



Etude expérimentale de submersion de protections côtières pour des états de mer combinant houle et clapot

Antoine VILLEFER^{1,2}, Michel BENOIT^{1,2}, Damien VIOLEAU^{1,2},
Maria TELES¹, Christopher LUNEAU³

1. EDF R&D, Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE), Chatou, France.
2. Laboratoire d'Hydraulique Saint-Venant (Ecole des Ponts ParisTech, EDF R&D), Chatou, France.
3. OSU Institut Pythéas, Aix Marseille Univ, CNRS, IRD, Marseille, France.
*antoine.villefer@edf.fr ; michel.benoit@edf.fr ; damien.violeau@edf.fr ;
maria.teles@edf.fr ; christopher.luneau@osupytheas.fr*

Résumé :

Pour protéger les zones côtières contre l'aléa de submersion par les vagues en conditions de tempête, des protections côtières sont nécessaires. Celles-ci sont, en grande partie, dimensionnées par rapport à un débit admissible de franchissement par les vagues. Dans la littérature, de nombreuses références, régulièrement mises à jour, proposent des méthodes pour estimer ce débit (cf. par exemple le guide EurOtop 2018). Cependant, l'application de ces méthodes à un état de mer bimodal combinant une houle, provenant du large, et un clapot, formé par un vent local, pose question. Est-ce que les caractéristiques moyennes de cet état de mer complexe (i.e. une hauteur et une période caractéristiques) suffisent pour estimer le débit de franchissement ? Pour répondre à cette problématique, une maquette de digue côtière a été construite dans le canal à vague de l'OSU Institut Pythéas à Marseille. En considérant une digue de pente 3:2 (H:V), deux types de revêtements ont été testés : un revêtement lisse et imperméable et un revêtement avec enrochements naturels. Les essais réalisés ont montré que, pour des choix de digues et pour les états de mer considérés, les formules empiriques existantes tendent à surestimer les débits de franchissements lorsque la proportion de clapot est grande dans l'énergie totale de l'état de mer. En particulier, cette surestimation est plus marquée en présence d'un revêtement rocheux. Il semblerait que les talus en enrochements amortissent plus efficacement les courtes longueurs d'onde, par rapport au cas d'une pente lisse.

Mots-clés :

Génie côtier, Submersions marines, Digue côtière, Protection côtière, Franchissements par les vagues, Modèle réduit, Canal à vagues, Etat de mer bimodal.

Thème 1 – Hydrodynamique marine et côtière

1. Introduction

Les tempêtes impactant les zones côtières conduisent à la formation d'états de mer extrêmes pouvant occasionner d'importants dégâts sur les infrastructures situées en bord de mer ainsi que sur les reliefs côtiers naturels. Pour se protéger contre ces aléas, des ouvrages de protection sont souvent mis en place. Dans la littérature scientifique, de nombreuses références proposent des recommandations pour le dimensionnement de ces protections comme TAW (2002), PULLEN *et al.* (2007), (EurOtop, 2007), VAN DER MEER *et al.* (2018), (EurOtop, 2018). A partir du débit admissible de franchissements par les vagues propre à l'infrastructure et des conditions de mer, ces références proposent des formules empiriques pour déterminer les caractéristiques et dimensions de l'ouvrage protecteur.

Lors de ces événements extrêmes, les états de mer sont souvent composés de plusieurs systèmes de vagues, identifiables par leurs longueurs d'ondes ou leurs directions. Les formules empiriques communément utilisées (cf. par exemple le guide EurOtop, 2018) proposent une estimation du débit de franchissement à partir d'un état de mer décrit par trois paramètres physiques : les hauteur, période et la direction représentatives des vagues. La présente étude vise à vérifier la validité de l'usage de ces seuls paramètres pour décrire la complexité des états de mer observés afin d'estimer les débits de franchissements. Pour cela, on choisit le cas particulier de la submersion de protections côtières pour un état de mer composé d'une houle, longues vagues provenant du large, et d'un clapot, vagues courtes formées localement par le vent, provenant tous deux de la même direction normale à l'ouvrage. Ainsi, les deux systèmes de vagues se différencient par leurs longueurs d'onde et leurs hauteurs significatives.

