 6 et 8 s pour une profondeur de canal de $h_0 = 4,1 \text{ m}$. Jaime *et al.* (2014) ont plus tard rapporté que pour certains impacts, le déflecteur était soumis à des pressions 60% plus élevées que sur le mur vertical. Toutefois, il n'a pas été établi précisément quelles étaient les pressions maximales et quels types d'impacts les avaient générées.

En plus des trois expériences mises en évidence précédemment, Cuomo *et al.* (2010) ont effectué des tests similaires aux nôtres, mais avec des vagues irrégulières uniquement, dans le grand canal CIEM/LIM à Barcelone afin de quantifier les effets d'échelle et de comparer différentes méthodes (analytiques et empiriques) de prédiction des forces d'impact sur un mur côtier. Contrairement aux présentes expériences, la plupart de leurs tests ont été effectués sur un mur légèrement incliné (10:1) et la hauteur significative des vagues était limitée à $0,22 < H_s < 0,67 \text{ m}$. Il existe également des études menées à plus petite échelle sur le même sujet notamment par Oumeraci *et al.* (2001) qui ont publié un ouvrage de référence à la suite du projet PROVERBS. Celui-ci fournit des lignes directrices pour la conception de digues. On y retrouve entre autres des méthodes pour déterminer les conditions de vagues à étudier pour un site donné et des résultats de tests d'impacts de vague pour estimer les forces sur la structure. Enfin, afin de mieux comprendre la physique entourant les impacts de vagues, Oumeraci *et al.* (1993) ont classifié et analysé différents types d'impact sur un mur vertical provenant de déferlantes. Ils ont observé que la distribution spatiale et temporelle des pressions sur le mur dépend du type d'impact et de ce fait, permet de prédire l'ampleur des forces.

Ce rapport quant à lui décrit les expériences à grande échelle d'impacts de vagues menées dans le nouveau canal à vague de l'INRS-ETE à Québec (Figure 2). Les expériences sont menées en lien avec certains problèmes rencontrés par des ouvrages de protection côtière dans l'estuaire du St-Laurent, en Gaspésie. Toutefois, étant donné la complexité de la physique des impacts de vagues, il est aussi possible d'étudier la problématique de façon plus générale afin de fournir des outils qui pourront servir ailleurs qu'au site associé. La géométrie du mur vertical testé et les conditions de vagues et de niveaux d'eau utilisées correspondent à une échelle de 1:2 par rapport aux ouvrages gaspésiens et les conditions

qui prévalent sur la côte. Suivant cette échelle, le déflecteur étudié en canal est cependant plus petit que celui construit sur le site réel.

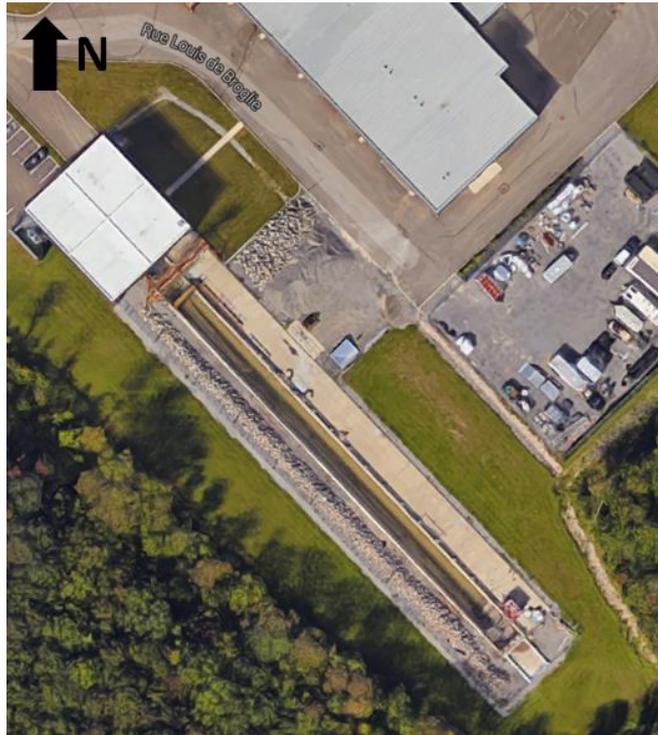


Figure 2. Le grand canal à vague du laboratoire à Québec.

Il est à noter que préalablement aux tests présentés ici, d'autres tests d'impacts de vagues ont été réalisés à l'automne 2014. Les impacts se faisaient sur un mur vertical sans protection contre l'affouillement installé en haut d'une plage poreuse et élastique de pente 1:10. Comme détaillé dans le rapport d'étape du projet actuel (R749.1), de courts trains de vagues composés de trois crêtes étaient générés dans 3,8 m d'eau et selon une période de 6 s. Lors de ces tests, un affouillement important au pied du mur et légèrement en amont a été constaté, affectant significativement la vague déferlante et subséquemment les pressions engendrées sur le mur. C'est pourquoi il a été décidé d'élargir la banque de données déjà existantes en effectuant des tests d'impact avec une protection contre l'affouillement.

2. Méthodologie

Les tests d'impacts de vagues sur un mur vertical ont été réalisés au Laboratoire hydraulique environnemental de l'INRS-ETE à l'automne 2015. Les installations sont situées dans le Parc technologique de Québec, à l'extérieur, comme l'illustre la Figure 3. La section du canal est de 5 m par 5 m. Avec le mur côtier en place, la longueur du canal est de 111,5 m, du batteur à vagues en position statique jusqu'au mur.



Figure 3. Vue d'ensemble du canal et exemple d'impact de vague sur le mur.

Le canal a été conçu de façon à pouvoir générer à la fois des vagues et des courants, comme l'indique la Figure 4. Ici, les impacts sur le mur d'essai sont produits uniquement par des vagues. Étant donnée la présence de la marche (changement de profondeur) en avant du batteur, l'amplitude des vagues générées est atténuée et des perturbations sont ajoutées au signal de vague. Ces perturbations se dissipent au fur et à mesure que la vague progresse. Cette dernière réussit à se stabiliser le temps d'atteindre le pied de la plage, situé à 86 m du batteur.

Il est attendu que la grandeur réelle du mur se situe autour de 6 m. Un schéma du design pour ces ouvrages spécifiques à la Gaspésie est présenté à la Figure 5. Ces dimensions ont été établies en tenant compte d'un niveau d'eau sur une période de récurrence de 75 ans (2,5 m) et d'un rehaussement du niveau moyen des mers de 0,3 m pour le siècle prochain, soit un total de 2,8 m. L'élévation du mur est établie à 5,5 m et le pied du mur se situe entre -1 et 0 m dépendamment de l'emplacement le long de la côte.

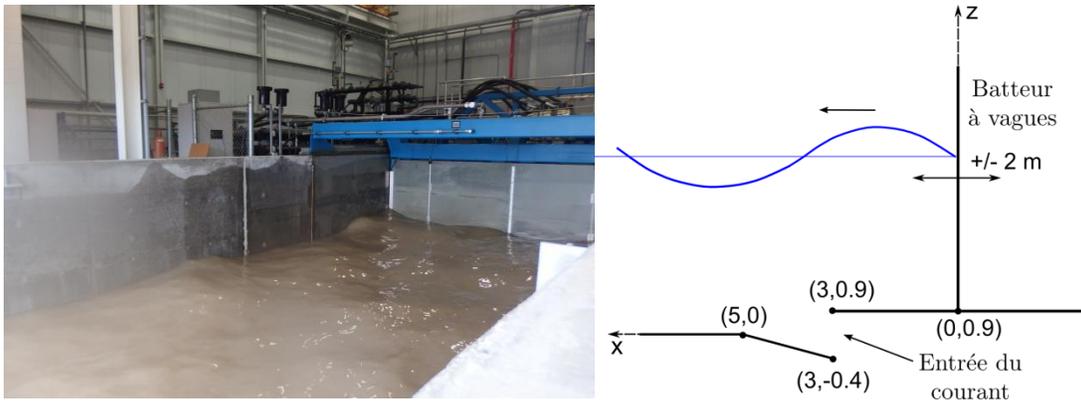


Figure 4. Photo instantanée du batteur à vagues et géométrie de l'entrée du canal.

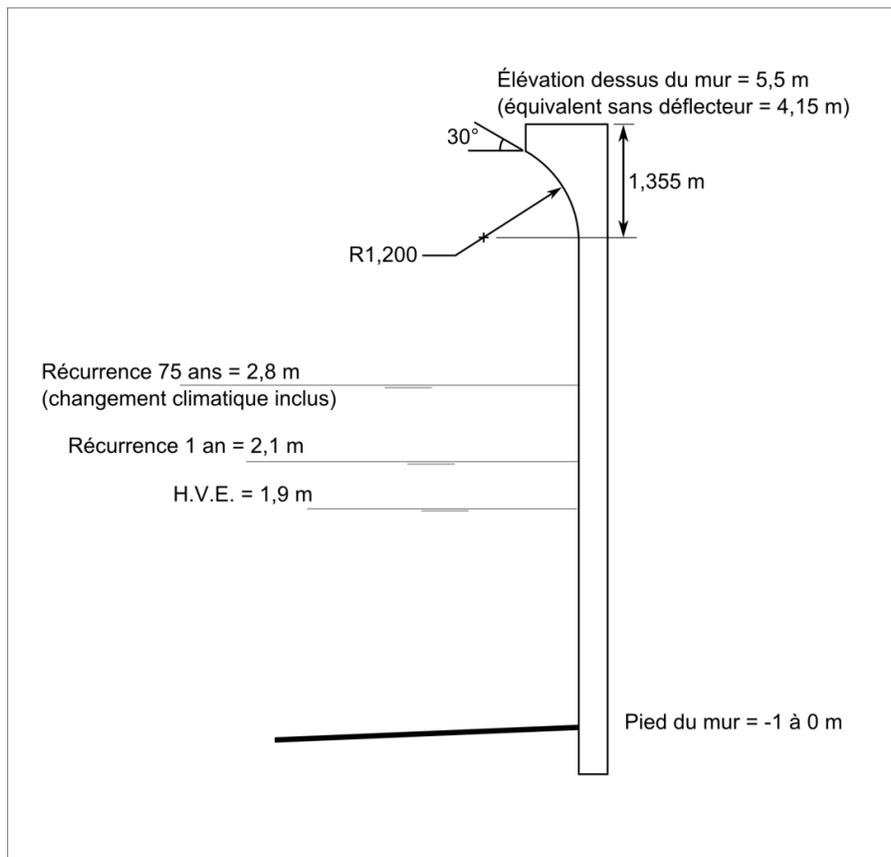


Figure 5. Schéma du mur côtier construit en Gaspésie. Adapté des schémas fournis par le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports.

Les expériences dans les installations de l'INRS-ETE se font à échelle réduite. Une simplification du mur testé, s'apparentant à celle de la Figure 5, est présentée à la Figure 6a

avec les niveaux d'eau minimum et maximum étudiés. Cette configuration correspond à peu de choses près à un rapport d'échelle de 1:2. La Figure 6b illustrant le mur côtier gaspésien ramené à une échelle 1:2 en témoigne.

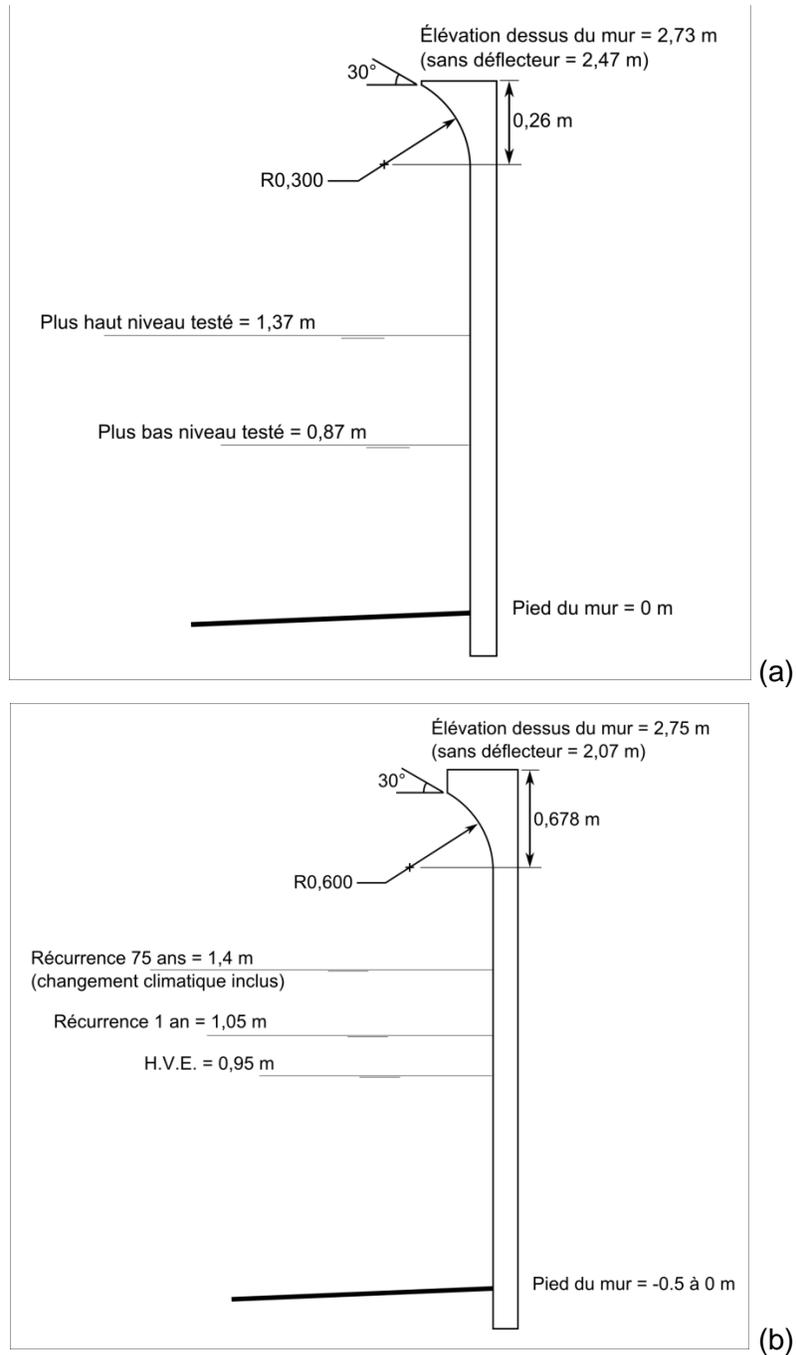


Figure 6. (a) Hauteur du mur testé et niveaux d'eau minimum et maximum lors des tests en canal. (b) Mur gaspésien équivalent ramené à la même échelle. Adapté des schémas fournis par le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports.

Une différence subsiste entre les deux schémas de la Figure 6 au niveau du déflecteur. Bien que la hauteur totale de la structure soit équivalente (toujours à l'échelle 1:2), le déflecteur testé en canal est plus petit. Il faudra en tenir compte dans l'estimation des forces. En effet, un rayon de courbure plus petit risque d'engendrer des pressions plus élevées sur le déflecteur. Un déflecteur moins large (vue de côté) peut également laisser une plus grande quantité d'eau franchir le mur.

Comme il en sera question à la prochaine section, un certain intervalle de hauteurs de vague a été testé afin de produire majoritairement des déferlantes plongeantes près du mur et ainsi engendrer des impacts critiques sur celui-ci. Les vagues avaient au pied de la plage (à 26 m du mur) une hauteur comprise entre 0,7 et 1,6 m et une période de 4 à 8 secondes. En conservant la similitude en termes du nombre de Froude, ces vagues correspondent à une échelle de 1:2 à des vagues réelles de 1,4 à 3,2 m de haut et de période allant de 5,7 à 11,3 secondes. Des études préliminaires effectuées à l'hiver 2015 dans le cadre d'un cours tenu à l'INRS-ETE laissent entrevoir que la hauteur significative des vagues de tempête à environ 50 m des côtes gaspésiennes se situerait autour de 2 m, soit une hauteur de 2,5 m environ en considérant la moyenne des 10% les plus hautes. Toujours selon cette étude, la période varierait quant à elle entre 8 et 10 secondes.

2.1 La plage

Lors des tests, les vagues gravissent une plage de pente 1:10. La plage est constituée en surface d'une couche poreuse et « élastique » composée de matériaux granulaires tels que du sable (31,8%), du gravier (67,5%) et de l'argile (0,7%). Le diamètre moyen des sédiments D50 est d'environ 12 mm. D'un point de vue pratique, ces matériaux sont disponibles sur le territoire même du Québec. La plage utilisée est relativement absorbante et il est envisageable qu'une partie de l'énergie des vagues se dissipe avant qu'elles n'atteignent la structure. C'est d'ailleurs la raison pour laquelle ces matériaux sont utilisés dans un contexte de protection côtière par rechargement de plage. Certaines caractéristiques de ce type de mélange sont présentées par Frandsen *et al.* (2016) suite à des expériences dans les mêmes installations. Comme mentionné précédemment, la plupart des tests sont effectués avec une plaque d'acier installée au pied du mur et épousant la pente de la plage pour limiter l'affouillement dans cette zone (voir Figure 2.3). Les profils de plage ont été mesurés à la fin de chaque test pour connaître la déformation engendrée par le passage des vagues.

2.2 Le mur avec protection contre l'affouillement

Une vue d'ensemble du montage expérimental pour les tests sans déflecteur est présentée à la Figure 7 et les spécifications techniques des instruments sont énumérées au Tableau 1. Pour ces tests, la plaque limitant l'affouillement est en place en tout temps (Figure 8). La structure testée est installée à l'extrémité du canal. La portion centrale de ce mur vertical est composée d'une plaque d'aluminium de 25,4 mm d'épaisseur à l'avant et de poutrelles d'acier à l'arrière pour rigidifier la plaque. Cette portion du mur a une hauteur de 2,47 m, une largeur de 1,22 m et pèse près de 725 kg. Initialement, 27 capteurs de pression sont installés sur la plaque d'aluminium et disposés en trois colonnes. À son sommet, une petite barre de métal supportant cinq capteurs de pression est fixée à 15 cm du centre, perpendiculairement au mur (Figure 8), afin de mesurer les pressions engendrées par le jet provenant de l'impact. Les portions extérieures de la structure, installées de chaque côté de la partie instrumentée afin de couvrir toute la largeur du canal, sont faites de plaques d'acier de 12,7 mm et sont également renforcées à l'arrière. Le tout est en fait conçu pour se comporter comme une plaque rigide (déformations négligeables). Un accéléromètre est fixé sur la plaque centrale pour s'en assurer. En somme, la structure a une épaisseur totale de 0,44 m, mesurée de la surface de test jusqu'à la paroi intérieure du canal hydraulique en béton. L'espace laissée entre la structure et le mur du canal est utilisée pour cacher et protéger les câbles électriques des appareils de mesure.

Parmi les 27 capteurs de pressions sur le mur, il y a 22 capteurs de marque PCB à haute pression (modèle 113B24 d'une capacité de 13 790 kPa) et 5 capteurs de marque Kistler (modèle 4073A50 d'une capacité maximale de 12 500 kPa). Ceux-ci sont espacés de 20 cm en hauteur et en largeur. À notre connaissance, c'est la plus haute résolution utilisée jusqu'ici pour ce genre d'expérience. De plus, des capteurs PCB à haute pression sont utilisés en partie sur le déflecteur avec des capteurs « standard » (modèle 113B26 d'une capacité maximale de 6895 kPa) et sur de petites barres placées au-dessus pour mesurer les pressions du jet. Sur la petite barre perpendiculaire mentionnée plus haut, les capteurs sont espacés de 3,3 cm. Les capteurs Kistler sont des appareils de type piezo-résistif tandis que les PCB sont des appareils de type piezo-électrique. Ces derniers ont un temps de réponse très court, mais présentent une dérive dans leur signal de pression et sont non-compensés en température. Les capteurs Kistler sont compensés en température, mais ils sont quatre fois plus chers à l'achat. Comme il sera question dans le chapitre 4, la dérive thermique peut

affecter significativement les mesures de pression au point de faire en sorte que les capteurs PCB enregistrent des pressions plus faibles que les capteurs Kistler. Cette caractéristique a été prise en compte dans l'analyse et l'interprétation des résultats. La totalité des capteurs de pression sont reliés à un système d'acquisition à haute fréquence échantillonnant à 125 kHz.

Tableau 1. Spécifications techniques des instruments utilisés pour mesurer les paramètres hydrodynamiques.

Type de mesure	Type d'appareil	Instrument	Lieu	Fréquence [Hz]	Résolution	Exactitude	Portée
Niveau d'eau	Acoustique	MASSA	Canal	6000	0,025 cm	0,10%	4 m
		General Acoustics	Canal	20	0,036 cm	0,10%	1.2 m
	Câblage	Jauge capacitive	Canal	6000	0,75 cm	0,15%	N/A
	Pression	General Electric	Canal	6 000	N/A	0,04%	34,5 kPa
Pression	Piézo-électrique	PCB	Mur	125 000	0,035 kPa	N/A	13,8 MPa
	Piézo-électrique	PCB	Mur	125 000	0,014 kPa	N/A	6,9 MPa
	Piézo-résistif	Kistler	Mur	125 000	N/A	< 0,3%	5 MPa
Vibration		Accéléromètre CTC	Mur	125 000	N/A	N/A	50 g
Vitesse	Acoustique	Aquadopp	Canal	1	2,5 cm	1%	4 m

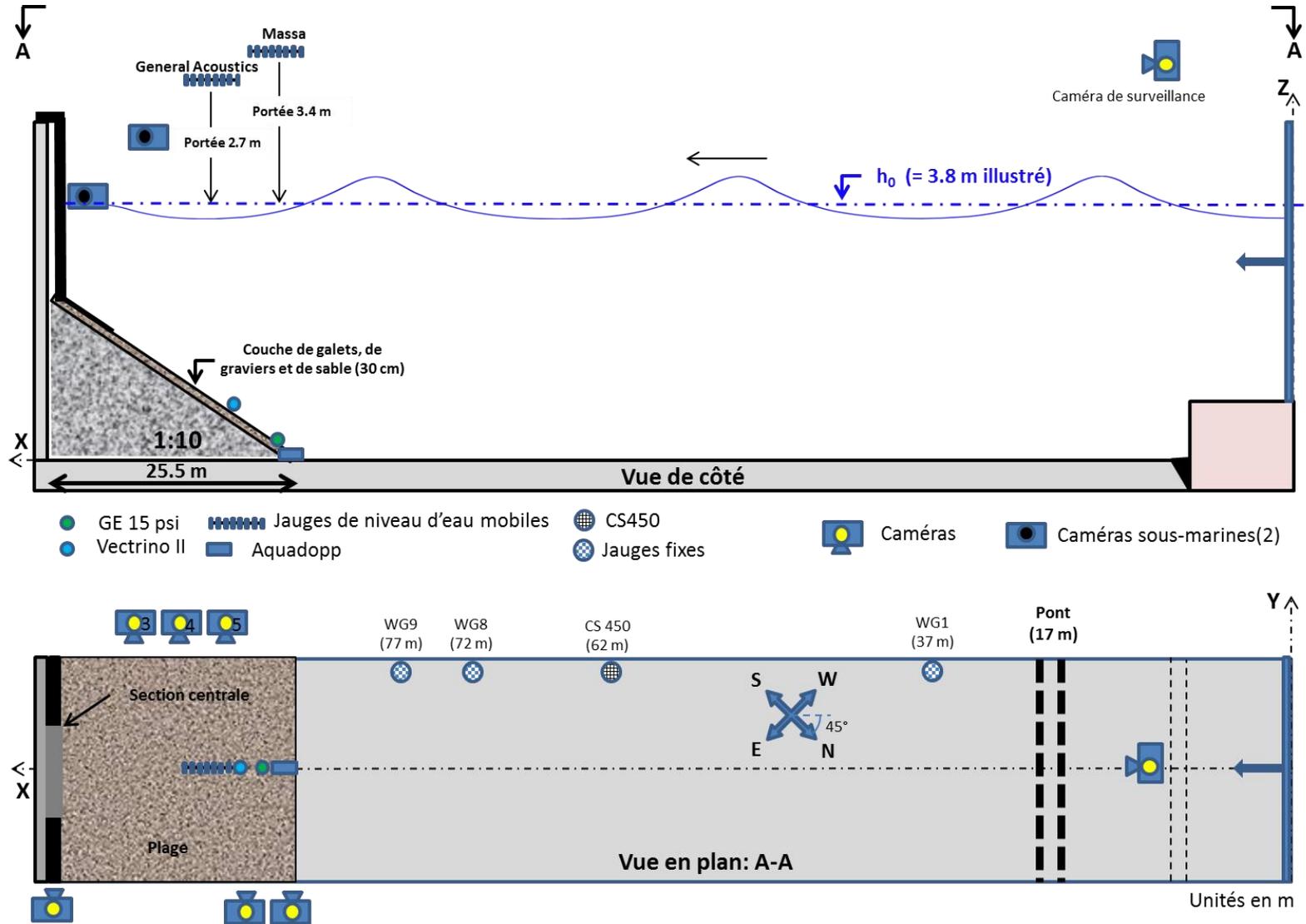


Figure 7. Montage expérimental et disposition des instruments de mesure dans le canal hydraulique pour les expériences sans déflecteur.

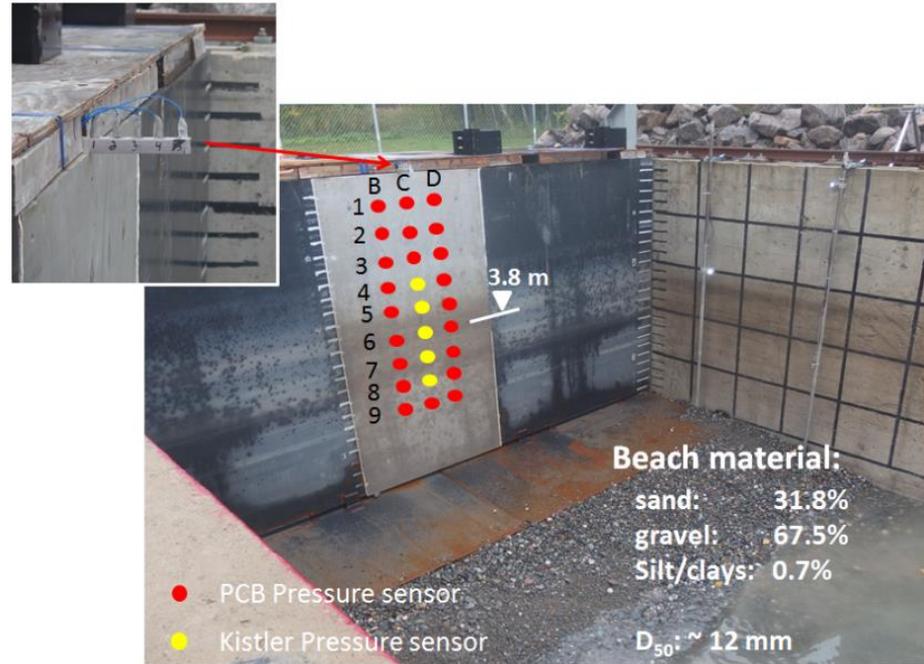
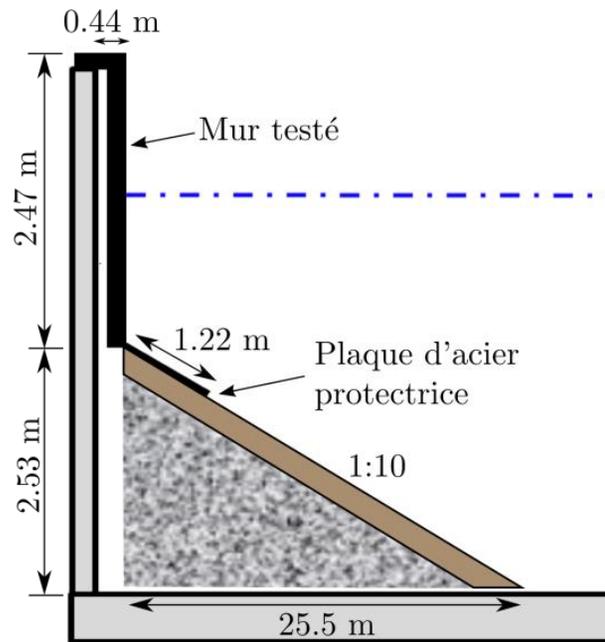


Figure 8. Vue agrandie du mur testé, avec protection contre l'affouillement. Distribution des capteurs de pression sur le mur : PCB en rouge et Kistler en jaune.

En plus des mesures de pression, deux caméras sous-marines sont utilisées dans le but d'observer et d'identifier les caractéristiques des vagues déferlant sur le mur. Elles enregistrent à une fréquence de 30 images par secondes avec une résolution de 720x480 pixels. Il est à noter que ces caméras n'ont initialement pas été achetées pour servir dans des expériences comportant des impacts de vagues violents. Duncan et ses collègues recommandent d'ailleurs, même si les échelles sont différentes, d'utiliser une meilleure résolution pour les caméras (Kiger et Duncan, 2012; Wang *et al.*, 2014) dans ce type de simulation.

À l'arrière du mur, un bassin de la largeur du canal est installé afin de récolter l'eau qui franchit le mur. Le volume d'eau recueilli lors d'un test est utilisé dans le calcul des débits de débordement.

2.3 Le mur avec déflecteur et protection contre l'affouillement

La géométrie du déflecteur à l'étude nous a été fournie par le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports. Bien que certaines études aient été effectuées sur les débordements de vagues et les déflecteurs, l'optimisation de ces derniers n'a pas fait l'objet de nombreux travaux. Celui fabriqué pour les tests en canal respecte les caractéristiques proposées, mais en suivant un facteur d'échelle de 1:4 avec celui recommandé pour le terrain. Ainsi, le déflecteur suit la courbure d'un arc de cercle de 30 cm de rayon et de 60° d'ouverture (Figure 9). Suivant ces caractéristiques, sa hauteur est de 26 cm.

Quinze capteurs de pression de marque PCB sont installés au centre du déflecteur sur trois rangées espacées de 7,3 cm (14°) le long de la courbure. Sur la largeur, les capteurs sont disposés à 10 cm d'intervalle. En plus de la petite barre de métal horizontale installée en haut du mur sans déflecteur dans la première partie des tests et déplacée ensuite sur le dessus du déflecteur, trois tiges supplémentaires faisant un angle de 90° avec la sortie (haut) du déflecteur et supportant des capteurs PCB à haute pression sont mises en place pour capturer le jet dévié par la structure. Les tiges les plus à l'extérieur sont situées à 50 cm du centre alors que la tige no 2 est à 14 cm du centre. Pour les tests avec déflecteurs, seulement deux capteurs PCB à haute pression sont maintenus sur la barre horizontale (positions 2 et 3 en se référant à la Figure 8). Il est à noter que les pressions générées sur le mur et le déflecteur n'ont pas atteint ou dépassé les limites des capteurs. Le reste des

instruments de mesure est positionné essentiellement aux mêmes endroits que pour les tests sans déflecteur (Figure 10 et Figure 11), tout comme le bassin à l'arrière du mur.

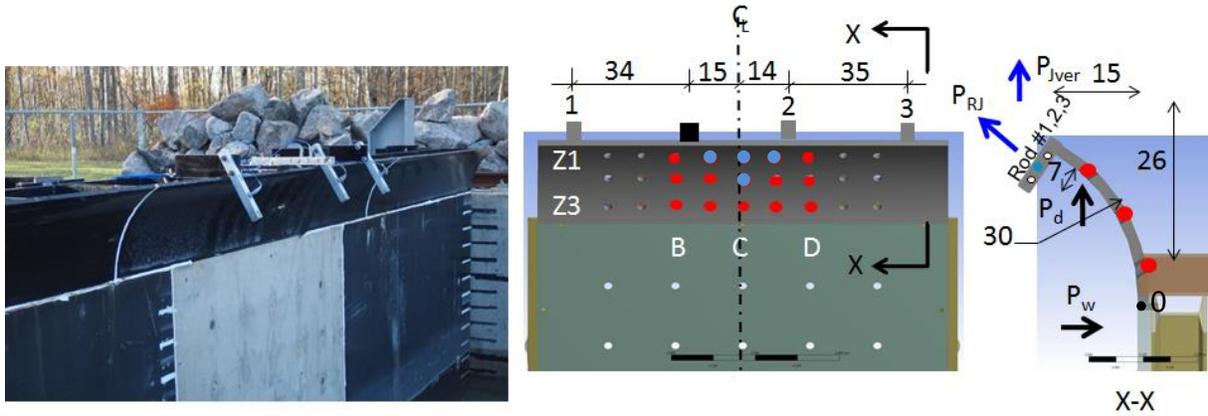


Figure 9. Positionnement des instruments de mesure sur le déflecteur (distances en cm). Distribution des capteurs de pression PCB normaux (en rouge) et à haute pression (en bleu).

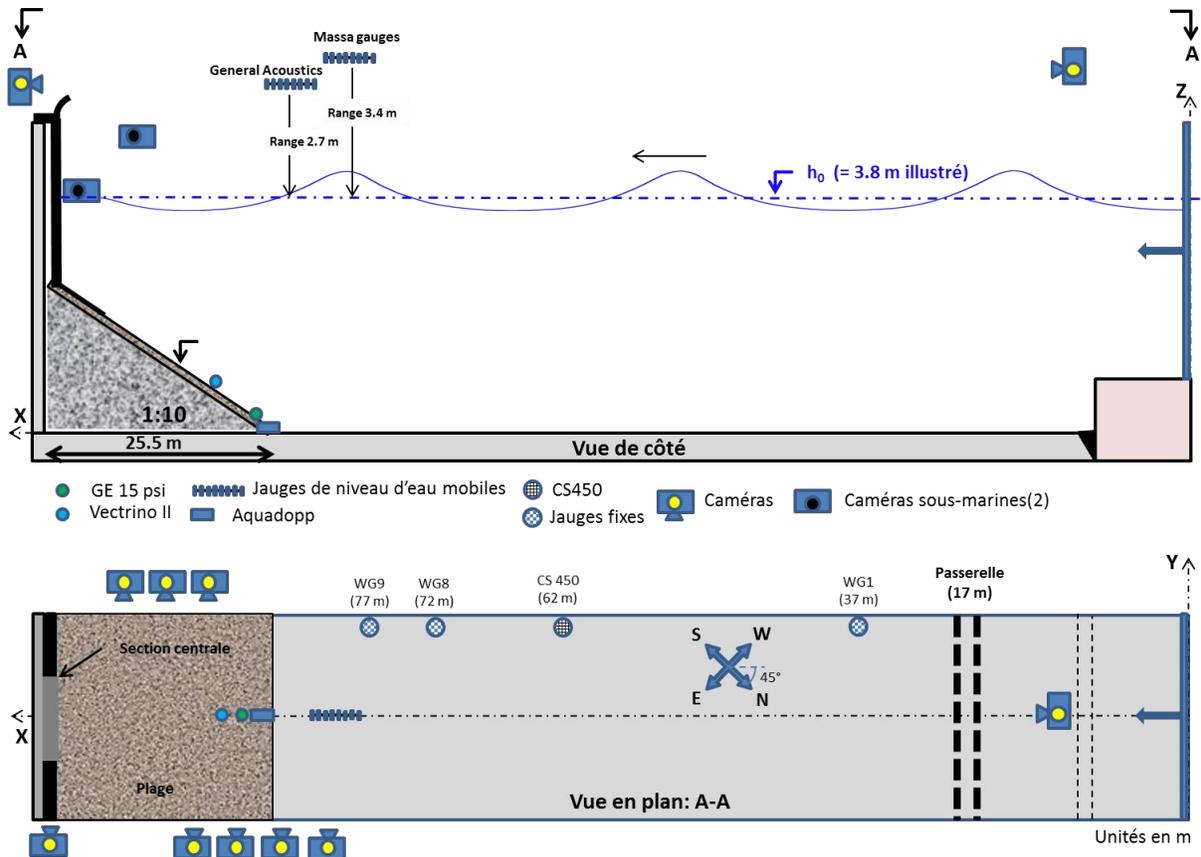


Figure 10. Montage expérimental et disposition des instruments de mesure dans le canal hydraulique pour les expériences avec déflecteur

Tiges pour les pressions de jet (avec déflecteur)

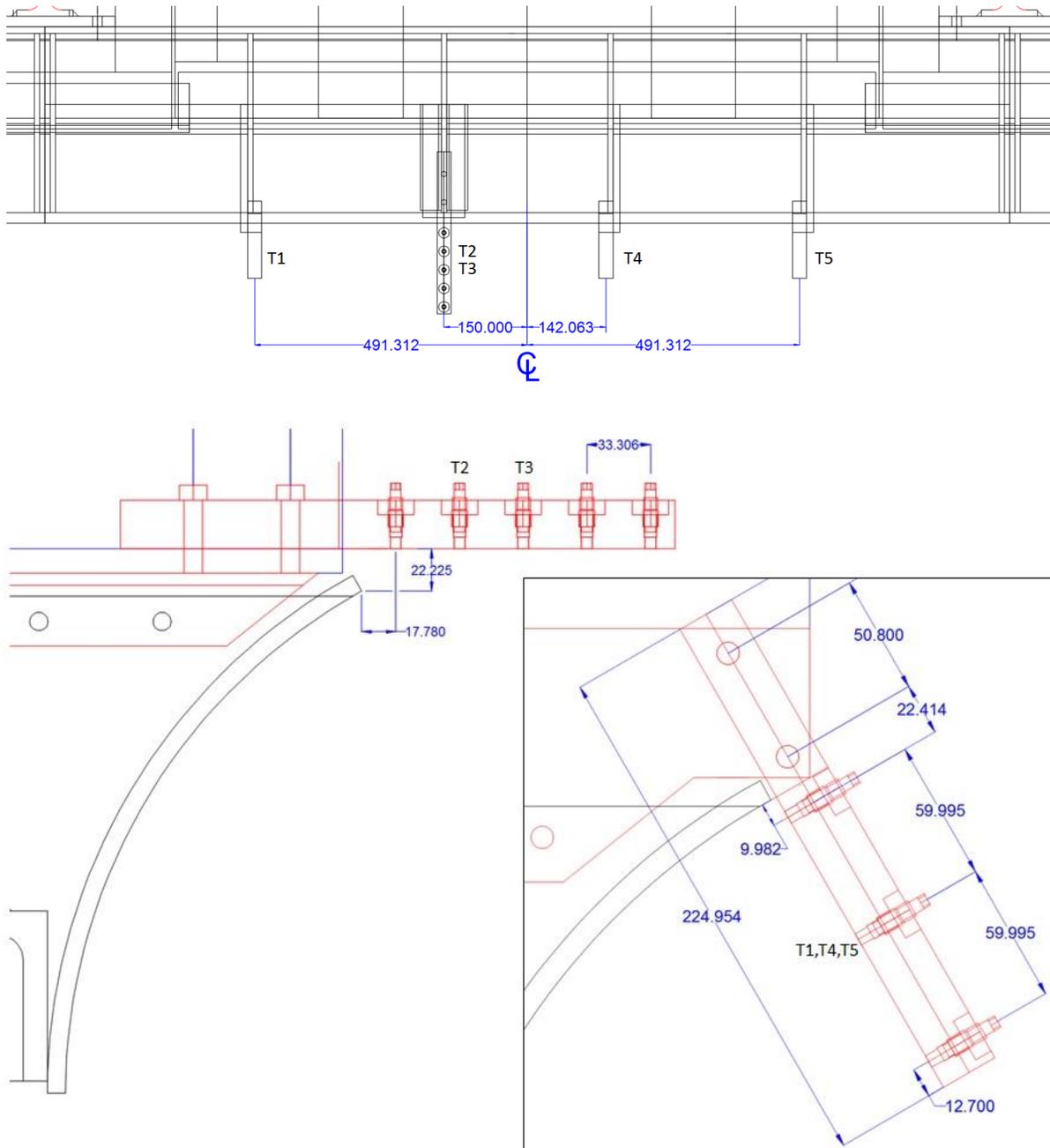


Figure 11. Position des senseurs T1 à T5 dans le jet, en présence du déflecteur.

3. Expériences

Les tests effectués dans cette étude sont principalement basés sur des conditions de vagues régulières générées en eau de profondeur intermédiaire. Chaque test se constitue d'un train de vagues comportant de 5 à 15 crêtes générant l'équivalent de 5 à 15 impacts sur le mur. Une fois le train généré, celui-ci se propage le long du canal à une profondeur constante avant d'atteindre la plage de pente 1:10. Avec la diminution de la profondeur, les vagues se transforment et déferlent à proximité du mur, en eau peu profonde. La majorité des déferlantes sont plongeantes, malgré que d'autres types de déferlement aient été observés.

3.1 Vagues régulières

Une grande banque de données a été constituée en faisant varier les conditions de vagues et de niveaux d'eau dans le canal (voir l'Annexe A). Les tests #1 à #260 font référence à des vagues régulières. L'étendue de cette banque est limitée par la capacité du bassin, du batteur à vagues et par la résolution spatiale des capteurs de pression. La Figure 12 présente une vue d'ensemble des hauteurs, des périodes de vague et des profondeurs testées.

À des fins plus visuelles, les séries temporelles des vagues aux extrémités du domaine testé sont présentées à la Figure 13a. Les conditions engendrant les pressions les plus critiques sur le mur sont quant à elles illustrées à la Figure 13b. Ces courbes représentent les signaux théoriques envoyés au générateur à vague. Étant donné la capacité du générateur, la géométrie du canal, les vents et la présence des réflexions des vagues précédentes, la forme des vagues incidentes au pied de la plage peuvent différer de ces signaux théoriques.

