

## REVANCHES AUX VAGUES – APPORTS ET LIMITES DES APPROCHES MARITIMES

### *Freeboard for dams – the benefits and limits of maritime approaches*

Olivier BARBET, Luc DEROO

ISL-Ingénierie, 75 boulevard Mac Donald, 75019 Paris

[barbet@isl.fr](mailto:barbet@isl.fr) ; [deroo@isl.fr](mailto:deroo@isl.fr)

#### MOTS CLEFS

Revanche, barrage, vague, maritime

#### KEY WORDS

Freeboard, dam, wave, maritime

#### RÉSUMÉ

*Le calcul de revanche des barrages s'appuie sur l'estimation des vagues pouvant être formées par un vent soufflant sur la retenue. Les caractéristiques de la houle connues, des formulations permettent d'évaluer le run-up et d'en déduire la revanche aux vagues. Cette approche est mise en œuvre dans les études de dangers de barrage et canaux suivant les recommandations du CFBR, elle met en lumière un dimensionnement insuffisant de la revanche sur un certain nombre d'ouvrages existants, en particulier parmi les plus anciens.*

*Dans un souci d'optimiser le calcul de revanche, des approches plus détaillées cherchent à moduler l'estimation des caractéristiques de la houle en fonction de la configuration propre à chaque ouvrage : orientation des vents dominants, orientation du barrage par rapport au vent, etc.*

*Cependant, devant le constat d'une revanche insuffisante, il existe peu d'outils propres au domaine des barrages et canaux pour juger de la dangerosité du franchissement par les vagues. En ce sens, les approches maritimes peuvent apporter des éléments à la fois qualitatifs et quantitatifs permettant de préciser le risque lié aux vagues. Ce type d'approche est mis en œuvre par ISL-Ingénierie, nous en présentons deux cas d'application :*

- *L'estimation des débits de franchissement sur une crête de barrage ;*
- *L'estimation des hauteurs de houles et des débits de franchissement dans une courbe de canal.*

*Le premier cas s'intéresse à l'évaluation des débits de franchissement sur la crête d'un barrage dont la revanche est insuffisante. L'intérêt de l'approche maritime est de fournir des outils permettant de quantifier les volumes et débits passant sur la crête de l'ouvrage et de définir des critères de dangerosité. Ceci dit, ces outils et critères n'étant pas définis explicitement pour les barrages et canaux, ils doivent pouvoir être discutés et leurs limites précisées.*

*Le second cas s'intéresse aux vagues dans les courbes de canaux. La problématique consiste à évaluer la revanche dans l'extrados en remblai d'une courbe de canal. L'approche s'appuie ici sur les modèles numériques d'agitation. Le cas consiste à simuler la propagation de la houle dans la courbe, en tenant compte de la réfraction et de la réflexion sur les talus du canal, et évaluer les hauteurs de houle à retenir pour le calcul de revanche. De la même façon que pour le premier cas présenté, ces outils n'ont pas été développés explicitement pour le cas des barrages et canaux et leurs limites doivent pouvoir être spécifiées.*

## ABSTRACT

*Calculating the freeboard of dams is based on estimating the waves that can be formed by a wind blowing over the reservoir. Once the characteristics of the swell are known, formulations can be used to assess the run-up and deduce the wave freeboard. This approach is used in hazard studies for dams and channels, following the recommendations of the CFBR, but it highlights the inadequate design of the freeboard on a number of existing structures, particularly older ones.*

*In order to optimize the calculation of the freeboard, more detailed approaches seek to modulate the estimation of wave characteristics according to the specific configuration of each structure: orientation of the prevailing winds, orientation of the dam in relation to the wind, etc.*

*However, given the insufficiency of the freeboard, there are few tools specific to dams and channels for assessing the danger of wave overtopping. Maritime approaches can provide both qualitative and quantitative information to determine the risk associated with waves. This type of approach is used by ISL-Ingénierie, and we present two examples of its application:*

- *Estimation of overtopping flows on a dam crest;*
- *Estimation of wave heights and overtopping flows in a channel curve.*

*The first case looks at the assessment of flows over the crest of a dam with insufficient freeboard. The advantage of the maritime approach is that it provides tools for quantifying the volumes and flows passing over the crest of the structure and for defining hazard criteria. However, as these tools and criteria are not explicitly defined for dams and channels, they need to be discussed and their limits specified.*

*The second case looks at waves in the curves of channels. The problem is to assess the freeboard in the embanked extrados of a canal curve. The approach here is based on numerical agitation models. The case involves simulating wave propagation in the curve, taking account of refraction and reflection on the embankments, and assessing the wave heights to be used for calculating the freeboard. As with the first case presented, these tools have not been developed explicitly for dams and channels, and their limits need to be specified.*

## 1. INTRODUCTION

Le calcul de revanche fait partie des étapes clés du dimensionnement d'un barrage neuf ou de la vérification du bon dimensionnement d'un barrage existant. Pour le cas des barrages neufs, l'intégration de la revanche dès la conception permet de limiter l'impact financier d'une approche plutôt sécuritaire et ce, d'autant plus que l'ouvrage est important.

