

STRATEGIES D'ADAPTATION DES OUVRAGES DE PROTECTION MARINE
OU DES MODES D'OCCUPATION DU LITTORAL
VIS-A-VIS DE LA MONTEE DU NIVEAU DES MERS ET DES OCEANS

PROJET SAO POLO

RAPPORT FINAL

GICC N° G.9-0006812 – SAOPOLO

COORDINATEUR : PHILIPPE SERGENT

AOUT 2012

Résumé

L'une des premières conséquences du changement climatique est la remontée du niveau moyen des mers. L'augmentation du niveau moyen des mers influera sur le déferlement bathymétrique en zone côtière conduisant à des conditions de houles plus fortes à la côte. Ces conditions plus sévères se traduiront par une réduction de la stabilité des enrochements des digues à talus et par des franchissements plus conséquents. Les ouvrages situés en faibles profondeurs en zone de déferlement seront les plus sensibles. Par exemple, en très faibles profondeurs (ouvrages de haut de plage), si une hausse d'un mètre du niveau d'eau moyen doit se produire, ces ouvrages devront être rehaussés en première approche de deux à trois mètres pour conserver la même performance en termes de franchissement. En outre, ces ouvrages subiront une augmentation des dommages non négligeables. Par exemple, pour conserver les mêmes conditions de stabilité, les blocs des ouvrages situés en très faibles profondeurs peuvent voir leur masse plus que doubler.

L'approche statistique modère les premières conclusions car elle considère l'ensemble des événements y compris les événements en situation de shoaling. Cela a pour effet de réduire de près de 20 % le rehaussement de la crête de l'ouvrage.

Trois axes se dégagent pour adapter les structures : limiter le franchissement (par exemple en modifiant le mur de couronnement), améliorer la stabilité de la carapace (en ajoutant une couche d'enrochements supplémentaire ou en adoucissant la pente) et réduire les sollicitations extérieures i.e. la houle (en implantant un ouvrage détaché ou en assurant un rechargement de sable).

Il s'avère que l'ajout d'un béquet est une solution très efficace pour les ouvrages imperméables. Cette solution doit souvent être complétée par une couche supplémentaire d'enrochements pour les ouvrages perméables. Le bassin de déversement est aussi une solution prometteuse. Plus généralement les options de renforcement testées ont été plus efficaces que les estimations données par les formules considérant le rehaussement de la digue à géométrie constante.

L'approche coût bénéfice appliquée à la ville du Havre a montré que la solution du renforcement ne deviendra économiquement justifiée sur les quartiers Malraux et Sainte-Adresse que si la montée du niveau moyen de la mer atteint 1,5 m. Le repli stratégique quant à lui ne peut être envisagé que pour des niveaux plus importants ou bien sur des zones très ponctuelles. Sur le quartier Saint-François qui est plus soumis encore au risque de débordement, le repli ne semble pas non plus justifié pour une remontée du niveau moyen de la mer de 1 m. L'étude a cependant montré les limites de cette approche coût bénéfice car les dommages liés aux événements rares ne sont pas suffisamment pris en compte.

Abstract

One of the first consequences of climate change is the sea level rise. Sea level rise will impact the bathymetric breaking in coastal zone leading to stronger waves in shallow waters. These more severe conditions will reduce the stability of rubble mound breakwaters and will increase overtopping. Coastal structures in very shallow waters in breaking zone will be the most sensitive. For instance, in very shallow waters (seafront walkways for example), if a 1 meter sea level rise is expected, a two or three meters crest rise will be needed in a preliminary study in order to keep the same overtopping. Moreover a non-negligible increase of damage is expected. For instance, to keep the same stability level, the weight of armour units shall be at least doubled in very shallow waters.

Statistics moderate the first conclusions because it considers the whole set of events including events with shoaling. In consequence, the crest rise is reduced of 20 %.

Three axes are proposed to adapt structures: to limit overtopping (for example by modifying the crown wall), to increase the armour stone stability (by adding a new layer of armour units or by creating a milder structure slope) and to reduce the hydraulic drivers i.e. waves (by building a detached low-crested breakwater or by operating sand nourishment).

The addition of a recurved crown wall is an efficient solution for non porous structures. This option must be completed by an additional layer of armour units for porous structures. The drainage basin is also a promising option. More generally these tested upgrading solutions are more efficient than estimates that were given by formula considering crest rise with constant geometry.

Cost advantage method that was applied on Le Havre City has shown that reinforcement is economically justified in Malraux and Sainte-Adresse area when the MWL-Rise is 1.5 m. The strategic retreat should be treated for higher MWL – Rise or for small areas. In Saint-François area that has a higher risk of overflowing, retreat is also not justified when MWL-Rise is 1 m. This study has shown the limits of this cost advantage method because damages related to rare events are sufficiently taken into account.