Parmi les facteurs mentionnés, la présence de réflexions est sans doute celui qui cause le plus de perturbations sur les vagues incidentes. La Figure 14 présente les vagues pour lesquelles les vagues réfléchies interagissent fortement. La première ligne verticale rouge (- -) indique le moment où la réflexion de la première vague atteint le batteur (sur le retour). Les vagues générées après ce moment se superposent donc aux réflexions des premières vagues. La première ligne verticale noire (- -) indique le moment où cette réflexion rejoint le mur après avoir retraversé le canal lors d'une allée subséquente. Les autres lignes (-.-)

indiquent les moments où les réflexions atteignent le mur ou le batteur pour une 2^e fois. Ainsi, pour des vagues de 6 secondes de période, les six premières vagues effectives (la toute première, plus petite, n'est pas comptabilisée) ne se combinent pas à des réflexions. Cependant, elles interagissent tout de même avec les premières réflexions se déplaçant en sens inverse, pouvant au passage les déformer, dissiper une partie de leur énergie ou provoquer leur déferlement. Pour des vagues de 8 secondes, seules les quatre premières ne se combinent pas à des réflexions. L'interaction peut également provenir des vagues ayant réfléchi une 2^e fois sur le mur et propulser les vagues incidentes vers le haut (Figure 15). Bien qu'il soit possible d'éviter la plus grande partie de ces réflexions répétées en les amortissant avec le batteur à vagues, il n'a pas été possible de le faire dans les présentes expériences étant donné le régime de vague étudié qui nécessitait d'utiliser toute la course du batteur. Nous avons plutôt choisi de produire des vagues de plus grandes amplitudes.

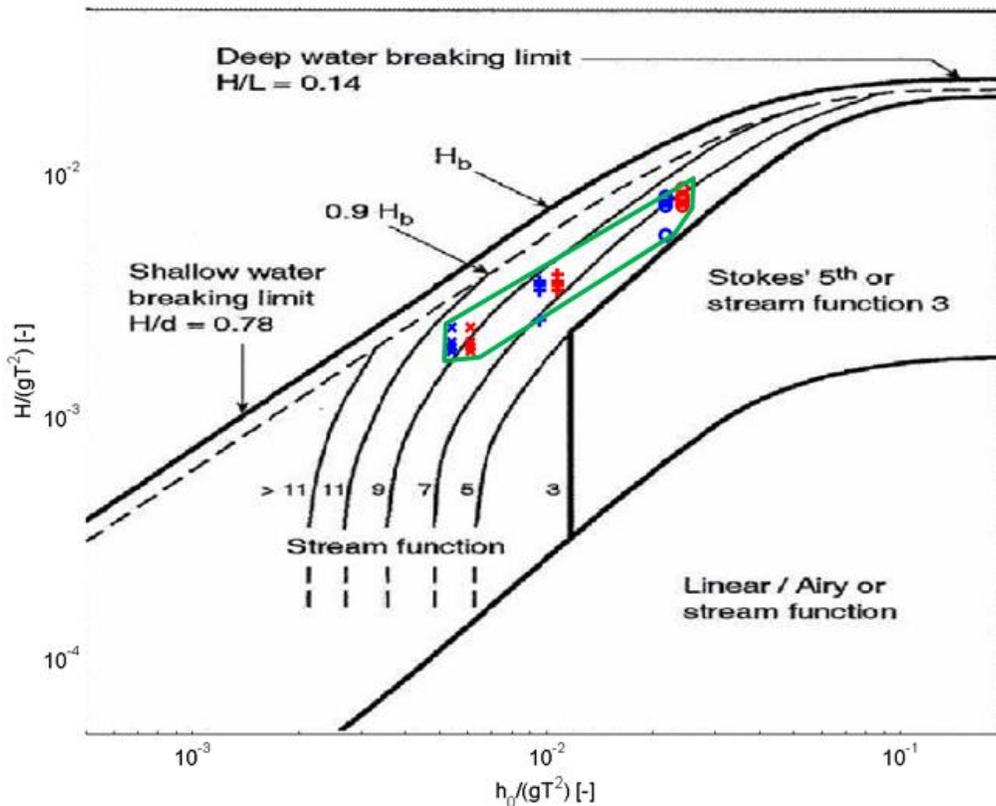
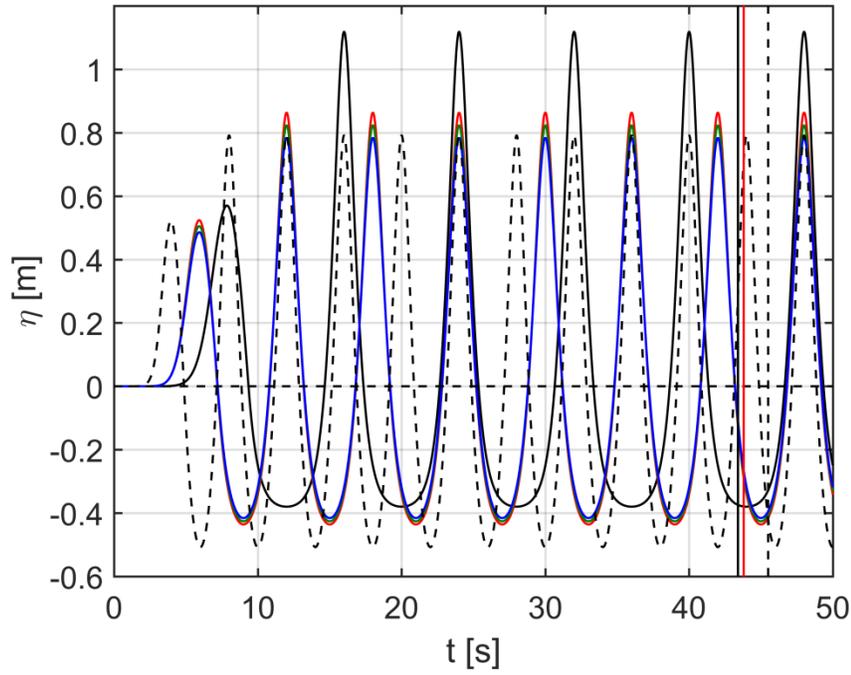
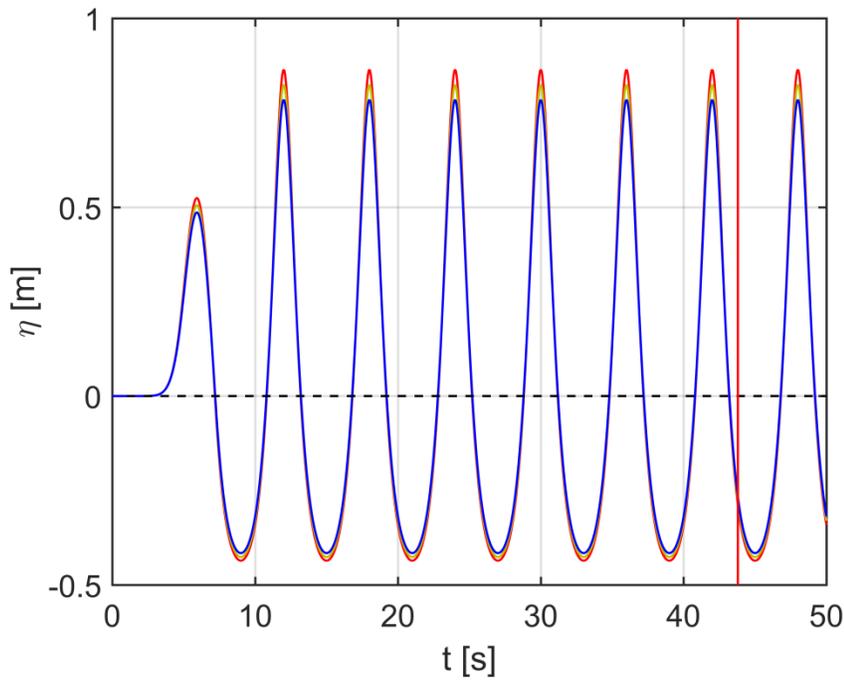


Figure 12. Diagramme de la théorie des vagues pour les conditions de vagues régulières en canal avant qu'elles n'atteignent la plage. +, T = 4 s ; o, T = 6 s ; x, T = 8 s. Valeurs reliées au plus faible niveau d'eau $h_0 = 3,4$ m (en bleu) et au plus élevé $h_0 = 3,8$ m (en rouge). Les données recueillies se retrouvent dans la zone délimitée en vert. Modifiée d'après Barltrop et Adams (1991).

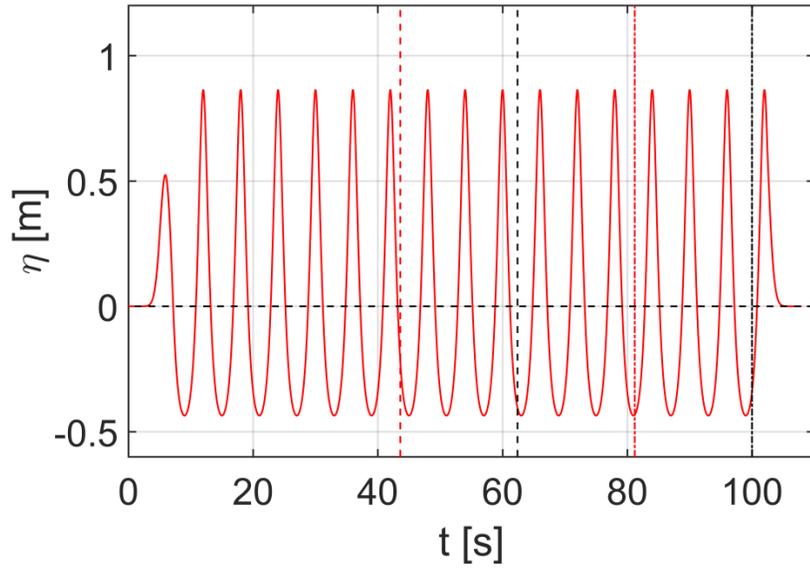


(a)

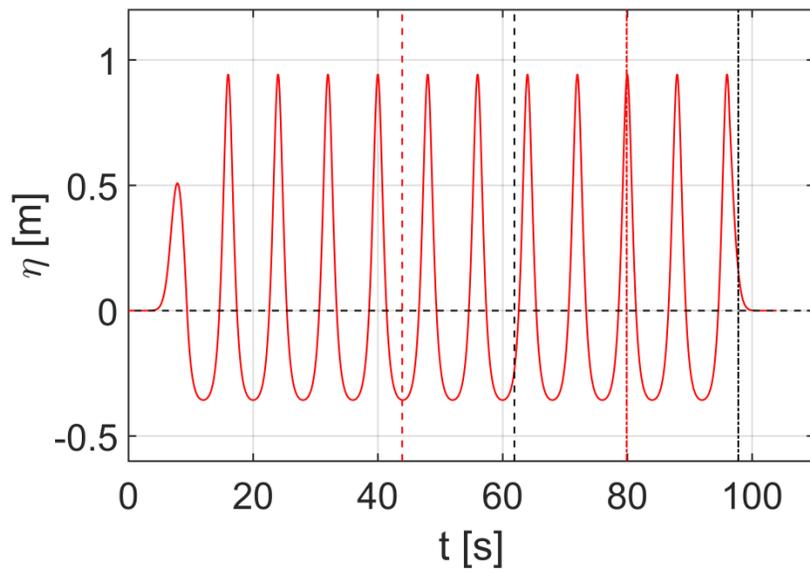


(b)

Figure 13. (a) Conditions de vagues aux extrémités du domaine testé. (b) Conditions de vague uniquement rattachées aux impacts critiques pour $h_0 = 3,8$ m. Pour identifier les courbes, se référer au code suivant. $h_0 = 3,8$ m : —, $(H_0, T) = (1,50 \text{ m}, 8 \text{ s})$; —, $(H_0, T) = (1,30 \text{ m}, 6 \text{ s})$; —, $(H_0, T) = (1,25 \text{ m}, 6 \text{ s})$; —, $(H_0, T) = (1,20 \text{ m}, 6 \text{ s})$; $h_0 = 3,4$ m : - - , $(H_0, T) = (1,30 \text{ m}, 4 \text{ s})$. Les lignes verticales indiquent les moments où la réflexion de la première vague (de la couleur correspondante) atteint le batteur (sur le retour).



(a)



(b)

Figure 14. Interaction des vagues incidentes avec le mur pour $h_0 = 3,8$ m et $H_0 = 1,3$ m. (a) $T = 6$ s et (b) $T = 8$ s. Les lignes verticales rouges indiquent les moments où la réflexion de la première vague atteint le batteur (sur le retour) et les lignes verticales noires indiquent les moments où cette réflexion rejoint le mur (sur une allée subséquente).



Figure 15. Une petite réflexion de vague sert de tremplin à une plus grosse vague incidente et la propulse par-dessus le mur (ctrl+clic sur l'image pour visionner la vidéo).

3.2 Vagues irrégulières et spectre de vagues

Les tests #261 à #282 sont effectués avec des vagues irrégulières. Les conditions de vagues irrégulières étudiées à l'échelle modèle et leur équivalent à l'échelle réelle (par similarité du nombre de Froude) sont présentées à la Figure 16. Les périodes de vagues à l'échelle réelle ne concordent pas tout à fait avec celles abordées au chapitre précédent dans une volonté de respecter les limites de la norme IEC-61400-3 et parce qu'il y a également des limitations au niveau des capacités du générateur à vagues. L'enveloppe des spectres de vagues utilisés ainsi que les spectres de quelques tests ayant engendré des pressions critiques sont tracés à la Figure 17.

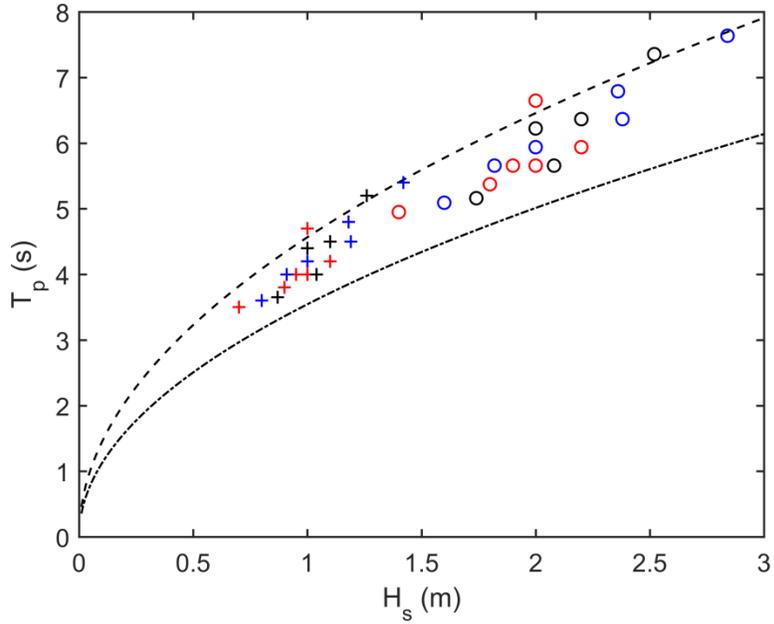


Figure 16. Vagues irrégulières générées par le batteur (T_p versus H_s). +, à l'échelle du modèle (1:2); o, à l'échelle réelle. $h_0 = 3,4$ m ; $h_0 = 3,6$ m ; $h_0 = 3,8$ m. Les frontières inférieures et supérieures respectent la norme IEC-61400-3 (2009).

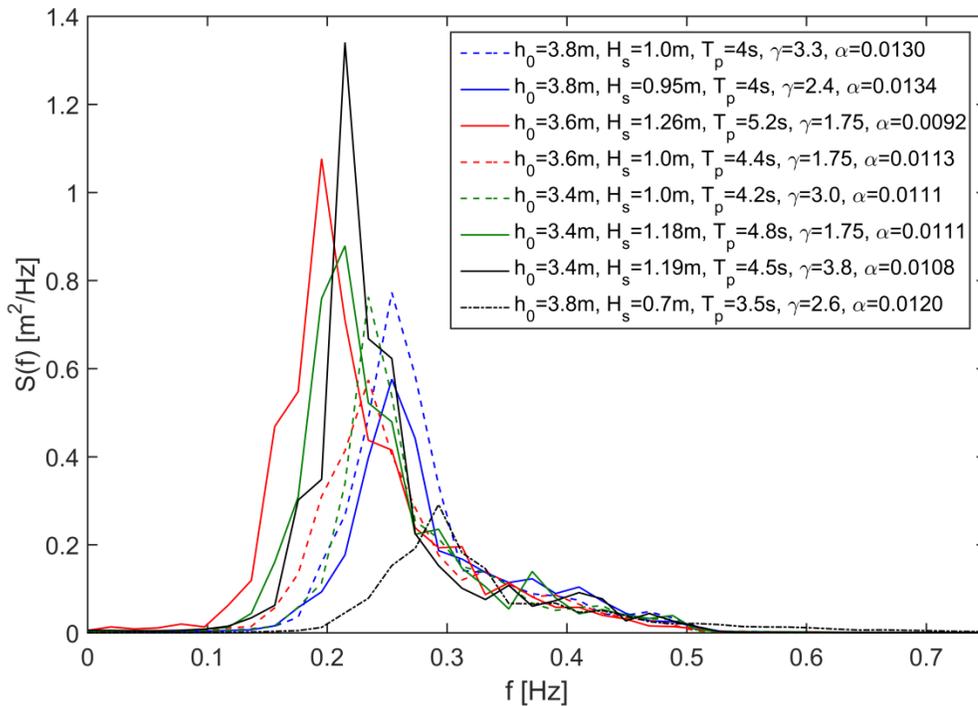


Figure 17. Enveloppe des tests de vagues irrégulières basés sur le spectre de JONSWAP. À l'intérieur de l'enveloppe (courbes noires) se retrouve les spectres des tests ayant causé des impacts critiques (courbes bleues, rouges et vertes).

Le spectre de vague de type JONSWAP, utilisé pour ces tests, est bien adapté pour représenter l'état d'une mer complètement développée. Il permet de caractériser tout particulièrement les mers de vent, lorsque $3,6\sqrt{H_s} < T_p < 5\sqrt{H_s}$. Le spectre JONSWAP, comme défini dans DNV-OS-J101 (2010), se retrouve sous la forme :

$$S_{JONSWAP}(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} \gamma^\beta e^{\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right]} \quad (1)$$

α (la constante généralisée de Phillips), β et γ (le facteur d'accroissement maximal) étant définis comme :

$$\alpha = 5(H_s^2 f_p^4 / g^2)(1 - 0,287 \ln(\gamma))\pi^4 \quad (2)$$

$$\beta = e^{\left[-\frac{(f-f_p)^2}{2\sigma_f^2 f_p^2}\right]} \quad \text{où} \quad \sigma_f = \begin{cases} 0,07 \text{ pour } f \leq f_p \\ 0,09 \text{ pour } f > f_p \end{cases} \quad (3)$$

$$\gamma = e^{\left[5,75 - 1,15 \frac{T_p}{\sqrt{H_s}}\right]} \quad \text{pour} \quad 3,6 < \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} \leq 5 \quad (4)$$

où f est la fréquence des vagues, $f_p (= 1/T_p)$ est la fréquence modale du spectre de vague et σ est le paramètre d'étalement spectral. Le Tableau 2 récapitule les conditions de tests et les paramètres utilisés pour la génération des vagues irrégulières pour les tests #261 à #282.

3.3 Conditions atmosphériques pendant les expériences

Les conditions atmosphériques telles que le vent peuvent venir affecter la formation et la propagation des vagues dans le canal. La Figure 18 présente l'occurrence des vents mesurés à 10 m au-dessus du canal pendant les tests à l'automne 2015. Bien qu'il existe peu d'études sur l'influence du vent lors de tests menés dans des canaux à vagues extérieurs, Hofland *et al.* (2010) considèrent que le vent peut influencer les mesures lorsqu'il souffle à plus de $2,3 \text{ m s}^{-1}$.

Tableau 2. Conditions et paramètres utilisés pour la génération des vagues irrégulières.

Test #	Durée (min)	h_0 (m)	H_s (m)	T_p (s)	γ
261	3,5	3,8	1	4	3,3
262	5	3,8	0,95	4	2,4
263	5	3,8	1,1	4,2	2,45
264	3	3,8	1	4,7	2,3
265	9	3,8	0,9	3,8	2,6
266	15	3,8	0,7	3,5	2,56
267	5	3,8	0,95	4	2,4
269	10	3,6	1	4,2	3
270	10	3,6	1	4,2	3
271	10	3,6	1,1	4,5	2,05
272	5	3,6	1,04	4	3,05
273	5	3,6	1,26	5,2	1,75
274	10	3,6	1	4,4	1,75
275	10	3,6	0,87	3,65	4,2
276	10	3,4	1	4,2	3
277	10	3,4	1	4,2	3
278	8,7	3,4	1,18	4,8	1,75
279	5	3,4	1,19	4,5	3,8
280	5	3,4	1,42	5,4	1,55
281	10	3,4	0,91	4	2
282	10	3,4	0,8	3,6	2,3

Le vent peut également affecter la quantité d'eau qui franchit le mur (surtout sans déflecteur), en autant que la direction du vent soit dans l'axe du canal. Or, comme le montre la Figure 19, les vents dominants lors des tests circulent essentiellement dans l'axe est ouest ou nord-est sud-ouest, donc à 45° ou à 90° de l'axe du canal (nord-ouest sud-est).

Bien que la température de l'air affecte peu les processus physiques liés aux impacts de vagues, elle peut devenir critique pour les appareils de mesure lorsqu'elle s'approche du point de congélation. Les capteurs de pression peuvent fonctionner selon le fabricant jusqu'à des températures de -40°C. Toutefois, ils sont fort probablement inopérants en

présence de glace. Ainsi, lorsque les tests sont effectués à 5°C ou moins, l'eau pourrait avoir gelée dans ou autour des capteurs de pression pendant la nuit précédente, nuisant alors aux mesures. La Figure 20 indique les tests qui s'approchent ou franchissent cette limite. Les tests les plus à risques se sont déroulés après le test #100, soit après la mise en place du déflecteur.

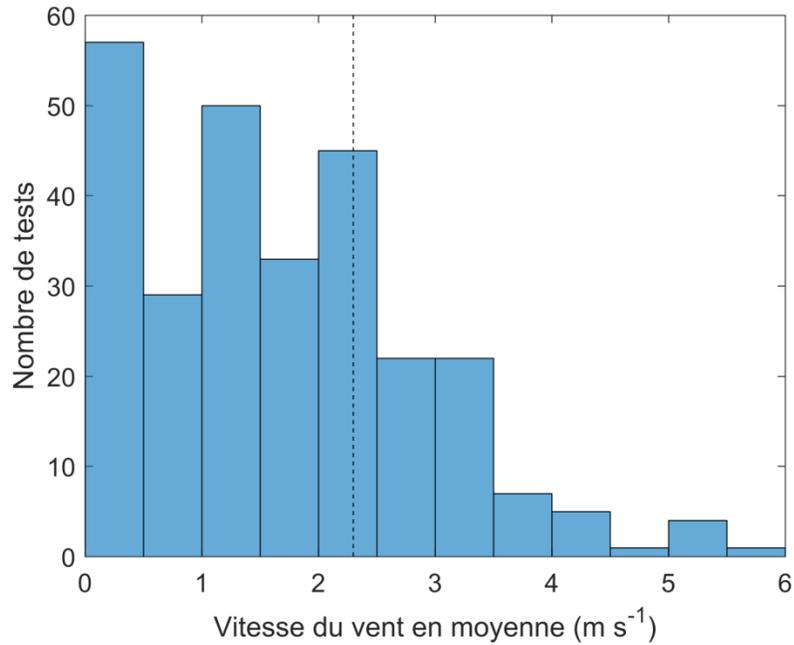


Figure 18. Nombre de tests effectués en fonction de la vitesse moyenne du vent qui soufflait à 10 m au-dessus du canal. La ligne pointillée représente la limite de 2,3 m s⁻¹ proposée par Hofland *et al.* (2010).

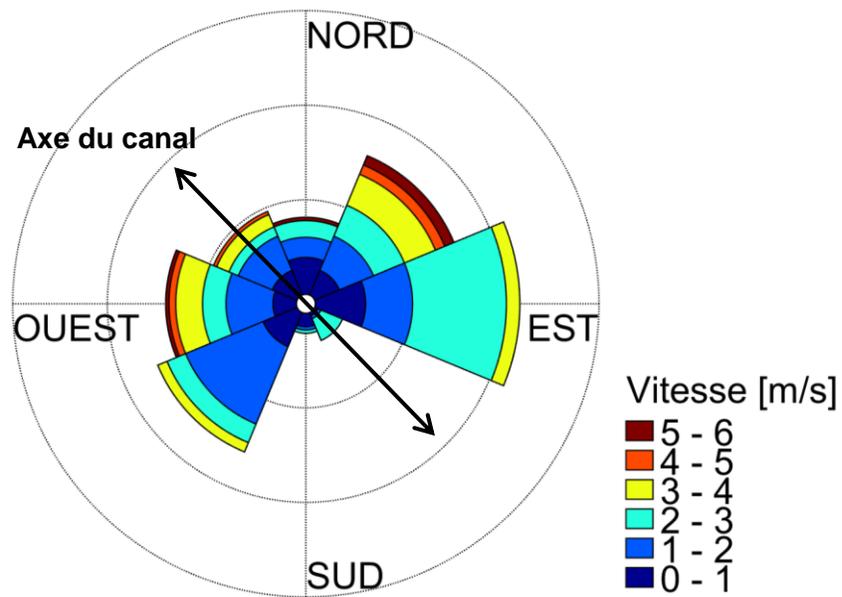


Figure 19. Rose des vents présentant la direction et l'intensité des vents pour l'ensemble des tests.

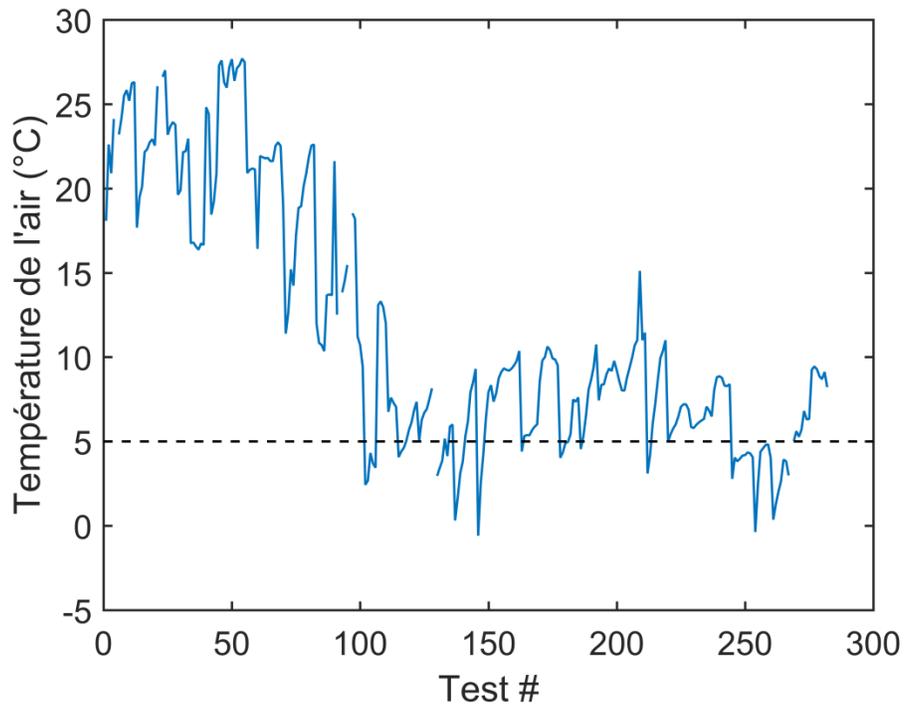


Figure 20. Évolution de la température de l'air lors des tests.

4. Résultats et discussion

Les résultats sont tout d'abord présentés pour le mur vertical sans déflecteur et ensuite pour le mur avec déflecteur. L'objectif principal de ce rapport est essentiellement d'identifier les pressions maximales sur la structure et les conditions propices à leur manifestation. Les processus physiques liés aux impacts de vagues sont complexes et leur caractère aléatoire rend difficile l'identification de caractéristiques ou de comportements que l'on retrouve systématiquement lors d'impacts critiques. En effet, les pressions P induites sur la structure sont très localisées et les temps de montée t_r (temps nécessaire à l'atteinte de la pressions maximale) et la durée des pics de pressions t_p sont rapides et courts. De plus, l'amplitude des pressions pariétales et leurs caractéristiques dépendent du type d'impact. Les différents types d'impact seront définis au début de la prochaine section.

Pour les tests sans déflecteur, les pressions rapportées sont basées sur les mesures fournies par les capteurs Kistler et PCB disposés sur le mur. Quant aux tests avec déflecteur, les résultats proviennent majoritairement des capteurs PCB positionnés sur le mur, sur le déflecteur et dans les jets, étant donné un mauvais fonctionnement des capteurs Kistler durant cette partie. Il est à noter que l'exactitude des résultats peut être affectée par la présence de réflexion provenant du batteur à vagues. Comme mentionné au chapitre précédent, lors de l'impact, une partie de l'énergie est réfléchi vers le batteur (vers le large) et celui-ci peut réfléchir à nouveau cette énergie vers le mur avant qu'elle ne se dissipe complètement. Elle viendra alors se combiner ou perturber les vagues subséquentes.

4.1 Types d'impact observés

Puisque les impacts les plus critiques surviennent lorsque le déferlement se produit à proximité du mur, il est possible de lier les impacts à certains paramètres de déferlement. Ces derniers sont illustrés à la Figure 21. La plupart du temps lors des tests, les vagues se développent en déferlantes plongeantes près du mur, là où l'eau est peu profonde. Les paramètres importants à considérer en vue de caractériser les impacts sont la hauteur de la déferlante H_b , l'amplitude de la déferlante η_b , la vitesse de la crête u_c , la profondeur de l'eau au pied du mur lors du déferlement h_{wb} et la distance de la vague par rapport au mur

lorsqu'elle déferle x_b . Ces paramètres sont évidemment différents des conditions qui prévalent « au large », au bas de la plage, puisque les vagues n'ont à ce moment-là pas encore débuté (ou très peu) leur transformation. Pour cette raison, ce sont les paramètres de déferlement qui sont utilisés comme conditions d'entrée et comme référence pour expliquer les pressions mesurées sur la structure.

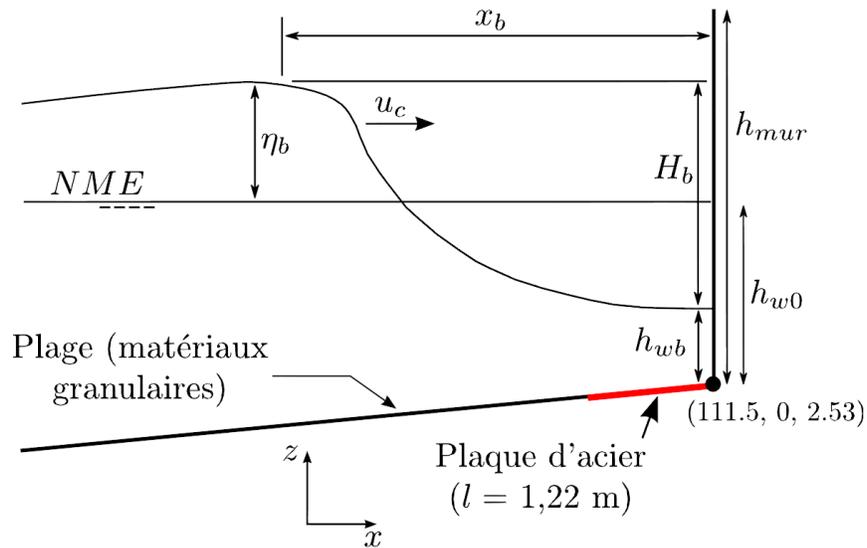


Figure 21. Définitions des paramètres de déferlement près du mur.

Plusieurs types d'impact peuvent être générés sur le mur sans changer énormément les conditions d'entrée. Souvent, différents types d'impact sont observés à l'intérieur du même train de vagues, pour lequel les conditions au large sont uniques. Autrement dit, à cause notamment des réflexions se propageant dans le canal, différents types d'impact sont observés pour une même hauteur de vague au large H_0 , une même période T et une même profondeur au large h_0 . Les impacts peuvent donc être regroupés sous deux différentes catégories : les impacts « flip-through » et les impacts avec aération. Plus précisément, trois types d'impacts (voir Figure 22) générant des pressions critiques sur la structure découlent de ces deux catégories :

- L'impact de type flip-through n'entraîne et n'emprisonne pas d'air contre le mur. La crête de la vague et le creux tendent à focaliser en un point précis sur le mur. Les accélérations sont alors très importantes et la durée des pics de pression est très courte. Le temps de montée observé est d'environ $0,5 \text{ ms} < t_r < 15 \text{ ms}$. Ce type d'impact engendre des pressions pariétales très importantes, mais pas de façon systématique. Cela peut être dû au fait que les pressions sont très localisées ou qu'un focus parfait ne se produit pas à chaque fois. En observant l'évolution des

pressions pariétales, il est possible de constater qu'un pic de pression se propage de bas en haut sur le mur. Étant donné les accélérations verticales élevées, les jets associés sont rapides et peuvent engendrer des pressions importantes sur le déflecteur. Ces jets puissants auront une influence sur les franchissements et les débordements.

- L'impact à aération faible, comme son nom l'indique, entraîne peu d'air sous sa crête. En fait, la crête se rabat sur le mur légèrement avant le creux, ce qui forme une poche d'air de très petite taille. Les pics de pression sont de courte durée. Le temps de montée observé est d'environ $5 \text{ ms} < t_r < 30 \text{ ms}$. Ce type d'impact a tendance à générer les plus grandes pressions sur le mur et représente, en termes de pression, le cas le plus critique en vue de la conception d'ouvrages côtiers. Le jet résultant n'engendre pas nécessairement les pressions les plus élevées, mais il est propulsé rapidement et avec force, ce qui peut occasionner des débordements.
- L'impact à aération élevée est caractérisé par la présence d'une grande poche d'air emprisonnée sous la vague, contre le mur. Pendant l'impact, cette poche d'air demeure relativement intacte et se fait comprimer. La crête vient frapper directement le mur, mais les pressions associées à la compression de la poche d'air dominent. Le temps de montée des pressions est relativement lent : $30 \text{ ms} < t_r < 100 \text{ ms}$. Après analyse, les impacts à forte aération ont typiquement des pics de pression plus petits que 1 MPa et les pressions de jet sont faibles.

Relativement aux paramètres de déferlement, il apparaît que les impacts à aération élevée sont issus de vagues ayant commencé à déferler plus loin du mur ($x_b > 2,5 \text{ m}$) que pour les deux autres types d'impact. Il est également attendu que les déferlantes les plus hautes (H_b) présentent un plus grand potentiel en terme d'énergie et de force d'impact. Toutefois, les pressions générées par ces hautes déferlantes dépendent de x_b . Par exemple, une déferlante pourrait être très haute, mais déferler loin du mur (avant de l'atteindre) et ainsi n'engendrer aucun des trois types d'impact critique. Il est donc important d'utiliser un ensemble de paramètres pour bien décrire le déferlement.

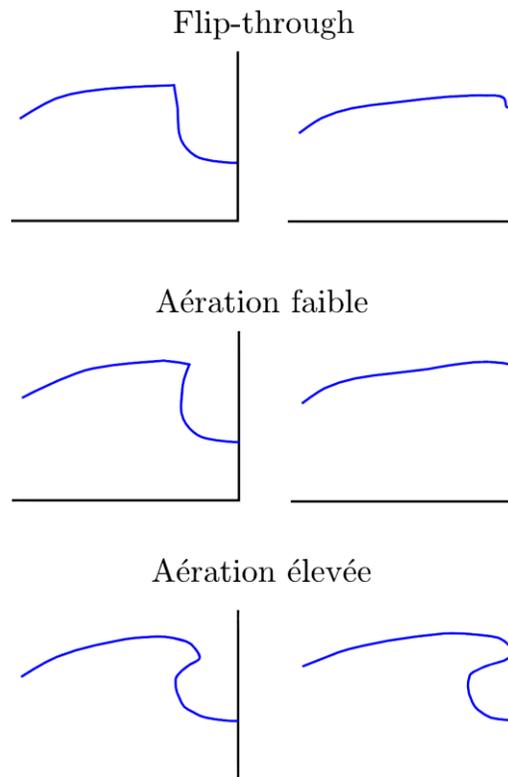


Figure 22. Types d'impact de vagues.

Aucun des paramètres proposés dans la littérature ne permet de tenir compte de toutes les conditions d'impact. Le paramètre H_b/h_w semble relié à la force de l'impact tandis que la distance du mur à laquelle la vague déferle semble importante elle aussi. En combinant ces trois paramètres, il est possible de définir un paramètre de déferlement plus englobant, $x_b h_{wb}/H_b^2$; il sera dorénavant appelé « paramètre d'impact ». Après avoir analysé une soixantaine d'impacts, il s'avère (Figure 23) que les impacts à aération faible et flip-through se situent entre $0,25 < x_b h_{wb}/H_b^2 < 0,6$ et que les impacts à aération élevée se situent entre $0,5 < x_b h_{wb}/H_b^2 < 1,5$. En résumé, les impacts à aération élevée ont tendance à provenir de vagues moins hautes et qui déferlent plus loin du mur. La Figure 23 confirme également que ce type d'impact produit des pressions pariétales moins élevées ($P_{w,max} < 1000$ kPa).

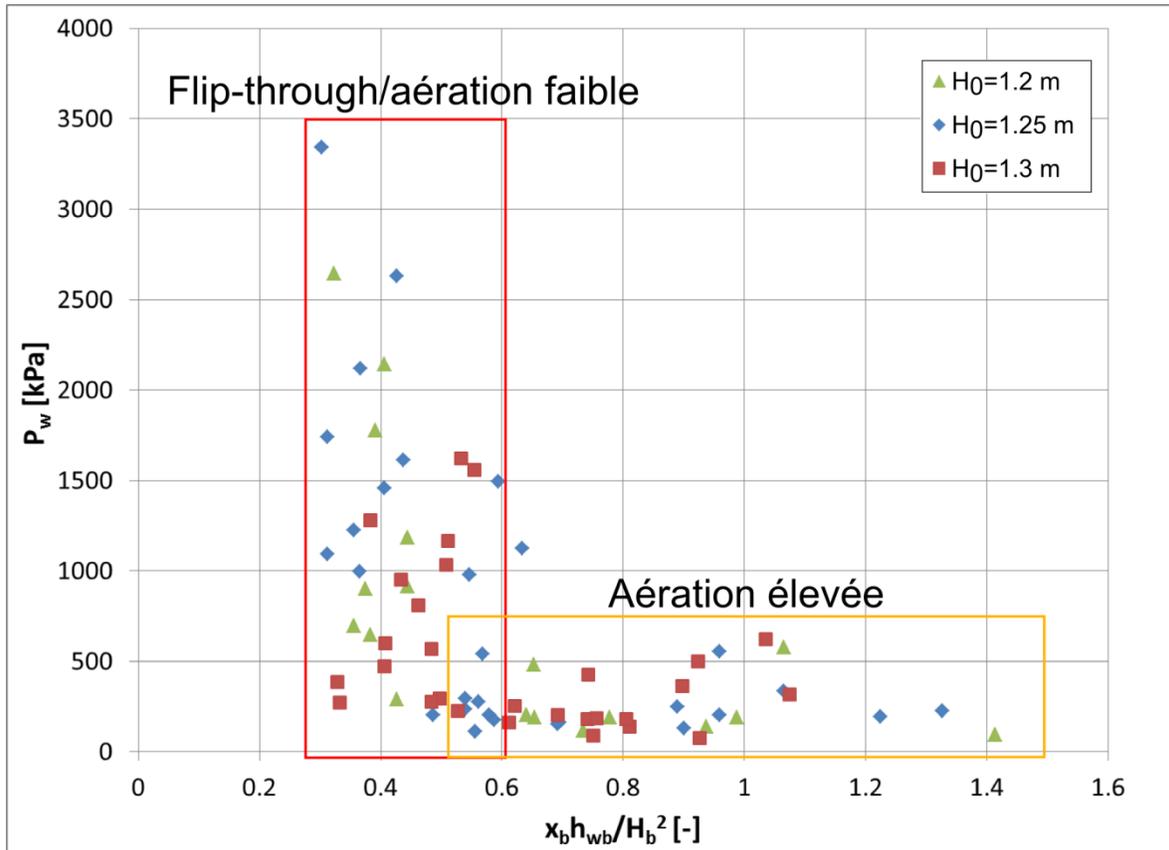


Figure 23. Pressions pariétales en fonction du paramètre d'impact. Les pressions sont associées aux différents types d'impact pour une profondeur au pied du mur de 1,27 m et une période de vague de 6 secondes. La hauteur initiale des vagues H_0 varie de 1,2 à 1,3 m.

Étant donné la rapidité à laquelle les impacts surviennent et le fait qu'une grande partie des processus physiques se produisent sous la surface, identifier les types d'impact demeure un défi. À cette fin (et à défaut d'avoir de l'information sur le niveau d'aération sous l'eau), l'étude des signaux de pression est souvent nécessaire. Ici, le visionnement des enregistrements vidéo se fait en parallèle à l'analyse des signaux de pression afin de bien identifier le type d'impact. Des exemples d'évolution temporelle de pression pour un impact à aération élevée et pour un impact flip-through sont présentés à la Figure 24.