Pour le cas des barrages existants, il n'en est pas toujours de même : une revalorisation de la revanche peut conduire à des interventions lourdes sur des ouvrages anciens aux structures parfois mal connues. Dans ce cas, une recherche d'optimisation du calcul de revanche peut s'avérer opportune.

Cette remarque peut également s'appliquer aux digues de canaux et, dans certains cas, aux digues de protection contre les inondations ou submersions marines : pour ce type d'ouvrages de hauteur réduite, la revanche peut représenter une part non négligeable de la hauteur totale de l'ouvrage (plus de 10 %) et s'appliquer sur des linéaires très importants.

A l'heure actuelle, la méthodologie décrite dans les recommandations du CFBR (cf. [1]) fait référence pour le calcul de la revanche due aux vagues sur un plan d'eau. Dans le cadre des études de dangers de barrage, son application stricte a conduit à l'insuffisance des revanches d'un grand nombre de barrages du parc français. Dans ce contexte, ISL-Ingénierie a travaillé sur l'emploi de méthodes issues du domaine maritime pour préciser et optimiser le calcul de revanche et qualifier le danger en cas de revanche insuffisante. Cette publication présente une partie de ces travaux aux travers de deux cas d'étude.

## 2. APPRECIATION DES DEBITS DE FRANCHISSEMENT SUR UNE CRETE DE BARRAGE

Ce premier cas d'étude traite du cas courant du calcul de revanche pour un barrage existant. L'étude de dangers, développant la méthodologie préconisée dans les recommandations du CFBR, a mis en évidence une revanche

insuffisante pour les deux situations étudiées (niveau RN et vent de période de retour 1 000 ans, niveau PHE et vent de période de retour 50 ans, item n°27 de l'arrêté technique barrage du 06 août 2018). Des travaux de confortement et de sécurisation ont été préconisés dans l'étude de dangers et, dans l'attente de leur réalisation, le niveau de retenue normale a été abaissé.

Le gestionnaire de l'ouvrage a missionné ISL-Ingénierie pour assurer la maîtrise d'œuvre des travaux et a souhaité des propositions d'optimisation des travaux projetés. Dans cette optique, une approche basée sur les méthodes maritimes a été mise en œuvre, dans un premier temps pour estimer les valeurs de run-up (ou hauteur de déferlement) et, dans un second temps, pour qualifier le danger lié aux franchissements.

## 2.1. Présentation du cas d'étude

L'ouvrage est un barrage réservoir comprenant un barrage principal et une digue de fermeture.

Le barrage principal est situé à l'Est de la retenue, il est sous les vents dominants en provenance de l'Ouest, il est surmonté d'un muret pare vague qui permet de garantir une revanche suffisante contre les vagues. L'ouvrage est en remblai, son talus amont est protégé par un perré maçonné, son talus aval est enherbé.

La digue de fermeture est située au Sud-Ouest de la retenue, elle se situe sous les vents de Nord-Est qui est la seconde direction de vents dominants. L'ouvrage est en remblai, son talus amont est protégé par un perré maçonné, son talus aval est enherbé. Les mesures disponibles à proximité du site montrent que les vents de Nord-Est sont moins intenses que ceux provenant de l'Ouest. Toutefois, la digue de fermeture présente un niveau de crête inférieur au barrage principal et ne possède pas de muret pare-vague. Pour cette partie d'ouvrage, la revanche est insuffisante pour le cas des PHE avec vent cinquantennal et des travaux de sécurisation sont envisagés.

## 2.2. Calcul de revanche due aux vagues

Caractérisation de la houle incidente

Pour le calcul de revanche de barrages, la houle est caractérisée par sa hauteur significative et par sa période. Diverses formulations existent (Bretschneider, Smith, Donelan, etc.), elles prennent en considération 2 variables : la vitesse du vent et la longueur du fetch. De manière générale, ces formulations sont de la forme :

$$H_s = a \cdot U^b \cdot F^c \text{ et } T_p = d \cdot U^e \cdot F^f,$$

où  $H_s$  est la hauteur significative des vagues (en mètre),  $T_p$  la période de pic (en seconde),  $U$  la vitesse du vent (en m/s),  $F$  la longueur du fetch sur la retenue (en mètre) et les coefficients  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$  et  $f$  des constantes dont les valeurs varient selon les auteurs.

Les calculs des caractéristiques des vagues ont été menés suivant les recommandations du CFBR. Le cas le plus défavorable correspond à la retenue aux PHE avec vent de période de retour 50 ans : pour ce cas, la hauteur de houle est estimée à 42 cm et la période à 2,1 s. La longueur d'onde est évaluée à 7,0 m.

Evaluation de la hauteur de déferlement et déduction de la revanche

L'estimation de la hauteur de déferlement suit également les recommandations du CFBR. La vague de projet  $H_d$  est estimée à partir de la hauteur de houle corrigée d'un coefficient  $K$  qui dépend du pourcentage admissible de vagues franchissant la crête :

K	% de vagues dont la hauteur dépasse $H_d$
0,75	32 %
0,89	20 %
1,00	13 %
1,07	10 %
1,25	5 %
1,33	3 %
1,58	1 %

Tableau 1 : coefficient  $K$  utilisé pour le calcul de la vague de projet (cf. [1]).