Une maquette de digue côtière de pente 3:2 (H:V) a été construite et installée dans le canal-soufflerie de l'OSU Institut Pythéas à Marseille. La digue a été conçue de manière à pouvoir faire varier la hauteur de franc-bord, différence de hauteur entre la cote de la crête de digue et le niveau d'eau moyen. Deux types de revêtements ont été testés sur la pente de la digue : un revêtement lisse et imperméable et un revêtement avec enrochements. Le batteur du canal à vague a permis d'étudier les débits de franchissements pour une grande variété d'états de mer bimodaux, chacun décrit par un couple hauteur-période. Ainsi, les débits de franchissement sont relevés dans différentes configurations pour ensuite être comparés aux estimations issues de différentes formules empiriques.

Dans la section 2 de cet article, on rappelle plusieurs formules empiriques permettant l'estimation du débit de franchissement. La section 3 est consacrée à la description du modèle physique utilisé. Enfin, la section 4 présente les résultats obtenus et amorce une discussion sur des pistes d'amélioration des formules empiriques décrites à la section 2. Une conclusion (section 5) clôture l'article en suggérant des expériences complémentaires.

2. Estimation des débits de franchissements

Dans la littérature, de nombreuses références proposent des méthodes permettant d'estimer le débit linéique de franchissement q (en m^2/s) en fonction des caractéristiques de la protection côtière et de l'état de mer incident. On se limite ici au cas de vagues en incidence normale sur l'ouvrage.

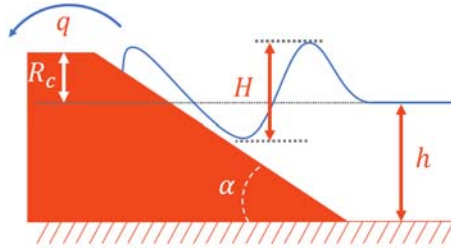


Figure 1. Schéma du processus de submersion d'une protection côtière par les vagues. La digue orange illustre les proportions de la pente de la digue considérée dans notre étude ($\cotan \alpha = 3/2$).

Bien que des différences existent entre ces méthodes, toutes sont fondées sur l'analyse dimensionnelle suivante :

$$q = f(g, H_s, L_m, R_c, \alpha) \quad (1)$$

avec g la constante de gravité, H_s la hauteur significative des vagues incidentes, c'est-à-dire H_{m_0} ou $H_{1/3}$, L_m leur longueur d'onde représentative en profondeur infinie, R_c la hauteur de franc-bord et α l'angle caractérisant la pente de la digue ($\cotan \alpha = 3/2$ dans notre cas). Les différentes notations sont représentées sur la figure 1.

Les nombres d'Iribarren (définis à la suite de l'équation (5) ci-dessous) relatifs aux états de mer considérés dans la présente étude sont suffisamment élevés (> 3) pour que les vagues ne déferlent ni en amont de la digue, ni sur la digue. En suivant les recommandations de références comme le guide EurOtop (2018), on fait donc l'hypothèse que la profondeur d'eau h n'intervient pas explicitement dans le calcul du débit de franchissement. En revanche, elle intervient implicitement sur la hauteur significative des vagues mesurée en pied de digue. Cette hypothèse, communément adoptée dans des études similaires, n'a pas d'impact sur l'applicabilité des résultats.

La relation de dispersion des vagues en profondeur infinie donne $L_m = gT_m^2/(2\pi)$ avec T_m la période correspondante. Comme suggéré dans le guide EurOtop 2018, cette relation de dispersion est utilisée quelle que soit la profondeur d'eau h en pied d'ouvrage pour définir la cambrure représentative des vagues s_m . Les seules grandeurs en jeu étant des longueurs et des durées, le théorème de Vaschy-Buckingham prouve l'existence de quatre nombres adimensionnels permettant de décrire le problème :

Thème 1 – Hydrodynamique marine et côtière

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = F\left(\frac{R_c}{H_s}, \frac{H_s}{L_m}, \tan \alpha\right) \quad (2)$$

On utilisera par la suite les notations suivantes pour les variables adimensionnelles :

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \quad ; \quad R_c^* = \frac{R_c}{H_s} \quad ; \quad s_m = \frac{H_s}{L_m} \quad (3)$$

Les différentes méthodes visant à estimer les débits de franchissements se déclinent en deux familles de formules empiriques construites sur la fonction exponentielle. OWEN (1980) a proposé la formule suivante :

$$q^* \sqrt{\frac{s_m}{2\pi}} = a \exp\left(-b \frac{R_c^*}{\gamma_f} \sqrt{\frac{s_m}{2\pi}}\right) \quad (4)$$

avec (a, b) un couple de coefficients dépendant de la pente de la digue α et γ_f un coefficient qualifiant la rugosité de la pente (voir OWEN (1980) pour les valeurs de ces coefficients). La période représentative T_m correspond à une période moyenne « zero-crossing ».