Le cas à forte aération (Figure 24a) contient des oscillations importantes à la suite du pic principal. Ces oscillations sont causées par la poche d'air qui subit des cycles de compression et de décompression (où il peut y avoir des pressions relatives négatives) qui s'atténuent dans le temps. Elles ne sont pas causées par la vibration de la structure. Une analyse vibratoire a été effectuée par simulations numériques pour connaître les fréquences propres de la structure et confirmer cette hypothèse. Le Tableau 3 présente les fréquences naturelles des premiers modes de vibration. Celles-ci sont bien supérieures à celles pouvant

être observées sur les courbes de pression de tels impacts, comme à la Figure 25. Cette figure présente également l'aspect de la poche d'air juste avant impact. Il est possible de se servir de la géométrie de la poche (le rayon notamment) pour trouver à l'aide d'un modèle théorique (Topliss *et al.*, 1992) la fréquence de vibration de la poche d'air sous la vague. Dans le cas présenté (test #74-11), le rayon est approximativement de 0,4 m, ce qui donne une valeur théorique de 7 Hz environ. Selon les courbes de pression, la fréquence mesurée est de l'ordre de 15 Hz. Outre les oscillations, il est possible de voir sur la Figure 24a que dans la zone d'impact (senseurs C6 à C8 dans l'exemple ci-dessous), les pressions augmentent essentiellement de façon simultanée. Après l'impact principal et les oscillations de la poche d'air, seule la composante quasi-hydrostatique perdure.

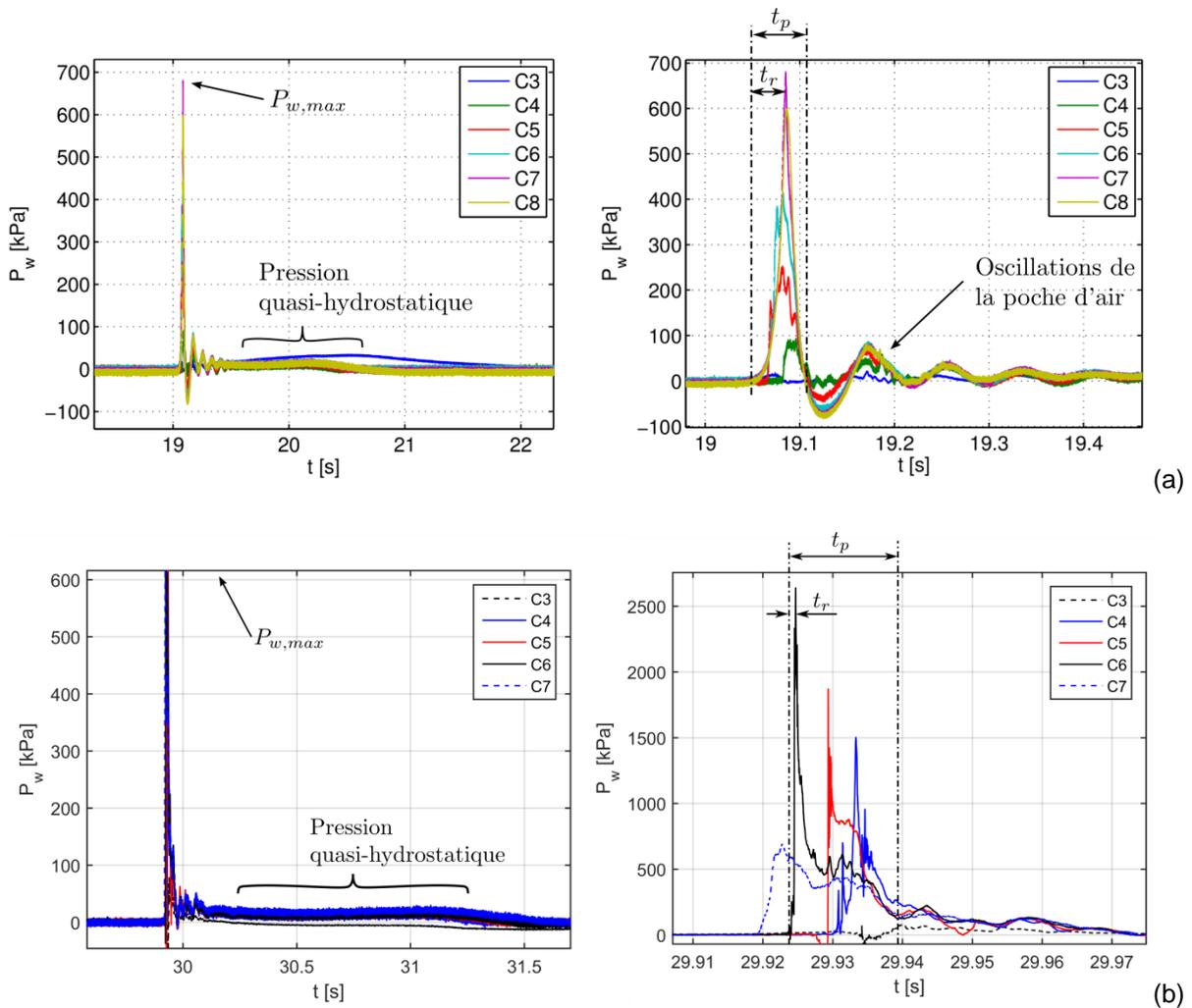


Figure 24. Évolution temporelle typique de pression pour différents types d'impact. (a) Impact à aération élevée avec une poche d'air emprisonnée sous la vague (#53-2), contre le mur. (b) Impact flip-through (#94-2). Les Ci sont les senseurs de pressions sur le mur (voir la Figure 8).

Tableau 3. Fréquence naturelle des cinq premiers modes de vibration du mur fixé aux parois du canal.

Mode	f_n Hz
1	111,98
2	123,54
3	173,09
4	201,84
5	207,04

Pour l'impact flip-through (Figure 24b), il n'y a pas d'entraînement d'air donc aucune oscillation n'est visible sur les courbes de pression. Ce type d'impact possède souvent un pic de pression très grand et la pression semble augmenter de bas en haut sur le mur, dans ce cas-ci du capteur C7 au capteur C4 (se référer à la Figure 8 pour la position des capteurs). Autrement dit, l'augmentation de pression à partir de la pression de repos est détectée de façon successive (l'un après l'autre) par les capteurs placés le long d'une colonne. Tout comme pour l'autre type d'impact, la composante hydrostatique perdure un certain temps après l'impact principal. Un extrait vidéo d'un impact flip-through est présenté à la Figure 26. En comparaison, un extrait vidéo d'un impact à faible aération est présenté à la Figure 27.

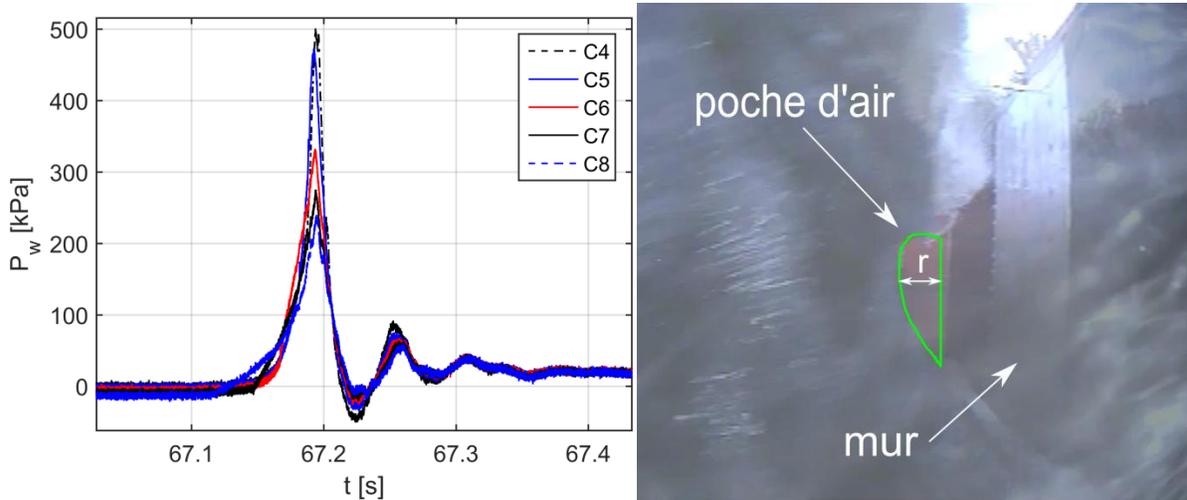


Figure 25. Évolution de la pression sur le mur affichant des oscillations de poche d'air (gauche) et aspect de la poche d'air 0,5 m avant l'impact (droite) pour le test #74-11.



Figure 26. Vidéo (ctrl+clic sur l'image pour faire jouer) : exemple d'impact flip-through (Test #94).



Figure 27. Vidéo (ctrl+clic sur l'image pour faire jouer) : exemple d'impact à faible aération (Test #71).

4.2 Pressions et forces sur la structure

Un grand nombre de tests a été effectué en couvrant de larges plages en hauteur, période et profondeur d'eau, n'étant limité que par la géométrie et la capacité du canal à vagues. Les impacts amenant les plus grandes pressions, les plus grandes forces et les plus gros débordements étant d'intérêt dans le cadre de cette étude, l'accent a été mis sur les tests les plus susceptibles de les générer. Chaque test comportait un train de vagues régulières de 5, 10 ou 15 crêtes. L'intervalle de hauteur de vague testé est de $0,9 < H_0 < 1,55$ m, où H_0 est la hauteur des vagues incidentes mesurée au batteur. Le niveau d'eau est également varié pour représenter différentes conditions de marée ou différents designs. L'intervalle testé est de $3,4 < h_0 < 3,9$ m. Enfin, les périodes de vagues testées sont comprises entre $4 < T < 8$ s.

4.2.1 Tests sans déflecteur

En général, les tests avec $h_0 = 3,8$ m, $T = 6$ s et $1,2 < H_0 < 1,3$ m génèrent les pressions les plus critiques sur la structure. En fait, il est possible de constater que les pressions les plus importantes se produisent lorsque la profondeur relative $H_0/h_{w0} \approx 1$. À ce ratio, les vagues déferlent normalement à proximité du mur causant des impacts flip-through ou à faible aération. La Figure 28a illustre cet aspect. Le graphique regroupe les cinq impacts les plus critiques pour le mur pour trois profondeurs différentes. Les flèches horizontales représentent l'intervalle couvert par les tests. Le graphique permet également de constater que des impacts plus sévères surviennent lorsque $h_0 = 3,8$ m. Cela implique que pour un même ratio H_0/h_{w0} , si la profondeur est plus grande, les vagues sont nécessairement plus hautes et donc plus énergétiques. Toujours au niveau des conditions critiques, la Figure 28b montre que davantage d'impacts violents surviennent lorsque $H_0/gT^2 \approx 3,5 \times 10^{-3}$. Pour $T = 6$ s, les vagues de $H_0 \approx 1,25$ m sont donc les plus critiques.

En complément à la Figure 28a, il est possible de discriminer l'effet de la profondeur sur les pressions pariétales en utilisant un plus large échantillon statistique. En utilisant la notion de pression significative (P_s), exprimant ici la moyenne des 20% des pressions les plus élevées pour les impacts non négligeables ($P_w > 100$ kPa), nous constatons avec les tests sans déflecteur et $T = 6$ s (voir Tableau 4) que les impacts les plus critiques surviennent effectivement à $h_0 = 3,8$ m. C'est aussi à cette profondeur que survient l'impact le plus violent, avec un pic de pression de 3340 kPa. L'impact en question (#71-9) est de type aération faible (voir Figure 29). La distribution de pression sur le mur pour cet impact est présentée à la Figure 30 sous forme de vidéo. Il est entre autres possible d'y observer que les pressions les plus importantes surviennent près du niveau moyen de l'eau ou un peu au-dessus. Ainsi, pour $h_0 = 3,8$ m, les rangées 4 à 6 sont les plus sollicitées. Les rangées 5 à 7 et 6 à 8 le sont respectivement pour $h_0 = 3,6$ m et $h_0 = 3,4$ m.

En ce qui a trait aux autres périodes de vague, les vagues de 4 secondes sont peu critiques. Les vagues de 8 secondes le sont davantage, surtout pour les faibles profondeurs. Bien qu'elles ne semblent pas aussi puissantes que les vagues de 6 secondes à $h_0 = 3,8$ m, elles sont assez critiques pour être considérées dans le design d'un mur côtier.

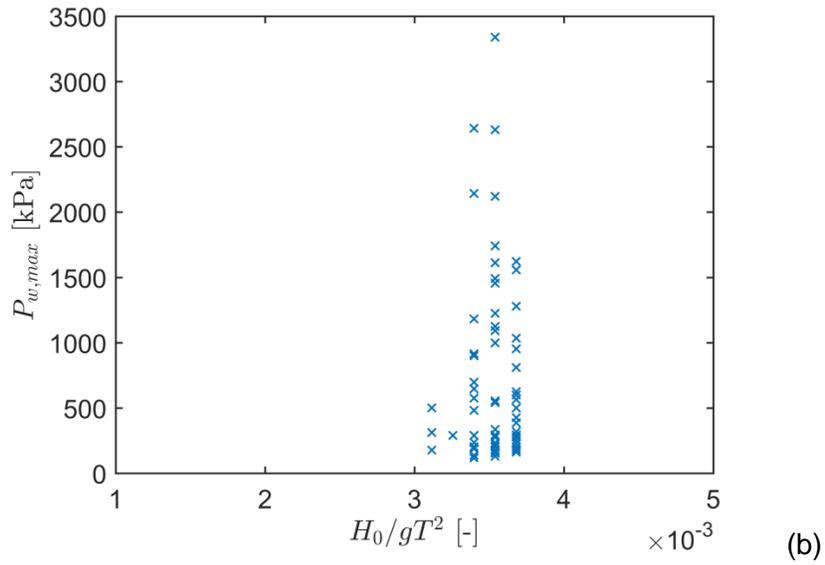
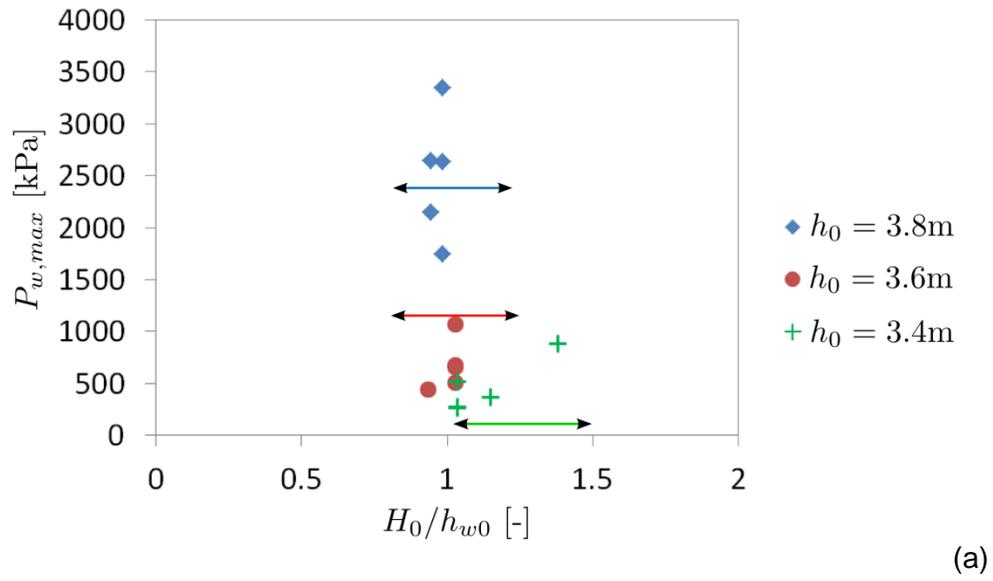


Figure 28. Pressions critiques sur le mur pour $T = 6\text{ s}$ et (a) $3,4\text{ m} < h_0 < 3,8\text{ m}$; (b) $h_0 = 3,8\text{ m}$. Les flèches horizontales représentent l'intervalle couvert par les tests.

Tableau 4. Statistiques d'impact pour les tests sans déflecteur. Données provenant des capteurs PCB et Kistler.

T	h_0	Nombre total d'impacts	P_s	$P_{w,max}$
s	m	-	kPa	kPa
4	3,4	30	335	430
	3,6	24	169	242
	3,8	30	177	228
6	3,4	30	589	884
	3,6	30	875	1070
	3,8	205	1913	3340
8	3,4	54	1235	1752
	3,6	24	870	1508
	3,8	24	<100	154

À des fins de calcul de résistance des structures, la durée d'application de ces pressions est également un paramètre important. Toujours pour les tests sans déflecteur, l'analyse d'un grand nombre d'impacts permet d'observer que les pressions pariétales maximales sont inversement proportionnelles au temps de montée t_r ou à la durée du pic de pression t_p , comme le montre la Figure 31. Une relation a également été estimée pour chaque type d'impact pris séparément (Figure 32). En regard de ces graphiques, il est possible de faire un parallèle entre les types d'impact, les pressions maximales atteintes et les temps de montée. On y observe que les impacts à forte aération engendrent des pressions plus basses et ont un temps de montée plus long alors que les impacts flip-through et à faible aération ont des temps de montée plus courts et peuvent engendrer des pressions beaucoup plus grandes.

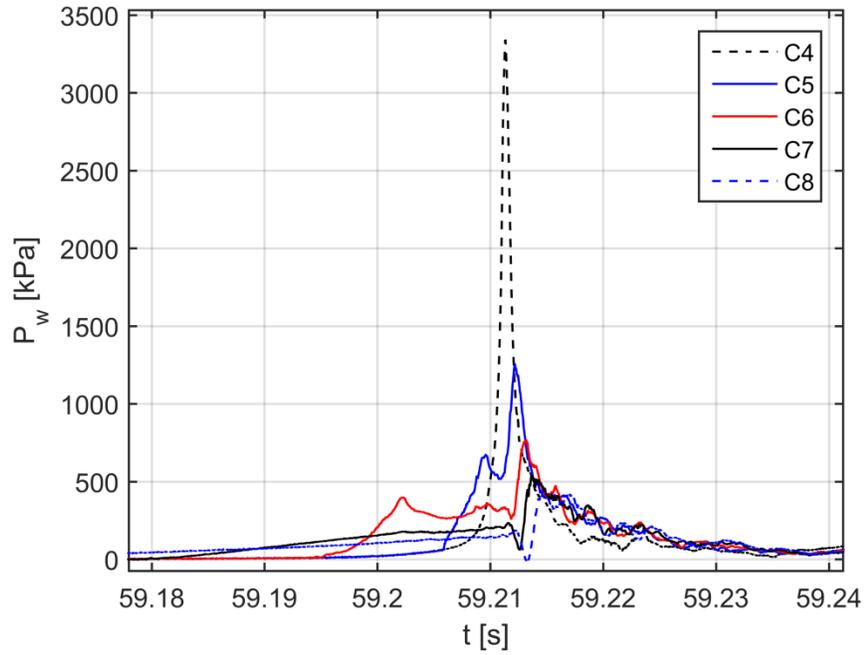


Figure 29. Impact #71-9 : pression maximale sur la colonne centrale du mur (senseurs C4 à C8).

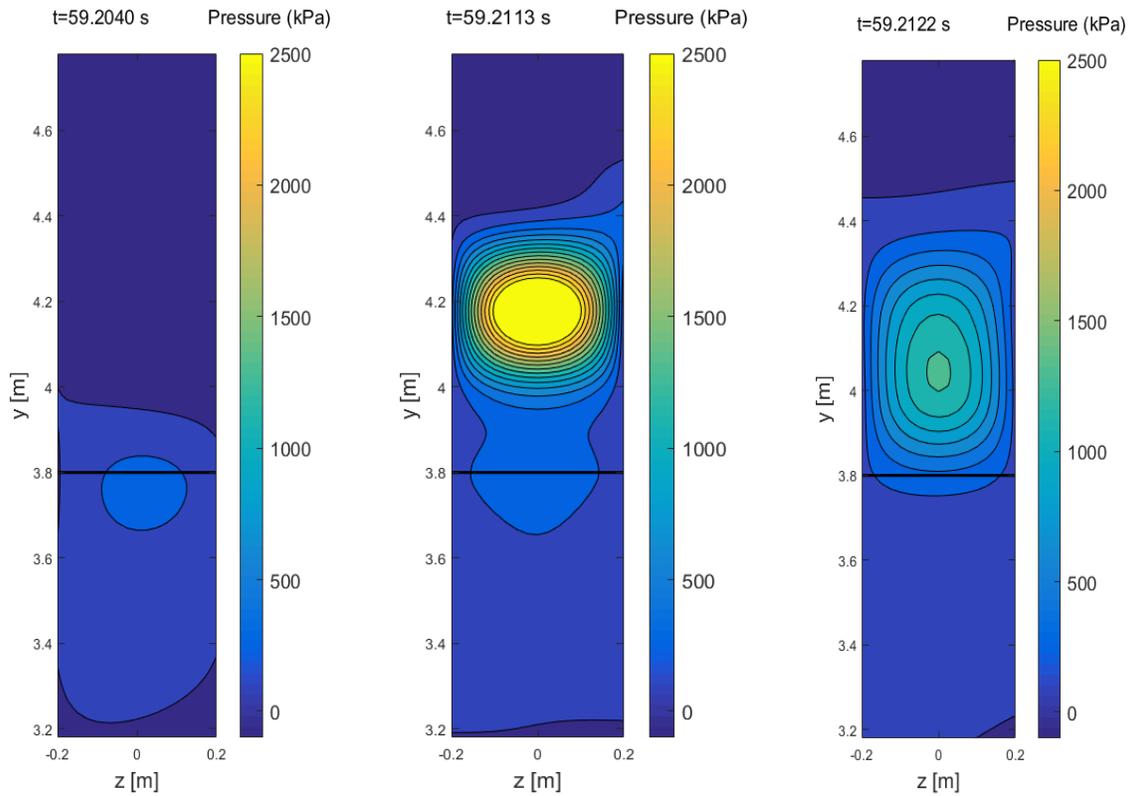
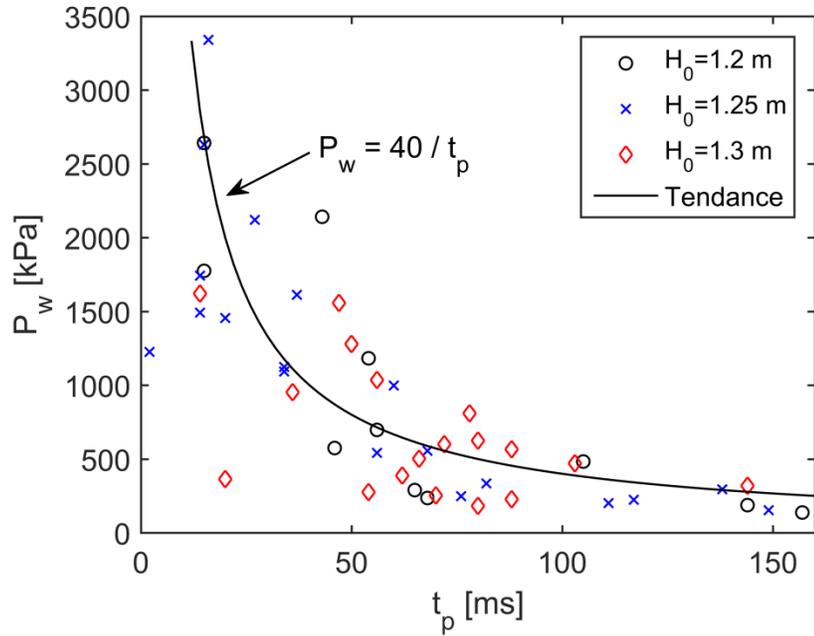
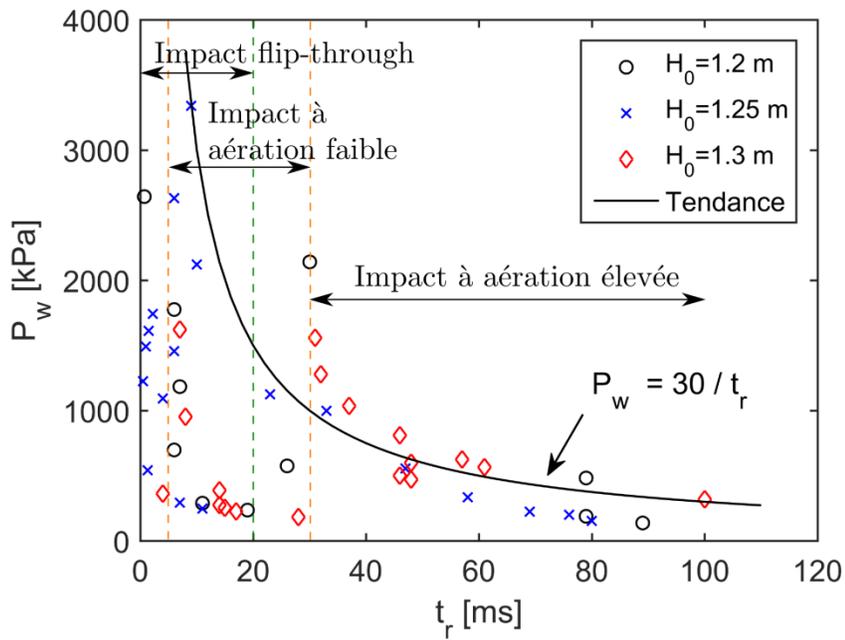


Figure 30. Fluctuations de pression (Test #71-9). Vidéo (ctrl+clic sur l'image du centre pour faire jouer).



(a)



(b)

Figure 31. Pressions sur le mur en fonction (a) de la durée du pic de pression (b) du temps de montée.

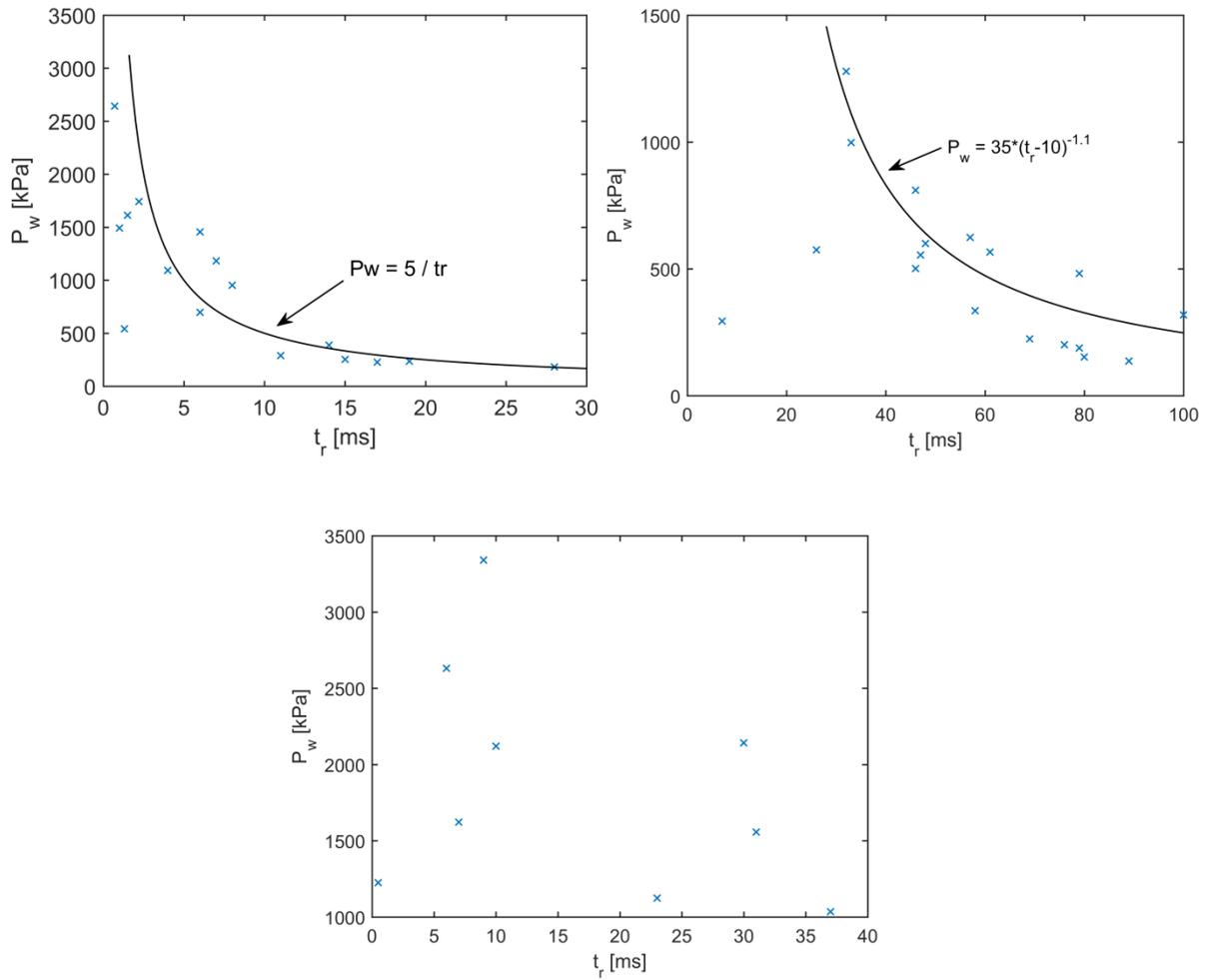


Figure 32. Pressions sur le mur en fonction du temps de montée. Type d'impact : (a) flip-through ; (b) aération élevée (c) aération faible.

En fait, les impacts avec poche d'air sont moins intenses, car l'énergie est « distribuée » sur une plus longue période. L'air agit comme un coussin amortisseur qui étale l'énergie de la vague dans le temps et l'espace : les pics de pression durent plus longtemps et couvrent une plus grande partie du mur pour un instant donné.

Cette notion d'étalement de la pression dans le temps peut aussi s'illustrer à l'aide de la pression d'impulsion. Celle-ci est en fait l'intégrale de la pression sur un temps donné. Elle est défini par :

$$P_I(z) = \int_{\text{impact}} P(z, t) dt \quad (5)$$

Pour obtenir la pression d'impulsion liée à l'impact, on intègre alors la pression sur la durée du pic t_p . Cette procédure est appliquée ici pour deux impacts aux caractéristiques (profondeur, hauteur, période) similaires, mais dont les déferlantes résultantes sont différentes, c'est-à-dire aération faible (test #71) et aération élevée (test #88). Les caractéristiques en question sont présentées au Tableau 5 alors que les pressions d'impulsion sont illustrées à la Figure 33. Celles-ci sont également accompagnées de courbes prédictives issues de la théorie potentielle développée par Cooker et Peregrine (1995). La comparaison entre les deux types d'impacts montre que l'intégrale pour l'impact à aération élevée n'est pas plus petite que pour l'impact aération faible même si la pression maximale atteinte est plus petite. Comme mentionné plus haut, cela s'explique par le fait que t_r et t_p sont plus grands.

En regard de la théorie, celle-ci tend à sous-estimer les impulsions. Il est possible que cela soit dû à une sous-estimation de la vitesse u_c ou de la hauteur de l'impact qui sont utilisés comme intrants à l'équation théorique. Il faut aussi garder à l'esprit que cette théorie se base sur des écoulements incompressibles et non visqueux, qu'elle néglige les termes non-linéaires et assume un front de vague arrivant horizontalement avec une vitesse uniforme. De plus, la théorie ne prédit pas un aussi grand écart entre les deux types d'impact que les résultats expérimentaux. Une explication possible à ce phénomène serait que les impacts avec de grandes poches d'air rebondissent élastiquement sur le mur, augmentant par le fait même l'impulsion transmise au mur, alors que les impacts flip-through ou à faible aération évoquent plutôt des collisions inélastiques (Peregrine, 2003). Malgré cet écart, la théorie de Cooker et Peregrine peut tout de même servir de guide, contrairement aux formules de Goda (1974).

Les aspects élastiques et inélastiques associés aux impacts à aération élevée et flip-through nous amènent à nous questionner sur les phénomènes qui se produisent immédiatement après l'impact. Bien que considérés comme élastiques à cause de l'effet rebond (après l'impact principal, la poche d'air se détend), les impacts à aération élevée ne sont pas parfaitement élastiques car une partie de l'énergie cinétique est dissipée (transformée) en chaleur et en brassage turbulent. De plus, l'impact flip-through n'est principalement considéré que dans la direction horizontale dans cette théorie, étant donné que l'énergie de la vague dont elle provient se propage toujours dans le plan horizontal. Ainsi, la perte d'énergie cinétique liée à ce type d'impact inélastique doit plutôt être associée à un transfert d'énergie : l'énergie de la vague (essentiellement horizontale) est transférée dans le jet

vertical généré lors de l'impact. C'est d'ailleurs en grande partie pourquoi les impacts flip-through génèrent des jets importants.

Tableau 5. Caractéristiques des deux types de déferlantes.

	Unités	Aération faible	Aération élevée
# Test – # Impact	-	71 - 9	88 - 9
h_0	[m]	3.8	3.8
H_0	[m]	1.25	1.3
Hauteur de l'impact $\approx H_b$	[m]	1.5	1.5
Hauteur immergée $\approx h_{wb}+H_b$	[m]	1.9	1.9
x_b	[m]	1.7	2.6
Hauteur de l'impact/immergée	%	79	79
Vitesse de la crête	[m/s]	7.5	8.1
$P_{w,max}$	[kPa]	3340	810
t_r	[s]	9	46
t_p	[s]	16	78

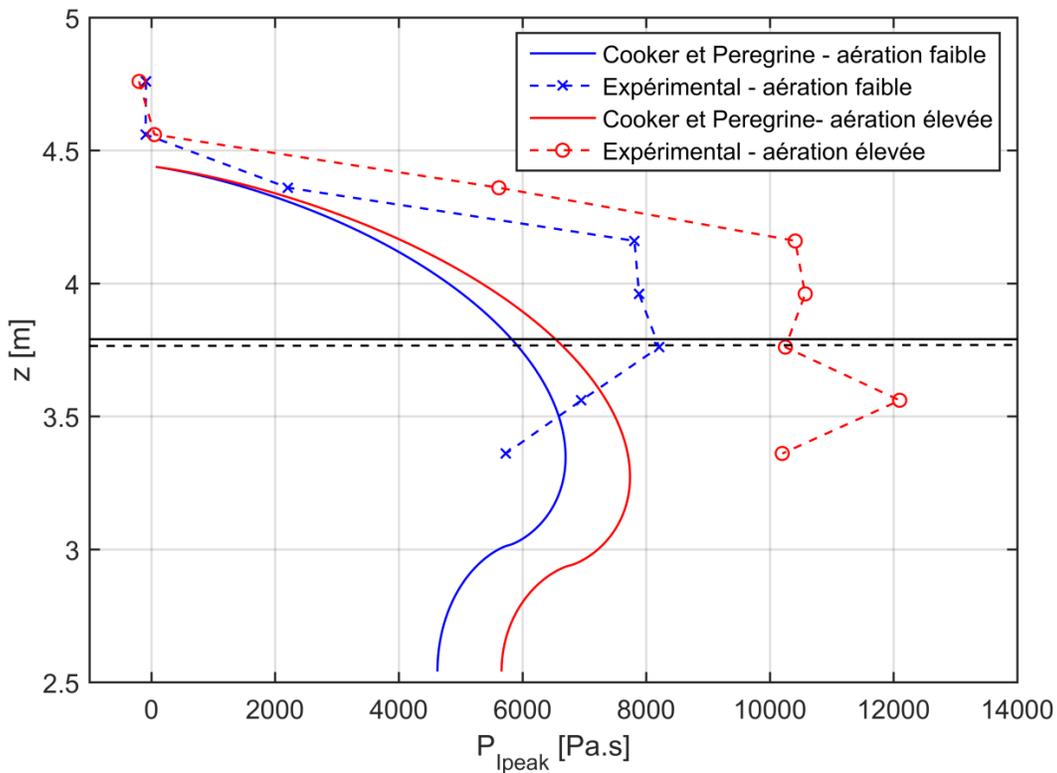


Figure 33. Prédiction des impulsions de pression par le modèle de Cooker & Peregrine (1995) ainsi que celles mesurées dans les expériences. Impact à faible aération (Test #71) et à aération élevée (Test #88).

La pression de jet maximale enregistrée lors des tests sans déflecteur provient d'ailleurs d'un impact flip-through. Elle se chiffre à $P_{Jver} = 14,6$ MPa, comme le montre la Figure 34. Cette valeur a été atteinte pour l'impact #60-3, avec $h_0 = 3,6$ m, $T = 8$ s et $H_0 = 1,2$ m. La durée du pic est cependant très courte. Les pressions sur le mur associées à ce jet ne sont pas critiques, laissant croire comme beaucoup d'autres tests que les pressions de jet et sur le mur ne sont pas corrélées. Les pressions de jet sont étudiées dans l'optique où elles donnent une idée de la puissance du jet que devra supporter un déflecteur installé au-dessus du mur. Bien que cette pression n'est pas équivalente à celle que subit un déflecteur, elle illustre quel type d'impact est le plus critique pour le déflecteur.

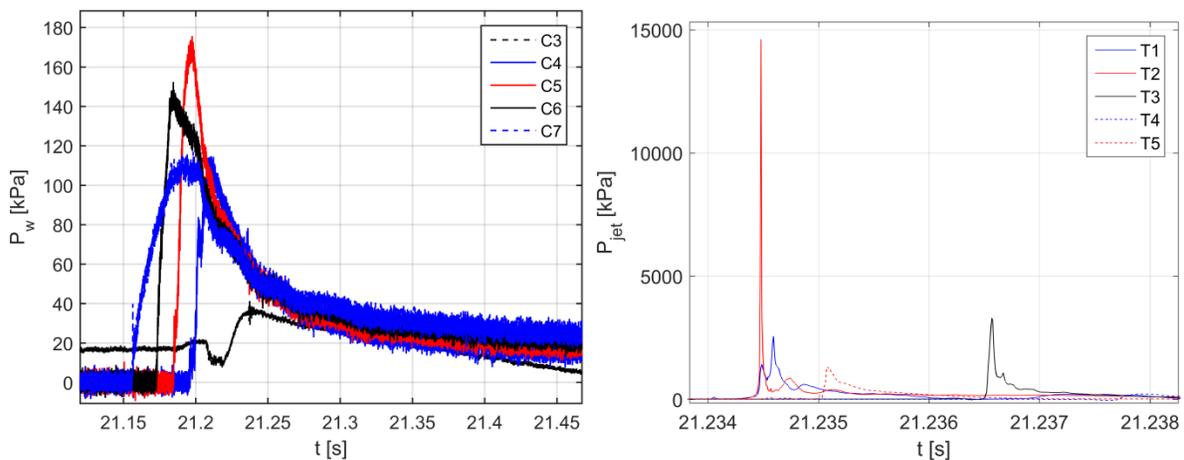


Figure 34. Impact #60-3 amenant la pression de jet la plus élevée, avec $h_0 = 3,6$ m, $T = 8$ s et $H_0 = 1,2$ m : à gauche, pressions sur le mur (senseurs C3 à C7); à droite, pressions générées par le jet (senseurs T1 à T5).

Outre les pressions, la force sur la structure est aussi une donnée d'intérêt en vue de la conception de l'ouvrage côtier. Les données de pression constituent des informations locales et peuvent différer grandement d'un point à l'autre du mur. La force totale exercée sur celui-ci permet d'avoir un portrait plus global de l'impact. Pour obtenir la force s'exerçant sur le mur, il suffit d'intégrer la pression sur toute sa surface (voir Figure 35). Dans les expériences, les capteurs de pression ne sont pas disposés sur toute la surface du mur (seulement la portion centrale). De plus, ils ne permettent pas des mesures continues en largeur et en hauteur : ils permettent seulement de mesurer la pression de façon ponctuelle avec une résolution spatiale de 20 cm par 20 cm. L'information pour estimer l'évolution des forces est donc limitée dans l'espace. De plus, deux types de capteurs sont présents sur le mur, chacun ayant une sensibilité différente. La colonne du centre (Kistler) mesure la très grande majorité du temps des pressions plus élevées que les colonnes latérales B et D (PCB).

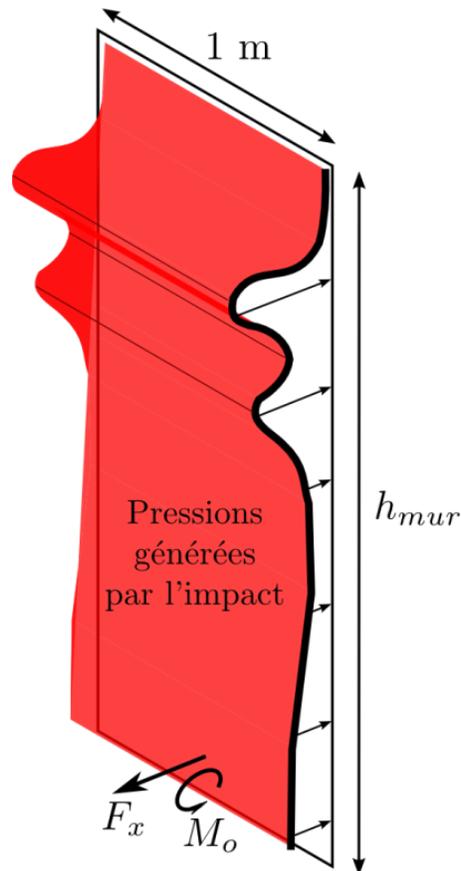


Figure 35. Forces de réaction associée à la distribution de pression sur le mur (surface rouge). F_x et M_o représentent respectivement la force horizontale et le moment associés à cette réaction.