Pour les barrages en remblai, un seuil de 5 % est préconisé (cf. [1]), soit une valeur de  $K = 1,25$ . La valeur de hauteur de déferlement est ensuite déduite en fonction de la vague de projet, de la longueur d'onde et des caractéristiques du parement amont du barrage (pente de talus et nature du talus) selon les abaques suivants :

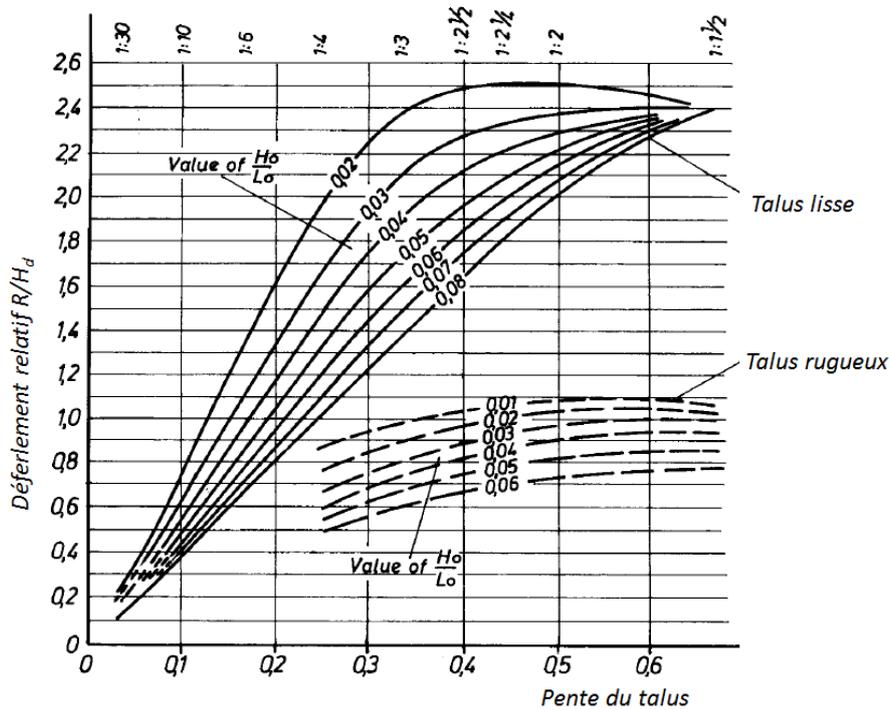


Figure 1 : déferlement relatif de la vague en fonction de la raideur de la vague et de la pente du talus (cf. [4]).

Le déroulement du calcul donne les résultats présentés dans le tableau suivant :

Paramètre		Unité	Valeur
Houle incidente	Hauteur de houle	$H_s$	m
	Période de la houle $T$	$T$	s
	Longueur d'onde de la houle $L$	$L$	m
Calcul de la hauteur de déferlement	Coefficient correctif de la houle (5 %)	$K$	-
	Houle de projet	$H_d$	m
	Pente de talus		$H/1V$
	Raideur de la vague (cambrure)	$H_d/L$	-
	Déferlement relatif	$R_u/H_d$	-
	Hauteur de déferlement (run-up)	$R_u$	m
Calcul de la revanche	Niveau d'eau	$Z_{RN}$	mNGF
	Niveau de la crête	$Z_{crête}$	mNGF
	Revanche	$R_e$	m

Tableau 2 : calcul de la revanche suivant la méthodologie du CFBR.

Un second calcul a été mené en considérant les formules de l'Eurotop (cf. [7]) pour l'estimation du run-up en milieu maritime. Cette estimation fait intervenir deux grandeurs :

- La cambrure, notée  $s_{m-1,0} = H_{m0}/L_{m-1,0}$  ; avec  $H_{m0}$  la hauteur significative de houle en eau profonde et  $L_{m-1,0}$  sa période.
- Le nombre d'Iribaren, noté  $\xi_{m-1,0} = \frac{1}{\cotan(\alpha)} \cdot \frac{1}{\sqrt{s_{m-1,0}}}$  ; avec  $\cotan(\alpha)$  le fruit du talus amont.

Le calcul suit le logigramme suivant :

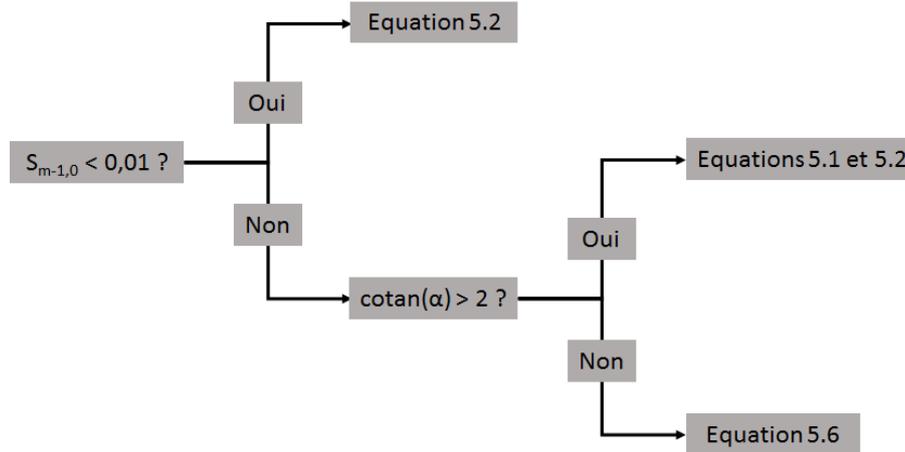


Figure 2 : logigramme de calcul du run-up (cf. [7]).