Les guides TAW (2002) puis EurOtop (2007, 2018) ont proposé la formule suivante :

$$q^* \sqrt{\frac{s_m}{\tan \alpha}} = a \exp\left(-b \left[\frac{R_c^*}{\gamma_f} \sqrt{\frac{s_m}{\tan \alpha}}\right]^c\right) \quad (5)$$

avec $\tan \alpha / \sqrt{s_m} = \xi$ le nombre d'Iribarren. Lorsque les vagues ne déferlent pas, c'est-à-dire lorsque $\xi > 2$, la formule précédente se simplifie en :

$$q^* = a \exp\left(-b \left[\frac{R_c^*}{\gamma_f}\right]^c\right) \quad (6)$$

Dans les équations (4), (5) et (6), d'autres coefficients peuvent intervenir de la même manière que γ_f afin de prendre en compte diverses configurations, comme la présence d'une berme, d'un mur de couronnement et l'angle d'incidence des vagues sur la structure. Les paramètres (a, b, c) varient entre les équations (4-6) (OWEN, 1980 ; EurOtop, 2018). Après les conclusions issues des travaux de VAN GENT (2000) et LORENZO *et al.* (2000), considérant notamment des états de mers combinant houle et clapot, T_m a été choisie comme la période $T_{m_{-1,0}} = m_{-1}/m_0$ issue des moments m_{-1} et m_0 du spectre de vague. Ces travaux ont conduit à une première prise en compte de la combinaison houle

et clapot dans le calcul du débit de franchissement via le choix d'une période moyenne adaptée.

Une seconde adaptation de l'équation (6) a été proposée par VAN DER WERF & VAN GENT (2018) à la suite d'essais comprenant des états de mer bimodaux. Cette adaptation consiste en une modification de la hauteur de franc-bord en présence de houle de sorte que $R'_c = R_c - 0.5H_{m_0,h}$, avec $H_{m_0,h}$ la hauteur significative de la houle seule. Dans le cas d'un état de mer bimodal, la hauteur de franc-bord est réduite relativement à la hauteur significative de la houle. Pour un état de mer bimodal donné, le débit de franchissement calculé via la méthode de VAN DER WERF & VAN GENT (2018) est supérieur à celui donné par la formule (6). Cependant, cette formule n'est pas adaptée dans la présente étude car des valeurs de franc-bord telles que $R_c < 0.5H_{m_0,h}$ interviennent dans nos essais (voir § 3). Enfin, ORIMOLOYE *et al.* (2021) ont proposé une paramétrisation du couple (a, b) dans les équations (5-6) à partir de la proportion de houle dans l'énergie totale d'un état de mer bimodal. Cette paramétrisation a été déterminée à partir de digues de pentes variées. Pour toutes les pentes de digue, la tendance était à l'augmentation du débit de franchissement avec l'augmentation de la proportion de houle. Cependant, la définition et l'estimation de la proportion de houle est une première limite de cette paramétrisation. En effet, la séparation entre les systèmes de vagues est problématique quand les pics de houle et de clapot sont proches dans le spectre fréquentiel de l'état de mer.

Les formules proposées par VAN DER WERF & VAN GENT (2018) d'une part, et ORIMOLOYE *et al.*, (2021) d'autre part, sont issues de modèles physiques traitant de la submersion de protections côtières dans des configurations particulières. Le modèle physique présenté ici, complémentaire de celui ORIMOLOYE *et al.* (2021), s'en distingue par l'étude de l'effet de la présence d'enrochements sur la digue et par une volonté de caractériser un état de mer bimodal par une période représentative plutôt que par une « proportion de houle ».

3. Modèle physique et dispositif expérimental

3.1 Cahier des charges de la maquette de digue

La digue a été conçue pour représenter au mieux le besoin industriel à l'origine de cette étude. Dans ce but, une pente de digue de 3:2 (voir figure 1) a été sélectionnée. La hauteur totale de la digue, distance entre le fond de la mer et la cote d'arase de la digue ($R_c + h$) sur la figure 1), est de 20 m à l'échelle nature. Les hauteurs de franc-bord adimensionnelles R_c^* choisies sont comprises entre 0.4 et 2. Cela correspond à des cas de niveaux d'eau extrêmes. Ces niveaux d'eau permettent une comparaison avec les travaux de VICTOR *et al.* (2012) (inclus dans EurOtop, 2018) considérant des conditions similaires. D'après la littérature (e.g. EurOtop, 2018) et étant donné la forte pente de digue choisie, les débits de franchissements sont considérés indépendants de la période de la houle. En conséquence, on choisit une seule période de houle, soit $T_{p,h} = 8.3$ s à l'échelle