Dans le calcul des forces horizontales, les capteurs des colonnes B, C et D sont considérés, de la rangée 2 à la rangée 7. La pression lue par chaque capteur est considérée comme s'appliquant de façon uniforme sur une aire de 0,2 x 0,2 m autour du capteur. Ainsi, la force est calculée sur une aire totale de 0,72 m² (1,2 x 0,6 m) couvrant environ 50% de la hauteur. Elle ne correspond donc pas à la force totale exercée par l'impact sur la totalité du mur. À des fins de comparaison et d'extrapolation vers une structure à l'échelle réelle, les résultats sont présentés en termes de chargement distribué par mètre linéaire, c'est-à-dire une force distribuée uniformément sur une structure d'un mètre de long (donc en kN m⁻¹). La plus grande force mesurée (et calculée) lors des tests sans déflecteur est de 435 kN m⁻¹. Cette force est très impressionnante mais, comme le montre la Figure 36, le pic de force ne s'applique que pendant 50 ms environ. L'impact #92-2, à l'origine de cette force, engendre une pression maximale de 1742 kPa. Cette pression n'est pas la plus grande mesurée sur le mur et elle est même inférieure à la pression significative ($P_s=1913$ kPa) pour $h_0=3,8$ m et

T = 6 s. Lorsqu'une zone de haute pression couvre une grande superficie sur le mur, la force générée peut être grande sans qu'il y ait un pic de pression accentué.

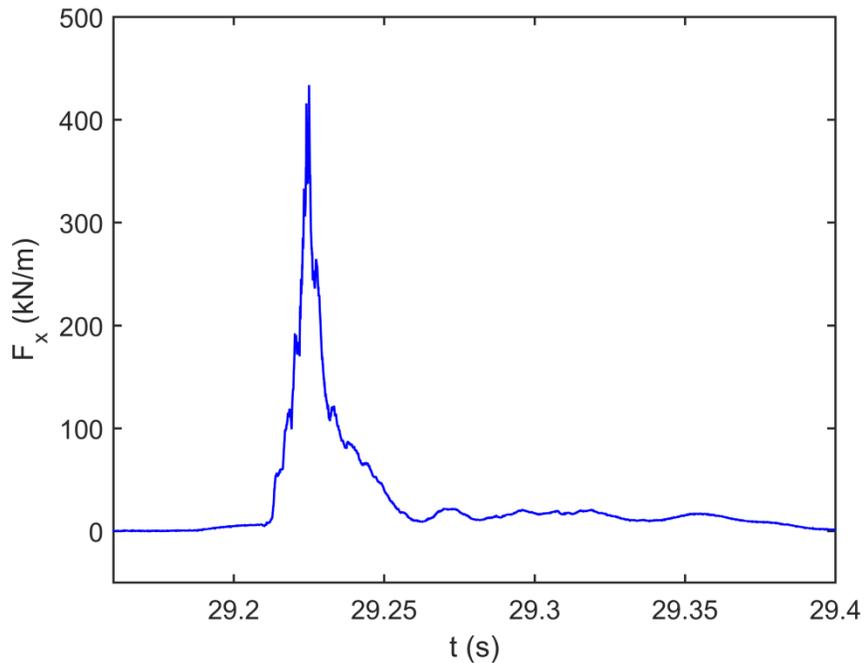


Figure 36. Force maximale enregistrée lors des tests sans déflecteur. Impact #92-2, avec $h_0 = 3,8$ m, $T = 6$ s et $H_0 = 1,25$ m.

C'est le cas notamment des impacts à aération élevée, où la poche d'air répartit l'énergie de l'impact sur une plus grande surface. Comme l'indique le Tableau 6, bien que les pressions maximales pour des impacts à forte aération soient trois fois moins élevées que pour une aération faible, les forces maximales sont seulement 1,5 fois plus petites. Les impacts à aération élevée ne sont pas à négliger, car ils présentent des pics de force plus longs et des oscillations dues à la poche d'air (Figure 37), ce qui pourraient avoir un effet sur la résistance en fatigue notamment.

Tableau 6. Forces maximales et significatives (20% des plus hautes) selon différents types d'impact pour $h_0=3,8$, $T=6$ s.

Type d'impact	P_s	$F_{x,s}$	$F_{x,max}$	$M_{0,s}$	$M_{0,max}$
	kPa	$kN\ m^{-1}$	$kN\ m^{-1}$	$kN.m\ m^{-1}$	$kN.m\ m^{-1}$
Flip-through	1789	324	435	437	612
Aération faible	2986	420	425	615	654
Aération élevée	871	276	350	372	505

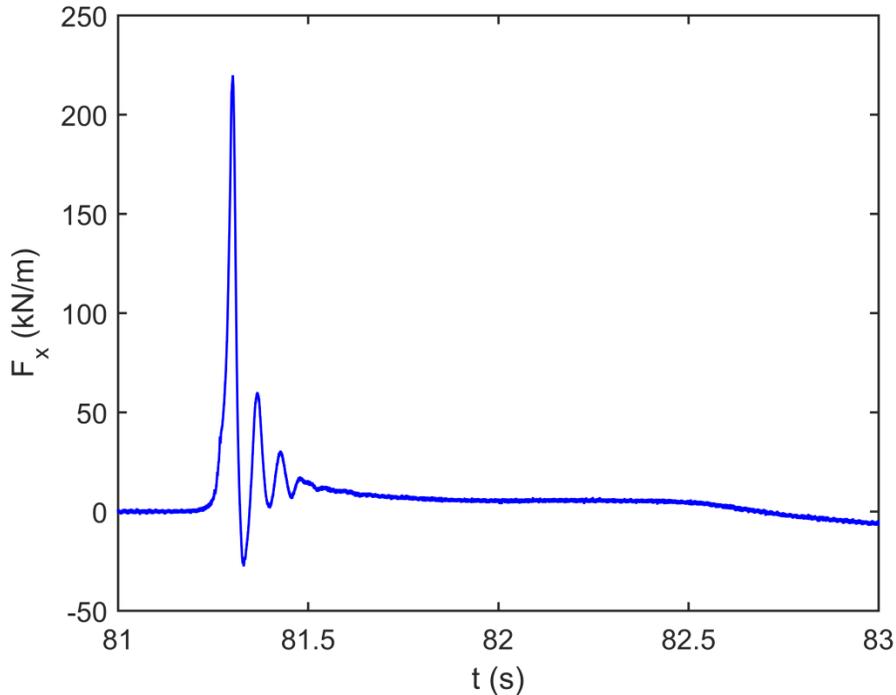


Figure 37. Courbe de force typique d'un impact à aération élevée (#93-11).

4.2.2 Tests avec déflecteur

Le déflecteur installé au sommet de la structure a pour but de limiter le franchissement des vagues et de dévier les jets d'eau engendrés lors des impacts. Les jets pouvant être propulsés à plus de 20 m s^{-1} (72 km h^{-1}), ils génèrent des pressions très élevées sur le déflecteur qu'il est impératif de quantifier à des fins de conception. Ayant colligé une bonne quantité d'information en ce qui a trait aux pressions sur le mur, les tests avec déflecteur se concentrent principalement sur les pressions générées sur celui-ci ainsi que sur les quantités d'eau ayant franchi la structure.

Puisque le déflecteur interagit avec l'écoulement après l'impact sur le mur, il ne devrait pas avoir d'effets sur les pressions mesurées sur le mur. Toutefois, le déflecteur augmente significativement la proportion d'énergie des vagues réfléchiée vers le large, augmentant du même coup les interactions et les interférences avec les vagues subséquentes. Il est donc plus difficile de lier les résultats avec les conditions de vague (h_0 , H_0 , T). Par exemple, il est plus difficile d'observer une tendance dans l'identification des conditions critiques comme à la Figure 28a, que ce soit pour $T = 4 \text{ s}$ ou $T = 6 \text{ s}$ (voir Figure 38).

En prenant 20% des impacts non négligeables sur le déflecteur ($P_d > 800$ kPa) et en faisant la moyenne des pressions et des forces maximales, il est possible (tout comme avec le mur) d'obtenir la pression significative. Les données pour une variété de profondeurs h_0 et de périodes T sont résumées au Tableau 7. Les pressions exercées sur le déflecteur¹ se situent en moyenne entre 1500 et 3000 kPa. Elles sont plus élevées que celles sur le mur, mais leurs durées d'application (t_r et t_p) sont aussi plus petites. La Figure 39 présente la pression la plus élevée mesurée sur le déflecteur (test #110-4, $h_0=3,6$ m, $T=6$ s, $H_0=1,1$ m; Figure 40 et Figure 41). Le temps de montée est de $t_r = 1,4$ ms et la durée du pic est de $t_p = 6$ ms. Cette pression de 5175 kPa sur le déflecteur est en fait la plus élevée enregistrée sur l'ensemble de la structure. Elle est également très localisée sur la structure, précisément à la position Z2C (au centre du déflecteur; voir Figure 9). Aucun autre capteur autour de la position Z2C n'a mesuré une pression du même ordre de grandeur au moment de l'impact (Figure 42).

¹ Les capteurs PCB de modèle 113B24 (au nombre de quatre sur le déflecteur) sont plus sensibles que les modèles 113B26 et mesurent systématiquement les pressions les plus élevées sur le déflecteur.

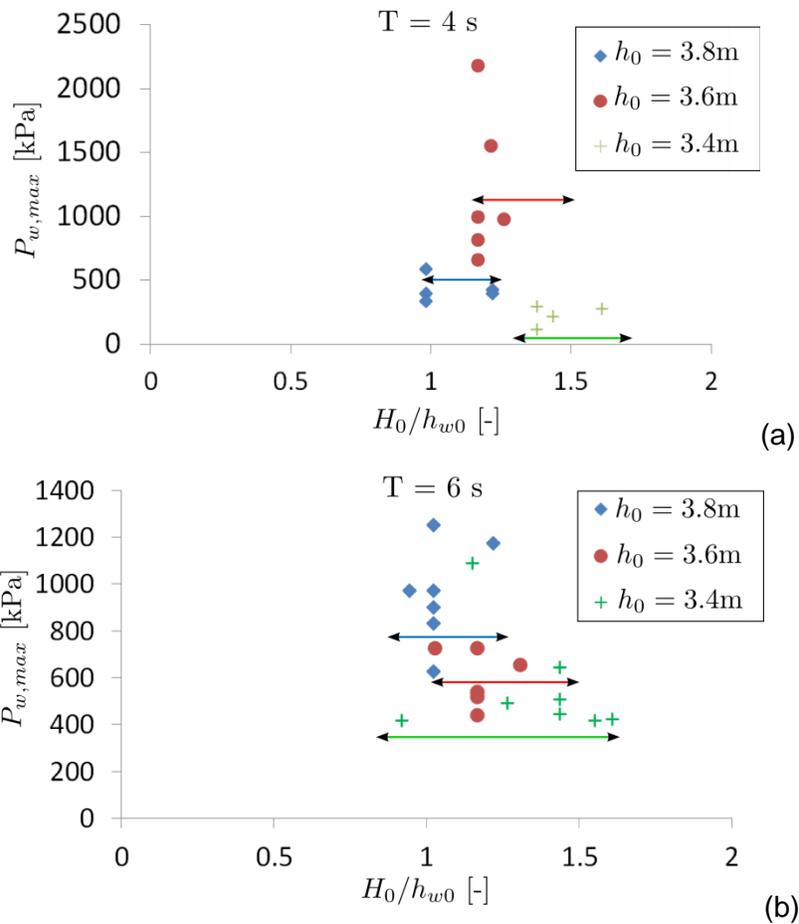


Figure 38. Pressions critiques (à partir des PCB) sur le mur avec déflecteur pour (a) $T = 4$ s et (b) $T = 6$ s. Les flèches indiquent l'étendue des tests pour chaque profondeur.

Tableau 7. Pressions et forces significatives sur le déflecteur pour les impacts non négligeables ($P_d > 800$ kPa). Le symbole « * » indique qu'il y a moins de cinq tests non négligeables.

T	Nombre total d'impacts	h_0	$P_{d,s}$	$P_{d,max}$	$F_{xd,s}$	$F_{yd,s}$	$M_{0d,s}$
s	-	m	kPa	kPa	kN m^{-1}	kN m^{-1}	kN.m m^{-1}
4	128	3,4	1678*	2637	26*	26*	8*
	144	3,6	1645	1686	28	30	9
	144	3,8	1670	1914	27	29	9
6	132	3,4	2305	2407	40	30	10
	172	3,6	3255	5175	57	41	13
	311	3,8	3409	4195	56	53	16
8	112	3,8	1858	2675	44	37	11

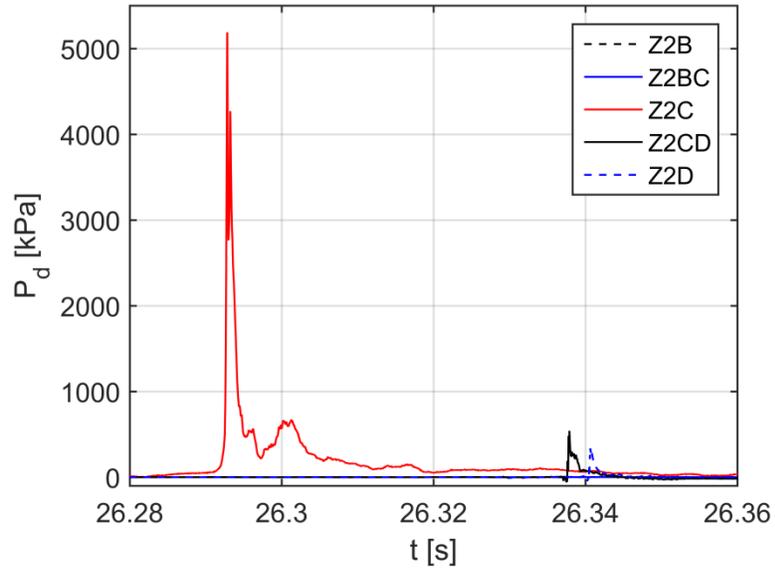


Figure 39. Impact générant les pressions les plus élevées sur le déflecteur (impact #110-4).



Figure 40. Vidéo de l'impact #110-4 montrant le déferlement.



Figure 41. Vidéo de l'impact #110-4 montrant le jet dévié par le déflecteur.

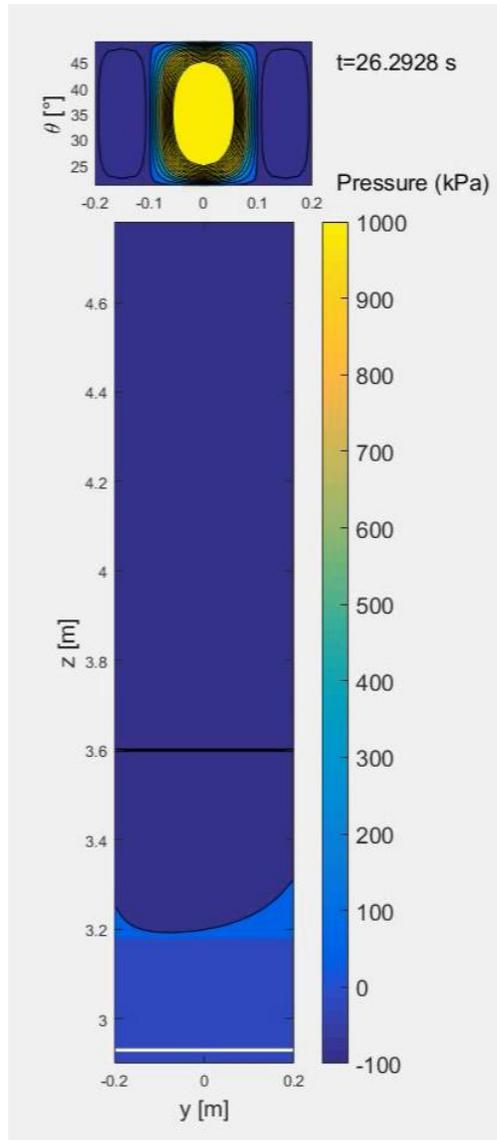


Figure 42. Fluctuations de pression sur le mur et le déflecteur (test #110-4). Vidéo (ctrl+clic pour faire jouer).

Les données présentées dans le Tableau 7 suggèrent que l'effet de la profondeur ne semble pas très important. Pour une période de 4 secondes, tout comme pour une période de 6 secondes, les moyennes sont sensiblement les mêmes et la différence est plus marquée pour $T = 6$ s. L'effet de la période semble quant à lui plus important. Les conditions générant les pressions et les forces les plus grandes sont $h_0 = 3,8$ m et $T = 6$ s. Une quantité beaucoup plus grande de tests pour ces conditions, et donc davantage de « possibilités » d'impact, peuvent expliquer ce constat. Pour en être certain, il faudrait balayer un plus grand intervalle de H_0 pour $h_0 = 3,6$ et $3,4$ m. En effet, comme mentionné au début de ce chapitre,

ce sont les impacts flip-through et à faible aération qui semblent générer les jets les plus importants et donc qui sont les plus susceptibles de générer de fortes pressions sur le déflecteur. Or, il a été observé que ce genre d'impact se produit (sans être trop perturbé par les réflexions) autour de $H_0/h_{w0} \approx 1$. Comme l'indique la Figure 38a, nous n'avons pas été en mesure de tester toutes les conditions de profondeurs et de périodes jusqu'à cette valeur. En ce qui a trait aux vagues de 4 secondes, celles-ci ont une longueur d'onde très petite et interagissent par conséquent très près du mur avec la réflexion de la vague précédente.

Le Tableau 7 présente également les forces de réaction au bas du déflecteur : force horizontale F_{xd} , force verticale F_{yd} et moment M_{od} . Ceux-ci sont calculés de la même façon que pour le mur, c'est-à-dire en estimant l'intégrale de pression à partir des données de l'ensemble des capteurs (couvrant 95% de la surface du déflecteur) et en exprimant le tout par unité de longueur (m^{-1}). Tout comme pour les pressions, les pics de force sont très rapides. Les pics de force les plus intenses sont en moyenne de l'ordre de 30 à 40 $kN m^{-1}$ alors que le plus pic le plus élevée est de 85 $kN m^{-1}$ (104 $kN m^{-1}$ une fois la composante horizontale et verticale combinées). Le chargement quasi-hydrostatique (parfois difficile à observer étant donné la dérive des signaux de PCB) s'exerce sur une plus longue période de temps (voir Figure 43) et se situe autour de 5 $kN m^{-1}$ (7 $kN m^{-1}$ combiné). Les moments de force maximaux se situent quant à eux autour de 10 $kN m m^{-1}$ (la valeur maximale calculée est de 20 $kN m m^{-1}$).

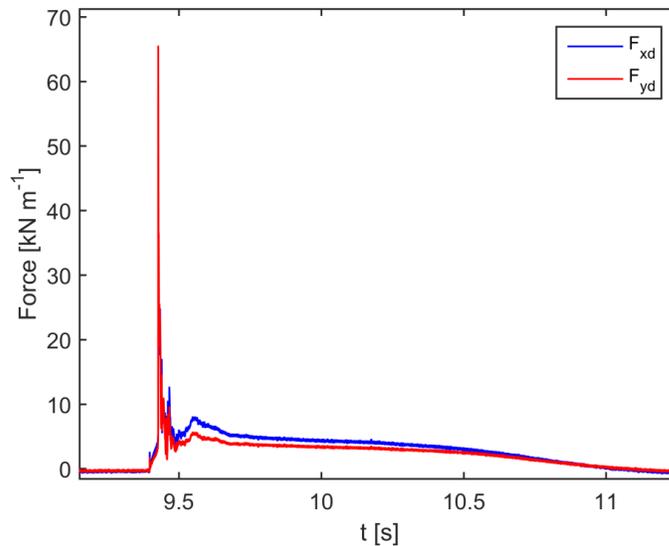


Figure 43. Forces maximales enregistrées sur le déflecteur, pour l'impact #104-2.

4.2.3 Déformation de la plage et affouillement au pied du mur

La pente devant le mur étant constituée de sédiments meubles, elle a tendance à se déformer au fil des essais sous l'action des vagues incidentes et des interactions entre celles-ci et les vagues réfléchies par le mur. C'est pourquoi, à la fin de chaque journée d'essais, le canal était vidé et le profil de la plage était relevé par méthode d'arpentage traditionnel afin de mesurer les déformations causées par les essais de la journée. Une fois ce relevé topographique réalisé, la couche de surface du sédiment était homogénéisée et nivelée au moyen d'une mini-chargeuse afin de rétablir la pente initiale de 1:10. Pour les essais #1 à #208, des plaques d'acier de 1,2 m de largeur et de 1/2" (1,27 cm) d'épaisseur étaient installées au bas du mur et soudées à celui-ci afin d'éviter la formation d'un affouillement à cet endroit. À partir de l'essai #209, les soudures ont brisé et les plaques de protection ont dû être retirées.

Dans cette section, nous décrivons brièvement les déformations subies par la pente initiale afin de donner une idée de la magnitude de ces déformations. Leur influence sur les mesures de pression réalisées au niveau du mur et du déflecteur n'ont cependant pas été investiguées, ce sujet dépassant le cadre de ce projet de recherche. L'influence des plaques de protection sur les pressions est quant à elle abordée plus loin dans cette section.

Lorsque les plaques d'acier protectrices étaient présentes au pied du mur, aucun affouillement n'a été constaté directement au pied du mur. Cependant, les profils de plage quotidiens montrent qu'une barre de déferlement a tendance à se former entre 1 m et 1,5 m du mur, à la limite des plaques de protection (Figure 44 à Figure 46). Le long du profil, d'autres barres et creux d'avant-côte ont également tendance à se former au fil du temps, bien que la pente initiale de 1:10 soit conservée tout au long des essais. L'amplitude de ces déformations est en lien direct avec les périodes de vagues testées au cours de la journée.

Ainsi, pour $T = 4$ s (Figure 44), l'élévation moyenne de la barre de déferlement qui se forme à la limite des plaques de protection est de 0,15 m. Le creux d'avant-côte le plus prononcé observé le long du profil présente une profondeur moyenne de 0,05 m et se situe à 7 m en avant du mur, tandis que la barre d'avant-côte la plus développée a une élévation moyenne de 0,26 m et se situe approximativement à 6 m du mur.

Lorsque la période de vague testée passe à 6 secondes (Figure 45), l'élévation moyenne de la barre de déferlement qui se forme à la limite des plaques de protection augmente à 0,204 m. Le creux d'avant-côte le plus prononcé pouvant être mesuré le long du profil a une

profondeur moyenne de 0,11 m et se situe plus loin du mur, vers 10 m, tandis que l'élévation de la barre d'avant-côte la plus développée du profil reste en moyenne de 0,26 m et à 6 m en avant du mur.

Enfin, lorsque la période de vague testée est de 8 secondes, la barre de déferlement se situe toujours à la même position, soit 1,5 m en avant du mur, mais présente une élévation moins marquée, avec une élévation moyenne de seulement 0,13 m (Figure 46). Le creux d'avant-côte le plus prononcé le long du profil est par contre beaucoup plus important, avec une profondeur moyenne de 0,35 m à 9 m du mur. La barre d'avant-côte la plus prononcée observée le long du profil présente quant à elle l'élévation la plus importante, avec une moyenne de 0,50 m de hauteur. Elle se situe généralement à environ 10 m en avant du mur.

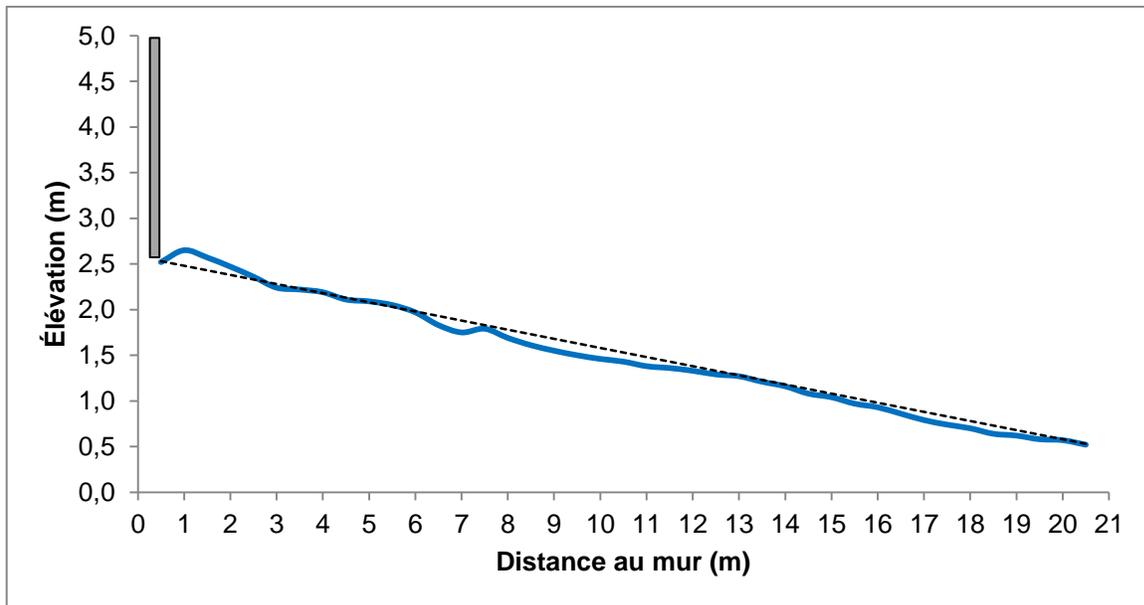


Figure 44. Profil de plage #162 relevé à la fin de la journée du 29 octobre 2015, après 9 séries d'impacts réalisés avec $T = 4$ s, $h_0 = 3,8$ m et $1,25 \leq H_0 \leq 1,55$ m, chaque série d'impacts comptant 15 vagues. Une barre de déferlement de 0,15 m de haut se développe à 1 m du mur, à la limite des plaques de protection. Le creux le plus marqué du profil (-0,04 m) est observé à 7 m du mur tandis que la barre la plus marquée (+0,25 m) est observée à 8 m. La ligne en pointillés indique la pente initiale de 1:10.

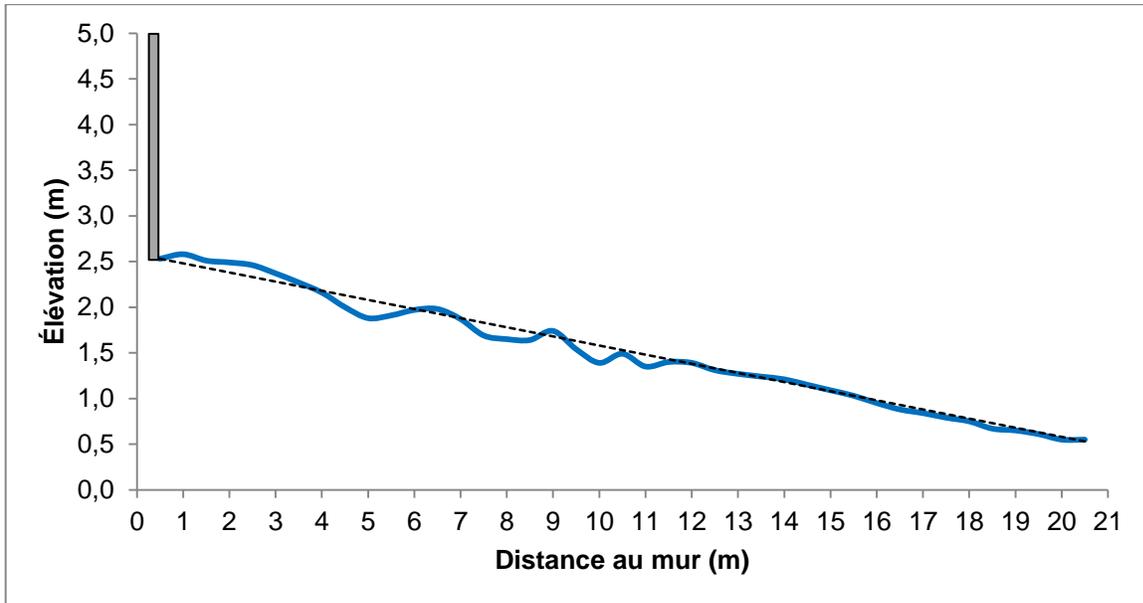


Figure 45. Profil de plage #129 relevé à la fin de la journée du 23 octobre 2015, après 7 séries d'impacts réalisés avec $T = 6$ s, $h_0 = 3,8$ m et $1,25 \leq H_0 \leq 1,55$ m, chaque série d'impacts comptant 15 vagues. Une barre de déferlement de 0,08 m de haut se développe à 1 m du mur, à la limite des plaques de protection. Le creux le plus marqué du profil (-0,10 m) est observé à 10 m du mur tandis que la barre la plus marquée (+0,35 m) est observée à 9 m. La ligne en pointillés indique la pente initiale de 1:10.

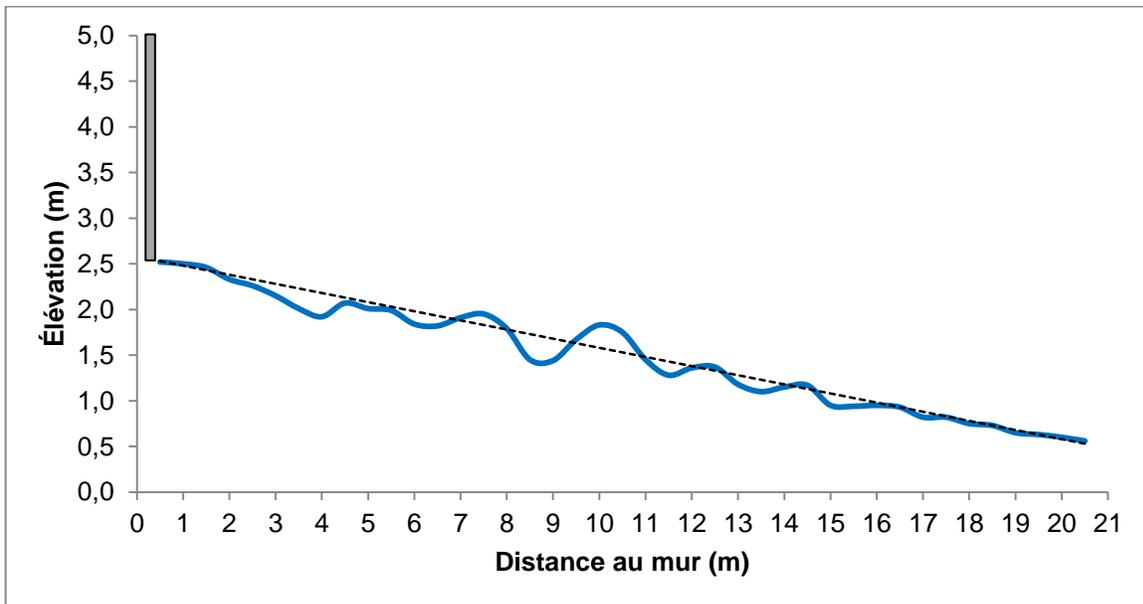


Figure 46. Profil de plage #169 relevé à la fin de la journée du 30 octobre 2015, après 7 séries d'impacts réalisés avec $T = 8$ s, $h_0 = 3,8$ m et $1,25 \leq H_0 \leq 1,35$ m, chaque série d'impacts comptant 15 vagues. Une barre de déferlement de 0,06 m de haut se développe à 1,5 m du mur, à la limite des plaques de protection. Le creux le plus marqué du profil (-0,31 m) est observé à 9 m du mur tandis que la barre la plus marquée (+0,51 m) est observée à 10 m. La ligne en pointillés indique la pente initiale de 1:10.

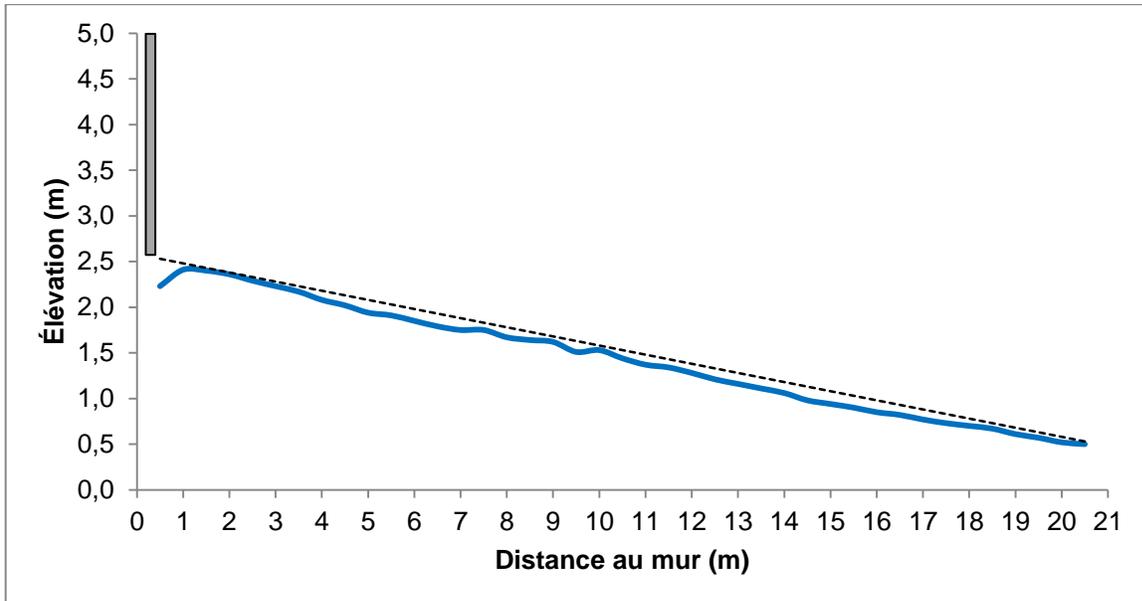


Figure 47. Profil de plage #211 relevé à la fin de la journée du 09 novembre 2015, après 2 séries d'impacts réalisés avec $T = 6$ s, $h_0 = 3,4$ m et $H_0 = 1,25$ m, chaque série d'impacts comptant 10 vagues. Les systèmes de barres d'avant-côte n'ont pas encore eu le temps de se développer le long du profil mais un affouillement significatif de 0,27 m est déjà présent au pied du mur. La ligne en pointillés indique la pente initiale de 1:10.

Lorsque les plaques d'acier protectrices ne sont plus présentes au pied du mur, un affouillement peut être observé directement au pied du mur. Cet affouillement se caractérise par une profondeur variant entre 0,03 m et 0,27 m, avec une profondeur moyenne de 0,156 m (Figure 47). Il faut cependant noter que cet affouillement n'est pas observé sur tous les profils.

En général, la barre de déferlement qui était observée à la limite des plaques de protection continue à se former entre 1 m et 1,5 m du mur, et peut même se développer au point de combler l'affouillement. Son élévation varie entre 0,09 m et 0,32 m avec une élévation moyenne de 0,13 m. En ce qui concerne les autres systèmes de barres et de creux d'avant-côte, ils restent bien présents le long du profil, leur développement n'étant pas affecté par la présence des plaques de protection contre l'affouillement au pied du mur.

Comme mentionnée plus haut, parmi les tests effectués au cours de cette étude, certains n'ont pas bénéficié de la plaque de métal fixée au pied du mur pour limiter l'affouillement. Pour ces tests, le lit est donc libre de se déformer à cet endroit (comme partout ailleurs) et il devient possiblement moins réfléchif. Le Tableau 8 présente une partie des résultats de pressions sur le déflecteur permettant de voir, pour les cas les plus critiques, l'effet d'une protection contre l'affouillement.

Les cas les plus critiques avec cette protection se produisent à $T = 6$ s. Le tableau montre que les pressions significatives subies par le déflecteur sont plus basses sans protection, surtout pour $h_0 = 3,4$ m où un seul impact parmi les 144 est plus élevé que 800 kPa. L'écart est plus faible pour $h_0 = 3,8$ m, mais tout de même marqué d'autant plus que moins d'impacts non négligeables se sont produits sans protection.

Ainsi, la présence de la plaque de métal au pied du mur semble augmenter la puissance des jets ou du moins les pressions mesurées sur le déflecteur. Les forces verticales seraient alors réfléchies vers le haut par la plaque de protection. Le Tableau 9 présente une comparaison des pressions sur le mur avec et sans protection contre l'affouillement. Pour les deux profondeurs étudiées plus haut, les pressions significatives sur le mur ne diminuent pas comme celles sur le déflecteur avec le retrait des plaques. Elles demeurent sensiblement les mêmes.

Tableau 8. Comparaison des pressions et des forces significatives mesurées sur le déflecteur lors des tests avec et sans protection contre l'affouillement pour $T = 6$ secondes. Le symbole * indique qu'il y a moins de cinq tests non négligeables.

	h_0	Nombre total d'impacts	$P_{d,s}$	$P_{d,max}$	$F_{xd,s}$	$F_{yd,s}$	M_{0d}
	m	-	kPa	kPa	kN m^{-1}	kN m^{-1}	kN.m m^{-1}
Avec protection	3,4	132	2305	2407	40	30	10
	3,8	311	3409	4195	56	53	16
Sans protection	3,4	144	821*	821	22*	21*	6*
	3,8	240	2574	3482	53	48	15

L'impact de la vague et la formation du jet étant des phénomènes très rapprochés dans le temps (ou même simultanés), nous avons initialement émis l'hypothèse que l'absence de la plaque aurait un effet simultané ou aucun effet sur les deux. Les résultats montrent que le retrait de la plaque a un effet sur le déflecteur sans en avoir sur le mur. L'hypothèse la plus plausible est maintenant que les forces verticales seraient réfléchies vers le haut par la plaque. Autrement dit, la plaque n'a aucun effet sur la pression lorsque l'augmentation de pression se produit sous la vague contre le mur, mais permet immédiatement après de propulser le jet avec plus de force. Plusieurs autres facteurs pourraient aussi avoir influencé les résultats, mais à des degrés différents.

- Les tests se déroulant en novembre, le froid pourrait avoir affecté la performance des capteurs de pression, surtout ceux sur le déflecteur qui sont alternativement immergés et hors de l'eau.
- Le capteur Z2C situé au centre du déflecteur, qui mesurait une grande partie des pressions maximales, a cessé de fonctionner au début des tests sans plaque de protection.

La dernière hypothèse reste à valider. Il est peu probable que la présence de la plaque influence le processus de déferlement étant donné que celui-ci s'amorce bien avant le pied du mur (les plaques couvrent 1,22 m sur la largeur de la plage), mais elle pourrait par sa proximité influencer la façon dont se bâtit la pression une fois que la crête a atteint le mur et affecter du même coup la formation du jet. Toutefois, ce n'est pas tout à fait le cas, car seul le jet est affecté. La formation de ce dernier semble donc faire intervenir des processus différents de ceux contribuant à de fortes pressions sur le mur. Bref, cet aspect reste à être investigué.

Tableau 9. Comparaison des pressions significatives sur le mur avec déflecteur pour les tests avec et sans protection contre l'affouillement pour T = 6 secondes. Les données proviennent des capteurs PCB uniquement.

	h_0	Nombre total d'impacts	P_s	$P_{w,max}$
	m	-	kPa	kPa
Avec protection	3,4	132	684	1090
	3,8	311	971	1251
Sans protection	3,4	144	636	1081
	3,8	240	1166	1859

4.2.4 Tests de vagues irrégulières

Les tests de vagues irrégulières sont analysés de façon statistique en identifiant la proportion d'impacts pouvant être critiques pour la structure. D'une part, la quantité d'impacts non négligeables est comptabilisée pour chaque test et ensuite la pression maximale enregistrée est identifiée. Le seuil de pression pour le mur indiquant s'il s'agit ou non d'un impact non négligeable est fixé à 100 kPa. Ce seuil est identique à celui choisi pour calculer les pressions significatives sur le mur lors des tests de vagues monochromatiques (section 4.2.1). Il est en fait observé que de 30% à 40%, environ, des impacts sont plus élevés que

100 kPa. Afin de mieux comparer les vagues irrégulières avec les vagues régulières, le seuil pour les pressions sur le déflecteur est maintenant fixé, selon la même méthode (30-40% des impacts de vagues régulières), à 200 kPa. Les résultats sont présentés au Tableau 10.

Ce tableau énumère les conditions de vagues associées aux différents tests et la moyenne pondérée selon la durée des tests pour chaque profondeur, inscrite vis-à-vis les rangées « total ». Le nombre approximatif d'impacts, essentiellement basé sur la durée du test et la période modale, la proportion d'impacts non négligeables et les pressions maximales mesurées pour le mur et le déflecteur y sont également présentés.

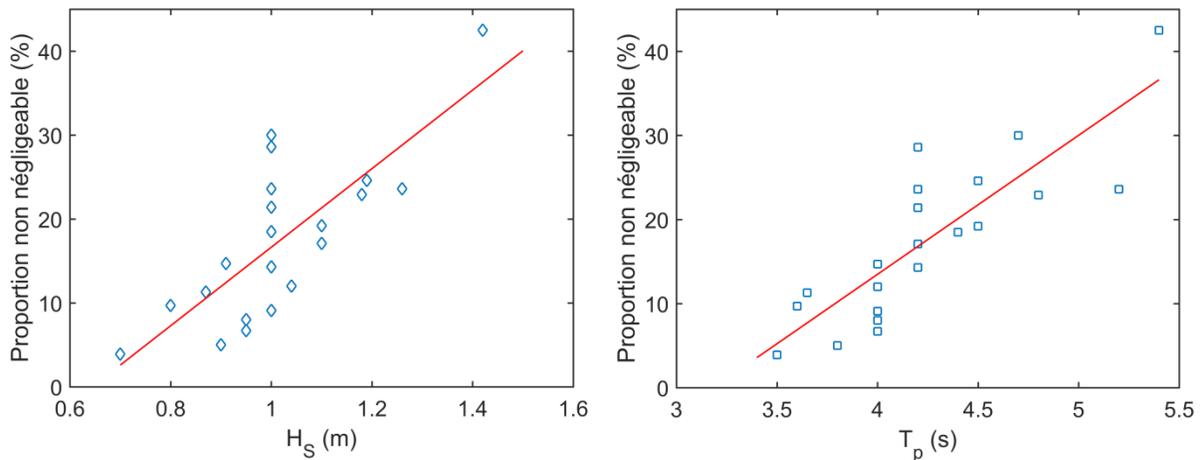


Figure 48. Proportion d'impacts non négligeables en fonction de la hauteur significative et de la période modale pour les tests de vagues irrégulières.