Avec :

- Equation 5.1 :  $\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1,65 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0}$  ; avec un maximum donné par l'équation 5.2 ;
- Equation 5.2 :  $\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1,0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \frac{1,5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}}$
- Equation 5.6 :  $\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 0,8 \cdot \cotan(\alpha) + 1,6$  ; avec un minimum de 1,8 et un maximum de 3.
- $R_{u2\%}$  désigne le run-up estimé pour les 2 % de plus fortes vagues, les coefficients  $\gamma_b$ ,  $\gamma_f$  et  $\gamma_\beta$ , sont des coefficients correcteurs en lien, respectivement, avec la présence d'une berme, avec la rugosité du parement et avec l'angle d'incidence de la houle. Dans le cas étudié, ils sont tous égaux à 1.

L'application au cas étudié amène à un run-up de 1,15 m, soit une revanche de -0,67 m.

La valeur de run-up ainsi obtenue est supérieure à celle donnée par la méthodologie CFBR. Néanmoins, il faut rappeler ici que ce run-up est calculé pour les 2 % de vagues les plus fortes, tandis que la méthode CFBR retient un seuil de 5 %. A titre de comparaison, une application de la méthode CFBR avec un seuil à 2 %, soit avec un coefficient  $K \approx 1,45$ , amène à une valeur de run-up de 1,12 m, valeur finalement très proche de celle obtenue par les formulations de l'Eurotop.

### 2.3. Apport de l'approche par débits de franchissements dans le domaine maritime

Les calculs de hauteur de déferlement (ou run-up) renseignent sur le risque de franchissement du niveau de crête par des paquets de vagues. Toutefois, ils ne permettent pas de qualifier la dangerosité de ces franchissements, à la fois pour le personnel pouvant être amené à intervenir en crête et pour la structure de l'ouvrage. En d'autres termes, ces calculs permettent d'estimer si de l'eau passe par-dessus la crête mais ne permettent pas d'estimer si ce passage d'eau est acceptable ou non pour la sécurité.



Figure 3 : extrait de vidéo – vagues sur la Seine, sur la commune d’Hénouville, lors de la tempête de février 2020. Le muret fait environ 50-60 cm de haut. Ces franchissements n’ont pas occasionné de dommages sur la digue. Les débits de franchissement sont estimés de 5 à 10 l/s/ml.

Afin de qualifier la dangerosité du passage d’eau sur la crête, dans la mesure du possible, une approche par estimation des débits de franchissement est mise en œuvre.

#### Evaluation des débits de franchissements

L’estimation des débits de franchissements par paquets de vagues est un domaine plutôt bien documenté dans le domaine maritime. De nombreux travaux de recherches et de nombreuses expériences ont été menés pour développer des formulations et/ou modèles permettant d’estimer ces débits et dimensionner les ouvrages de protection contre la mer. En 2018, la seconde version de l’Eurotop est éditée et fait figure de référence pour l’évaluation des débits de franchissements.

Les formulations produites dans l’Eurotop s’écrivent, de manière générale, sous la forme :

$q = a \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}} \cdot e^{\left(-b \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)}$  ; avec  $q$  le débit de franchissement (en m<sup>3</sup>/s/ml),  $R_c$  la revanche par rapport au niveau moyen de la retenue,  $a$  et  $b$  des constantes dépendant des cas considérés.

Le calcul a été mené pour le cas le plus défavorable : niveau de PHE avec vent de période de retour 50 ans. Plusieurs niveaux du plan d’eau sont testés, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau du plan d’eau (mNGF)	$R_e$ (CFBR – 5 %)	$R_e$ (Eurotop – 2 %)	Débit de franchissement
372,95	-0,08 m	-0,25 m	0,8 l/s/ml
373,05	-0,18 m	-0,35 m	1,5 l/s/ml
373,15	-0,28 m	-0,45 m	2,9 l/s/ml
373,25	-0,38 m	-0,55 m	5,2 l/s/ml
373,35	-0,48 m	-0,65 m	9,2 l/s/ml

Tableau 3 : calculs de débits de franchissements.

#### Critères de dangerosité (ou non) des débits de franchissements

Des seuils de débits (ou volumes) de franchissements « acceptables » sont proposées dans la littérature. Il n’est pas toujours aisé d’en faire une synthèse, les différentes situations étant difficiles à comparer. Les tableaux suivants présentent des seuils extraits de l’Eurotop [7] et du Guide enrochements [3].