Thème 1 – Hydrodynamique marine et côtière

nature. Les différents cas d'états de mer testés, combinant différentes périodes de clapot $T_{p,c}$ ainsi que différentes intensités de houle et de clapot, sont associés aux lettres A à H et rassemblés dans le tableau 1. Le choix de différentes périodes pic pour décrire le clapot découle des résultats de VILLEFER *et al.* (2021) selon lesquels la période du clapot est modifiée en présence de houle. Un objectif est donc d'examiner l'effet de la période du clapot sur les franchissements lorsqu'une houle est présente.

Tableau 1. Combinaisons de vagues composant les états de mer utilisés pendant les essais associés à la hauteur significative des vagues, à l'échelle nature.

<i>Cas</i>	<i>Houle</i>	<i>Clapot</i>	
	$H_{m_0,h}$ (m)	$H_{m_0,c}$ (m)	$T_{p,c}$ (s)
A	1.4	-	-
B	-	1.3	5
C	1.2	1.2	5
D	0.9	1.1	5
E	0.9	1.0	1.8
F	0.9	0.6	3.3
G	0.9	0.5	2.8
H	0.75	1.4	5

Les digues côtières étant souvent dotées de revêtements rocheux, un autre objectif est d'étudier l'effet de la présence d'enrochements sur les débits de franchissements pour un état de mer bimodal. Les débits de franchissement obtenus avec une digue lisse sont donc comparés à ceux obtenus avec un revêtement composé d'enrochements : une sous-couche, constituée de roches de calibre 0.3-1.1 tonnes (de diamètre nominal $D_n = 0.5-0.75$ m) d'épaisseur $2D_n$, recouverte par une double couche d'enrochements de carapace de calibre 1.1-2.6 tonnes ($D_n = 0.75-1$ m). Ce revêtement a été conçu en suivant les règles données par The Rock Manual (CIRIA, 2007) afin que les porosités et perméabilités relatives aux deux couches forment un revêtement stable sous l'impact des vagues. Un tel revêtement rocheux, par sa rugosité, sa porosité et sa perméabilité, permet de dissiper une partie de l'énergie des vagues impactant la digue. EurOtop (2018) caractérise le revêtement choisi dans la présente étude par un coefficient de « rugosité » $\gamma_f = 0.55$, caractérisant également la porosité et la perméabilité. La valeur de ce coefficient revient à multiplier la hauteur de franc-bord adimensionnelle par 2 environ (1/0.55 précisément).a

3.2 Canal à vagues

Les essais ont été réalisés dans le canal-soufflerie de l'OSU Pythéas à Marseille. Schématisé sur la figure 2, le canal à vagues mesure 40 m de long et 2.6 m de large. La

profondeur d'eau h est d'environ 0.73 m. Cette hauteur d'eau a conditionné le choix de l'échelle 1:25 pour la maquette.

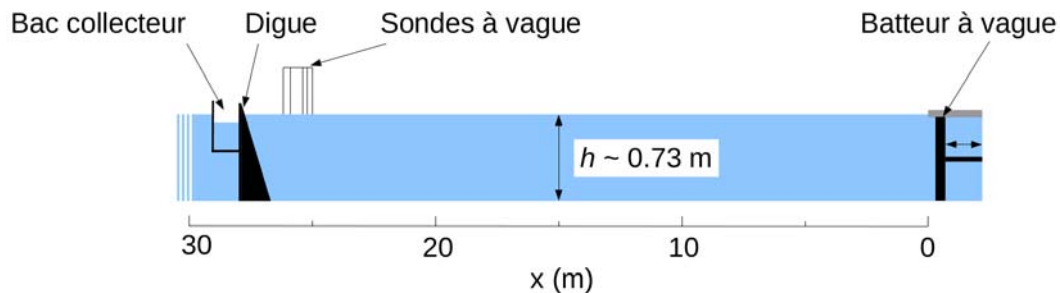


Figure 2. Schéma indicatif du canal-soufflerie de l'OSU Pythéas indiquant la position de la digue et des instruments de mesure. Une unité verticale vaut 5 unités horizontales.