Au premier coup d'œil, la proportion d'impacts non négligeables sur le mur semble augmenter avec la diminution du niveau d'eau. Cependant, c'est également le cas pour la hauteur significative et la période modale. La Figure 48 montre qu'en considérant les tests individuellement, il semble exister une corrélation entre la proportion d'impacts non négligeables et la période modale ou la hauteur significative ou les deux. En effet, il n'est pas possible de discriminer facilement l'effet de la hauteur et de la période étant donné que les deux varient sensiblement de la même façon avec les tests. Il faudrait effectuer des analyses statistiques multivariées plus poussées. Pour avoir des pressions critiques, les vagues doivent déferler à proximité du mur et donc elles ne doivent être ni trop grandes ni trop petites. Dans ce contexte, il est difficile d'analyser l'impact de la variation de la hauteur significative sur les pressions. Par ailleurs, il serait logique que la période modale joue un rôle puisqu'il a été noté précédemment que les vagues de six secondes sont plus critiques que les vagues de quatre secondes.

Globalement, la proportion de vagues causant des pressions de plus de 100 kPa sur le mur varie entre 10 et 25%. Les pressions maximales mesurées sont quant à elles du même ordre ou un peu en-dessous de celles mesurées pour les vagues régulières. Pour ce qui est du déflecteur, il en va autrement. Les pressions maximales $P_{d,max}$ sont largement inférieures à celles mesurées lors des tests de vagues régulières. La proportion d'impacts supérieurs à 200 kPa est également très faible : entre 1 et 5%. Cela est assez étonnant étant donné la grande variété de conditions de vagues testées. Les tests de vagues irrégulières s'étant effectués à la suite des tests sans plaque de protection au pied du mur, les mêmes facteurs (voir section précédente) pourraient aussi être à l'origine de la faible proportion d'impacts critiques sur le déflecteur soit, par ordre d'importance, l'affouillement au pied du mur, le froid, ou le mauvais fonctionnement d'un capteur.

Tableau 10. Analyse statistique des impacts de vagues irrégulières sur le mur à partir de la colonne centrale (capteurs Kistler).

Test #	Durée	h_0	H_s	T_p	Nb. approx. d'impact	Mur			Déflecteur		
						Nb. d'impacts non négligeables	Proportion non négligeable	$P_{w,max}$	Nb. d'impacts non négligeables	Proportion non négligeable	$P_{d,max}$
	(min)	(m)	(m)	(s)	-	-	(%)	(kPa)	-	(%)	(kPa)
261	3,5	3,8	1	4	55	5	9,1	588	1	1,8	865
262	5	3,8	0,95	4	75	5	6,7	2464	3	4,0	273
263	5	3,8	1,1	4,2	70	12	17,1	1024	1	1,4	221
264	3	3,8	1	4,7	20	6	30,0	254	1	5,0	251
265	9	3,8	0,9	3,8	140	7	5,0	434	2	1,4	213
266	15	3,8	0,7	3,5	255	10	3,9	1054	2	0,8	338
267	5	3,8	0,95	4	75	6	8,0	700	2	2,7	277
Total	45,5		0,88	3,86	690	51	7,4		12	1,7	
269	10	3,6	1	4,2	140	20	14,3	720	7	5,0	527
270	10	3,6	1	4,2	140	33	23,6	1076	9	6,4	488
271	10	3,6	1,1	4,5	130	25	19,2	2421	7	5,4	285
272	5	3,6	1,04	4	75	9	12,0	1211	3	4,0	264
273	5	3,6	1,26	5,2	55	13	23,6	1755	3	5,5	775
274	10	3,6	1	4,4	135	25	18,5	826	3	2,2	955
275	10	3,6	0,87	3,65	160	18	11,3	1021	4	2,5	516
Total	60		1,02	4,26	835	144	17,2		36	4,3	
276	10	3,4	1	4,2	140	40	28,6	1214	6	4,3	338
277	10	3,4	1	4,2	140	30	21,4	657	1	0,7	372
278	8,7	3,4	1,18	4,8	105	24	22,9	1292	4	3,8	284
279	5	3,4	1,19	4,5	65	16	24,6	1282	2	3,1	255
280	5	3,4	1,42	5,4	45	19	42,5	1044	2	4,4	235
281	10	3,4	0,91	4	150	22	14,7	703	3	2,0	311
282	10	3,4	0,8	3,6	165	16	9,7	1144	2	1,2	428
Total	58,7		1,03	4,28	810	169	20,9		20	2,5	

4.3 Effets d'échelle

Il existe plusieurs paramètres de similitude entourant la physique des vagues, comme le montre la Figure 49. Lorsqu'un paramètre décrit convenablement les forces et la physique en jeu, les différentes grandeurs physiques peuvent être mises à l'échelle suivant ce paramètre sans dimension. Toutefois, cela est plus complexe lorsque plusieurs forces et donc plusieurs paramètres sont à considérer pour le même phénomène.

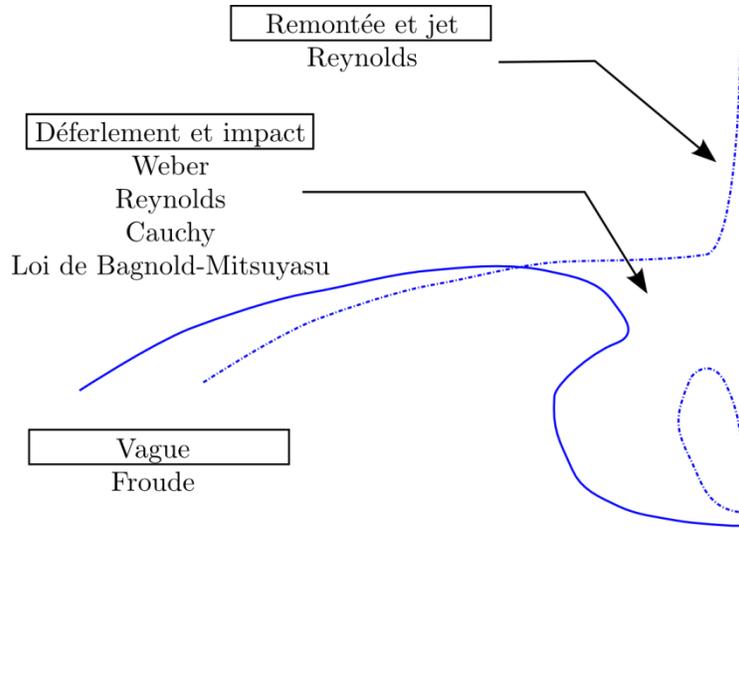


Figure 49. Paramètres de similitude dans l'étude des vagues.

Le nombre de Froude est utilisé pour caractériser les écoulements à surface libre et les vagues. Il a toutefois été établi qu'il ne représentait pas toujours correctement le déferlement et les impacts de vagues, qui sont des phénomènes rapides et violents qui induisent des pressions très élevées. De plus, dû à la présence d'air sous la vague, des effets de compressibilité sont présents alors qu'habituellement les vagues sont considérées comme étant incompressibles. Pour tenir compte de ces effets, Bagnold (1939) a mené des expériences en petit canal pour dériver une loi décrivant les effets de compressibilité sur les pressions à différentes échelles. La portée de cette loi a plus tard été étendue par Mitsuyasu (1966). Récemment, Bredmose *et al.* (2015) ont dérivé une forme plus générale de la loi de Bagnold-Mitsuyasu. La procédure pour la mise à l'échelle des pressions maximales est basée sur la relation suivante :

$$\check{P}_p = F^{-1}[S \times F(\check{P}_m)] \quad (6)$$

où S est le facteur d'échelle et les indices p et m indiquent respectivement l'échelle prototype et modèle. La fonction basée sur la pression adimensionnelle permettant la mise à l'échelle est :

$$F(\check{P}) = (\check{P} + 1)^{(k-1)/k} + (k - 1)(\check{P} + 1)^{-1/k} - k \quad (7)$$

où la pression sans dimension \check{P} s'écrit sous la forme $\check{P} = (P - P_0)/P_0$ avec P la pression absolue maximale mesurée et P_0 la pression atmosphérique (la pression atmosphérique standard est de 101,3 kPa). k (= 1,4 pour l'air) est le rapport des capacités thermiques. Ainsi, pour obtenir les pressions maximales à l'échelle réelle, il faut :

1. Calculer la pression adimensionnelle à l'échelle modèle $\check{P}_m = (P_m - P_0)/P_0$ où P_m est la pression absolue mesurée à l'échelle modèle et P_0 est la pression atmosphérique.
2. Calculer la valeur correspondante de $F(\check{P})_m$ en utilisant l'équation 7. Appliquer le facteur d'échelle S à cette valeur pour obtenir la valeur de $F(\check{P})_p$ à l'échelle réelle.
3. Suivant l'équation 6, appliquer la « transformée inverse » pour obtenir \check{P}_p . Une procédure itérative est nécessaire pour résoudre l'équation 7 puisque \check{P}_p n'est pas défini de façon explicite.
4. Retrouver P_p à partir de \check{P}_p à l'aide de $\check{P}_p = (P_p - P_0)/P_0$.

Par exemple, en considérant la pression maximale enregistrée sur le déflecteur ($P_d = 5175$ kPa) lors de l'impact #110-4, une pression atmosphérique de 101 kPa et k = 1,4 :

1. $\check{P}_m = 5,18 \text{ MPa}/0,101 \text{ MPa} = 51,3$
2. $F(\check{P})_m = 1,72$.

En considérant une échelle de 1:2 (S=2) $\rightarrow F(\check{P})_p = 2F(\check{P})_m = 3,44$

$$3. \check{P}_p = 247$$

$$4. \text{ La pression maximale à l'échelle réelle est donc } P_p = \check{P}_p P_0 = 24,9 \text{ MPa}$$

Il est important de garder à l'esprit que, selon Bredmose *et al.* (2015), les pressions maximales sur le mur ne peuvent pas être mises à l'échelle selon le nombre de Froude

lorsqu'elles sont plus grandes que 318 kPa (en pression relative). Dans ces cas, les pressions à l'échelle réelle doivent être estimées à l'aide de la loi de Bagnold-Mitsuyasu, comme le montre la Figure 50.

Il est également possible d'appliquer graphiquement la loi de Bagnold-Mitsuyasu en suivant la procédure suivante :

1. Calculer la pression adimensionnelle $\check{P} = (P - P_0)/P_0$ où P est la pression absolue mesurée à l'échelle modèle et P_0 est la pression atmosphérique.
2. Lire la valeur correspondante de $F(\check{P})_m$ (désigné aussi par $\varphi(\check{P})$) sur l'axe des abscisses. Appliquer ensuite le facteur d'échelle S à la valeur de $F(\check{P})_m$ pour obtenir $F(\check{P})_p$ (les indices p et m indiquent respectivement l'échelle prototype et l'échelle modèle).
3. Rapporter cette valeur sur la courbe et lire la valeur de \check{P} correspondante sur l'axe des ordonnées.
4. Calculer la pression à l'échelle réelle P_p avec $\check{P} = (P - P_0)/P_0$ où $P = P_p$.

Sur le terrain, les vagues peuvent atteindre 2,5 m et le mur de protection côtière est susceptible d'atteindre des hauteurs de $5 \text{ m} < h_w < 6 \text{ m}$, soit l'équivalent d'un rapport d'échelle de 1:2. Aux Figure 50 et Figure 51, des exemples sont présentés en utilisant la forme générale de la loi de Bagnold-Mitsuyasu. Les exemples représentent des impacts critiques dont les pressions maximales sur la structure correspondent à des pressions réelles de 14 MPa (mur) et 25 MPa (déflecteur) pour un mur côtier de 5 à 6 m de haut. Ainsi, considérant une échelle 1:2, les pressions augmentent respectivement d'un facteur 4 et 5 pour le mur et le déflecteur. Ces augmentations sont significativement plus grandes que ce qu'aurait prédit une mise à l'échelle en suivant la similitude de Froude (facteur 2), utilisée pour mettre à l'échelle la géométrie du mur et des vagues. L'Annexe B présente une représentation graphique de la loi de Bagnold-Mitsuyasu à l'usage des futurs intervenants.

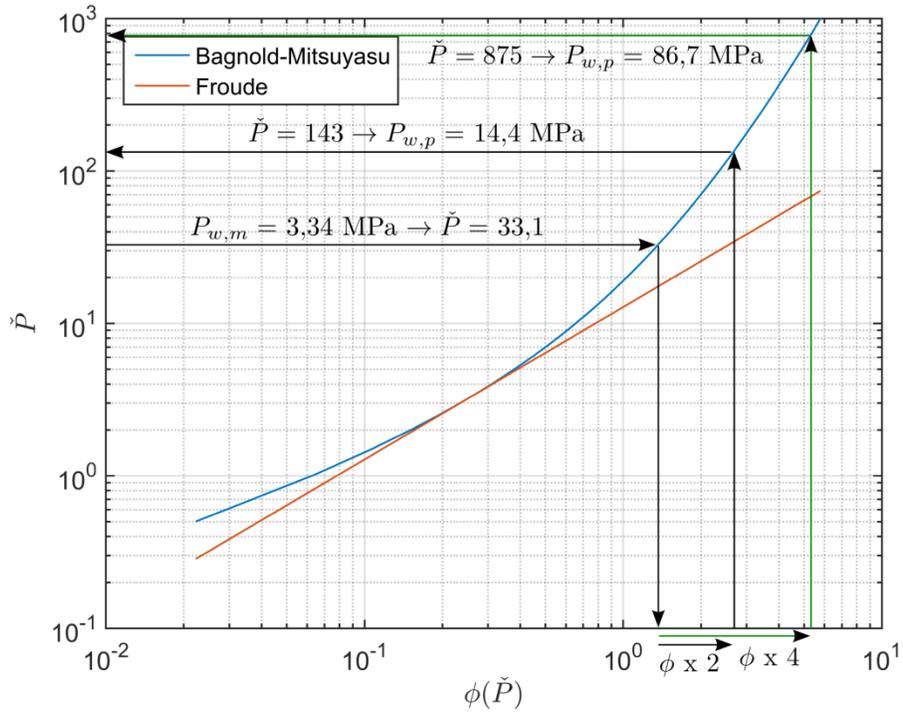


Figure 50. Procédure de mise à l'échelle à l'aide d'un exemple provenant d'une pression critique sur le mur. La pression maximale est ramenée à l'échelle réelle en considérant un facteur d'échelle de 1:2 et de 1:4 entre le mur en canal ($h_{\text{mur}} = 2,5$ m) et le mur sur le terrain.

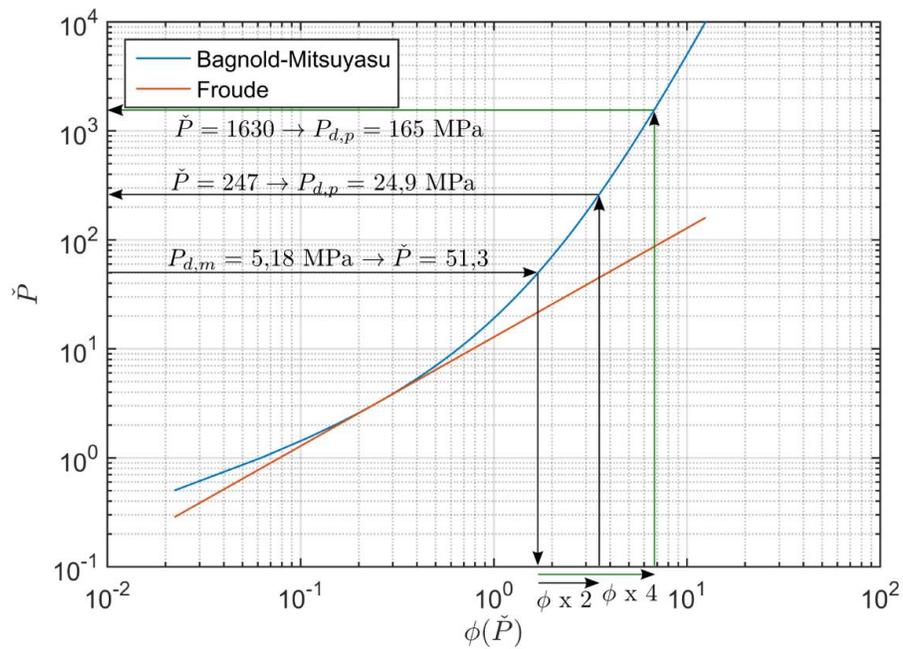


Figure 51. Procédure de mise à l'échelle à l'aide d'un exemple provenant d'une pression critique sur le déflecteur. La pression maximale est ramenée à l'échelle réelle en considérant un facteur d'échelle de 1:2 et de 1:4 entre le mur en canal ($h_{\text{mur}} = 2,5$ m) et le mur sur le terrain.

4.4 Débordements

4.4.1 Franchissement et débits de débordement

Le volume total d'eau franchissant le mur a été mesuré lors de chaque essai en canal. Ce volume a ensuite été converti en volume moyen d'eau par mètre linéaire de mur et par vague en divisant le volume total par la largeur de mur (soit 5 m) et le nombre de vagues générées lors de l'essai. Enfin, le débit moyen de débordement par mètre linéaire de mur q a été calculé en divisant le volume moyen de débordement par la période de vague. Ce débit s'exprime normalement en mètre cube par seconde et par mètre linéaire de mur ($\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}$), mais pour des raisons pratiques il peut également être exprimé en litre par seconde et par mètre linéaire de mur ($\text{l s}^{-1} \text{m}^{-1}$). Ces dernières unités sont utilisées ici compte tenu des faibles débits mesurés. L'expérience en canal étant conduite à une échelle réduite de 1:2, toutes les valeurs de débit présentées dans la section suivante doivent être multipliées par :

$$\frac{(N_L)^3}{N_T N_L} = \frac{(2)^3}{2\sqrt{2}} = 2,83$$

pour obtenir les débits de débordement correspondants à échelle réelle, où N_L représente le rapport d'échelle utilisé pour les longueurs et N_T le rapport d'échelle de temps selon les critères de similitude de Froude.

Les Figure 52 à Figure 55 présentent les débits moyens de débordement du mur équipé du déflecteur en fonction de principaux paramètres hydrodynamiques, à savoir l'amplitude des vagues H_0 (Figure 52), la période des vagues T (Figure 53), l'élévation du mur par rapport au niveau moyen de l'eau, ou hauteur libre Z_m (Figure 54) et la profondeur relative au pied du mur (Figure 55), définie comme le rapport entre l'amplitude de la vague H_0 et la profondeur au pied du mur h_w . Les résultats montrent que dans la plupart des cas, le déflecteur intercepte efficacement le jet produit lors de l'impact des vagues contre le mur et renvoie la majorité de l'eau vers le large.

Le débit de débordement mesuré au cours des 158 essais réalisés avec des vagues régulières sur un mur équipé d'un déflecteur est, en moyenne, de $0,46 \text{ l s}^{-1} \text{m}^{-1}$, sauf 12 essais qui ont donné des débits de débordement compris entre 14 et $25 \text{ l s}^{-1} \text{m}^{-1}$. Ces débits ont été générés par des vagues ayant une amplitude comprise entre 1,25 m et 1,35 m, une période de 8 s et se propageant dans 3,8 m d'eau, ce qui correspond à une élévation du mur

de 1,2 m par rapport au niveau moyen de l'eau et à des profondeurs relatives au pied du mur comprises entre 0,98 et 1,09 m.

Bien que l'on s'attende à ce que les débits de débordement augmentent lorsque l'amplitude des vagues augmente et que la hauteur du mur par rapport au niveau d'eau diminue, les résultats indiquent que ces paramètres sont moins critiques que la période des vagues. En effet, les débits de débordement pour des vagues de $H_0 \geq 1,4$ m et $Z_m = 1,2$ m ne sont que de $0,51 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ lorsque la période est inférieure à 8 secondes, alors que les débits mesurés sont 20 à 45 fois plus importants lorsque la période passe à 8 s, et cela bien que la profondeur au pied du mur soit la même et que les amplitudes de vague testées soient plus petites.

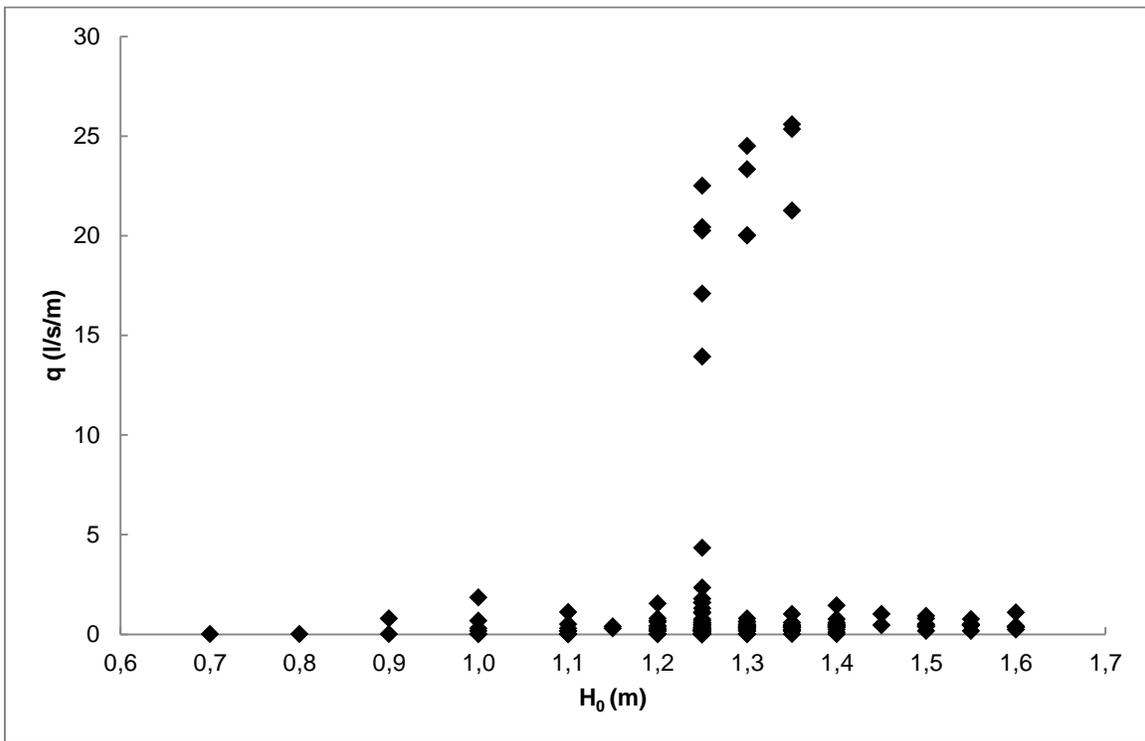


Figure 52. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 .

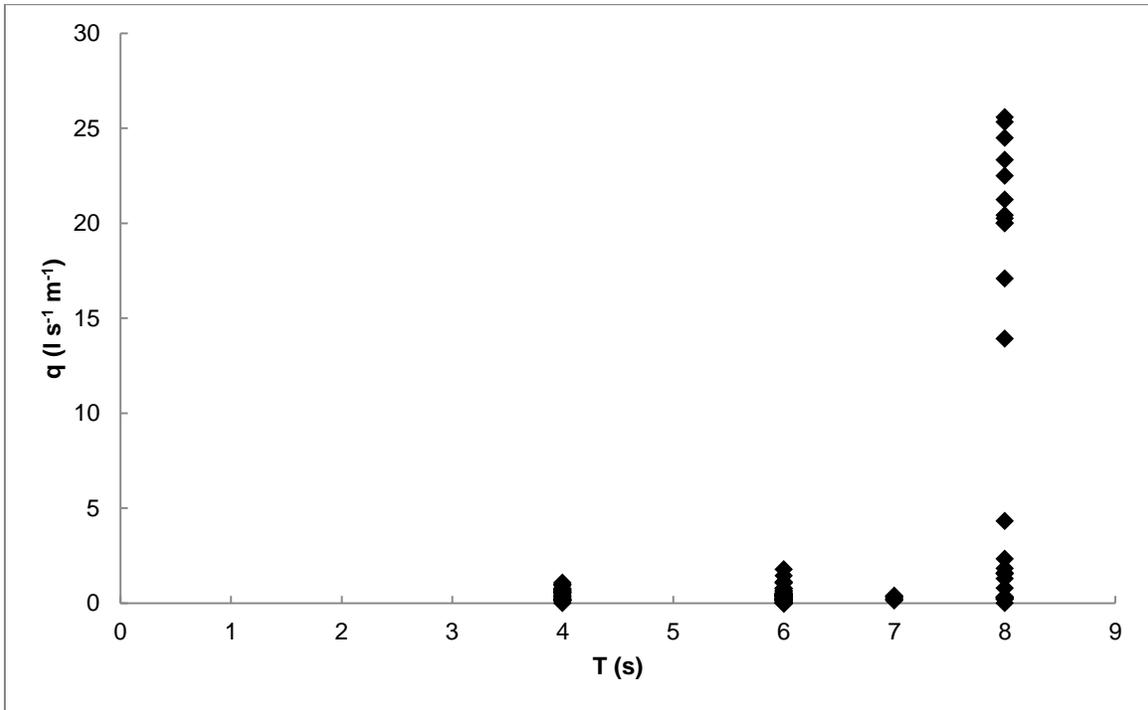


Figure 53. Débit moyen de débordement q en fonction de la période des vagues T .

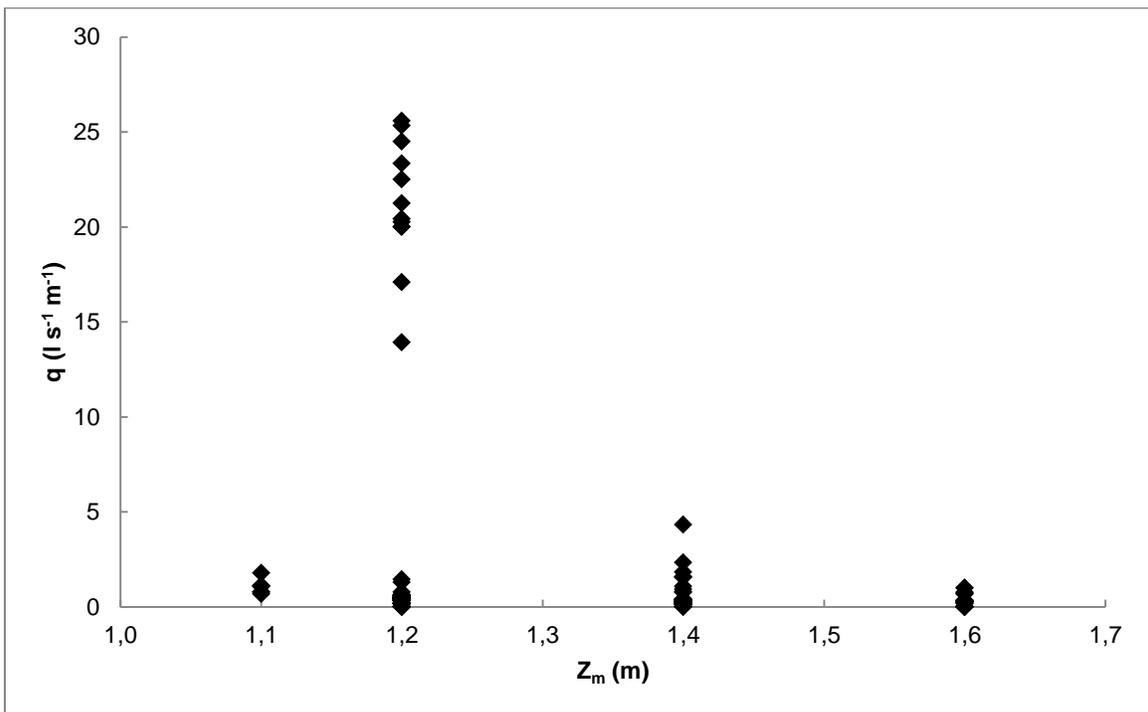


Figure 54. Débit moyen de débordement q en fonction de l'élévation du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m .

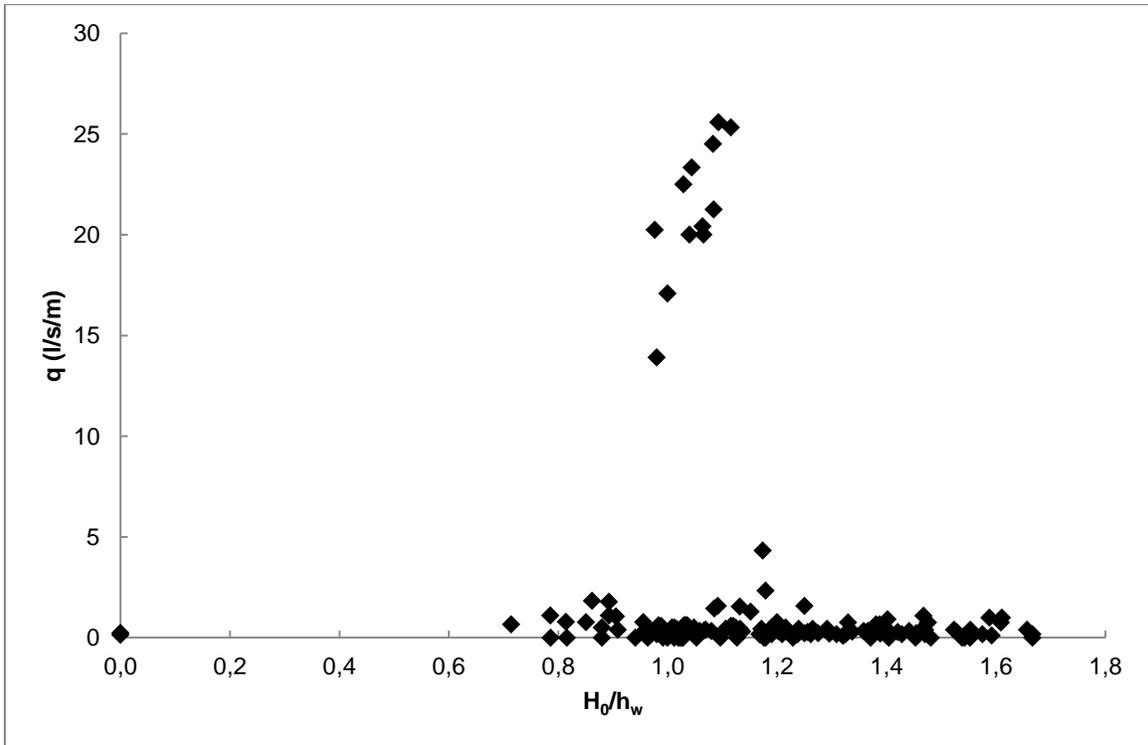


Figure 55. Débit moyen de débordement q en fonction de la profondeur relative au pied du mur H_0/h_w

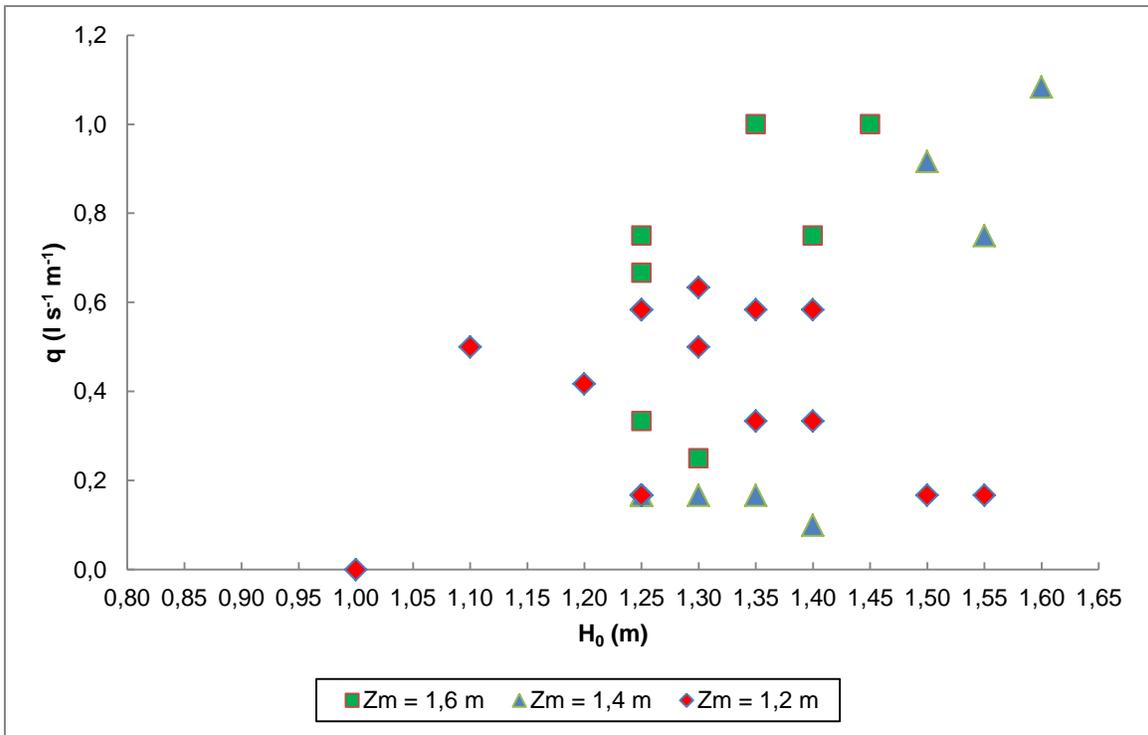


Figure 56. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 et de la hauteur du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m pour des vagues de période $T = 4$ s.

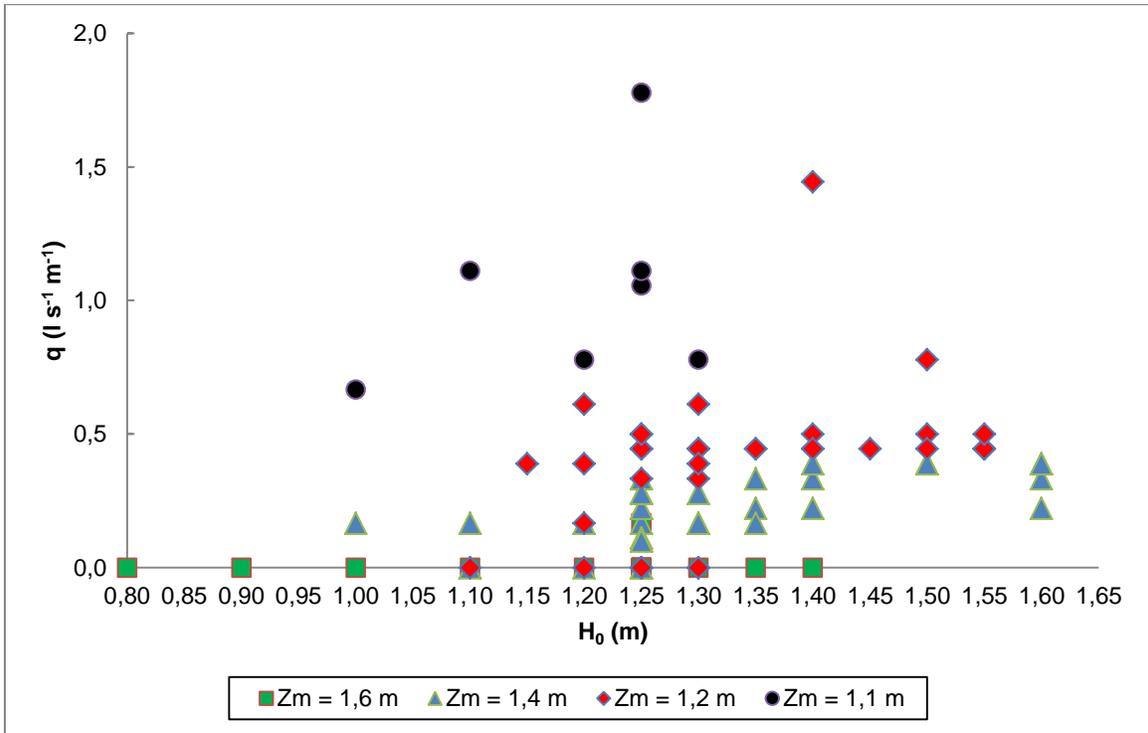


Figure 57. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 et de la hauteur du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m pour des vagues de période $T = 6$ s.

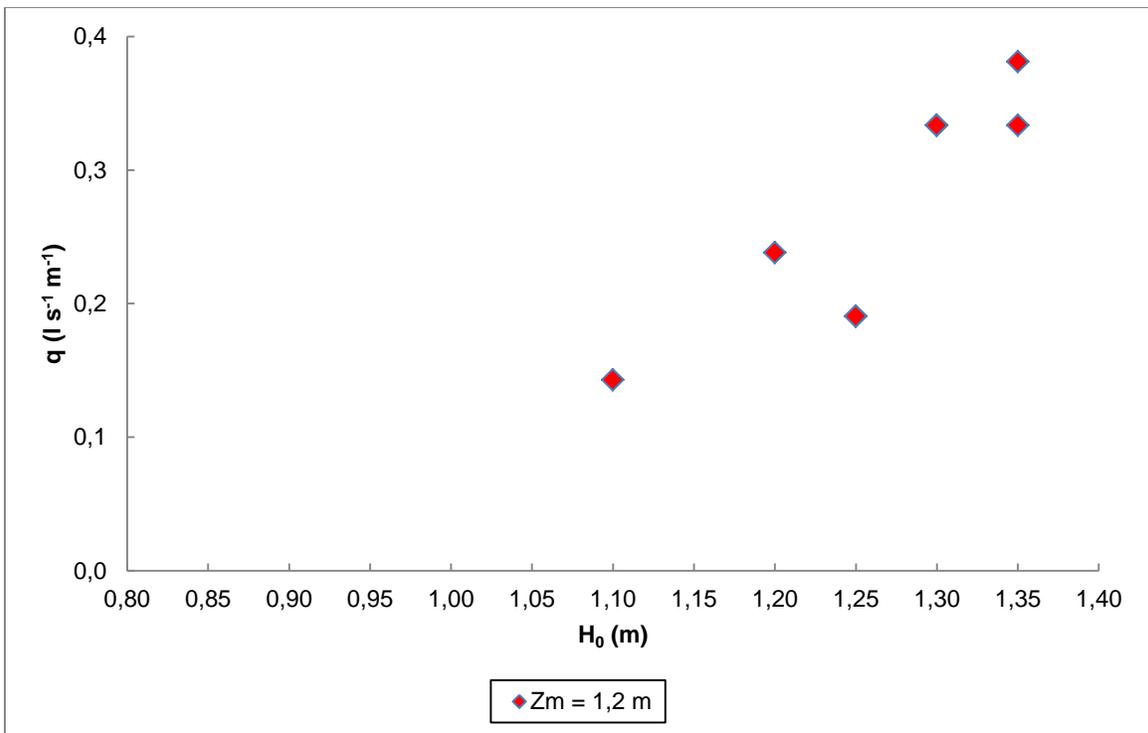


Figure 58. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 et de la hauteur du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m pour des vagues de période $T = 7$ s.

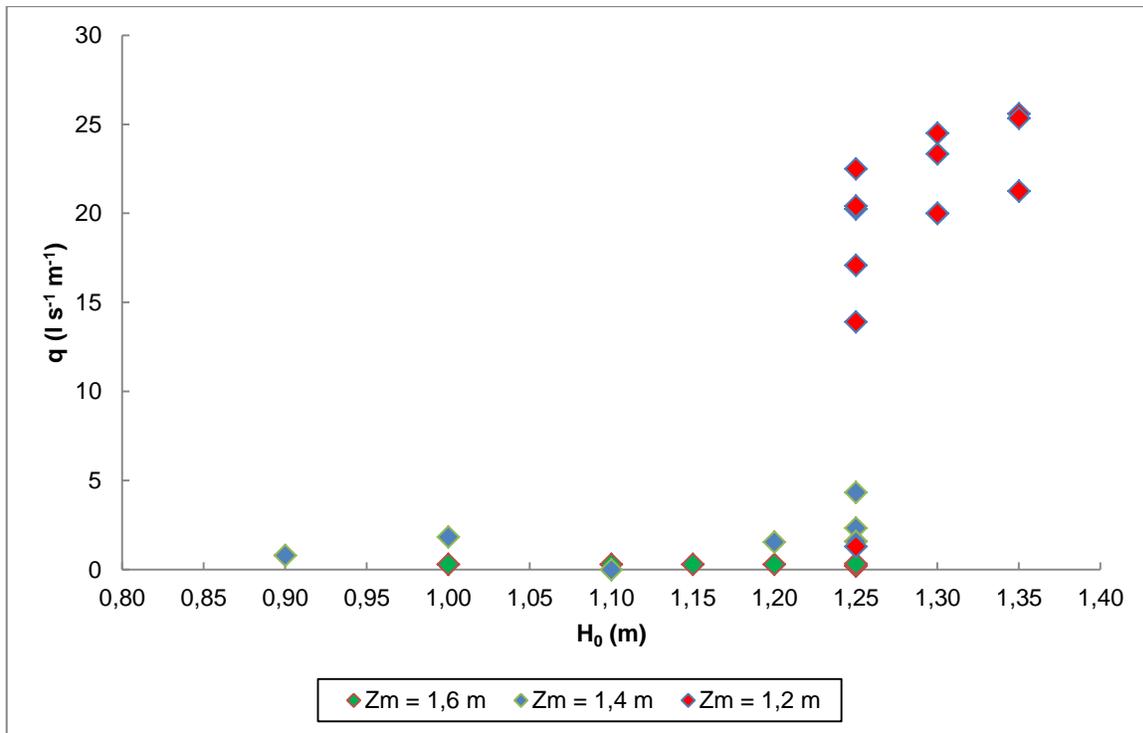


Figure 59. Débit moyen de débordement q en fonction de l'amplitude des vagues H_0 et de la hauteur du mur par rapport au niveau moyen de l'eau Z_m pour des vagues de période $T = 8$ s.