Situation	H <sub>mo</sub>	Débit de franchissement l/s/ml	Volume maximal l/ml
Crête enherbée et talus arrière en remblai enherbé bien entretenu	1 à 3 m	5	2 000 – 3 000
Crête enherbée et talus arrière en remblai enherbé, peu entretenu, avec zones à nu	0,5 à 3 m	0,1	500
Crête enherbée et talus arrière en remblai	< 1 m	5-10	500
Crête enherbée et talus arrière en remblai	< 0,3 m	Pas de limite	Pas de limite

Tableau 4 : débits de franchissement tolérables selon le type d'ouvrage et les sollicitations [7].

Situation	H <sub>mo</sub>	Débit de franchissement l/s/ml	Volume maximal l/ml
Personnes en crête de digue ou mur pare-vague. Vue dégagée sur les vagues	3 m	0,3	600
	2 m	1	600
	1 m	10-20	600
	< 0,5 m	Pas de limite	Pas de limite
Voitures en crête de digue ou mur pare-vague, ou voie ferrée en arrière proche de la crête	3 m	< 5	2 000
	2 m	10-20	2 000
	1 m	< 75	2 000

Tableau 5 : débits de franchissement tolérables pour la sécurité des personnes et des véhicules [7].

D'autres valeurs sont proposées dans la littérature, notamment dans le Guide Enrochement [3] :

Situation		Débit de franchissement l/s/ml	Volume maximal l/ml
Piétons	Dangereux pour des piétons ignorant les risques, plutôt facilement contrariés ou effrayés ; pas de visibilité claire sur la mer, passages étroits ou bord très proche	0,03	2 à 5
	Dangereux pour des piétons conscients des risques, pas facilement contrariés ou effrayés, capables de tolérer d'être mouillés ; bonne visibilité sur la mer, passage plus large	0,10	20 à 50
	Dangereux pour le personnel formé, bien chaussé et protégé, qui s'attend à être mouillé ; franchissement à des niveaux bas seulement, pas de retombées, faible risque de chute depuis le passage	1 à 10	500
Véhicules	Dangereux en cas de conduite à vitesse modérée ou rapide, franchissement impulsif donnant lieu à des retombées ou à des jets très rapides	0,01 à 0,05	5
	Dangereux en cas de conduite au pas, franchissement par écoulements pulsatoires à des niveaux bas seulement, pas de retombées	10 à 50	100
Digue à talus	Aucun dégât	2	
	Dégâts si la crête n'est pas protégée	2 à 20	
	Dégâts si le talus arrière n'est pas protégé	20 à 50	
	Dégâts même si la protection est complète	50	

Tableau 6 : extrait du tableau 5.4 du Guide Enrochement [3].

La figure suivante présente des dommages sur des digues maritimes de Vendée après la tempête Xynthia. Les débits de franchissement ont été évalués de l'ordre de 60 à 100 l/s/ml au plus fort de la tempête.



Figure 4 : érosion du talus aval (côté terre) lors de la tempête Xynthia dans la baie de Bourgneuf (85).

## 2.4.Synthèse

L'évaluation des débits de franchissement apporte un élément d'appréciation intéressant pour juger du risque lié aux franchissements de vagues sur la crête d'un ouvrage. Outre les formulations de l'Eurotop, des modèles numériques complexes peuvent être développés pour estimer ces débits. Toutefois, cette approche se heurte à deux difficultés principales identifiées à ce stade :

- Les incertitudes à chaque étape du calcul, en particulier dans l'estimation de la hauteur de houle incidente qui a un poids prépondérant dans le calcul du débit de franchissement ;
- La définition de critères d'acceptabilité « normalisés » et adaptés au cas des barrages.

Pour ce cas d'étude, le dimensionnement retenu pour les travaux de confortement s'appuie sur les conclusions de l'approche avec les débits de franchissements. Le muret de crête ainsi dimensionné présente une hauteur de 20 cm inférieure à celle dimensionnée suivant la méthode CFBR, sur un linéaire de plus de 1,5 km.

## 3. ESTIMATION DES HAUTEURS DE HOULE ET DU RUN-UP DANS UNE COURBE DE CANAL

Ce second cas d'étude s'intéresse à la propagation des vagues dues au vent dans une courbe de canal située dans le prolongement d'un grand linéaire rectiligne avec potentiellement des vagues incidentes de forte énergie. La berge de canal située en extrados de la courbe est en remblai, l'étude vise à préciser les hauteurs de vagues à prendre en compte pour l'estimation du run-up et de la revanche. Le remblai du canal étant considéré comme un barrage, la méthodologie globale suit les prescriptions de l'arrêté technique barrage du 06 août 2018 (item n°27).

La propagation de la houle dans la courbe est réalisée par modélisation 2D en utilisant des modèles d'agitation développés spécifiquement pour les études portuaires. Ce type de modèle permet de tenir compte de la réfraction de la houle, de sa diffraction et de sa réflexion sur les parois.

### 3.1.Présentation du cas d'étude

Le site étudié est localisé sur le tracé du projet de Canal Seine-Nord Europe (CSNE), sur le bief 5 du secteur n°4, sur la commune de Havrincourt. La figure suivante localise le site.