Ont contribué :

Chapitre 1 : François Ropert¹, Céline Trmal², Céline Perherin²

Chapitre 2 : Guirec Prévot², Philippe Sergent², Nicolas Guillou², Marilyne Luck³, Michel Benoit³, François Ropert¹, François Bouttes²

Chapitre 3 : Guirec Prévot², Xavier Kergadallan², Philippe Sergent², Jean-Jacques Trichet², François Ropert¹

Chapitre 4 : Jérôme Brossard⁴, Dang Trinh Nguyen⁴, François Ropert¹

Chapitre 5 : Giovanni Mattarolo³, Marilyne Luck³, Michel Benoit³, François Ropert¹, Jean-Romain Delisle³, Jean-Michel Menon³

Chapitre 6 : Giovanni Mattarolo³, Michel Benoit³, François Ropert¹, Jean-Romain Delisle³

Chapitre 7 : Gilles Morel⁵, Ndeye-Fatou Mar^{5,7}, Pascal Mallet⁶, Guirec Prévot², Nassima Voyneau⁵, Michel Lam², Gérard Le Banner²

Chapitre 8 : Gilles Morel⁵, Ndeye-Fatou Mar^{5,7}, Pascal Mallet⁶, Guirec Prévot², François Ropert¹, Philippe Sergent²

Chapitre 9 : Philippe Sergent², Guirec Prévot²

¹ – REPORTEX

François Ropert

² – CETMEF (Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales)

Philippe Sergent, Céline Trmal, Céline Perherin, Guirec Prévot, Nicolas Guillou, Xavier Kergadallan, Jean-Jacques Trichet, Michel Lam, Gérard Le Banner, François Bouttes

³ – EDF (Electricité de France)

Michel Benoit, Marilyne Luck, Giovanni Mattarolo, Jean-Romain Delisle, Jean-Michel Menon

⁴ – ULH (Université du Havre)

Jérôme Brossard, Dang Trinh Nguyen

⁵ – UTC (Université de Technologie de Compiègne)

Gilles Morel, Ndeye-Fatou Mar, Nassima Voyneau

⁶ – CODAH (Communauté de l'Agglomération Havraise)

Pascal Mallet

⁷ – ORMES (Office des Risques Majeurs de l'Estuaire de la Seine)

Ndeye-Fatou Mar

Avertissements : les résultats issus de ce rapport sont avant tout à vocation méthodologique. Ils sont issus de plusieurs hypothèses et simplifications à chaque étape (changement climatique, modèle de propagation de houle, formules de dimensionnement, calcul des zones inondables, calcul des coûts). Les résultats ne doivent donc pas être dissociés du contexte et être directement généralisés.