De même, les débits de débordement mesurés pour des vagues de 1,25 m et 1,3 m dans 3,9 m d'eau (soit $Z_m = 1,1$ m) ne sont que de $1,04 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ lorsque la période est inférieure à 8 s, mais ils sont 10 à 20 fois plus importants lorsque la période des vagues passe à 8 s, et cela bien que les amplitudes testées soient identiques ($H_0 = 1,25$ m et 1,3 m) et que la profondeur d'eau soit inférieure aux cas précédents ($h_0 = 3,8$ m au lieu de $h_0 = 3,9$ m).

En effet, la Figure 53 révèle que tous les débits de débordement supérieurs à $1,8 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ ont été observés pour une période de vague de 8 s. Les autres périodes n'ont générés que des débordements mineurs compris entre $0,1$ et $1,6 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ (moyenne de $0,44 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$) pour $T = 4$ s (Figure 56), entre $0,1$ et $1,78 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ (moyenne de $0,32 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$) pour $T = 6$ s (Figure 57) et entre $0,14$ et $0,38 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ (moyenne de $0,27 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$) pour $T = 7$ s (Figure 58). Cette constatation s'explique principalement par le fait que pour les vagues de 8 s, l'interaction entre les vagues incidentes et les réflexions internes des vagues précédentes se produit à proximité du mur à un endroit névralgique qui fait en sorte que les vagues incidentes sont propulsées par-dessus le mur (voir Figure 15). Avec des vagues légèrement plus courtes ($T = 7$ s), l'interaction se fait légèrement plus loin et il y a beaucoup moins de débordement. La présence des réflexions internes est liée à l'utilisation d'un canal. Elles seraient absentes sur le terrain. Bien qu'il soit possible d'éviter ces réflexions répétées en les amortissant avec

le batteur à vagues, il n'est pas possible de le faire dans les présentes expériences étant donné le régime de vague étudié qui nécessite d'utiliser toute la course du batteur qui ne peut plus absorber les vagues réfléchies. Les valeurs pour $T = 8$ s sont à interpréter avec prudence car, sans réflexions internes dans le canal, certains débordements auraient pu être différents. D'autres études sont nécessaires pour élucider ce point.

La Figure 59 montre, quant à elle, que les débits de débordement restent faibles pour des profondeurs inférieures à 3,8 m ($Z_m > 1,2$ m), avec des valeurs moyennes de $0,27 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ pour $Z_m = 1,6$ m et de $2,0 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ pour $Z_m = 1,4$ m, et des amplitudes de vagues $H_0 \leq 1,25$ m. Les débits de débordement supérieurs à $4 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ ne s'observent que pour $T = 8$ s, $Z_m = 1,2$ m et $H_0 \geq 1,25$ m.

4.4.2 Débits de débordement acceptables

Il est difficile de déterminer des valeurs précises correspondant à des débits de débordement acceptables pour toutes les conditions pouvant se rencontrer sur le terrain. Néanmoins, plusieurs manuels de génie côtier fournissent des valeurs limites pour différents types de structures et de niveaux de dommage. Le manuel de génie côtier américain (CEM, 2006) suggère que le franchissement des vagues serait dangereux pour les véhicules roulant à vitesse élevée à partir de débits de débordement de $0,001 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ et représenterait un risque pour n'importe quel véhicule, peu importe sa vitesse, à partir de $0,5 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ (Figure 60).

Pour les piétons, les limites fournies par le manuel américain sont du même ordre de grandeur, les débordements constituant un danger pour les piétons dès $0,03 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ et devenant très dangereux à partir de $1 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$. En ce qui concerne la sécurité structurelle, le manuel suggère que les dégâts aux installations (panneaux, etc.) débutent dès des débits de débordement de $0,001$ à $0,03 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$, tandis que les dommages structuraux commencent à être observés en arrière du mur à partir de $20 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ si aucune protection n'est présente. Des dommages commencent à affecter le mur et le revêtement à partir de débits de $50 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$, même si ceux-ci disposent d'une protection adéquate.

Le manuel EurOtop (Pullen *et al.*, 2007), développé conjointement par des chercheurs britanniques, néerlandais et allemands, propose quant à lui des valeurs critiques un peu supérieures à celles du manuel de génie côtier américain (Tableau 11). Le manuel EurOtop suggère aussi que le franchissement des vagues commencerait à représenter un risque pour des piétons avertis à partir de $0,1 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$. Du personnel entraîné et équipé pour faire face

aux débordements pourrait tolérer des débits plus élevés de l'ordre de 1 à 10 l s⁻¹ m⁻¹. Le manuel précise cependant que ces valeurs ne s'appliquent que pour des vitesses de débordement bien en-dessous de 10 m s⁻¹ et pour des niveaux d'eau relativement bas. Une limite plus conservatrice de 0,03 l s⁻¹ m⁻¹, identique à celle du *Coastal Engineering Manual* américain, est cependant proposée par le manuel EurOtop pour les piétons non préparés ou se trouvant dans des environnements plus dangereux (promenade étroite, surélevée, etc.).

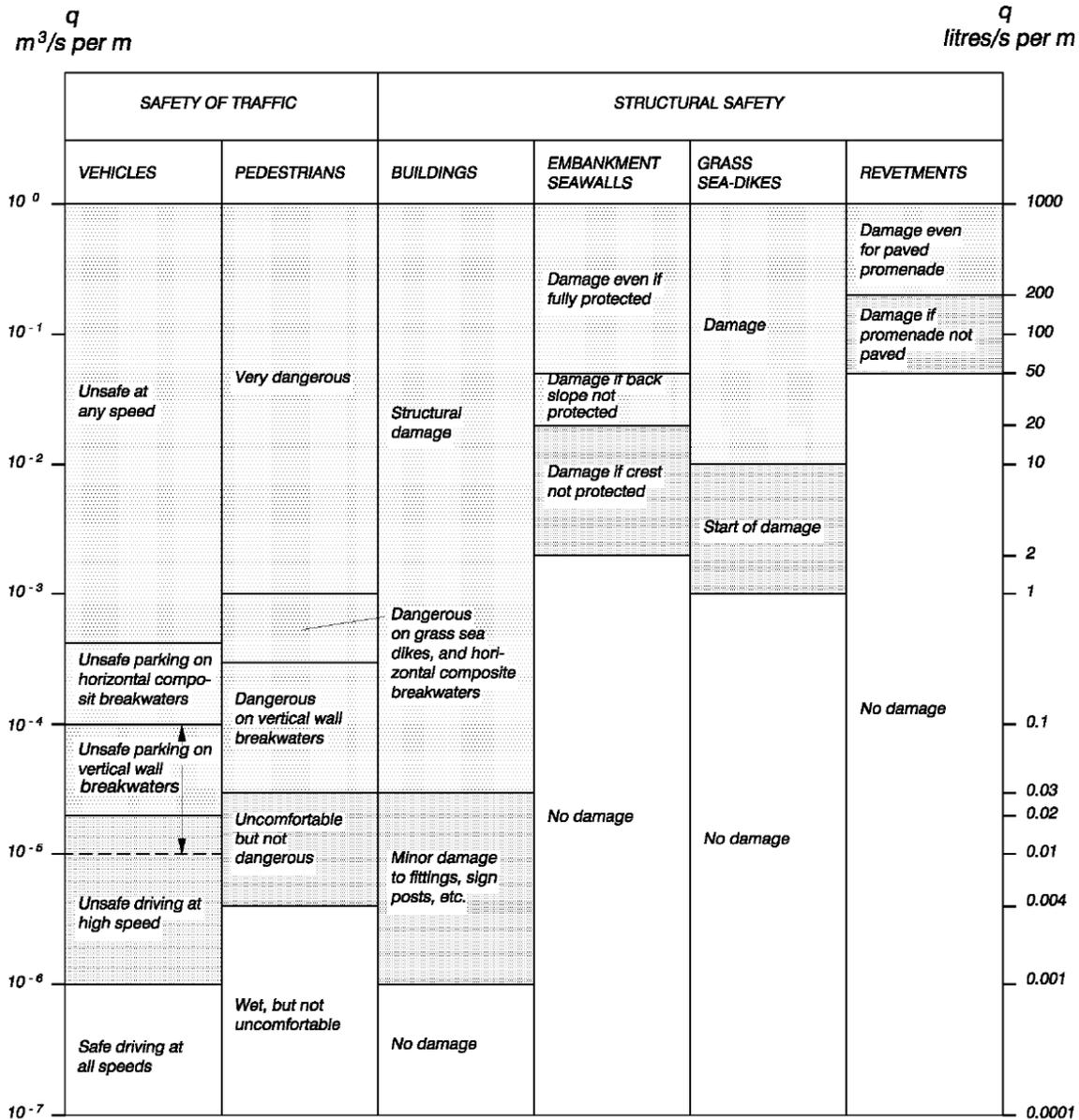


Figure 60. Valeurs des débits de débordements pour assurer la sécurité routière et structurelle d'après le manuel de génie côtier américain (USACE, 2006).

Tableau 11. Valeurs limites des débits de débordement pour assurer la sécurité routière et structurelle d'après le manuel EurOtop (Pullen et al., 2007)

Type de situation	Débit (l s ⁻¹ m ⁻¹)
Circulation pédestre	
- Personnel entraîné, bien équipé, s'attendant à être mouillé, débordement à bas niveaux d'eau, pas de retombée de jets d'eau, faible risque de chute du chemin.	1 – 10
- Piéton averti, ayant une vue dégagée sur la mer, pas facilement impressionnable, capable de supporter d'être mouillé, se déplaçant sur un chemin large.	0,1
- Piéton non averti, ayant une mauvaise visibilité sur la mer, facilement impressionnable, mal équipé pour supporter être mouillé, se déplaçant sur un chemin étroit ou dangereux.	0,03
Circulation routière	
- Circulation à faible vitesse, débordements pulsants à bas niveaux d'eau, pas de retombée de jets d'eau, véhicules non immergés.	10 – 50
- Circulation à vitesse modérée ou élevée, débordements pulsants accompagnés de retombées de jets ou de jets à haute vitesse.	0,01– 0,05
Sécurité structurelle	
Murs côtiers ou digues	
- Aucun dommage si la crête et l'arrière sont bien protégés	50 – 200
- Aucun dommage à la crête et à l'arrière dans le cas d'un remblai d'argile végétalisé	1 – 10
- Aucun dommage à la crête et à l'arrière d'un remblai non protégé	0,1
- Dommage à un revêtement pavé ou caparaçonné derrière un mur côtier	200
- Dommage à un terrain végétalisé ou légèrement protégé	50

En ce qui concerne la circulation routière, le manuel européen suggère que des débits de 0,01 à 0,05 l s⁻¹ m⁻¹ représentent un risque pour les véhicules se déplaçant à moyenne et haute vitesses. Pour la sécurité structurelle, le manuel européen rejoint le manuel de génie côtier américain en suggérant que les dommages structuraux commencent à être observés en arrière du mur à partir de débits compris entre 0,1 et 10 l s⁻¹ m⁻¹ si aucune protection n'est présente, et que les dommages commencent à apparaître sur le mur et le revêtement à partir de débits de 50 l s⁻¹ m⁻¹, même si ceux-ci disposent d'une protection.

Sur base des seuils de tolérance au débordement préconisés par le manuel de génie côtier américain, les résultats de la présente étude montrent que les valeurs de débordement mesurées dépassent systématiquement les limites de sécurité établies pour les piétons et la circulation routière, les débits de débordement les plus petits enregistrés étant de 0,1 l s⁻¹ m⁻¹, soit 0,566 l s⁻¹ m⁻¹ à échelle réelle. De tels débits sont déjà suffisants pour représenter un

risque pour les piétons et les véhicules, quel que soit leur vitesse. Ces débits sont également suffisants pour endommager les équipements routiers situés à proximité du mur. La limite à partir de laquelle des dommages structuraux commencent à apparaître au niveau des zones non protégées du mur et des revêtements non pavés n'est toutefois dépassée que pour $T = 8$ s, $Z_m = 1,2$ m et $H_0 \geq 1,25$ m, ce qui correspond dans la réalité à une hauteur libre de mur de 2,4 m et une profondeur au pied de l'ouvrage de 2,48 m soumis à des vagues de $H_0 \geq 2,5$ m et de période $T = 11,3$ s. Dans ce cas, les débits de débordement observés, et remis à échelle réelle, atteignent des valeurs comprises entre 40 et 71 $\text{l s}^{-1} \text{m}^{-1}$. Autrement, toujours à l'échelle réelle, les débits de débordement ne dépassent pas 5 $\text{l s}^{-1} \text{m}^{-1}$. Les orifices de drainage doivent être adaptés en conséquence afin de prévenir les défaillances structurelles et limiter les accumulations d'eau.

Il faut cependant remarquer que la géométrie du déflecteur utilisé lors des expériences en canal ne correspondait pas à une échelle de 1:2 mais plutôt à une échelle de 1:4, de sorte que la largeur du déflecteur utilisé était deux fois plus petite que celle, à la même échelle, des déflecteurs qui équipent les murs de protection routière du MTMDET (largeur de 0,15 m au lieu de 0,30 m). En raison de cette largeur plus réduite, le déflecteur utilisé pour les expériences en canal a certainement intercepté moins efficacement les jets et les franchissements que ne l'aurait fait les déflecteurs réels, résultant en une surestimation des débits de débordement réels.

4.4.3 Effets du vent

Les effets du vent sur les débits de débordement et la génération d'embruns n'ont pas été mesurés dans cette étude. Cependant, bien que ces effets aient été peu étudiés, plusieurs études suggèrent que l'influence du vent sur les débits de débordement sont faibles, en particulier lorsque $q \geq 1 \text{ l s}^{-1} \text{m}^{-1}$, car dans ce cas le débordement prend la forme d'une masse d'eau (« *green-water overtopping* ») peu susceptible d'être perturbée par le vent (Pullen et al., 2007).

À l'inverse, lorsque les débits de débordements sont faibles ($q < 1 \text{ l s}^{-1} \text{m}^{-1}$), l'influence du vent peut être plus significative car le débordement prend alors la forme d'embruns (« *white-water overtopping* »). Dans ce cas, les débits peuvent être multipliés jusqu'à 4 fois par des vents soutenus (Pullen et al., 2007). Bien que de tels débits restent en-dessous des limites de risque pour les infrastructures, le vent peut accroître les débits au point de dépasser les

limites de tolérance pour la circulation des piétons et des véhicules circulant à n'importe quelle vitesse.

4.5 Simulations numériques

La simulation numérique telle qu'utilisée en dynamique des fluides numérique (CFD) est un outil à la fois descriptif et prédictif qui permet de mieux comprendre certains phénomènes et de mieux les prévoir. Sa capacité à calculer et à fournir de l'information en tout point de l'espace et en tout temps facilite grandement le calcul des données d'ingénierie telles que les pressions, les forces ou les débits. La CFD évite aussi de devoir répéter des études expérimentales à grande échelle, à conditions d'avoir un modèle adéquat et les ressources informatiques nécessaires. Dans le cadre de cette étude sur les impacts de vagues sur un mur côtier, des simulations numériques bidimensionnelles ont été effectuées à l'aide du logiciel commercial *ANSYS Fluent* dans le but de reproduire les tests menés en canal, de développer un modèle numérique fiable et d'explicitier davantage les processus physiques au cœur du problème.

Le présent projet ayant comme priorité la réalisation des tests en canal, les études numériques n'ont pu être approfondies au-delà d'un certain degré. Elles ont essentiellement abordé la problématique du mur protecteur sans déflecteur au-dessus d'un fond rigide et se sont concentrées sur une seule condition de profondeur et de période, soit $h_0 = 3,8$ m et $T = 6$ s. Bref, les résultats disponibles actuellement ne portent essentiellement que sur des vagues de hauteurs différentes ayant engendré différents types d'impact. La méthodologie employée pour les simulations numériques est décrite à l'Annexe C.

Une variété de hauteurs de vague, comprises entre $H_0 = 1,1$ et $1,5$ m, ont été simulées afin d'obtenir différents types d'impact. Dans un premier temps, l'air est considéré comme incompressible. Ensuite, l'air est considéré comme un gaz parfait pour étudier les effets de compressibilité. Comme le montre le Tableau 12, les effets de compressibilité ne sont pas négligeables, surtout lorsqu'il s'agit d'impacts à aération élevée. Le cas à aération élevée voit sa pression maximale diminuer de pratiquement un ordre de grandeur. En fait, lorsque le modèle numérique est incompressible, la pression maximale est observée sur une large portion du mur couverte par la poche d'air et la crête. Dès que la crête atteint le mur, l'eau et l'air réagissent instantanément à la présence de la paroi (ils sont incompressibles) et la pression augmente subitement. Lorsque l'air est compressible, il y a toujours un pic de

pression associée à la collision de la crête avec le mur, mais la majeure partie de l'énergie est absorbée par la poche d'air qui commence alors à se comprimer et qui n'atteint sa pression maximale que quelques instants plus tard et de façon moins uniforme (la pression maximale se trouve au centre de la poche et non partout à sa surface).

L'impact de type flip-through semble atteindre une pression plus élevée lorsque compressible. Ce point soulève un questionnement puisque les pressions mesurées dans les deux cas devraient être pratiquement identiques étant donné que l'impact flip-through ne forme pas de poche d'air sous la vague. L'analyse des instants précédant l'atteinte de la pression maximale permet d'observer que la légère compression de l'air associée à sa fuite lors de l'arrivée du front est suffisante pour perturber la surface libre tout près du mur et affecter la montée du creux de la vague. L'impact flip-through est un cas limite d'impact et une petite perturbation peut influencer son évolution. Pour l'impact non-déferlant (du moins pratiquement non-déferlant), l'air a plus de facilité à s'échapper et l'impact ne devrait pas être affecté par les effets de compressibilité, mais celui-ci n'a pas été simulé avec les effets de compressibilité étant donné son intérêt limité (pressions faibles sur le mur).

Tableau 12. Pics de pression maximaux mesurés sur le mur lors des tests expérimentaux et numériques pour différents types d'impact.

Type d'impact	Expérimental [kPa]	Numérique	
		Incompressible [kPa]	Compressible [kPa]
Non déferlant	248	237	-
Flip-through	2643	2947	4646
Aération faible	3340	-	2677
Aération élevée	916	3440	415

La comparaison est également plus ardue entre simulations numériques et tests expérimentaux, car le caractère aléatoire des impacts de vague (vent, réflexions, bathymétrie changeante, etc.) fait en sorte qu'il est difficile de reproduire exactement le même impact par simulation. C'est surtout le cas pour l'impact flip-through qui représente un cas limite entre l'impact quasi non déferlant et l'impact à faible aération. Globalement, les simulations montrent la même tendance que les expériences, soit que les impacts flip-through et à aération faible engendrent les pressions les plus élevées. Les pressions sont également du même ordre de grandeur, c'est-à-dire entre 2500 et 4000 kPa pour les deux types d'impact précédents et inférieur à 1000 kPa pour les impacts à aération élevée.

Les simulations permettent aussi de reproduire adéquatement l'évolution de l'écoulement durant l'impact. À des fins de comparaison, il est nécessaire d'avoir des déferlantes en canal et en simulation les plus similaires possibles. En observant les profils de surface libre avant impact (par caméra dans le cas des tests en canal), deux tests (un numérique et l'autre expérimental) sont sélectionnés. L'évolution des pressions pour ces tests en des points précis du mur correspondant à la position des capteurs est présentée à la Figure 61. L'impact flip-through (avec compressibilité dans le cas numérique) a le même comportement dans les deux cas. La pression augmente successivement de bas en haut (du senseur C7 au senseur C3) et les temps de montée sont identiques ($t_r = 0,7$ ms). Le modèle numérique calcule une pression maximale plus élevée, mais comme mentionné précédemment, cela peut être dû au caractère aléatoire des impacts. Enfin, les données expérimentales sont moins « lisses » (courbes rouge et verte) et possèdent plus de fluctuations.

Le même type de comparaison est effectué avec un impact à aération élevée. La Figure 62 montre que l'impact de la crête sur le mur est capturé par les deux méthodes et que les temps de compression (t_c) sont similaires. On y voit également les oscillations de pression dus à la poche d'air, quoiqu'elles se meurent vite dans le cas expérimental. Cela est probablement uniquement attribuable à ce cas en particulier car, comme il a été montré plus tôt dans ce chapitre, les capteurs de pression sur le mur peuvent capturer ces oscillations.

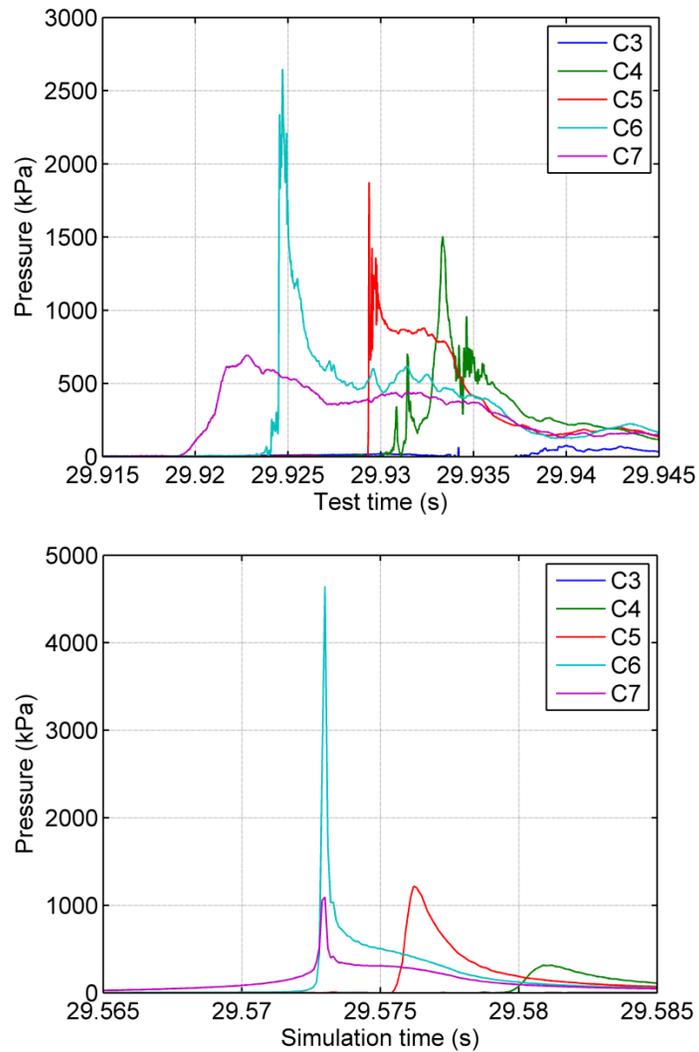


Figure 61. Évolution des pressions pour un impact flip-through à cinq endroits différents alignés verticalement. En haut, les résultats expérimentaux pour les capteurs C3 à C7. En bas, les pressions calculées numériquement aux endroits correspondant à la position des cinq capteurs. À noter la différence entre les deux échelles verticales.

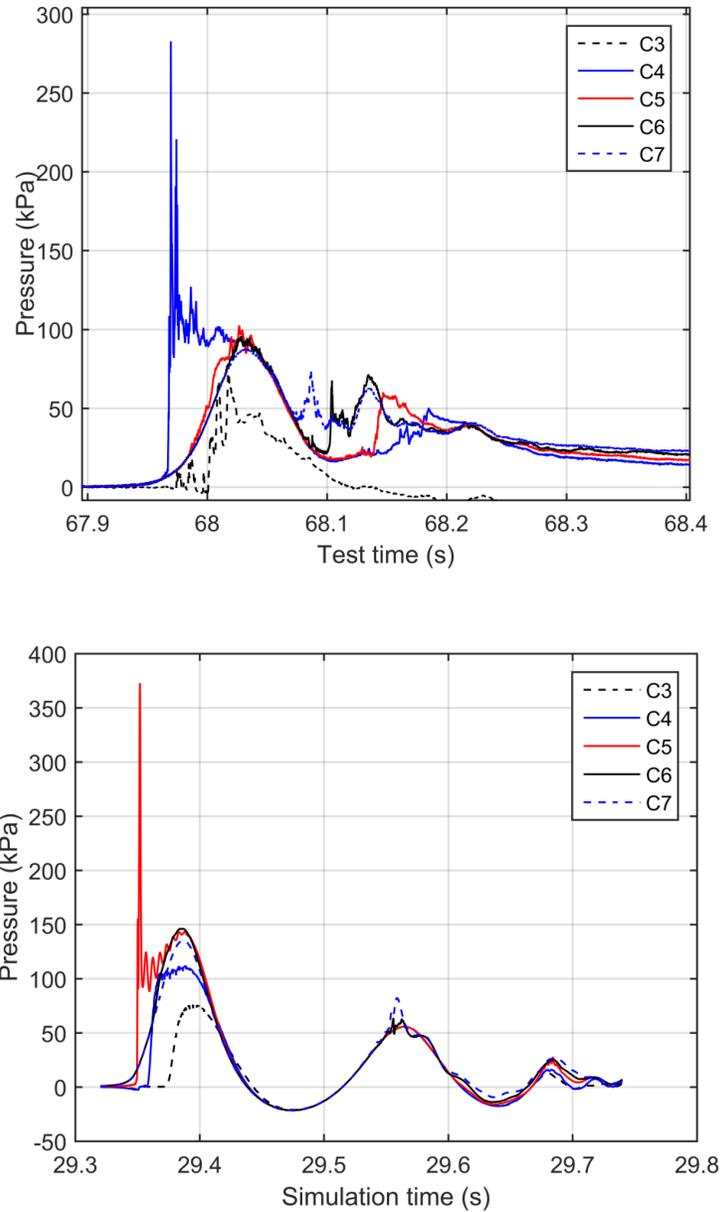


Figure 62. Évolution des pressions pour un impact à aération élevée à cinq endroits différents alignés verticalement. En haut, les résultats expérimentaux pour les capteurs C3 à C7. En bas, les pressions calculées numériquement aux endroits correspondant à la position des cinq capteurs. À noter la différence entre les deux échelles verticales.

La grande quantité d'informations présentes dans les simulations permet de suivre plus précisément l'évolution des pressions qu'avec des capteurs physiques. Par exemple, il est possible de tracer sur le même graphique la pression en fonction de la position et du temps. C'est ce qu'illustre la Figure 63 pour un impact flip-through. La flèche blanche indique la montée du point de pression maximale avec le temps. Cette montée correspond à l'élévation du creux de la vague qui converge (focus) vers la crête (Figure 64) jusqu'à ce qu'ils se

rencontrent pour engendrer un point de pression très élevée et très localisée (la zone en jaune). Par la suite, ce point focal continue de monter avec la vague en s'atténuant.

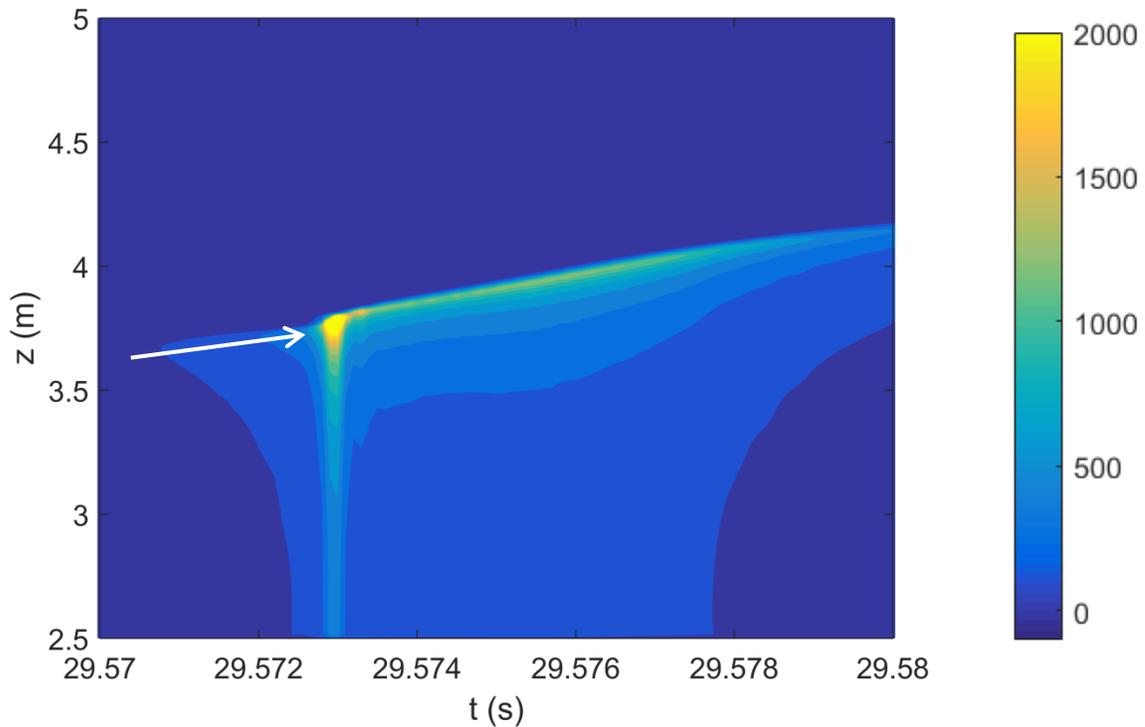


Figure 63. Contour de pression (en kPa) en fonction de la position verticale et du temps pour un impact flip-through.

Le même type de schématisation est effectué à la Figure 65 pour un impact à faible aération. Tout comme pour l'impact flip-through, l'élévation du creux de la vague est visible sur le contour de pression (flèche blanche). Sauf que celle-ci est perturbée par l'impact de la crête sur le mur qui s'effectue avant que le creux ne rejoigne la crête. C'est au moment de l'impact de la crête que commence la compression de la poche d'air. La compression se fait assez rapidement étant donné que la poche d'air est de petite taille. La zone de haute pression est plus grande que pour l'impact flip-through, couvrant la majeure partie de la poche d'air.

L'impact à aération élevée (Figure 66) quant à lui ne montre pas d'augmentation de pression liée à l'élévation du creux de la vague avant l'impact. En réalité, la crête bascule vers l'avant bien avant que le creux amorce sa montée, ce qui fait que la quantité d'air emprisonnée sous la vague est beaucoup plus grande. Le temps de compression est d'environ 35 ms, typique pour ce genre d'impact. Une particularité de cet impact, mais pas nécessairement de tous les impacts à aération élevée, est que la pression engendrée par la collision de la crête avec le

mur est plus élevée que celle qui se bâtit dans la poche d'air. Cet aspect n'a été observé qu'une ou deux fois dans les tests en canal.

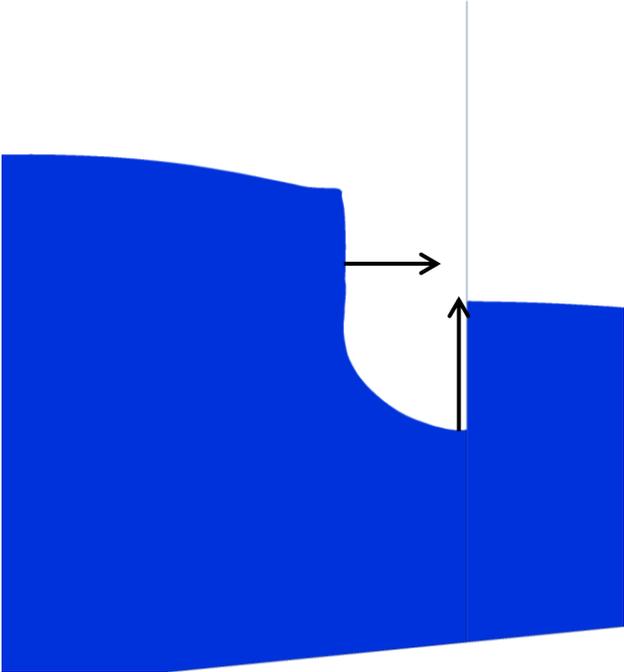


Figure 64. Lors de l'impact flip-through, le creux et la crête de la vague converge vers le même point et se rencontre (ctrl+clic pour accéder à l'animation).

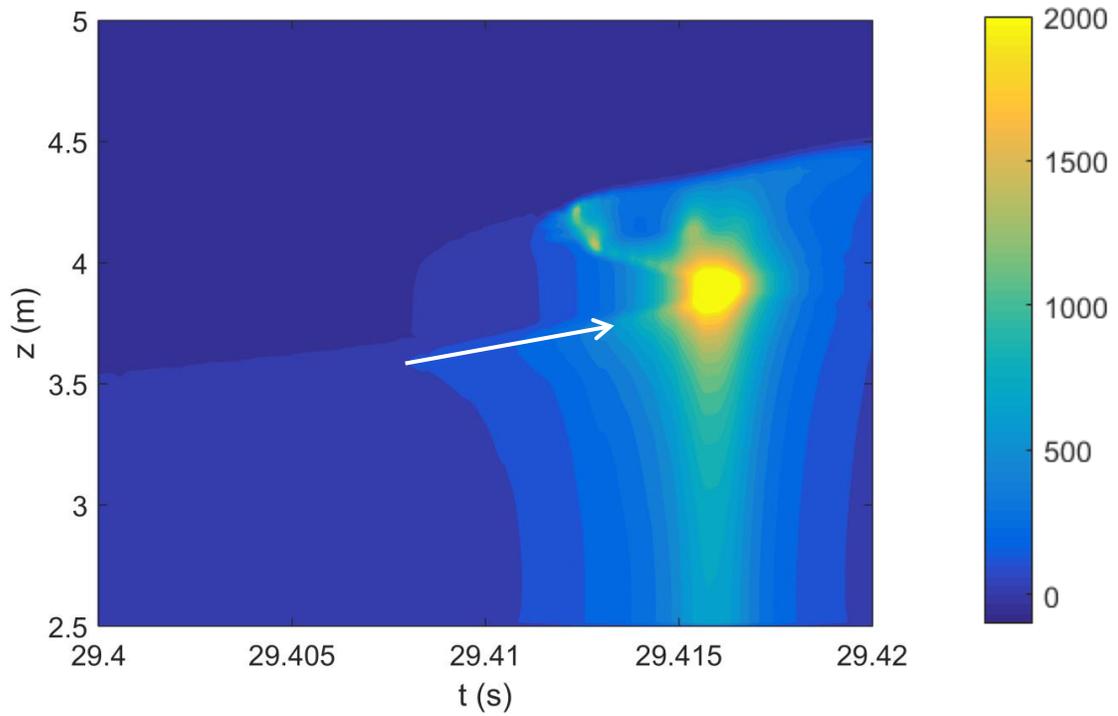


Figure 65. Contour de pression (en kPa) en fonction de la position verticale et du temps pour un impact à aération faible. Une pression maximale de 2677 kPa est atteinte.

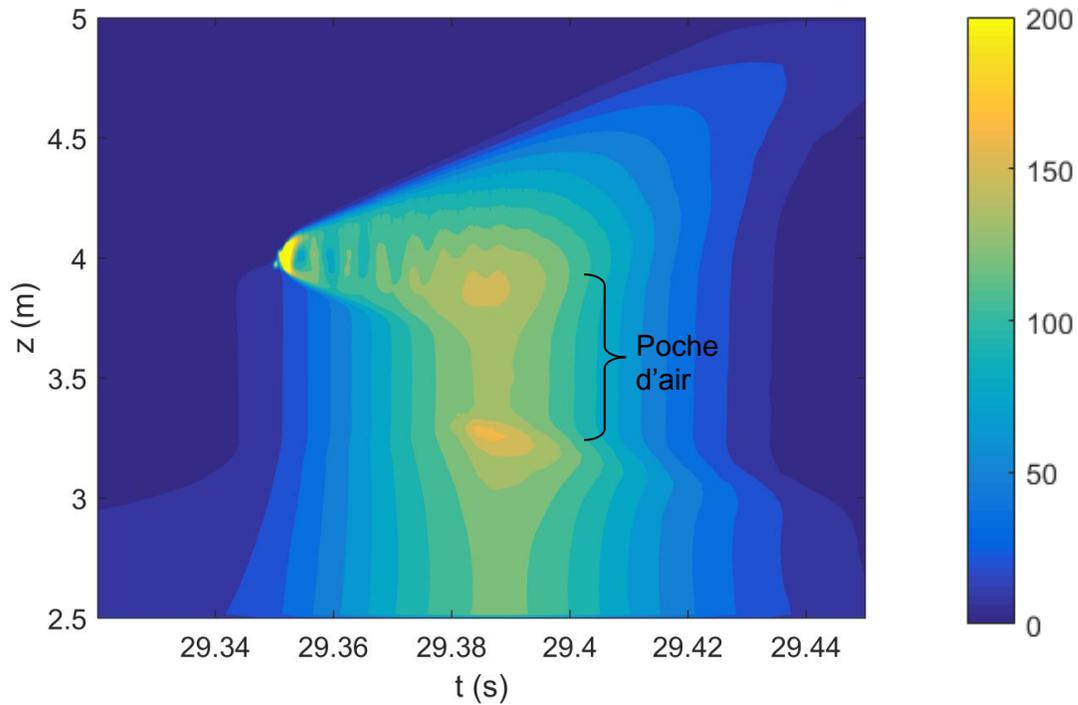


Figure 66. Contour de pression (en kPa) en fonction de la position verticale et du temps pour un impact à aération élevée.

Une autre particularité des impacts à aération élevée est la présence d'oscillations de pression dans la poche d'air. Celle-ci se comprime et se décomprime à répétition, engendrant des fluctuations dans le champ de pression avoisinant, visibles à la Figure 67. Il est également possible de voir sur la figure la migration de la poche d'air vers le haut jusqu'à sa rupture vers $t=29.68$ s, au moment où elle atteint le sommet du mur. Son rayon d'environ 0,3 m permet de prédire une fréquence de vibration d'environ 8 Hz avec le modèle de Topliss *et al.* (1992). Selon les pressions calculées, la fréquence est de 6 Hz, soit très près de la valeur théorique.

Tout comme dans la partie expérimentale de l'étude, il est possible en intégrant les pressions sur le mur d'obtenir la force totale s'exerçant sur celui-ci. La valeur ainsi calculée est plus complète (plus près de la réalité) puisqu'elle représente la distribution de pression sur toute la hauteur du mur et non la partie couverte par les capteurs uniquement. Comme le montre la Figure 68, la valeur maximale de force horizontale calculée par simulation numérique pour un impact à aération faible s'élève à 2075 kN m^{-1} . C'est aussi la valeur la plus élevée obtenue pour l'ensemble des simulations. Cette valeur est nettement plus grande que la valeur maximale calculée pour les tests expérimentaux (435 kN m^{-1}), même si la valeur du pic de pression simulé est similaire à celles mesurées en canal. Cela est dû notamment au manque de résolution spatiale dans les expériences et au fait que seulement 50% de la surface du mur est pris en compte dans le calcul des valeurs expérimentales. Par exemple, la zone de forte intensité de l'impact flip-through de la Figure 61 (et de la Figure 63) ne fait que 15 cm de hauteur. Du côté du modèle, la plage est rigide : toute l'énergie des vagues se rendra donc jusqu'au mur. En effet, on a vu à la section 4.2.3 que l'absence de plaque au pied du mur semblait réduire les pressions verticales mesurées sur le déflecteur car une partie de l'énergie est utilisée pour créer un affouillement.

En considérant seulement la portion du mur couverte par les capteurs de pressions, la force obtenue numériquement s'élève à 1250 kN m^{-1} . Celle-ci est pratiquement deux fois plus petite que celle considérant toute la hauteur du mur. Bien que ce calcul permette de remettre en perspective les valeurs de force mesurée en canal (Tableau 6), l'écart demeure toujours important. Une hypothèse pouvant expliquer cet écart réside dans l'utilisation des capteurs PCB. Comme mentionné en début de chapitre, ceux-ci mesurent la majeure partie du temps des pressions plus faibles que les capteurs Kistler. En considérant seulement la colonne centrale (Kistler), la valeur maximale pour les tests expérimentaux atteint 800 kN m^{-1} , qui est beaucoup plus près du résultat des simulations numériques (1250 kN m^{-1}). Cela reste par contre à valider, car ce pourrait être également les capteurs Kistler qui surestiment la

pression. Quoiqu'il en soit, les valeurs des forces calculées à la section 4.2 (50% du mur) sont plus petites que les forces prédites par les des simulations numériques.

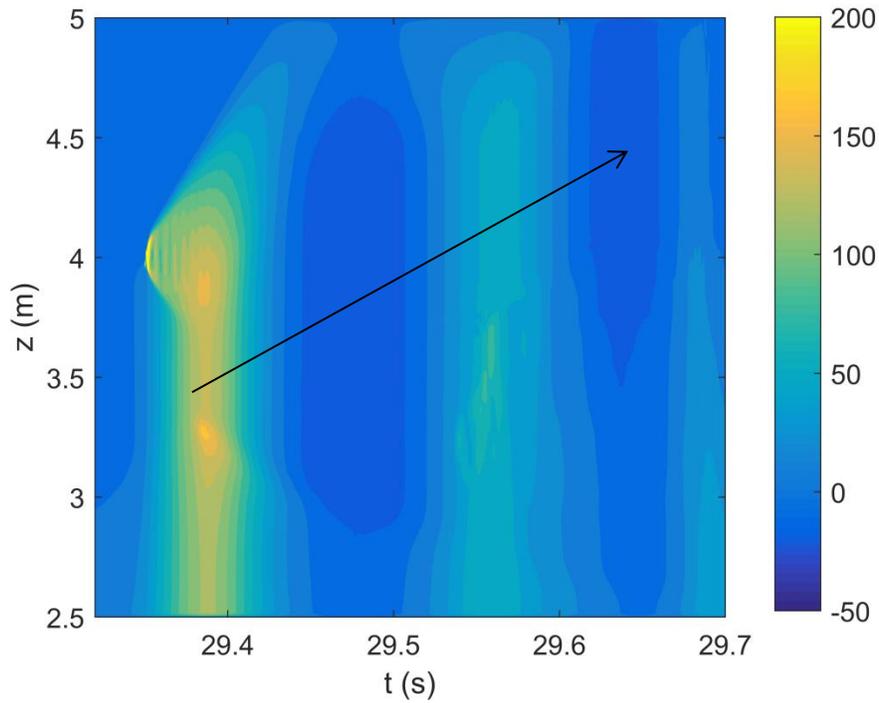


Figure 67. Contour de pression (en kPa) d'un impact à aération élevée montrant les oscillations de la poche d'air (ctrl+clic pour accéder à l'animation).