Les données du tableau 1 ont été utilisées pour calculer un spectre JONSWAP (HASSELMANN *et al.* 1973) pour chaque système de vagues. Pour les cas d'états de mer bimodaux, les spectres JONSWAP de la houle et du clapot ont été additionnés. A partir des spectres et en considérant un jeu de phases aléatoires (uniformément réparties dans $[0, 2\pi]$), un signal temporel d'élévation de surface libre a été obtenu, puis converti en signal batteur (voir VILLEFER *et al.* 2021 pour plus de détails).

3.3 Maquette de digues



Figure 3. Photographies de la digue lisse (à gauche) et avec enrochements (à droite).

La maquette de digue a été installée dans le canal à vagues (voir figure 2). Une contrainte du canal utilisé était de ne pouvoir modifier la hauteur d'eau que de plus ou moins 1 cm. Afin de faire varier la hauteur de franc-bord sur les plages de valeurs choisies, il était donc nécessaire de pouvoir faire varier la cote d'arase de la digue. Cela a été réalisé par l'ajout de planches biseautées d'épaisseur 1,5 cm en crête de digue. La digue, lisse dans un premier temps, a été recouverte d'enrochements (voir figure 3) dans un second temps.

Thème 1 – Hydrodynamique marine et côtière

3.4 Mesures

Avant chaque essai, une règle verticale nous permettait de relever la hauteur de franc-bord R_c . Lors de chaque essai, un état de mer du tableau 1 était généré pendant une durée de 30 min, de sorte qu'au moins 1000 vagues impactent la digue (en référence à la période pic de la houle à l'échelle réduite). Conformément aux recommandations du guide EurOtop (2018), ce nombre de vagues impactant la digue est nécessaire afin d'obtenir des données issues d'échantillons de mesure représentatifs. Après leur génération, les vagues se propageaient sur une distance de 27 m jusqu'à la digue.

Dans le cas de la digue lisse et dans une moindre mesure avec les enrochements, une partie des vagues était réfléchiée par la digue. Afin de séparer les vagues incidentes des vagues réfléchies, une analyse de la réflexion est effectuée via une méthode des moindres carrés linéaire pour des vagues unidirectionnelles à partir d'un réseau de 5 sondes positionnées relativement aux longueurs d'onde des vagues générées (figure 2) (ZELT & SKJELBREIA, 1992).

La quantité d'eau submergeant la digue pendant la durée de chaque essai était récoltée à l'aide d'un bac muni d'un compteur d'eau (voir figures 1 et 2) permettant ainsi d'obtenir le débit linéique de franchissement q moyenné sur 30 min.

4. Résultats

Chaque essai réalisé avec la digue lisse ou avec enrochements correspond à un point sur les figures 4 et 5 respectivement. Ces figures donnent le débit de franchissement adimensionnel q^* en fonction de la hauteur de franc-bord adimensionnelle R_c^* (cf. éq. (3)). Chacun des points est coloré du bleu (houle dominante) au rouge (clapot dominant) pour des valeurs croissantes de cambrure s_m calculées à l'aide de $T_{m-1,0}$. Ce choix de période représentative fait suite aux résultats des travaux de VAN GENT (1999) et LORENZO *et al.* (2000).

4.1 Digue lisse

Sur la figure 4, tous les points issus des essais sont compris dans l'intervalle de confiance de la formule (6) provenant d'EurOtop 2018, définie par un couple $(a, b) = (0.09, 1.5)$ et $\gamma_f = 1$ (digue lisse). Cependant, les points rouges décrivent une pente légèrement différente des points bleus. Cela occasionne un léger décalage vertical pour R_c^* petit avec les franchissements dus au clapot légèrement inférieurs à ceux dus à la houle. Les points correspondant à des états de mer combinant houle et de clapot sont compris entre les cas de « clapot pur » et de « houle pure » (i.e. points rouges et bleus respectivement).

La formule EurOtop utilisée ici se révèle donc adaptée à l'estimation des débits de franchissements pour des états de mer bimodaux et une digue lisse de pente 3:2. Sur la figure 4, d'autres choix de couples (a, b) pour l'équation (6) sont donnés selon les travaux de VICTOR *et al.* (2012) et ORIMOLOYE *et al.* (2021). La courbe de VICTOR *et al.* (2012), conçue pour des digues de pentes fortes et de faibles hauteurs de franc-bord

relatives, est adaptée aux débits de franchissements obtenus à faible hauteur de franc-bord relative dans notre cas. Les formules d'ORIMOLOYE *et al.* (2021) donnent une tendance similaire à celle observée dans notre cas avec des débits de franchissements plus importants pour les cas de houle pure (i.e. cas A). Cependant, la pente de la courbe en tiret rouge, correspondant au cas de clapot pur, ne correspond pas à celle décrite par les points rouge issus de nos essais.