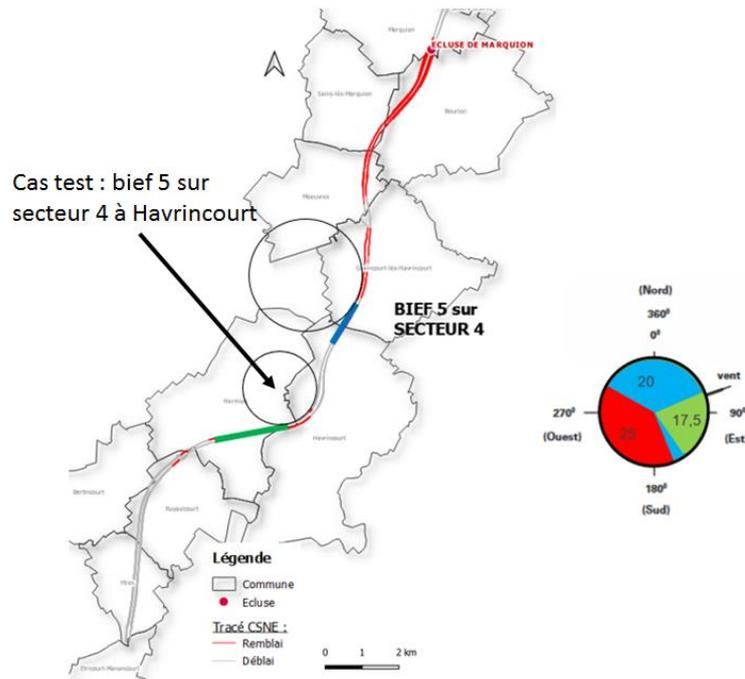


Figure 5 : localisation du secteur étudié.

La courbe se situe dans le prolongement d'un tronçon rectiligne d'environ 2 600 ml, orienté Ouest-Sud-Ouest/Est-Nord-Est. Le rayon de courbure est de 1 110 m. La largeur du canal est d'environ 55 m dans sa partie rectiligne. Elle augmente progressivement pour atteindre 73 m dans la courbe.

### 3.2. Outils mis en œuvre

La modélisation mise en œuvre s'appuie sur le code de calcul ARTEMIS de la suite TELEMAC. Le code ARTEMIS résout l'équation de Berkhoff pour les faibles pentes par une méthode d'éléments finis. Le maillage est triangulaire et non structuré.

Le maillage s'étend sur un linéaire d'environ 1 000 ml. Il comprend 3 sections : une première section rectiligne de largeur constante 55 m, une seconde section également rectiligne et de largeur variant linéairement de 55 à 73 m, une troisième section courbe de largeur constante 73 m :

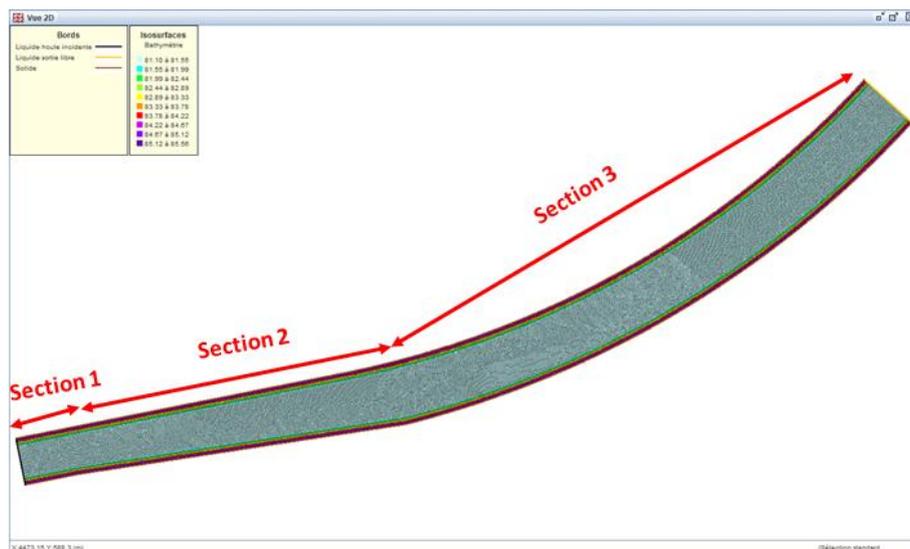


Figure 6 : aperçu du maillage.

La taille moyenne des mailles est de 0,8 m. Le modèle compte ainsi 123 433 nœuds de calcul. La résolution du code de calcul nécessite un maillage fin pour décrire la déformation de la surface libre. Il faut compter environ une dizaine de mailles par longueur d'onde, ce qui réduit fortement la taille des mailles pour les faibles périodes.

A la frontière amont (Ouest) du modèle, les caractéristiques de la houle incidente sont imposées : hauteur, période, direction. A la frontière aval (Est), la sortie est libre. Les bords, représentant les berges du canal, sont des frontières solides avec un coefficient de réflexion fixé à 0,9, valeur plutôt forte compte tenu de la pente des talus à 2H/1V.