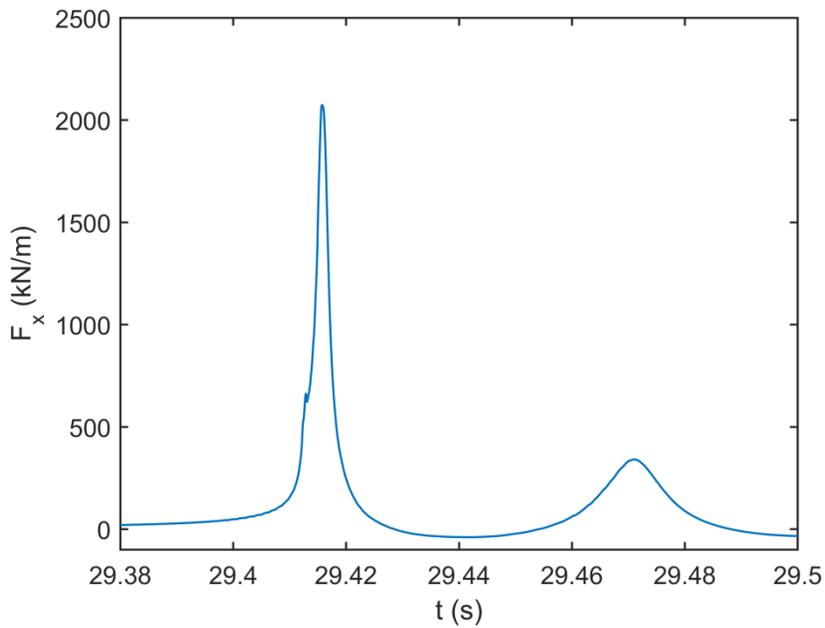


Figure 68. Évolution temporelle de la force horizontale s'appliquant sur le mur pour un impact à aération faible. Les pressions correspondantes se trouvent à la Figure 65.

Pour terminer, bien que cela ne soit pas le sujet principal de cette étude par simulation numérique (cet aspect pourrait constituer la prochaine étape du projet), nous avons élaboré un premier modèle numérique de déflecteur. Celui-ci vise à reproduire le déflecteur en canal. Bien que les simulations n'aient pas encore fait l'objet d'une validation, un aperçu de l'écoulement, des vitesses et des forces est présenté aux Figure 69 et Figure 70.

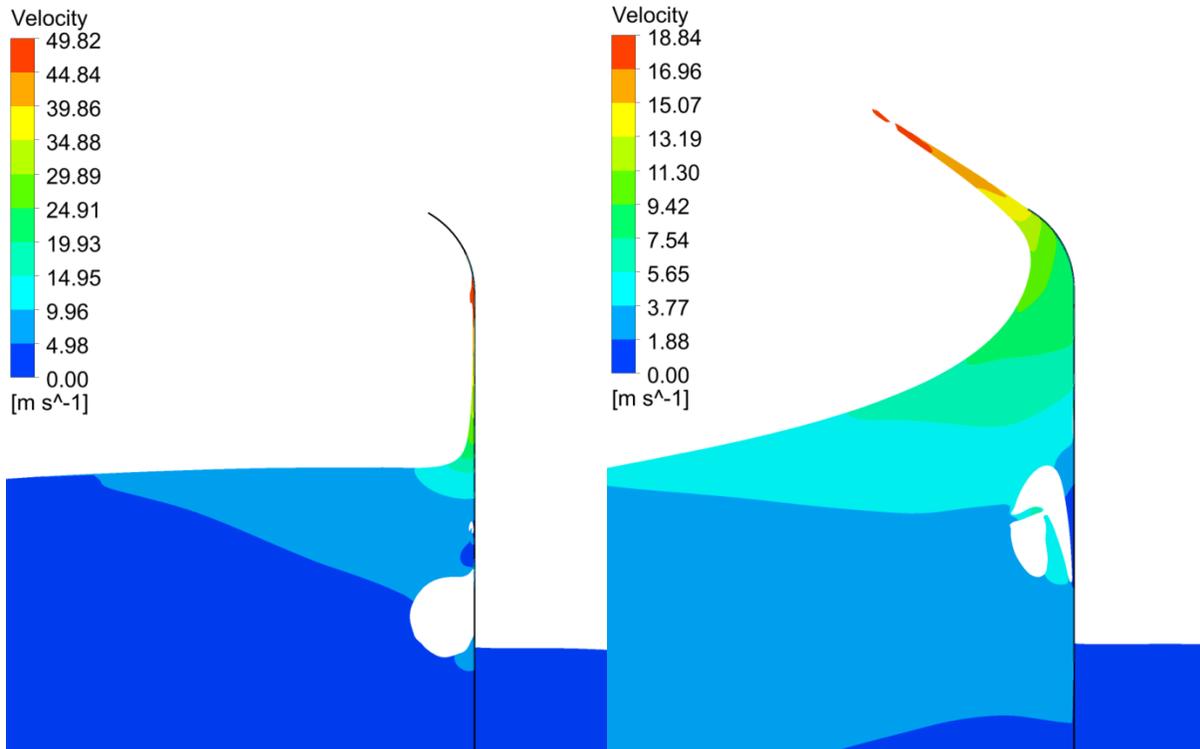


Figure 69. Champ de vitesse $|V|$ autour d'un déflecteur suivant un impact de vague (ctrl+clic pour accéder à l'animation).

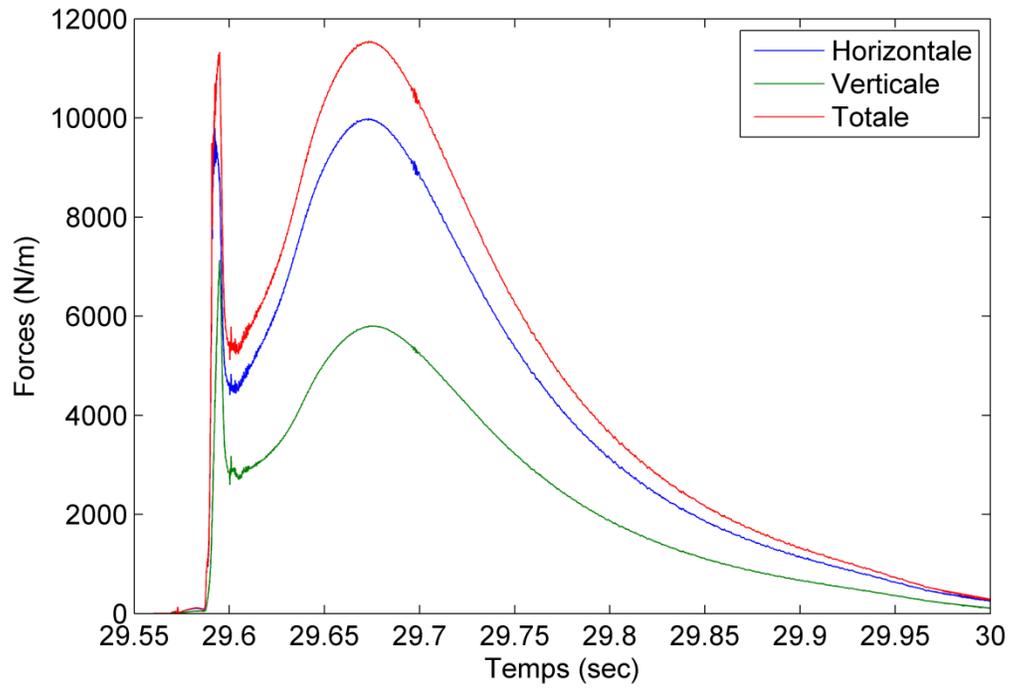


Figure 70. Aperçu des forces sur un déflecteur déviant un jet généré par un impact de vague sur la structure côtière.

5. Conclusions et recommandations

5.1 Conclusions

Les pressions exercées par des impacts de vagues sur des murs verticaux, sans et avec déflecteur, ont été mesurées lors d'expériences physiques à l'échelle 1:2. Réalisés dans le grand canal hydraulique de l'INRS-ETE, les tests ont également permis d'estimer les forces et de quantifier les débits de débordement. Une plaque de protection en acier a été mise en place au pied du mur lors de la majorité des tests afin d'éliminer les impacts d'un affouillement sur les variables à étudier.

Une grande variété de conditions de vagues a été testée en faisant varier la profondeur de l'eau, la période et la hauteur des vagues. Le nombre total de tests s'élève à 282. Les conditions testées ont été choisies de manière à produire des impacts critiques générés par des déferlantes plongeantes sur un mur vertical. Les périodes de vagues à l'échelle réelle ne concordent pas tout à fait avec celles qui sont observées dans une volonté de respecter les limites de la norme IEC-61400-3 et parce qu'il y a également des limitations au niveau des capacités du générateur à vagues. Il a été décidé d'utiliser toute la course du batteur pour générer les impacts les plus violents possibles, quitte à permettre un certain nombre de réflexions internes. Deux catégories d'impacts ont été observées : les impacts « flip-through » et les impacts avec aération. Ces catégories se subdivisent de nouveau en trois types. Ce sont les impacts flip-through à aération faible et à aération élevée qui se sont avérés les plus critiques. Un nouveau paramètre non dimensionnel, le paramètre d'impact, est proposé afin de distinguer graphiquement ces deux catégories d'impacts.

Les deux premiers types sont critiques par l'intensité des pics de pression atteinte. Les pics de pression mesurés sur le mur sont de l'ordre de 2 MPa et peuvent se produire à l'intérieur de 10 à 50 ms. La pression maximale enregistrée lors des tests sans déflecteur est de 3340 kPa. Les vagues de 6 et 8 secondes de période sont identifiées comme étant plus à risque d'engendrer de fortes pressions. Les tests avec $T = 6$ s, $h_0 = 3,8$ m et $1,2 \leq H_0 \leq 1,3$ m ont généré les impacts les plus importants. Les impacts à aération élevée n'engendrent pas des pressions aussi élevées, mais les fluctuations importantes de pression qui les accompagnent

ainsi que les forces non négligeables qu'ils exercent sur le mur sont à considérer dans la conception d'ouvrages de protection.

Les impacts flip-through sont aussi dommageables pour le déflecteur. Les processus hydrodynamiques entourant ce type d'impact favorisent la formation de jets puissants pouvant engendrer de fortes pressions sur le déflecteur. Bien que les réflexions internes dans le canal ont probablement nuit à l'identification des conditions de vagues les plus critiques, une large plage de conditions de vagues a été testée pour s'assurer que le déflecteur soit soumis aux pires impacts et aux pires jets pouvant être associés à des impacts flip-through et, de façon plus générale, aux conditions prévalant sur les côtes gaspésiennes. Essentiellement, les vagues de 6 secondes de période sont les plus critiques pour le déflecteur. Les pressions les plus élevées sont de l'ordre de 1500 à 3000 kPa et sont extrêmement localisées sur la paroi du déflecteur. La mesure de pression la plus élevée se chiffre à 5175 kPa. Ces pressions sont de courtes durées et durent en moyenne moins de 10 ms.

Le chargement distribué par mètre linéaire de mur est calculé pour le déflecteur afin de fournir un portrait plus global des pressions qui s'exercent au même moment sur la structure. La force horizontale, verticale et le moment de réaction au bas du déflecteur sont calculés en intégrant les pressions fournies par les capteurs installés sur la surface incurvée. Les pics de force les plus intenses (très courts) sont en moyenne de l'ordre de 30 à 40 kN m⁻¹ alors que le plus pic le plus élevée est de 104 kN m⁻¹, une fois les composantes horizontale et verticale combinées. Le chargement quasi-hydrostatique s'exerçant sur une plus longue période de temps se situe autour de 7 kN m⁻¹. Les moments de force maximaux se situent quant à eux autour de 10 kN m m⁻¹ (la valeur maximale calculée est de 20 kN m m⁻¹).

Des tests de vagues irrégulières ont également été menés afin de se coller davantage à la réalité de l'Estuaire et du Golfe du Saint-Laurent. Bien que les tests n'aient pas couvert un éventail de périodes aussi grand que les tests de vagues monochromatiques, il a été possible d'observer que la période et la hauteur des vagues augmentaient la proportion d'impacts générant des pressions supérieures à 100 kPa. Cette proportion atteint 20-25% dans les pires cas. Quant au déflecteur, les pressions mesurées sont inférieures à celles atteintes lors des tests de vagues régulières. Les causes exactes n'ont pas pu être clairement identifiées. Cependant, l'affouillement au pied du mur pourrait être la plus importante d'entre elles. En effet, lors de tests de vagues régulières sans plaque de protection contre l'affouillement, une diminution des pressions sur le déflecteur a été

observée sans qu'il y ait une diminution des pressions sur le mur. Outre l'affouillement au pied du mur, le froid et le mauvais fonctionnement des capteurs de pression pourraient expliquer en partie ce phénomène.

L'étude ne s'est pas limitée aux aspects structuraux du mur de protection côtière. Comme ce dernier a aussi pour fonction de limiter le franchissement des vagues, le montage expérimental a été équipé d'un bassin à l'arrière du mur afin de quantifier les débordements et d'évaluer l'efficacité du déflecteur. Pour la très grande majorité des tests le déflecteur atténue grandement le franchissement de l'ouvrage. En faisant exception des vagues à $T = 8$ s qui représentent un cas particulier de réflexions internes, les débits de débordement sont inférieurs à $1,8 \text{ l s}^{-1} \text{ m}^{-1}$.

Cette étude propose également une méthode de mise à l'échelle des résultats. Bien que les critères de similitude de Froude puissent être utilisés pour mettre à l'échelle les conditions de vagues et les débits de débordement, ils ne sont pas adéquats pour la mise à l'échelle des pressions issues d'impacts affectés par les effets de la compressibilité. La loi de Bagnold-Mitsuyasu est utilisée à cette fin. Dans le cas présent, pour des pressions très élevées, le facteur de mise à l'échelle peut être de 4 ou 5 alors qu'une similitude de Froude n'implique qu'un facteur 2 suivant l'échelle de 1:2. Considérant les pressions maximales mentionnées précédemment, les pressions pouvant être atteintes sur le terrain s'élèvent à 14 MPa pour le mur et 25 MPa pour le déflecteur.

Enfin, des simulations numériques 2D ont été effectuées en lien avec les expériences en canal. Les résultats obtenus grâce au modèle numérique sont comparables à ceux obtenus en canal, même si elles utilisent un fond rigide. Les simulations numériques laissent également entrevoir que les forces calculées sur le mur expérimental pourraient être sous-évaluées, compte tenu du manque de la résolution spatiale (20 cm par 20 cm; la meilleure dans la littérature) même si on tient compte du fait que les pressions sont plus importantes lorsqu'une plaque de protection est en place. Il est même possible que la force horizontale sur la structure verticale de 2,5 m puisse atteindre 1000 à 2000 kN par mètre de mur. L'outil est prometteur et, une fois étalonné, pourrait être utilisé avec plus de confiance pour étudier les impacts des vagues sur les murs côtiers.

5.2 Travaux futurs

Les expériences décrites dans ce rapport ont été réalisées en utilisant une pente unique (1:10) constituée de sédiment meuble en avant du mur. Des expériences complémentaires en grand canal seraient nécessaires afin de tester d'autres pentes et quantifier l'influence de celles-ci sur les pressions exercées au niveau du mur et du déflecteur, ainsi que sur les débordements. En outre, le recours à des pentes rigides, en béton par exemple car les structures en bois ne résistent pas très longtemps, est recommandé afin d'éliminer l'influence des déformations du fond meuble sur les mesures de pression et de débordement. Cela implique cependant une importante augmentation des coûts. Une alternative serait la modélisation numérique. Il faudrait cependant étalonner le modèle, ce qui pourrait prendre un certain temps.

Plus de temps devrait également être alloué aux expériences en grand canal ainsi qu'à la modélisation numérique afin de déterminer adéquatement l'influence de certains processus hydrodynamiques complexes sur les mesures de pression au niveau du mur et du déflecteur. Parmi les principaux processus hydrodynamiques nécessitant des recherches plus approfondies, nous pouvons citer l'interaction des vagues réfléchies par le mur et les retours de jet déviés vers le large par le déflecteur avec les vagues incidentes suivantes, ou encore les processus internes du déferlement et la dynamique de l'air entraîné sous la déferlante. Ces processus ont une influence importante sur les pressions hydrodynamiques et les forces exercées par les vagues incidentes sur le mur côtier et le déflecteur.

Des campagnes de terrain devraient être planifiées afin d'estimer les pressions hydrodynamiques exercées sur les murs *in situ* et les comparer aux mesures réalisées en canal. Les méthodes de mise à l'échelle pourraient ainsi être validées. De telles mesures permettraient également d'affiner les modèles numériques développés dans le cadre de ce projet.

Le modèle physique en canal hydraulique, tel que développé pour ce projet de recherche, ne prend en compte qu'une seule géométrie de déflecteur. Des études complémentaires pourraient être réalisées afin de tester d'autres géométries de déflecteurs et de déterminer la géométrie optimale pour des conditions hydrodynamiques typiques de l'Estuaire et du Golfe du St-Laurent. Le modèle physique ne tient pas compte, non plus, du rôle de l'affouillement au pied du mur et des déformations de l'avant-plage causés par le déferlement des vagues à l'approche du mur. Des recherches devraient être entreprises afin de mieux comprendre le

développement de ces affouillements qui peuvent déstabiliser les ouvrages de protection côtière, et de développer des méthodes de protection adéquates contre ce type d'érosion.

Finalement, il a été mentionné à la section 4.2.4 qu'il était difficile de distinguer facilement les effets de la hauteur significative de la vague des effets de la période modale de la vague sur le nombre d'impacts non négligeables. Il serait intéressant de tenter de le faire à l'aide d'analyses statistiques multivariées, vu le nombre important de tests déjà disponibles.

6. BIBLIOGRAPHIE

ANSYS Inc. (2014). ANSYS Fluent 15.0 User's Guide.

Babaei, H., Baker, S. et Cornett, A. (2016). Validation of a CFD tool for studying the interaction of extreme waves with offshore gravity-based structures. *In Proceedings of the 6th International Conference on the Application of Physical Modeling in Coastal and Port Engineering and Science (Coastlab16)*, Ottawa, Canada.

Bagnold, R. A., (1939). Interim report on wave-pressure research. *Journal of Institute of Civil Engineers* 12, 201–226.

Barltrop, N. et Adams, A. (1991). *Dynamics of Fixed Marine Structures*. Butterworth-Heinemann.

Bredmose, H., Bullock, G. N. et Hogg, A. J. (2015). Violent breaking wave impacts. part 3. effects of scale and aeration. *Journal of Fluid Mechanics* 765, 82–113.

Bullock, G. N., Obhrai, C., Peregrine, D. H. et Bredmose, H. (2007). Violent breaking wave impacts. part 1 : Results from large-scale regular wave tests on vertical and sloping walls. *Coastal Engineering* 54, 602–617.

Cooker, M. J. et Peregrine, D. H. (1995). Pressure-impulse theory for liquid impact problems. *Journal of Fluid Mechanics* 297, 193–214.

Cuomo, G., Allsop, W., Bruce, T. et Person, J. (2010). Breaking wave loads at vertical seawalls and breakwaters. *Coastal Engineering* 57 (4), 424–439.

DNV-OS-J101 (2010). Design of offshore wind turbine structures. *Det Norske Veritas*.

Finnegan, W. et Goggins, J. (2015). Linear irregular wave generation in a numerical tank. *Applied Ocean Research*, 52, pp. 188-200.

Frandsen, J. B., St-Hilaire-Gravel, D., Xhardé, R., Gauvin-Tremblay, O. et Bourgault-Brunelle C. (2016). Évolution du profil d'une recharge de gravier sous des conditions de vagues de tempête : une expérience à grande échelle réalisée en canal hydraulique. Rapport No R1671, INRS-ETE, Québec (Qc): xii + 115 p.

- Goda, Y. (1974). New wave pressure formulae for composite breakwaters. *Coastal Engineering* 14, 1702–172.
- Hirt, C., Nichols, B. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, *Journal of Computational Physics*, 39(1), pp. 201 – 225.
- Hofland, B., Kaminski, M. L. et Wolters, G. (2010). Large scale wave impacts on vertical wall. In *32th Intl. Conference on Coastal Engineering*. Shanghai, China.
- IEC-61400-3 (2009). *International standard. Wind turbines - Part 3 : Design requirements for offshore wind turbines*, 1st edn. International Electrotechnical Commission, Geneva, Switzerland.
- Jaime, F. F., Lara, J. L., Losada, I. J. et Stagonas, D. (2014). Impact induced pressure distributions at the underside of wave recurves. In *5th Intl. Conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engrg. and Science*. Varna, Bulgaria.
- Kiger, K. T. et Duncan, J. H. (2012). Air-entrainment mechanisms in plunging jets and breaking waves. *Annual Review of Fluid Mechanics* 44, 563–596.
- Launder, B. et Spalding, D. (1974). The numerical computation of turbulent flows, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 3(2), pp. 269 – 289.
- Mitsuyasu, H. (1966). Shock pressure of breaking wave. In *10th Intl. Conference on Coastal Engineering*. Tokyo, Japan.
- Oumeraci, H. (2010). Selected research projects using the grosser wellenkanal (gwk). In *Proceedings workshop of the celebration of the 60th anniversary of Tainan Hydraulic laboratory*. Tainan, Taiwan.
- Oumeraci, H., Klammer, P. et Partenscky, H. W. (1993). Classification of breaking wave loads on vertical structures. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering* 119, 381–397.
- Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, W., de Groot, M., Crouch, R., Vrijling, H. et Voortman, H. (2001). *Probabilistic design tools for vertical breakwaters*. Balkema.
- Paulsen, B.T., Bredmose, H., Gingham, H.B. et Jacobsen, N.G. (2014). Forcing of a bottom-mounted circular cylinder by steep regular water waves at finite depth. *Journal of Fluid Mechanics*, 755, pp. 1-34.

Peregrine, D. H. (2003). Water-wave impact on walls. *Annual Review of Fluid Mechanics* 35, 23–43.

Pullen, T., Allsop, W., Bruce, T., Kortenhuis, A., Schuttrumpf, H et van der Meer, J. (2007). *Wave overtopping of sea defences and related structure: Assessment manual*. www.overtopping-manual.com.

Shiravani, G., Vousdoukas, M., Schimmels, S. et Stagonas, D. (2014). A methodology for measuring the velocity and thickness of wave-induced up-rushing jets on vertical seawalls and superstructure. In *34th Intl. Conference on Coastal Engineering*. Seoul, Korea.

Stagonas, D., Lara, J. L., Losada, I. J., Higuera, P., Jaime, F. F., Galani, K., Dimas, A., Vousdoukas, M., Kudella, M. et Muller, G. (2014). Large scale measurements of wave loads and mapping of impact pressure distribution at the underside of wave recurves. In *HYDRALAB IV Joint User Meeting*. Lisbon, Portugal.

Topliss, M., Cooker, M. et Peregrine, D. (1992). Pressure oscillations during wave impact on vertical walls, In *Proceedings of 23rd International Conference on Coastal Engineering*, pp. 1639-1650.

U.S. Army Corps of Engineers (2002). *Coastal Engineering Manual (CEM)*, Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (6 volumes).

Wei, Y., Abadie, T., Henry, A. et Dias, F. (2016). Wave interaction with an oscillating wave surge converter. Part II: Slamming. *Ocean Engineering*, 113, pp. 319-334.

Annexe A

Liste des 282 différents tests et de leurs principaux paramètres. Les tests 1 à 260 ont été conduits à l'aide de vagues régulières tandis que les tests 260 à 282 ont été conduits à l'aide de vagues irrégulières. Les tests 200 à 282 ont été conduits sans plaque de protection au pied du mur.

Les rectangles rouges indiquent que la capacité maximale du bassin de rétention, à l'arrière du mur, a été dépassée.

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
Expériences sans déflecteur														
1	27-août	10:10	lisse	1,30	10	6	56,2	3,80	1,28	1,40	15,350 ²	51,17	1,2	
2	27-août	15:00	lisse	1,30	10	6	56,2	3,80	1,28	1,39	15,350	51,17	2	NNE
3	31-août		lisse	1,40	10	6	56,2	3,80	1,30	N/A	15,350	51,17	3,4	NO
4a	01-sept	13:25	lisse	1,40	10	6	56,2	3,80	1,30	N/A	15,350	51,17	1,2	NE
4b	01-sept	13:30	fin-de-004a	1,40	10	6	56,2	3,80	1,30	N/A	15,350	51,17	1,6	N
5a	01-sept	15:00	fin-de-004b	1,30	3	6	56,2	3,70	1,30	1,30	15,350	170,56	N/A	N/A
5b	01-sept	15:05	fin-de-005a	1,40	10	6	56,2	3,70	1,30	1,30	15,350	51,17	N/A	N/A
6	02-sept	13:10	lisse	1,30	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	9,460	63,07	1,4	NE
7	02-sept	14:00	fin-de-006	1,40	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	9,000	60,00	1,8	E-SE
8	02-sept	14:50	fin-de-007	1,45	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	10,350	69,00	2,4	E-SE
9	02-sept	15:40	fin-de-008	1,50	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	10,000	66,67	2,4	E-SE
10	03-sept	13:40	lisse	1,48	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	7,750	51,67	0,6	E
11	03-sept	14:40	fin-de-010	1,20	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	8,450	56,33	0,6	E
12	03-sept	15:30	fin-de-011	1,20	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	9,350	62,33		E
13	04-sept	9:30	fin-de-012	1,25	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	9,825	65,50	2,0	S-SE
14	04-sept	10:35	fin-de-013	1,15	5	6	56,2	3,80	1,30	1,30	7,750	51,67	2,0	E-SE
15	04-sept	11:35	fin-de-014	1,20	15	6	56,2	3,80	1,30	1,30	15,350	34,11	2,0	E-SE
16	08-sept	13:00	lisse	1,20	5	4	25,0	3,80	1,30	1,30	3,825	38,25	2,2	E-SE
17	08-sept	13:40	fin-de-016	1,30	5	4	25,0	3,80	1,30	1,30	3,725	37,25	2,6	E-SE
18	08-sept	14:20	fin-de-017	1,40	5	4	25,0	3,80	1,30	1,30	4,400	44,00	2,4	E-SE

² Les valeurs surlignées en rouge correspondent à la capacité maximale du bassin de collecte et indiquent que les débordements ont dépassés cette capacité maximale. Le volume total du débordement n'a donc pas pu être mesuré.

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									au mur, h_w					
									avant test [m]	après test [m]				
19	08-sept	15:00	fin-de-018	1,25	5	4	25,0	3,80	1,30	1,30	5,325	53,25	2,6	E-NE
20	08-sept	15:35	fin-de-019	1,25	5	4	25,0	3,80	1,30	1,30	3,750	37,50	1,8	E-NE
21	09-sept	11:30	lisse	1,20	5	8	99,9	3,80	1,30	1,30	12,900	64,50	1,6	N-NE
22	09-sept	13:30	fin-de-021	1,30	5	8	99,9	3,80	1,30	1,30	13,900	69,50	0,4	NE
23	09-sept	14:30	fin-de-022	1,40	5	8	99,9	3,80	1,30	1,30	15,350	76,75	2,2	N-NE
24	09-sept	15:20	fin-de-023	1,50	5	8	99,9	3,80	1,30	1,30	15,350	76,75	5,0	N-NO
25	10-sept	11:35	lisse	1,20	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90	4,400	22,00	1,2	O-NO
26	10-sept	13:35	fin-de-025	1,30	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90	5,700	28,50	0,4	O-SO
27	10-sept	14:40	fin-de-026	1,15	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90	3,975	19,88	1,6	O-SO
28	10-sept	15:30	fin-de-027	1,10	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90		0,00	0,4	O-NO
29	11-sept	10:25	fin-de-028	1,05	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90	2,900	14,50	1,4	E
30	11-sept	11:10	fin-de-029	1,00	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90	2,850	14,25	1,8	E
31	11-sept	13:15	fin-de-030	0,95	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90	2,100	10,50	3,6	E
32	11-sept	14:10	fin-de-031	0,90	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90	2,000	10,00	2	E
33	11-sept	14:55	fin-de-032	1,00	5	8	99,9	3,40	0,90	0,90	2,450	12,25	2,2	E
34	14-sept	13:35	lisse	0,90	5	6	56,2	3,40	0,90		975	6,50	0,8	E
35	14-sept	14:05	fin-de-034	1,00	5	6	56,2	3,40	0,90		925	6,17	0,8	E
36	14-sept	14:35	fin-de-035	1,10	5	6	56,2	3,40	0,90		1,600	10,67	0	
37	14-sept	14:55	fin-de-036	1,20	5	6	56,2	3,40	0,90		1,275	8,50	0,0	
38	14-sept	15:15	fin-de-037	1,20	5	6	56,2	3,40	0,90		1,500	10,00	0,4	E
39	14-sept	15:40	fin-de-038	1,30	5	6	56,2	3,40	0,90		1,400	9,33	0,4	E
40	15-sept	16:10	lisse	0,90	5	4	25,0	3,40	0,90		925	9,25	2,6	E
41	15-sept	16:40	fin-de-040	1,00	5	4	25,0	3,40	0,90		600	6,00	2,6	E

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
42	16-sept	9:45	fin-de-041	1,10	5	4	25,0	3,40	0,93		650	6,50	0,8	NE
43	16-sept	10:25	fin-de-042	1,20	5	4	25,0	3,40	0,93		575	5,75	0,2	E
44	16-sept	11:00	fin-de-043	1,30	5	4	25,0	3,40	0,93		650	6,50	1,2	E
45	16-sept	14:50	fin-de-044		5	6	56,2	4,00	1,53		15,350	102,33	2	
46	16-sept	15:30	fin-de-045		20	6	56,2	3,80	1,33		15,350	25,58	1,4	NO
	16-sept	16:25	fin-de-046			6	56,2	3,80	1,33		5,825	0,00	1,2	
47	17-sept	13:10	lisse	1,20	5	6	56,2	3,80	1,33		6,650	0,00	2,2	SO
48	17-sept	13:55	fin-de-048	1,20	5	6	56,2	3,80	1,33		8,050	0,00	1,8	SO
49	17-sept	14:35	fin-de-049	1,25	5	6	56,2	3,80	1,33		6,550	0,00	1,4	SO
50	17-sept	15:15	fin-de-050	1,00	5	6	56,2	3,80	1,33		4,465	0,00	1,6	SO
51	18-sept	13:15	lisse	0,90	5	6	56,2	3,60	1,13		1,350	0,00	1	SO
52	18-sept	13:50	fin-de-052	1,00	5	6	56,2	3,60	1,13		2,000	0,00	2	SO
53	18-sept	14:15	fin-de-053	1,10	5	6	56,2	3,60	1,13		1,900	0,00	0,4	SO
54	18-sept	15:00	fin-de-054	1,10	5	6	56,2	3,60	1,13		2,425	0,00	1,6	SO
55	18-sept	15:45	fin-de-055	1,20	5	6	56,2	3,60	1,13		2,825	0,00	3	SO
56	21-sept	13:55	lisse	1,30	5	6	56,2	3,60	1,13		2,950	0,00	0,8	NO
57	21-sept	14:35	fin-de-057	0,90	5	8	99,9	3,60	1,13		1,725	0,00	0,8	NO
58	21-sept	14:57	fin-de-058	1,00	5	8	99,9	3,60	1,33		3,150	0,00	0,4	NO
59	21-sept	15:40	fin-de-059	1,10	5	8	99,9	3,60	1,13		5,150	0,00	1	NO
60	22-sept	10:05	fin-de-060	1,20	5	8	99,9	3,60	1,13		7,700	0,00	0	NE
61	22-sept	13:40	lisse	1,10	5	4	25,0	3,60	1,13		1,525	0,00	0,8	NE
62	22-sept	14:25	fin-de-062	0,90	5	4	25,0	3,60	1,13		950	0,00	1,6	NE
63	22-sept	14:45	fin-de-063	1,00	5	4	25,0	3,60	1,13		1,075	0,00	2,2	NE

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
64	22-sept	15:05	fin-de-064	1,20	5	4	25,0	3,60	1,13		1,100		0,8	NE
65	22-sept	16:00	fin-de-065				0,0	3,60	1,13		1,100		1	NE
	23-sept	10:35	manquant	1,20			0,0	3,80	1,33	1,20	N/A		1,4	SO
67	23-sept	14:28	lisse	1,20	5	6	56,2	3,80	1,33	1,20	7,375	0,00	1,4	SO
68	23-sept	15:15	fin-de-068	1,20	5	6	56,2	3,80	1,33	1,19	8,700	0,00	1,6	SO
69	23-sept	16:10	fin-de-069	1,15	5	6	56,2	3,80	1,33	1,20	8,100	0,00	0,8	SO
70	24-sept	16:00	lisse	1,20	10	6	56,2	3,80	1,33	1,17	15,350	51,17	2,2	O
71	25-sept	9:50	fin-de-071	1,25	10	6	56,2	3,80	1,33	1,16	15,350	51,17	0	SE
72	25-sept	11:00	fin-de-072	1,25	10	6	56,2	3,80	1,33	1,19	15,350	51,17	0,2	SE
73	25-sept	15:00	lisse	1,25	10	6	56,2	3,80	1,33	1,17	15,350	51,17	1	O
74	25-sept	15:45	fin-de-074	1,30	10	6	56,2	3,80	1,33	1,16	15,350	51,17	0	O
75	28-sept	11:50	fin-de-075	1,25	10	6	56,2	3,90	1,43	1,30	15,350		1,8	SO
76	28-sept	13:25	fin-de-076	1,30	5	6	56,2	3,90	1,43	1,30	15,350		1	SO
77	28-sept	14:12	fin-de-077	1,10	5	6	56,2	3,90	1,43	1,30	8,150		0,6	SO
78	29-sept	10:20	lisse	1,20	5	6	56,2	3,70	1,23	1,16	4,775		0,6	SO
79	29-sept	11:30	fin-de-079	1,10	5	6	56,2	3,70	1,23	1,13	4,100		1,4	SO
80	29-sept	13:05	fin-de-080	1,00	5	6	56,2	3,70	1,23	1,20	3,450		1,4	SO
81	29-sept	13:45	fin-de-081	1,30	5	6	56,2	3,70	1,23	1,13	6,200		2	SO
82	29-sept	14:30	fin-de-082	1,20	10	6	56,2	3,70	1,23	1,15	15,350		1,2	SO
83	30-sept	10:30	lisse	1,25	10	6	56,2	3,80	1,33	1,18	15,350		3,2	NE
84	30-sept	14:13	fin-de-084	1,20	10	6	56,2	3,80	1,33	1,20	15,350		3,4	NE
85	30-sept	15:03	fin-de-085	1,10	10	6	56,2	3,80	1,33	1,21	15,350		3,4	NE
86	30-sept	15:56	fin-de-086	1,30	10	6	56,2	3,80	1,33	1,17	15,350		1,8	NE

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
87	01-oct	13:45	lisse	1,20	10	6	56,2	3,80	1,33	1,17	15,350		2,4	E
88	01-oct	15:00	fin-de-088	1,30	10	6	56,2	3,80	1,33	1,20	15,350		3,2	E
89	01-oct	16:00	fin-de-089	1,30	10	6	56,2	3,80	1,33	1,14	15,350		2,6	E
90	02-oct	11:38	lisse	1,20			0,0	3,60	1,13	1,10	1,625		3,2	NE
91	02-oct	14:15	fin-de-091	0,80	50	6	56,2	3,80	1,33	1,20	7,350		2,6	E
92	05-oct	11:15	lisse	1,25	10	6	56,2	3,80	1,33	1,28	15,350		1,2	NO
93	05-oct	13:08	fin-de-093	1,30	10	6	56,2	3,80	1,33	1,23	15,350		0,4	NO
94	05-oct	14:17	fin-de-094	1,20	10	6	56,2	3,80	1,33	1,11	15,350		0,6	NO
95	05-oct	6:00	fin-de-095	1,10	10	6	56,2	3,80	1,33	1,24	15,350		0,2	NO
Expériences avec déflecteur														
102	19-oct	10:35	lisse	1,25	10	6	56,2	3,8	1,22	1,21,5	0,000	0,00	0,6	O
103	19-oct	12:00	fin-de-102	1,25	10	6	56,2	3,8	1,25	1,25	0,000	0,00	2	O
104	19-oct	13:35	fin-de-103	1,2	10	6	56,2	3,8	1,245	1,23,5	0,000	0,00	2,4	O
105	19-oct	14:25	fin-de-104	1,1	10	6	56,2	3,8	1,25	1,25	0,000	0,00	1,6	SO
106	19-oct	15:15	fin-de-105	1,3	10	6	56,2	3,8	1,265	1,21,5	0,000	0,00	1,4	SO
107	20-oct	13:15	lisse	1,25	10	6	56,2	3,6	1,06	1,05	0,000	0,00	3,8	O
108	20-oct	14:20	fin-de-107	1,25	10	6	56,2	3,6	1,14	1,075	0,000	0,00	3,8	O
109	20-oct	15:25	fin-de-108	1,2	10	6	56,2	3,6	1,065	1,025	0,000	0,00	4,6	O
110	20-oct	16:10	fin-de-109	1,1	10	6	56,2	3,6	1,07	1,07	0,000	0,00	3,6	O
111	21-oct	12:43	lisse	1,25	10	6	56,2	3,4	0,86	0,76	0,000	0,00	3	NO
112	21-oct	14:30	fin-de-111	1,25	10	6	56,2	3,4	0,75	0,825	0,000	0,00	1,8	SO
113	21-oct	15:30	fin-de-112	1,2	10	6	56,2	3,4	0,875	0,925	0,000	0,00	1,4	O
114	21-oct	16:30	fin-de-113	1,1	10	6	56,2	3,4	0,895	0,87	0,000	0,00	0,8	O

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
115	22-oct	08:05	fin-de-114	1	10	6	56,2	3,4	0,85	0,935	0,000	0,00	2,6	E
116	22-oct	08:50	fin-de-115	0,9	10	6	56,2	3,4	0,855	0,895	0,000	0,00	1,6	E
117	22-oct	09:30	fin-de-116	0,8	10	6	56,2	3,4	0,85	0,81	0,000	0,00	2,2	E
118	22-oct	10:15	fin-de-117	0,7	10	6	56,2	3,4	0,89	0,805	0,000	0,00	1,8	E
119	22-oct	11:05	fin-de-118	1,25	10	6	56,2	3,4	0,805	0,845	0,000	0,00	1	E
120	22-oct	11:45	fin-de-119	1,3	10	6	56,2	3,4	0,845	0,915	0,000	0,00	0,8	E
121	22-oct	13:15	fin-de-120	1,35	10	6	56,2	3,4	0,875	0,86	0,000	0,00	0	E
122	22-oct	14:08	fin-de-121	1,4	10	6	56,2	3,4	0,945	0,84	0,000	0,00	0	E
123	23-oct	08:25	lisse	1,25	15	6	56,2	3,8	1,235	1,19	0,000	0,00	0,8	O
124	23-oct	09:30	fin-de-123	1,25	15	6	56,2	3,8	1,26	1,205	0,000	0,00	1,8	O
125	23-oct	10:20	fin-de-124	1,30	15	6	56,2	3,8	1,275	1,125	0,000	0,00	1,8	NO
126	23-oct	11:20	fin-de-125	1,40	15	6	56,2	3,8	1,29	1,215	650	1,44	3	NO
127	23-oct	12:47	fin-de-126	1,50	15	6	56,2	3,8	1,25	1,13	350	0,78	2	N
128	23-oct	13:40	fin-de-127	1,55	15	6	56,2	3,8	1,25	1,13	200	0,44	3	NO
129	23-oct	14:44	fin-de-128	1,25	15	6	56,2	3,8	1,235	1,165	200	0,44	1,4	N
130	26-oct	09:13	lisse	1,25	15	6	56,2	3,9	1,38	1,3	475	1,06	1,4	N
131	26-oct	10:15	fin-de-130	1,25	15	6	56,2	3,9	1,4	1,28	500	1,11	1	N
132	26-oct	11:00	fin-de-131	1,30	15	6	56,2	3,9	1,36	1,29	350	0,78	1,8	NO
133	26-oct	11:55	fin-de-132	1,25	15	6	56,2	3,9	1,4	1,29	800	1,78	2,2	N
134	26-oct	12:45	fin-de-133	1,20	15	6	56,2	3,9	1,41	1,3	350	0,78	2	N
135	26-oct	13:38	fin-de-134	1,10	15	6	56,2	3,9	1,4	1,31	500	1,11	2	N
136	26-oct	14:40	fin-de-135	1,00	15	6	56,2	3,9	1,4	1,3	300	0,67	1,8	N
137	27-oct	08:00	lisse	1,30	15	6	56,2	3,8	1,25	1,2	200	0,44	0,2	SO