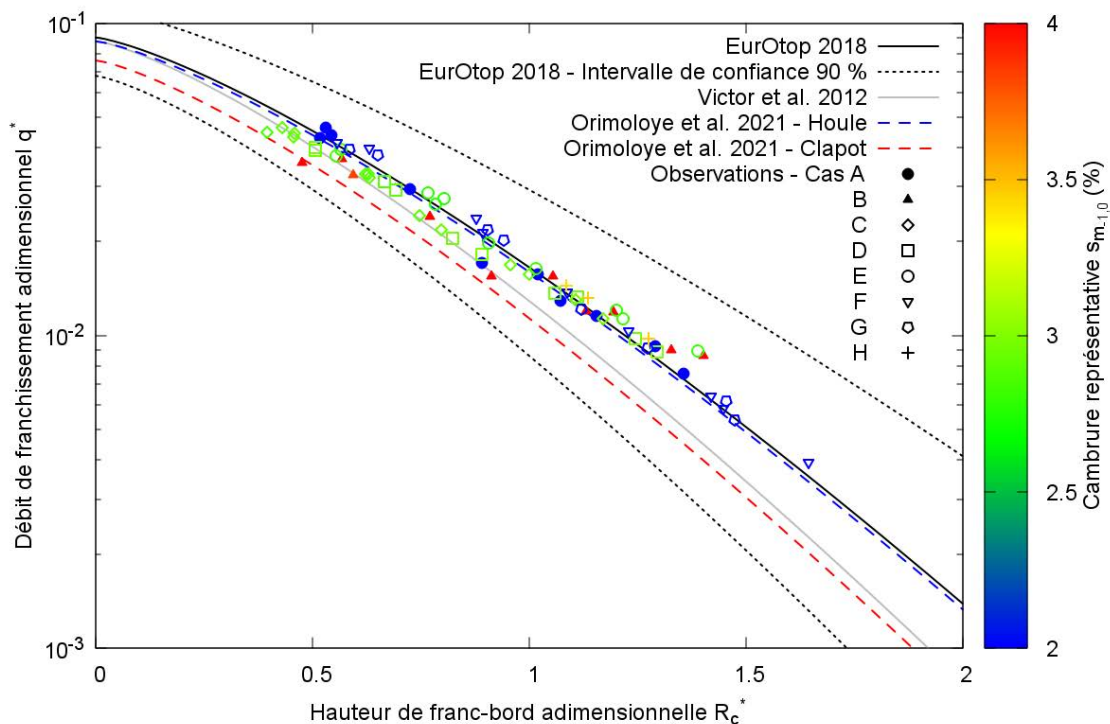


Figure 4. Débit de franchissement adimensionnel en fonction de la hauteur de franc-bord adimensionnelle de la digue lisse. Chaque point correspond au résultat d'un essai de 30 min. Les points sont colorés par la cambrure représentative de l'état de mer.

4.2 Digue avec enrochements

Sur la figure 5, la formule (6) issue d'EurOtop 2018 est définie par le même couple (a, b) que pour la digue lisse avec $\gamma_f = 0.4$ pour prendre en compte la présence d'enrochements. Les points issus des essais sortent de l'intervalle de confiance en pointillés à faible R_c^* . Les points sortant de l'intervalle de confiance correspondant à des cas d'états de mer combinant houle et clapot, il semble que la présence d'enrochements permet d'amortir plus efficacement les vagues de faible période (i.e. le clapot). La différence de pente entre les cas A et B (resp. clapot pur et houle pure) est à nouveau observée et plus marquée que dans le cas de la digue lisse.