Les 25 simulations menées combinent différentes périodes et hauteurs de houles en entrée : hauteurs de 0,5 à 1,5 m et périodes de 3 à 5 s. Ces valeurs sont centrées sur les caractéristiques de houles en entrée de courbe estimées suivant les recommandations du CFBR (cf. [1]). Ces simulations ont été réalisées à la fois pour des houles monochromatiques et pour des houles aléatoires multidirectionnelles.

### 3.3. Résultats

Les résultats sont extraits en différents profils du canal localisés sur la figure suivante :

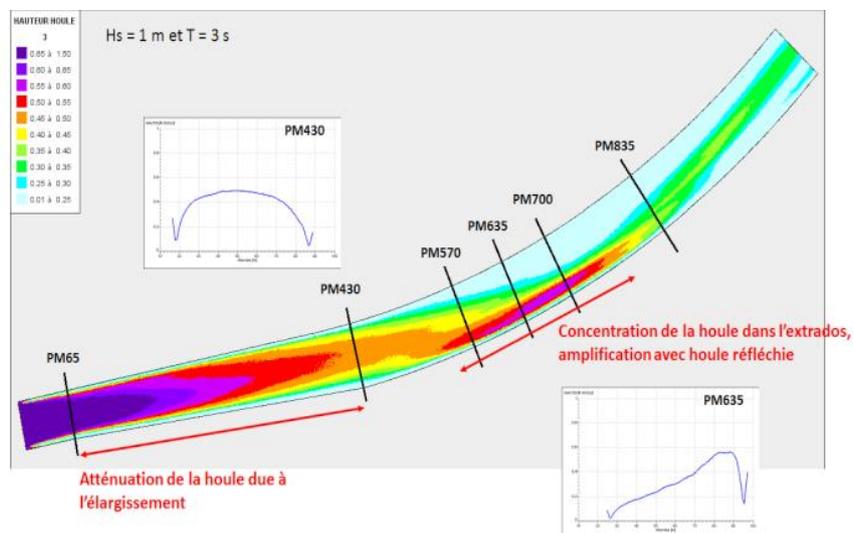


Figure 7 : exemple de résultat des hauteurs de houle simulées – houle aléatoire multidirectionnelle.

Le profil PM65 est situé à l'entrée de l'élargissement, les profils PM570, PM635 et PM700 dans la courbe où la rive droite (Sud) du canal est en remblai.

Les simulations apportent les observations suivantes :

- L'élargissement du canal entre les PM65 et PM430 implique une atténuation de la houle incidente plutôt notable, de l'ordre de 40 à 50 % de la houle incidente ;
- La houle se concentre dans l'extrados de la courbe et se retrouve amplifiée avec la houle réfléchie par la berge ;
- La direction de la houle est progressivement modifiée pour suivre la courbure du canal, de sorte que l'angle d'attaque de la houle sur la berge est très important : les simulations donnent des angles d'attaque (ou d'incidence) de l'ordre de 80 à 85° par rapport à la normale de la berge.

Ces observations sont vérifiées quelques soient les hauteurs et périodes considérées, et aussi bien pour des houles aléatoires que des houles monochromatiques.

Sur chaque profil, un coefficient d'atténuation a été estimé. Ce coefficient d'atténuation est défini comme le rapport de la hauteur de houle maximale sur le profil considéré et de la hauteur de houle maximale sur le profil PM65 en entrée de l'élargissement. Le graphique suivant présente le coefficient d'atténuation obtenu pour différentes périodes et hauteurs de houle monochromatique. Le coefficient d'atténuation présenté correspond au minimum des profils PM570, PM635 et PM700 :

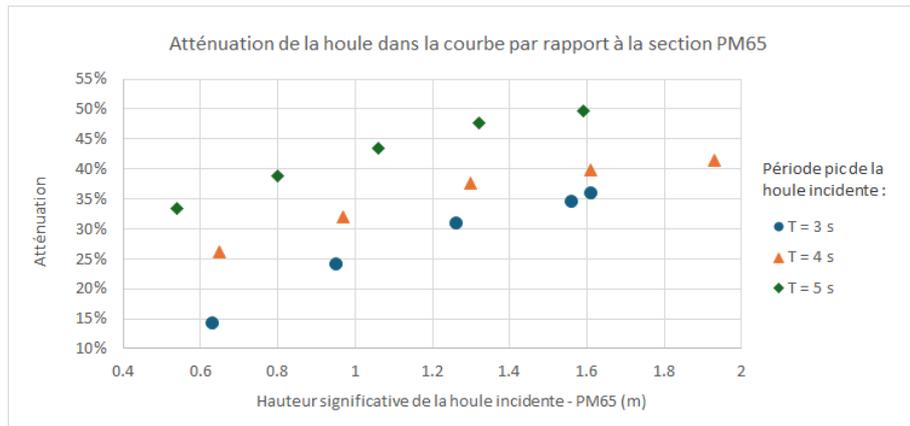


Figure 8 : coefficient d'atténuation de la houle dans la courbe – houle monochromatique.