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
138	27-oct	08:55	fin-de-137	1,30	15	6	56,2	3,8	1,24	1,21	200	0,44	1,2	SO
139	27-oct	09:40	fin-de-138	1,35	15	6	56,2	3,8	1,22	1,2	200	0,44	1	SO
140	27-oct	10:20	fin-de-139	1,40	15	6	56,2	3,8	1,255	1,21	200	0,44	1,2	O
141	27-oct	11:05	fin-de-140	1,45	15	6	56,2	3,8	1,28	1,215	200	0,44	1,2	O
142	27-oct	12:15	fin-de-141	1,50	15	6	56,2	3,8	1,26	1,19	225	0,50	2	O
143	27-oct	12:55	fin-de-142	1,55	15	6	56,2	3,8	1,2	1,15	200	0,44	1,2	O
144	27-oct	13:55	fin-de-143	1,55	15	6	56,2	3,8	1,225	1,12	200	0,44	3,4	O
145	27-oct	14:40	fin-de-144	1,30	15	6	56,2	3,8	1,145	1,075	150	0,33	2,4	O
146	28-oct	08:10	lisse	1,25	15	6	56,2	3,60	1,06	0,985	100	0,22	0	-
147	28-oct	09:10	fin-de-146	1,25	15	6	56,2	3,60	0,955	0,93	75	0,17	0,8	NE
148	28-oct	10:10	fin-de-147	1,30	15	6	56,2	3,60	1,06	1,025	75	0,17	2,2	NE
149	28-oct	11:00	fin-de-148	1,35	15	6	56,2	3,60	1,08	0,98	100	0,22	1,4	NE
150	28-oct	12:10	fin-de-149	1,40	15	6	56,2	3,60	1,08	1,02	100	0,22	1,2	SO
151	28-oct	13:15	fin-de-150	1,50	15	6	56,2	3,60	1,07	1,03	175	0,39	1,6	E
152	28-oct	13:55	fin-de-151	1,60	15	6	56,2	3,60	1,11	1,02	150	0,33	2,2	E
153	28-oct	14:40	fin-de-152	1,60	15	6	56,2	3,60	1,1	0,99	100	0,22	2,6	E
154	29-oct	08:10	lisse	1,25	15	4	25,0	3,80	1,275	1,215	50	0,17	3,2	E
155	29-oct	08:55	fin-de-154	1,25	15	4	25,0	3,80	1,305	1,225	50	0,17	1,8	E
156	29-oct	09:55	fin-de-155	1,30	15	4	25,0	3,80	1,26	1,235	190	0,63	1,8	E
157	29-oct	10:50	fin-de-156	1,35	15	4	25,0	3,80	1,25	1,225	100	0,33	1,2	E
158	29-oct	11:30	fin-de-157	1,40	15	4	25,0	3,80	1,25	1,23	100	0,33	0,2	E
159	29-oct	12:45	fin-de-158	1,25	15	4	25,0	3,80	1,245	1,23	50	0,17	1	E
160	29-oct	13:30	fin-de-159	1,50	15	4	25,0	3,80	1,24	1,235	50	0,17	0,6	E

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
									161	29-oct				
162	29-oct	14:50	fin-de-161	1,25	15	4	25,0	3,80	1,29	1,235	50	0,17	0	-
163	30-oct	08:00	lisse	1,25	15	8	99,9	3,80	1,275	1,06	8350	13,92	2,6	O
164	30-oct	09:35	fin-de-163	1,25	15	8	99,9	3,80	1,25	1,05	10250	17,08	3,0	O
165	30-oct	10:50	fin-de-164	1,30	15	8	99,9	3,80	1,25	1,075	12000	20,00	5,0	O
166	30-oct	11:35	fin-de-165	1,35	15	8	99,9	3,80	1,245	1,06	12750	21,25	4,0	O
167	30-oct	13:15	fin-de-166	1,35	15	8	99,9	3,80	1,235	1,00	15350	25,58	3,2	O
168	30-oct	14:05	fin-de-167	1,30	15	8	99,9	3,80	1,22	1,045	12000	20,00	3,2	O
169	30-oct	14:50	fin-de-168	1,25	15	8	99,9	3,80	1,28	1,105	12150	20,25	3,6	O
170	02-nov	08:25	lisse	1,25	15	7	76,5	3,80	1,26	1,26	100	0,19	0,6	SO
171	02-nov	09:25	fin-de-170	1,25	15	7	76,5	3,80	1,24	1,195	100	0,19	1,2	SO
172	02-nov	10:05	fin-de-171	1,30	15	7	76,5	3,80	1,265	1,195	175	0,33	1,8	O
173	02-nov	10:55	fin-de-172	1,35	15	7	76,5	3,80	1,265	1,25	200	0,38	2,2	O
174	02-nov	11:55	fin-de-173	1,35	15	7	76,5	3,80	1,275	1,24	175	0,33	1,8	O
175	02-nov	13:10	fin-de-174	1,30	15	7	76,5	3,80	1,24	1,24	175	0,33	1,6	NO
176	02-nov	14:00	fin-de-175	1,20	15	7	76,5	3,80			125	0,24	1	O
177	02-nov	14:40	fin-de-176	1,10	15	7	76,5	3,80			75	0,14	1,6	O
178	03-nov	08:05	lisse	1,25	15	4	25,0	3,40	0,855	0,845	100	0,33	0,4	N
179	03-nov	09:05	fin-de-178	1,25	15	4	25,0	3,40	0,94	0,87	225	0,75	0,8	N
180	03-nov	09:55	fin-de-179	1,30	15	4	25,0	3,40	0,85	0,85	75	0,25	0,4	N
181	03-nov	10:40	fin-de-180	1,35	15	4	25,0	3,40	0,85	0,82	300	1,00	0,2	NE
182	03-nov	11:30	fin-de-181	1,40	15	4	25,0	3,40	0,87	0,84	225	0,75	0,4	NE
183	03-nov	13:05	fin-de-182	1,45	15	4	25,0	3,40	0,9	0,88	300	1,00	0	N

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
184	03-nov	13:55	fin-de-183	1,25	15	4	25,0	3,40	0,905	0,865	200	0,67	0	N
185	03-nov	14:30	fin-de-184	1,20	15	4	25,0	3,40	0,865	0,84	200	0,67	0,2	N
186	04-nov	08:05	lisse	1,25	15	8	99,9	3,40	0,965	0,9	125	0,21	0	N/A
187	04-nov	09:00	fin-de-186	1,25	15	8	99,9	3,40	0,9	0,825	125	0,21	0,0	N/A
188	04-nov	09:55	fin-de-187	1,20	15	8	99,9	3,40	0,86	0,77	175	0,29	0,6	E
189	04-nov	10:55	fin-de-188	1,15	15	8	99,9	3,40	0,86	0,815	175	0,29	0,4	O
190	04-nov	11:50	fin-de-189	1,10	15	8	99,9	3,40	0,87	0,83	175	0,29	0,2	NO
191	04-nov	13:25	fin-de-190	1,00	15	8	99,9	3,40	0,88	0,8	175	0,29	0,8	O
192	04-nov	14:10	fin-de-191	1,25	15	8	99,9	3,40	0,92	0,84	200	0,33	1,2	O
193	05-nov	08:15	lisse	1,25	15	4	25,0	3,60	1,07	1,06	50	0,17	2,8	NE
194	05-nov	09:15	fin-de-193	1,25	15	4	25,0	3,60	1,05	1,05	50	0,17	2,8	NE
195	05-nov	09:55	fin-de-194	1,30	15	4	25,0	3,60	1,05	1,04	50	0,17	3,2	E
196	05-nov	10:40	fin-de-195	1,35	15	4	25,0	3,60	1,07	1,06	50	0,17	2,6	E
197	05-nov	11:20	fin-de-196	1,40	15	4	25,0	3,60	1,06	1,03	30	0,10	2,2	E
198	05-nov		fin-de-197	1,50	15	4	25,0	3,60	1,07	1,06	275	0,92	2	E
199	05-nov	13:00	fin-de-198	1,55	15	4	25,0	3,60	1,05	1,035	225	0,75	2	E
200	05-nov	13:50	fin-de-199	1,60	15	4	25,0	3,60	1,09	1,07	325	1,08	2,4	E
201	05-nov	14:40	fin-de-200	1,25	15	4	25,0	3,60	1,065	1,06	50	0,17	2,6	E
202	06-nov	08:10	lisse	1,25	15	8	99,9	3,60	1,000	0,905	950	1,58	0	N/A
203	06-nov	09:10	fin-de-202	1,25	15	8	99,9	3,60	1,065	0,925	2600	4,33	0,0	N/A
204	06-nov	10:10	fin-de-203	1,25	15	8	99,9	3,60	1,060	0,910	1400	2,33	0,4	N
205	06-nov	10:55	fin-de-204	1,20	15	8	99,9	3,60	1,060	0,950	925	1,54	0,2	N
206	06-nov	11:45	fin-de-205	1,10	15	8	99,9	3,60	1,075	1,075	0	0,00	0,4	N

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
207	06-nov	13:00	fin-de-206	1,00	15	8	99,9	3,60	1,16	0,94	1100	1,83	0	N/A
208	06-nov	13:55	fin-de-207	0,90	15	8	99,9	3,60	1,105	1,025	475	0,79	0	N/A
209	06-nov	14:30	fin-de-208	1,25	15	8	99,9	3,60	1,145	1,04	950	1,58	1,8	SO
210	09-nov	13:05	lisse	1,25	10	6	56,2	3,40	0,890	0,85	0	0,00	2	SO
211	09-nov		fin-de-ID210	1,25	10	6	56,2	3,40	0,850	0,785	50	0,17	0,0	SO
212	10-nov	08:15	lisse	1,25	15	6	56,2	3,80	1,260	1,17	150	0,33	0	NO
213	10-nov	09:10	fin-de-ID212	1,25	15	6	56,2	3,80	1,240	1,17	225	0,50	0,0	NO
214	10-nov	09:55	fin-de-ID213	1,30	15	6	56,2	3,80	1,215	1,165	175	0,39	0,4	SO
215	10-nov	10:40	fin-de-ID214	1,40	15	6	56,2	3,80	1,245	1,190	225	0,50	0,4	SO
216	10-nov	11:40	fin-de-ID215	1,50	15	6	56,2	3,80	1,280	1,125	200	0,44	1	SO
217	10-nov	12:55	fin-de-ID216	1,55	15	6	56,2	3,80	1,275	1,245	225	0,50	1	SO
218	10-nov	13:50	fin-de-ID217	1,25	15	6	56,2	3,80	1,23	1,155	200	0,44	0,6	S
219	10-nov	14:30	fin-de-ID218	1,20	15	6	56,2	3,80	1,25	1,153	75	0,17	0,6	SO
220	11-nov	08:25	lisse	1,25	15	6	56,2	3,60	0,980	0,865	100	0,22	5,6	NE
221	11-nov	09:25	fin-de-ID220	1,25	15	6	56,2	3,60	1,055	0,985	125	0,28	4,0	NE
222	11-nov	10:15	fin-de-ID221	1,30	15	6	56,2	3,60	1,035	0,980	125	0,28	4,4	NE
223	11-nov	11:00	fin-de-ID222	1,35	15	6	56,2	3,60	0,985	0,980	150	0,33	4,4	NE
224	11-nov	11:50	fin-de-ID223	1,40	15	6	56,2	3,60	1,025	0,990	150	0,33	3,4	NE
225	11-nov	13:10	fin-de-ID224	1,50	15	6	56,2	3,60	1,02	1,015	175	0,39	3,2	NE
226	11-nov	13:50	fin-de-ID225	1,60	15	6	56,2	3,60	1,03	1,015	175	0,39	5	NE
227	11-nov	14:45	fin-de-ID226	1,60	15	6	56,2	3,60	1,05	0,965	175	0,39	2,4	NE
228	11-nov	15:30	fin-de-ID227	1,25	15	6	56,2	3,60	1,04	1,04	150	0,33	2,8	NE
229	12-nov	08:15	lisse	1,25	15	6	56,2	3,60	0,785	0,78	50	0,11	1,4	NE

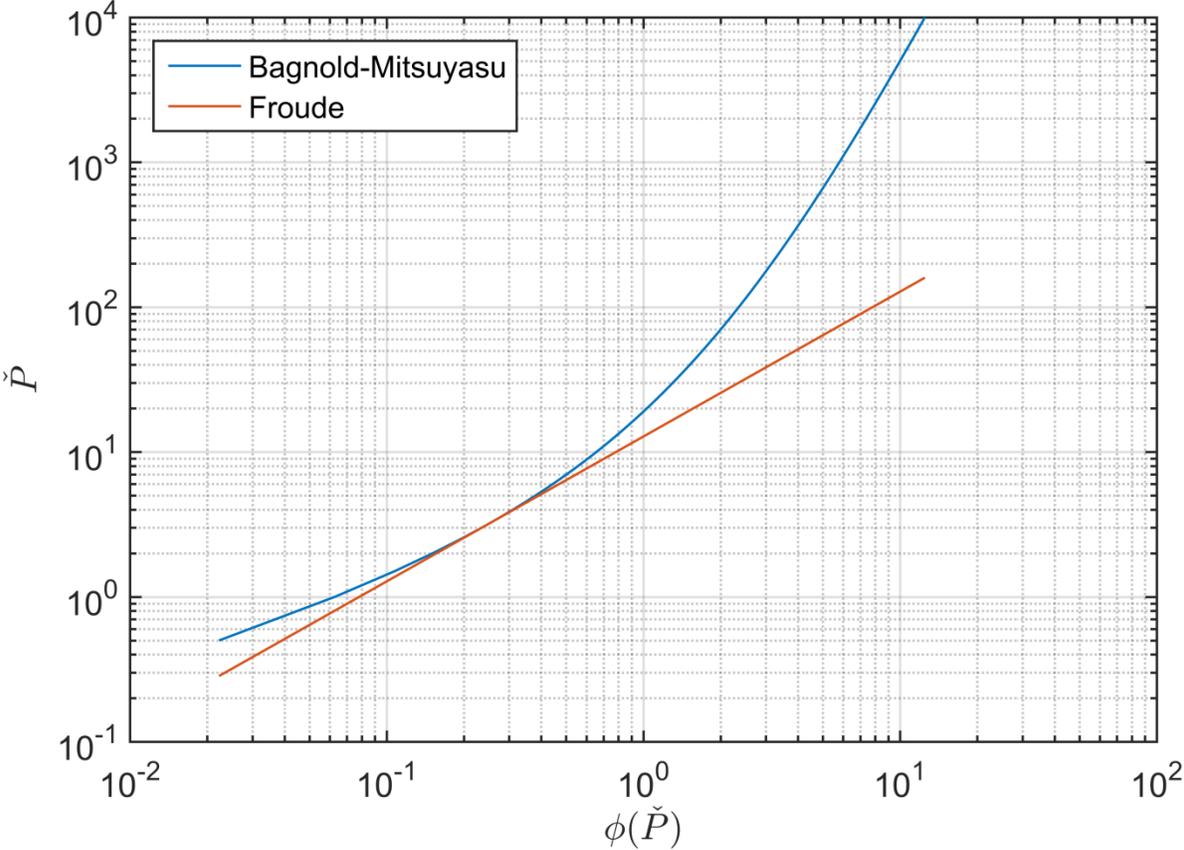
Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									au mur, h_w					
									avant test [m]	après test [m]				
230	12-nov	09:10	fin-de-ID229	1,25	15	6	56,2	3,60	0,810	0,805	45	0,10	0,4	E
231	12-nov	09:50	fin-de-ID230	1,30	15	6	56,2	3,60	0,825	0,815	75	0,17	2,0	E
232	12-nov	10:30	fin-de-ID231	1,35	15	6	56,2	3,60	0,810	0,810	75	0,17	1,4	E
233	12-nov	11:10	fin-de-ID232	1,40	15	6	56,2	3,60	0,845	0,820	175	0,39	2	E
234	12-nov	12:00	fin-de-ID233	1,25	15	6	56,2	3,60	0,88	0,87	125	0,28	2,4	NE
235	12-nov	13:05	fin-de-ID234	1,20	15	6	56,2	3,60	0,84	0,83	75	0,17	1,2	NE
236	12-nov	13:45	fin-de-ID235	1,10	15	6	56,2	3,60	0,83	0,805	75	0,17	3	NE
237	12-nov	14:30	fin-de-ID236	1,00	15	6	56,2	3,60	0,855	0,835	75	0,17	2,6	NE
238	13-nov	08:10	lisse	1,25	15	8	99,9	3,80	1,175	1,02	12250	20,42	0	E
239	13-nov	09:10	fin-de-ID238	1,25	15	8	99,9	3,80	1,215	1,05	13500	22,50	0,8	NE
240	13-nov	10:10	fin-de-ID239	1,30	15	8	99,9	3,80	1,245	1,065	14000	23,33	1,0	SO
241	13-nov	10:55	fin-de-ID240	1,35	15	8	99,9	3,80	1,185	0,985	?			SO
242	13-nov	11:45	fin-de-ID241	1,35	15	8	99,9	3,80	1,210	1,000	15200	25,33	1	SO
243	13-nov	13:47	fin-de-ID242	1,30	15	8	99,9	3,80	1,2	0,975	14700	24,50	2,2	SO
244	13-nov	14:40	fin-de-ID243	1,25	15	8	99,9	3,80	1,085	0,915	775	1,29	1,6	OSO
245	16-nov	08:10	lisse	1,25	15	4	25,0	3,80	1,215	1,19	50	0,17	0,6	OSO
246	16-nov	09:10	fin-de-ID245	1,25	15	4	25,0	3,80	1,265	1,21	175	0,58	1,8	OSO
247	16-nov	10:00	fin-de-ID246	1,30	15	4	25,0	3,80	1,240	1,205	150	0,50	2,0	NO
248	16-nov	10:50	fin-de-ID247	1,35	15	4	25,0	3,80	1,210	1,170	175	0,58	1,8	NO
249	16-nov	11:40	fin-de-ID248	1,40	15	4	25,0	3,80	1,250	1,155	175	0,58	1,2	NO
250	16-nov	12:55	fin-de-ID249	1,25	15	4	25,0	3,80	1,215	1,155	175	0,58	1,4	NO
251	16-nov	13:30	fin-de-ID250	1,20	15	4	25,0	3,80	1,245	1,22	125	0,42	4,4	NO
252	16-nov	14:05	fin-de-ID251	1,10	15	4	25,0	3,80	1,25	1,225	150	0,50	2,8	NO

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
253	16-nov	14:40	fin-de-ID252	1,00	15	4	25,0	3,80	1,225	1,22		0,00	2,2	NO
254	17-nov	08:15	lisse	1,20	15	6	56,2	3,80	1,250	1,18	175	0,39	0,0	N
255	17-nov	09:05	fin-de-ID254	1,20	15	6	56,2	3,80	1,220	1,185	275	0,61	0,0	N
256	17-nov	10:00	fin-de-ID255	1,25	15	6	56,2	3,80	1,235	1,175	225	0,50	0,2	N
257	17-nov	11:10	fin-de-ID256	1,30	15	6	56,2	3,80	1,255	1,210	275	0,61	0,4	N
258	17-nov	12:05	fin-de-ID257	1,35	15	6	56,2	3,80	1,205	1,130	200	0,44	1,4	N
259	17-nov	13:45	fin-de-ID258	1,40	15	6	56,2	3,80	1,245	1,175	200	0,44	0,8	S
260	17-nov	14:30	fin-de-ID259	1,15	15	6	56,2	3,80	1,265	1,245	175	0,39	0,4	S
261	18-nov	08:20	lisse	1,00	JONSWAP	4	25,0	3,80	1,245	1,23	50		3,6	NE
262	18-nov	09:30	fin-de-ID261	1,00	JONSWAP	4	25,0	3,80	1,235	1,23	175		5,0	NE
263	18-nov	10:20	fin-de-ID262	1,10	JONSWAP	4,2	27,5	3,80	1,260	1,210	175		2,6	NE
264	18-nov	11:35	fin-de-ID263	1,20	JONSWAP	4,7	34,5	3,80	1,260	1,200	75		2,6	E
265	18-nov	12:55	fin-de-ID264	0,90	JONSWAP	3,8	22,5	3,80	1,245	1,210	175		1,8	NE
266	18-nov	13:45	fin-de-ID265	0,70	JONSWAP	3,5	19,1	3,80	1,265	1,185	275		3	NE
267	18-nov	14:50	fin-de-ID266	1,00	JONSWAP	4	25,0	3,80	1,25	1,225	200		3,2	NE
269	19-nov	08:20	lisse	1,00	JONSWAP	4,2	27,5	3,60	1,060	0,965	200		2,8	E
270	19-nov	09:30	fin-de-ID268	1,00	JONSWAP	4,2	27,5	3,60	1,025	1,005	250		2,0	E
271	19-nov	10:20	fin-de-ID269	1,10	JONSWAP	4,5	31,6	3,60	1,035	1,000	275		2,8	E
272	19-nov	11:35	fin-de-ID270	1,15	JONSWAP	4	25,0	3,60	1,040	1,005	250		1,6	ENE
273	19-nov	12:55	fin-de-ID271	1,20	JONSWAP	5,2	42,2	3,60	1,040	1,000	125		2,4	E
274	19-nov	13:40	fin-de-ID272	1,00	JONSWAP	4,4	30,2	3,60	1,025	1,020	180		2,6	E
275	19-nov	14:35	fin-de-ID273	0,90	JONSWAP	3,65	20,8	3,60	1,000	0,990	175		2,6	E
276	20-nov	08:30	lisse	1,00	JONSWAP	4,2	27,5	3,40	0,830	0,825	175		0,2	S

Test Id #	date du test	heure du test	profil de plage	hauteur de vague initiale H_0 [m]	Train de vagues	Période de vague T [s]	Longueur d'onde L_0 [m]	Niveau d'eau h_0 [m]	profondeur d'eau au mur, h_w		Volume du débordement V [m ³]	Débit de débordement [l/s/m]	vitesse de vent moy. [m/s]	direction de vent moy. [°]
									avant test [m]	après test [m]				
277	20-nov	09:20	fin-de-ID275	1,00	JONSWAP	4,2	27,5	3,40	0,830	0,800	325		1,0	S
278	20-nov	10:20	fin-de-ID276	1,15	JONSWAP	4,8	36,0	3,40	0,845	0,835	175		2,0	SO
279	20-nov	11:20	fin-de-ID277	1,25	JONSWAP	4,5	31,6	3,40	0,850	0,820	100		1,4	SO
280	20-nov	12:15	fin-de-ID278	1,40	JONSWAP	5,4	45,5	3,40	0,885	0,820	875		0,8	SO
281	20-nov	13:35	fin-de-ID279	0,90	JONSWAP	4	25,0	3,40	0,85	0,845	200		3,8	SO
282	20-nov	14:30	fin-de-ID280	0,80	JONSWAP	3,6	20,2	3,40	0,855	0,835	125		3,2	SO

Annexe B

Mise à l'échelle des pressions à l'aide de la loi de Bagnold-Mitsuyasu



Annexe C

Simulations numériques – méthodologie

À l'aide du logiciel commercial ANSYS Fluent, des calculs d'écoulement multiphasiques bidimensionnel (2D) URANS incompressibles et compressibles ont été menés. Des simulations en deux dimensions sont un bon point de départ pour ce genre d'étude puisque l'écoulement semble être 2D et que les vagues incidentes arrivent de façon parfaitement perpendiculaire au mur. Les équations de Navier-Stokes compressibles et 2D (avec modélisation de la turbulence) ainsi que l'équation de continuité se trouvent sous la forme:

$$\frac{D(\rho\mathbf{u})}{Dt} = -\nabla p + \rho g + \mu\nabla^2\mathbf{u} - \nabla \cdot (\overline{\rho\mathbf{u}'v'}) \quad (8)$$

$$\frac{D\rho}{Dt} + \rho\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (9)$$

Pour les simulations d'écoulement compressible, l'eau douce est considérée comme étant un liquide incompressible (la densité ρ est constante) et l'air comme étant un gaz parfait. L'équation d'énergie doit être solutionnée pour calculer les fluctuations de densité dans l'air :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho E) + \nabla \cdot (\mathbf{u}(\rho E + p)) = \nabla \cdot (k\nabla T) \quad (10)$$

$$E = c_p T - \frac{p}{\rho} + \frac{|\mathbf{u}|^2}{2} \quad (11)$$

Afin de bien capturer la surface libre, une méthode de type « Volume of Fluid » (VOF) est utilisée parce que ce type de méthode permet d'obtenir une interface lisse et continue entre l'eau et l'air (Hirt *et al.*, 1981). Toutefois, ce type de modèle multiphase possède certaines limitations, notamment pour la capture de petites structures comme des bulles d'air ou des gouttes d'eau. L'équation de transport régissant la fraction volumique s'écrit :

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha\mathbf{u}) = 0 \quad (12)$$

où α est la fraction volumique de l'eau. Ainsi, lorsque $\alpha=1$, la totalité de la cellule de calcul est remplie d'eau et lorsque $\alpha=0$, elle est remplie d'air. Pour calculer les propriétés relatives au fluide (densité et viscosité) dans chaque cellule, on utilise :

$$\begin{aligned}\rho &= \rho_w \alpha + (1 - \alpha) \rho_a \\ \mu &= \mu_w \alpha + (1 - \alpha) \mu_a\end{aligned}\tag{13}$$

dans lesquelles les indices w et a représentent respectivement l'eau et l'air.

La méthodologie URANS combinée à la méthode VOF et le logiciel ANSYS lui-même ont fait l'objet de nombreuses validations dans la littérature (voir notamment Babaei *et al.*, 2016; Finnegan et Goggins, 2015; Paulsen *et al.*, 2014; Wei *et al.*, 2016). L'essentiel du travail consiste donc ici à étudier l'ajout d'un modèle de compressibilité et l'application de la méthode sur les impacts de vagues sur des murs verticaux.

Dans cette étude, le mur est traité comme une plaque rigide. L'interaction fluide-structure est donc faible et les dynamiques du mur et de l'eau peuvent se calculer de façons indépendantes. Pour vérifier cette hypothèse, des analyses modales de la structure côtière ont été menées. Ce type d'information est intéressant pour étudier l'interaction de la vague et de l'air piégé contre le mur, comme à la section 4.1. Le Tableau 3 présente les cinq premiers modes de fréquences naturelles de la paroi. En comparaison avec la durée d'un impact (environ 1 ms), on peut observer que la structure répond plus lentement que l'excitation. Le couplage fluide-structure est donc faible.

La capture de la surface libre est basée sur l'algorithme explicite « Geo-Reconstruct » (ANSYS, 2014) et l'algorithme SIMPLE est utilisé pour le couplage pression-vitesse. Les schémas de discrétisations spatiales sont d'ordre deux alors que celui pour la discrétisation temporelle est seulement d'ordre un, puisque la méthode VOF utilisée limite l'utilisateur à cet ordre. Le pas de temps est choisi suffisamment petit pour que les erreurs associées au pas de temps puissent être négligées. Un pas de temps de $8,333 \times 10^{-4}$ T (T est la période de la vague) est appliqué initialement pour simuler la propagation des vagues le long du canal alors qu'un pas de temps de $1,667 \times 10^{-5}$ T est utilisé pendant l'impact. Un pas de temps plus petit a été testé ($6,67 \times 10^{-6}$ T), mais aucune différence n'a été observée en terme de pression maximale calculée. La séquence exacte de calcul est présentée au Tableau C1. Le modèle utilise la paramétrisation k- ϵ , l'une des plus utilisées dans la littérature, pour la simulation du mélange turbulent (pour résoudre le dernier terme de l'équation 8). Une loi de paroi est aussi

utilisée pour tenir compte de la condition de non-glissement sur les limites rigides (parois) du domaine.

Tableau C1. Séquence des pas de temps dans une simulation typique.

Numéro du pas de temps	Longueur du pas de temps
1 - 4500	$8,333 \times 10^{-4} T$
4501 - 7500	$3,333 \times 10^{-4} T$
7501 - 9500	$6,667 \times 10^{-5} T$
9501 et plus	$1,667 \times 10^{-5} T$

Le domaine de calcul et les conditions limites appliquées sont indiqués à la **Erreur ! Source u renvoi introuvable.** Des frontières rigides sans glissement sont utilisées pour le fond du canal (contrairement aux expériences en canal), la pente de la plage et le mur idéalisé. Un profil de vague est imposé à l'entrée à l'aide d'une condition de type « vitesse ». Parmi les théories de vagues disponibles dans Fluent, une formulation de Stokes du 5^e ordre est utilisée. D'autres paramètres, telles que la profondeur ($h_0 = 3,8$ m) et la période des vagues ($T = 6$ secondes) sont constants et identiques à ceux choisis pour les tests expérimentaux. En effet, l'un des objectifs de ces simulations est de reproduire les expériences à grande échelle en vue notamment d'une comparaison ultérieure. Seulement une profondeur et une période de vague ont été testées afin de se concentrer dans un premier temps sur les conditions les plus critiques en ce qui concerne les impacts. Le nombre de Froude associé à la vague incidente et mesuré au pied de la plage ($Fr = V_{ref} / \sqrt{gh_0}$) est de 0,18 pour la simulation avec $H_0 = 1,3$ m alors qu'il est égal à 0,14 dans l'expérience pour un H_0 équivalent. Une « pression de sortie » (profil de pression hydrostatique) est imposée derrière le mur pour stabiliser les calculs et permettre une circulation normale de l'air dans le domaine. Les autres frontières du domaine sont définies comme des murs avec glissement. Il convient de noter à la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** la présence de la "cheminée" au-dessus du mur ôtier pour tenir compte de jet d'eau propulsé dans les airs lors de l'impact.

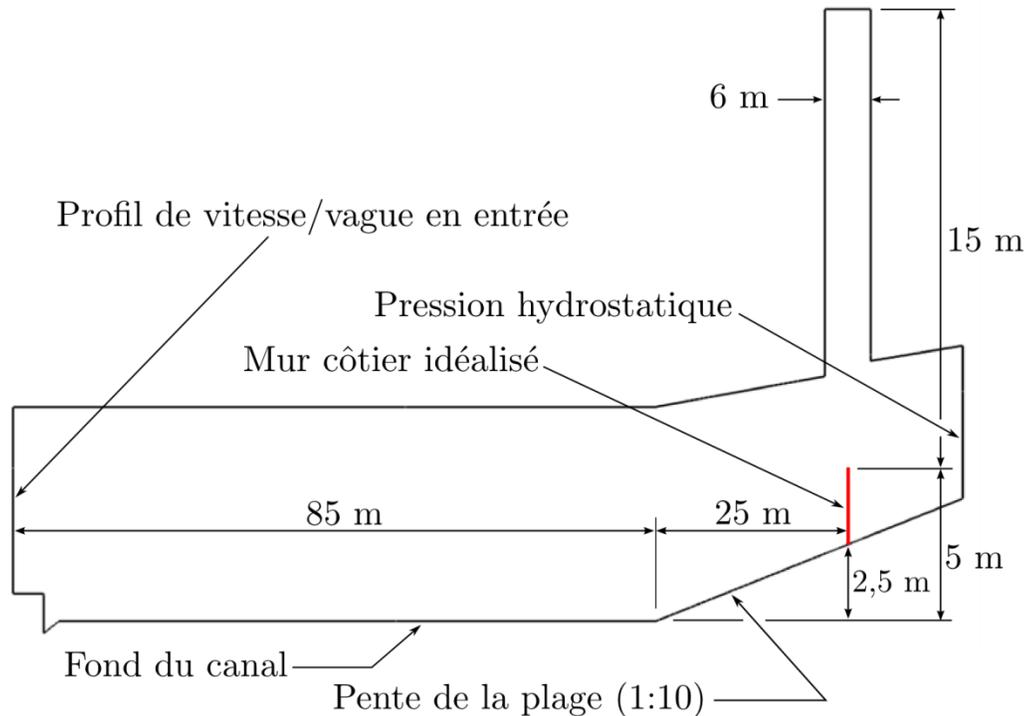


Figure 71. Domaine de calcul et conditions limites pour les simulations d'impact de vagues. L'échelle horizontale est compressée d'un facteur quatre par rapport à l'échelle verticale.

Pour capturer correctement les processus physiques au cœur du problème, l'indépendance du maillage a été étudiée et vérifiée, d'abord avec une condition de glissement sur le mur et des fluides incompressibles comme première estimation. Quatre maillages ont été testés, de grossier à fin, avec les mêmes paramètres à savoir $h_0 = 3,8$ m, $T = 6$ s et $H_0 = 1,3$ m. L'évolution et la hauteur des pics de pression ont été mesurées lors des impacts et servent de points de comparaison. Au cours du processus d'obtention d'une résolution de maillage adéquate, les cellules sont principalement raffinées dans la région de déferlement et d'impact (près du mur) à la fois en hauteur et en longueur, bien que les cellules sur la pente de la plage sont également raffinées pour améliorer la précision des conditions d'entrée. Une comparaison des quatre maillages testés est présentée au Tableau C2. La grille de 105 430 cellules est inexacte. Les deux grilles plus fines donnent des pics de pression similaires, à l'intérieur d'une marge inférieure à un pour cent, et la durée de l'impact est identique dans les deux cas (environ 0,5 ms). Par conséquent, le maillage no 3 semble plus adéquat comme estimation initiale pour la présente étude.

Tableau C2. Pics de pression associés aux différents maillages testés. Les paramètres de vagues sont gardés constant, à savoir $h_0 = 3,8$ m, $T = 6$ s et $H_0 = 1,3$ m.

Maillage	Nombre de cellules	P_{pic} [kPa]
1	105 430	787
2	181 570	3930
3	219 930	2936
4	275 630	2953

Dans les faits, une condition de non-glissement est utilisée sur le mur dans les calculs. Il faut donc adapter le maillage en conséquence. Ainsi, la longueur des cellules (perpendiculaire à la paroi) dans la région du mur est raccourcie. Il est essentiel de bien capturer le jet projeté vers le haut lors de l'impact et de calculer la bonne contrainte de cisaillement qui agit à l'intérieur de la couche limite. Avec un modèle de turbulence $k-\epsilon$, il est recommandé de garder la valeur de y^+ de la première cellule au-dessus de 30-50 (ANSYS, 2014 et Launder *et al.* 1974)³. Pour les présentes simulations, avec $0,0005 < \Delta x < 0,003$ m au mur, les valeurs maximales de y^+ vont de 400 à 4500, en gardant à l'esprit que le nombre de Reynolds $Re = V_{max} h_{mur} / \nu$ (basé sur la vitesse du jet maximale et la hauteur du mur) est supérieure à 1×10^8 . Dans la même région, $\Delta z \approx 0,015 - 0,020$ m, maintenant le nombre de Courant (CFL) essentiellement plus petit que un (1).

³ y^+ est un paramètre sans dimension représentant la distance à la paroi dans une couche limite. Pour tout nombre de Reynolds (assez grand), la sous-couche visqueuse est contenue à l'intérieur de $y^+ < 10$. Puisque le modèle $k-\epsilon$ utilise une loi de paroi, la première cellule collée sur la paroi doit se trouver en partie à l'extérieur de la sous-couche visqueuse, dans la région logarithmique qui se trouve au-dessus de $y^+ = 30-50$.

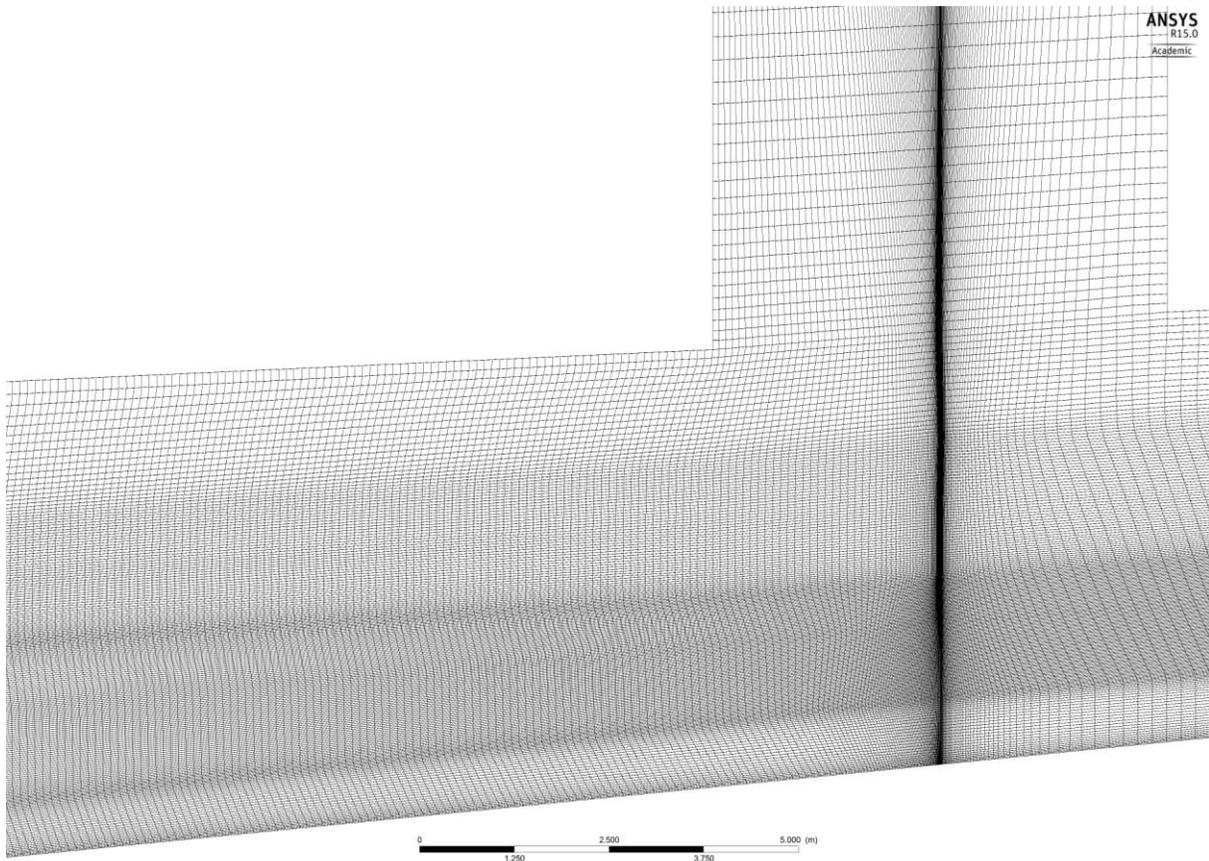


Figure C2. Vue d'ensemble du maillage choisi, autour du mur côtier (au sommet de la plage, vis-à-vis la bande noire plus dense).

Pour cette nouvelle grille (voir la Figure **Erreur ! Source du renvoi introuvable.C2**), la longueur horizontale des cellules dans la zone de déferlement est d'environ $\lambda / 200$ pour assurer une bonne capture des vagues (la longueur d'onde λ est d'environ 35 m) et la hauteur des cellules près de la surface libre se situe autour de $H_0 / 50$ pour obtenir une interface nette. En effet, l'algorithme utilisé pour le calcul de l'interface permet la capture de celle-ci à l'intérieur de deux à trois cellules, comme le montre la Figure C3. Il est donc essentiel d'avoir des cellules minces dans cette région si une fine résolution de l'interface est souhaitée. Après optimisation de la taille des cellules dans la zone en amont de la plage et derrière le mur, le maillage possède 190 000 cellules. Des calculs préliminaires pour vérifier si l'indépendance de maillage est atteinte pour cette nouvelle grille de calcul semblent le confirmer.

Dans le cadre de cette étude numérique, l'accent a été mis sur la 2^e vague (le 2^e impact), car le calcul des deux premières vagues prend déjà quelques jours sur un ordinateur à huit processeurs (ordinateur quad-core Intel Xeon) et parce que le 2^e impact apporte suffisamment d'information pour étudier le déferlement et les pressions générées sur le mur

sans que les vagues suivantes soient simulées. Ces dernières pourraient toutefois être simulées afin d'étudier la variabilité des pressions pour des conditions de vague identiques et pour examiner l'effet des réflexions dans le canal.

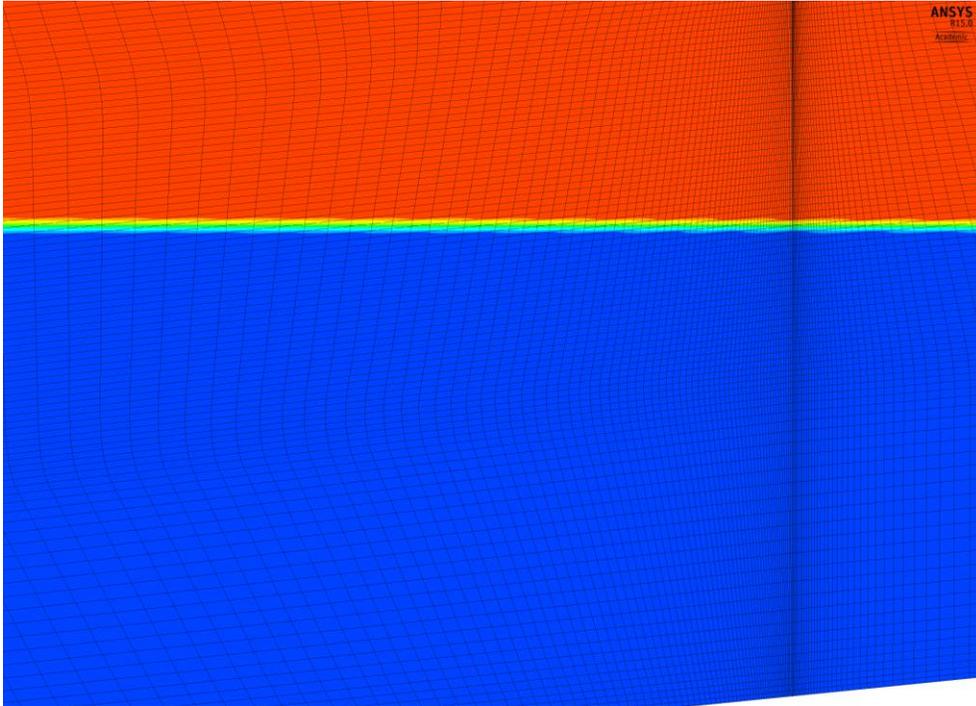


Figure C3. Vue rapprochée du maillage choisi superposé au contour initial de phase (le bleu représente l'eau et le rouge représente l'air) montrant l'interface (située à 1,3 m au-dessus du pied du mur) et le degré de raffinement du maillage.