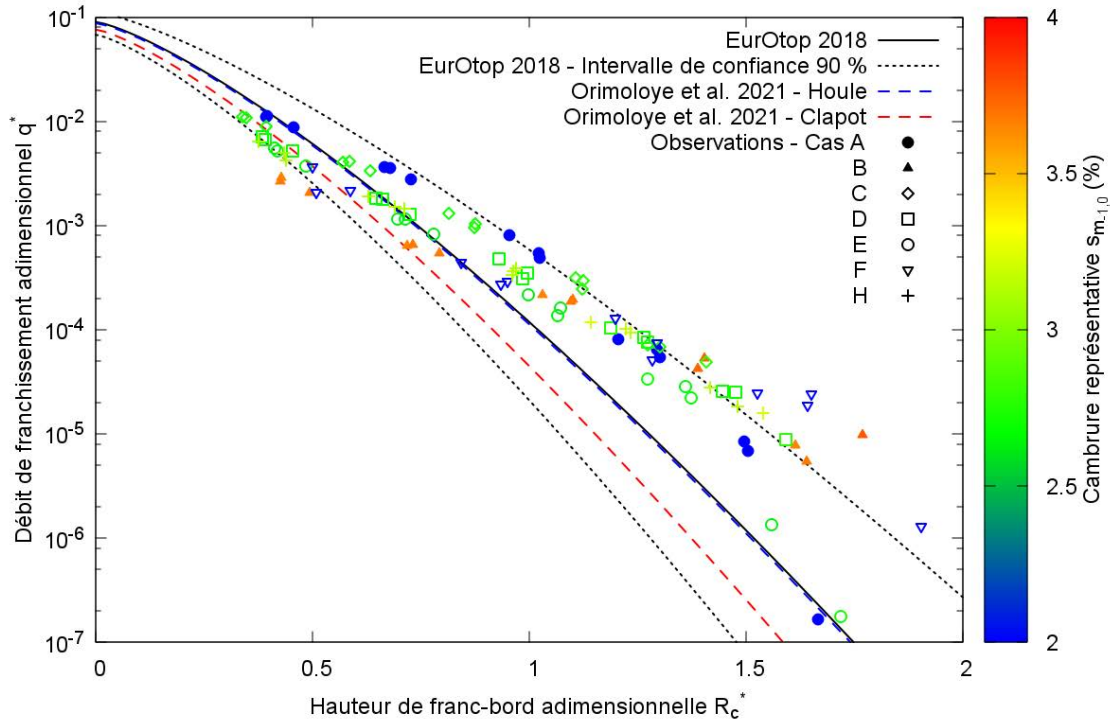


Figure 5. Débit de franchissement adimensionnel en fonction de la hauteur de franc-bord adimensionnelle de la digue avec enrochements. Chaque point correspond au résultat d'un essai de 30 min. Les points sont colorés par la cambrure représentative de l'état de mer. Un coefficient de rugosité $\gamma_f = 0.4$ est appliqué dans l'équation (6) pour les courbes EurOtop (2018) et ORIMOLOYE *et al.* (2021).

La formule EurOtop 2018 est adaptée aux débits de franchissements relevés dans notre cas pour des hauteurs de franc-bord relatives supérieures à 0.7 environ. En revanche, pour de faibles valeurs de R_c^* , cette formule surestime les franchissements correspondant à un état de mer composé de clapot seul ou de houle et de clapot. La courbe rouge donnée par la formule d'ORIMOLOYE *et al.* (2021) surestime également les débits de franchissements pour les cas de forte cambrure.

5. Discussion

D'après la figure 4, de légères différences permettent de distinguer les franchissements relatifs aux différents états de mer testés et caractérisés par une cambrure représentative. Ces résultats, compris dans l'intervalle de confiance (à un niveau de précision de 90 %) donné dans le guide EurOtop (2018), ne remettent cependant pas en cause la validité de l'équation (6). En revanche, la figure 5 montre une amplification des différences observées précédemment, conduisant à une importante surestimation des débits de franchissements pour des états de mer de forte cambrure.

Les différences observées entre les cas de digue lisse et avec enrochements suggèrent que les enrochements dissipent plus fortement l'énergie des vagues de courtes longueurs d'onde (i.e. le clapot). La longueur d'onde des vagues incidentes, qui n'est pas prise en compte dans l'équation (6) pour une digue de pente 3:2 (cf. EurOtop, 2018), semble jouer un rôle important dans le cas présent.

Une première piste de modification de l'équation (6) serait donc une prise en compte de la cambrure, comme dans le cas d'une digue à pente faible (cf. équation (5)), dans le calcul des débits et francs-bords adimensionnels. Enfin, puisque l'amortissement des vagues par les différentes couches rocheuses dépend du type, du calibre et de l'agencement des roches utilisées, on pourrait imaginer une seconde piste de modification basée sur la définition d'un nombre adimensionnel dépendant de la longueur d'onde des vagues ainsi que des caractéristiques du revêtement rocheux.