Le même type de figure est obtenu en houle aléatoire, les coefficients d'atténuation étant légèrement supérieurs dans ce cas :

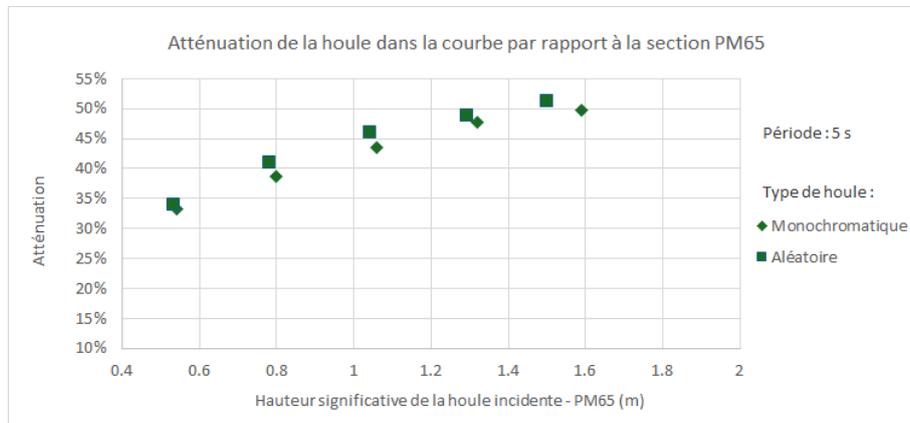


Figure 9 : coefficient d'atténuation selon des houles monochromatiques ou aléatoires, pour une période de 5 s.

### 3.4. Conclusions

Pour le cas de la courbe dans le canal, les simulations mettent en évidence une atténuation et une modification de la direction de la houle incidente dans la courbe. Les coefficients d'atténuation diffèrent en fonction de la houle et de la période de la houle incidente : plus la hauteur et la période sont importantes, plus l'atténuation est importante. Les simulations montrent par ailleurs que ces coefficients d'atténuation sont peu dépendants du paramétrage du modèle.

Cette approche ne propose pas une estimation directe du run-up et de la revanche. Elle permet de préciser les caractéristiques des vagues à prendre en compte pour l'estimation du run-up, cette estimation pouvant être menée suivant les formules issues des recommandations CFBR (cf. [1]) ou de l'EUROTOP (cf. [7]).

D'autres modélisations plus complexes permettent de fournir une estimation directe du run-up. Par exemple, le logiciel SWASH, développé par l'Université Technique de Delft, propose une estimation du run-up sur les bords du canal comme résultat direct de simulation.

## 4. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les travaux réalisés dans le cadre de ces deux cas d'étude ont mis en évidence l'apport des outils développés dans le domaine maritime pour les problématiques de revanche dues aux vagues, que ce soit pour une application aux barrages comme aux digues. Même si ces outils donnent des résultats « chiffrés », leur utilisation et leur interprétation n'en demeure pas moins « experte ». En outre, leur utilisation dans un domaine pour lequel ils n'ont pas été développés invite à la prudence.

Pour ce qui concerne les franchissements, les formulations ont été établies pour des houles maritimes, par définition énergiques. Dans le domaine des barrages et des canaux, les hauteurs de houle sont plus modérées et les périodes sensiblement plus faibles. Même si les critères de cambrure des vagues ou de nombre d'Iribaren peuvent être respectés, l'extrapolation des formulations aux cas des barrages et canaux n'a pas été vérifiée.

Pour ce qui concerne les modèles d'agitation et de propagation de houle, leur utilisation est très souvent validée sur des expériences en canaux à houles. Dans ces conditions, leur utilisation pour étudier l'agitation sur un canal peut apparaître justifiée. Les résultats des simulations montrent une bonne représentation des phénomènes physiques : direction des vagues suivant la courbure du canal, concentration de la houle dans l'extrados, amplification locale due aux vagues réfléchies sur le parement, atténuation de la houle dans l'élargissement en entrée de courbe, etc.

Ceci-dit, des données de calage sont rarement disponibles pour calibrer les modèles et les résultats bruts (hauteurs de houles) sont donc à utiliser avec prudence. Pour cette raison, la traduction des résultats sous forme de coefficient d'atténuation de la houle semble plus adéquate, d'autant que cette grandeur apparaît peu sensible au paramétrage du modèle.

Plus généralement, il ressort de ces deux cas tests un besoin de consolidation et de validation des approches proposées. Les premiers résultats montrent que ces approches permettent d'affiner l'appréciation du risque avec des opportunités d'optimisation des travaux de confortement éventuellement nécessaires voir, dans certaines configurations « limites », une requalification de la conformité ou non de l'ouvrage au regard de la revanche aux vagues.

## RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] CFBR, Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, 2013
- [2] USACE, Shore Protection Manual, 1984
- [3] CETMEF, Guide Enrochement, version française, 2ème édition, 2009
- [4] CIGB, Barrages en remblai, protection du talus amont, bulletin n°91, 1993
- [5] ICE, Floods and reservoir safety – fourth edition, 2015
- [6] SANCOLD, Guidelines on freeboard for dams, safety evaluation of dams, 2011
- [7] EUROTOP, Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application, Second Edition 2018