5. Conclusion

Lorsqu'un état de mer est composé d'une houle et d'un clapot, les formules EurOtop (2018) semblent adaptées pour estimer les débits de franchissements sur une digue lisse. En revanche, lorsque la pente de la digue est munie d'un revêtement rocheux, ces formules tendent à surestimer le processus de submersion. Grâce aux différents cas étudiés, cette surestimation des débits de franchissements a été associée à une forte cambrure représentative de l'état de mer. Dans la présente étude, une forte cambrure de vague correspond à des vagues de faibles longueurs d'onde associées au clapot.

Cependant, le nombre de configurations testées expérimentalement reste limité. Afin de mieux caractériser le phénomène de submersion pour un état de mer bimodal, il serait *a minima* nécessaire de considérer l'effet de différents types de revêtements rocheux et de différentes pentes de la digue.

6. Références bibliographiques

CIRIA, (2007). *The rock manual: The use of rock in hydraulic engineering*, 2nd ed. C683, CIRIA, London, 1302p. ISBN-13 : 978-0860176831

EurOtop (2007). *EurOtop manual on wave overtopping of sea defences and related structures: Assessment manual*, 202p. www.overtopping-manual.com

EurOtop (2018). *EurOtop manual on wave overtopping of sea defences and related structures*, second edition 2018, 320p. www.overtopping-manual.com

HASSELMANN K., BARNETT T., BOUWS E., CARLSON H., CARTWRIGHT D., ENKE K., EWING J.A., GIENAPP H., HASSELMANN D.E., KRUSEMAN P., MEERBURG A., MULLER P., OLBERS D.J, RICHTER K., SELL W., WALDEN H. (1973). *Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)*. Deutsches Hydrographisches Institut, Vol. 8, pp 1–95.

LORENZO A., VAN DER MEER J.W., HAWKES P. (2000). *Effects of bi-modal waves on overtopping: Application of UK and Dutch prediction methods*. ASCE, Proc. 27th

Thème 1 – Hydrodynamique marine et côtière

International Conference on Coastal Engineering, Sydney, Australia, Vol. 3, pp 2114-2127.

ORIMOLOYE S., HORRILLO-CARABALLO J., KARUNARATHNA H., REEVE D.E. (2021). *Wave overtopping of smooth impermeable seawalls under unidirectional bimodal sea conditions*. Coastal Engineering, Vol. 165, pp 103792.

doi: 10.1016/j.coastaleng.2020.103792

OWEN M. (1980). *Design of seawalls allowing for wave overtopping*. Technical report EX924, HR Wallingford, UK.

PULLEN T., ALLSOP N.W.H., BRUCE T., KORTENHAUS A., SCHÜTTRUMPF H., VAN DER MEER J.W. (2007). *Eurotop Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*. Boyens Medien GmbH. 178 p.

TAW. (2002). *Wave run-up and wave overtopping at dikes*. Technical report, Technical Advisory Committee on Flood Defence, Delft, The Netherlands.

VAN DER MEER J.W., ALLSOP N.W.H., BRUCE T., DE ROUCK J., KORTENHAUS A., PULLEN T., SCHÜTTRUMPF H., TROCH P., ZANUTTIGH B. (2018). *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application*. EurOtop Manual. 264 p.

VAN DER WERF I., VAN GENT, M.R.A. (2018). *Wave overtopping over coastal structures with oblique wind and swell waves*. Journal of Marine Science and Engineering. Vol. 6(4), pp 149. <https://doi.org/10.3390/jmse6040149>

VAN GENT M.R.A. (1999). *Wave run-up and wave overtopping for double-peaked wave energy spectra*. Delft Hydraulics Report H3351, January 1999, Delft, The Netherlands.

VAN GENT M.R.A. (2000). *Wave run-up on dikes with shallow foreshores*. ASCE, Proc. 27th International Conference on Coastal Engineering, Sydney, Australia, Vol. 3, pp 2030-2043.

VICTOR L., VAN DER MEER J.W., TROCH P. (2012). *Probability distribution of individual wave overtopping volumes for smooth impermeable steep slopes with low crest freeboards*. Coastal Engineering. Vol. 64, pp 87–101.

<https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2012.01.003>

VILLEFER A., BENOIT M., VIOLEAU D., LUNEAU C., BRANGER H. (2021). *Influence of following, regular, and irregular long waves on wind-wave growth with fetch: An experimental study*. Journal of Physical Oceanography, Vol. 51, pp 3435-3448.

<https://doi.org/10.1175/JPO-D-21-0050.1>

ZELT J.A., SKJELBREIA J.E. (1992). *Estimating incident and reflected wave fields using an arbitrary number of wave gauges*. ASCE, Proc. 23rd International Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, pp. 777-788. <http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplay.cgi?83763>