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 :	DEFINITION DES PARAMETRES D'ETUDE.....	- 11 -
1.1	Inventaire des ouvrages représentatifs.....	- 11 -
1.1.1	Méthodologie de recensement des ouvrages.....	- 11 -
1.1.2	Recensement des digues portuaires.....	- 11 -
1.1.3	Recensement des digues côtières.....	- 13 -
1.2	Description des ouvrages représentatifs.....	- 16 -
1.2.1	Bathymétrie.....	- 16 -
1.2.2	Profondeur en pied d'ouvrage.....	- 17 -
1.2.3	Pas de variation du plan d'eau.....	- 17 -
1.2.4	Houle au large.....	- 17 -
CHAPITRE 2 :	PERFORMANCE ACTUELLE ET FUTURE DES OUVRAGES	- 18 -
2.1	Changement climatique.....	- 18 -
2.1.1	Remontée du niveau moyen de la mer.....	- 18 -
2.1.2	Evolution des houles.....	- 18 -
2.2	Propagation des vagues à la côte.....	- 18 -
2.2.1	Modélisation numérique.....	- 19 -
2.2.2	Approche simplifiée.....	- 19 -
2.2.3	Comparaison entre les modèles numériques et l'approche simplifiée.....	- 20 -
2.3	Impact du changement climatique.....	- 20 -
2.3.1	Franchissement.....	- 20 -
2.3.2	Stabilité.....	- 21 -
2.3.3	Conclusions.....	- 22 -
2.4	Analyse préliminaire du renforcement des digues.....	- 22 -
2.4.1	Revanche.....	- 22 -
2.4.2	Taille des blocs.....	- 23 -
CHAPITRE 3 :	APPROCHE STATISTIQUE.....	- 25 -
3.1	Les deux sites.....	- 25 -
3.2	La méthode.....	- 25 -
3.2.1	Génération des houles et des niveaux.....	- 25 -
3.2.2	Formules utilisées.....	- 26 -
3.2.3	Digues étudiées.....	- 26 -
3.3	Les résultats.....	- 26 -
3.3.1	Evolution des débits de franchissement avec l'augmentation du niveau moyen des mers.....	- 27 -
3.3.2	Evolution des côtes d'arase avec l'augmentation du niveau moyen des mers.....	- 28 -
3.4	Confrontation des résultats de l'étude analytique et de l'étude statistique.....	- 30 -
3.5	Conclusions.....	- 30 -
CHAPITRE 4 :	RENFORCEMENT DES OUVRAGES MARITIMES	- 32 -
4.1	Comportement de l'ouvrage de référence sous conditions initiales de niveau moyen et pour une surélévation de 0,5 m.....	- 32 -
4.1.1	Conditions expérimentales.....	- 32 -
4.1.2	Résultats : franchissements.....	- 33 -
4.1.3	Comparaison avec le modèle de Owen (1980).....	- 34 -
4.1.4	Comparaison avec le modèle de Owen corrigé par Besley (1999) et Lykke Andersen (2011).....	- 34 -
4.1.5	Comparaison avec le modèle de Van der Meer (1998) corrigé par Besley (1999).....	- 35 -
4.1.6	Résultats : stabilité de la carapace.....	- 37 -
4.1.7	Effets d'une surélévation du niveau moyen de 0,5 m sur les franchissements.....	- 37 -
4.1.8	Effets d'une surélévation du niveau moyen de 0,5 m sur la stabilité.....	- 39 -
4.2	Solutions de renforcement de l'ouvrage.....	- 40 -
4.2.1	Renforcement par rehausse du mur de couronnement.....	- 40 -
4.2.2	Renforcement par digue détachée submergée.....	- 43 -
4.2.3	Renforcement par construction d'une berme.....	- 46 -
4.2.4	Renforcement par mise en place d'une troisième couche de BCR.....	- 48 -
4.2.5	Renforcement par mise en place d'une troisième couche de BCR et rehausse du mur de couronnement.....	- 49 -
4.3	Conclusion générale sur le renforcement des ouvrages maritimes.....	- 53 -
CHAPITRE 5 :	RENFORCEMENT DES PERRES MACONNES IMPERMEABLES... - 54 -	- 54 -
5.1	Description du modèle réduit.....	- 54 -
5.1.1	Installations d'essai.....	- 54 -
5.1.2	Similitude et échelle.....	- 54 -
5.1.3	Profil bathymétrique et ouvrage étudié.....	- 54 -
5.1.4	Séries d'essais.....	- 55 -
5.1.5	Conditions d'essais.....	- 55 -

5.1.6	Mesures	- 56 -
5.2	Résultats des essais	- 56 -
5.2.1	Configuration initiale (sans renforcement).....	- 56 -
5.2.2	Configurations avec renforcements	- 59 -
5.2.3	Renforcement avec mise en place d'un parapet	- 59 -
5.2.4	Renforcement avec mise en place d'encrochements.....	- 60 -
5.2.5	Renforcement avec mise en place d'un bassin de déversement.....	- 61 -
5.3	Conclusions sur le renforcement des perrés maçonnés imperméables.....	- 63 -

CHAPITRE 6 : RENFORCEMENT D'UNE PROTECTION DE HAUT DE PLAGE EN ENROCHEMENTS AVEC NOYAU PERMEABLE - 64 -

6.1	Description du modèle réduit	- 64 -
6.1.1	Profil bathymétrique et ouvrage étudié.....	- 64 -
6.1.2	Séries d'essais	- 65 -
6.1.3	Conditions d'essais.....	- 65 -
6.2	Résultats des essais en configuration initiale (sans renforcement).....	- 66 -
6.2.1	Caractérisation de la houle au voisinage de l'ouvrage	- 66 -
6.2.2	Performances de l'ouvrage en termes de franchissement.....	- 66 -
6.2.3	Performance de l'ouvrage en termes de stabilité	- 70 -
6.3	Résultats des essais avec renforcements	- 71 -
6.3.1	Mise en place d'un parapet.....	- 71 -
6.3.2	Mise en place d'une troisième couche et d'un parapet.....	- 71 -
6.3.3	Changement de pente sans et avec parapet.....	- 73 -
6.3.4	Mise en place d'une berme.....	- 74 -
6.4	Conclusions sur le renforcement des ouvrages de haut de plage.....	- 76 -

CHAPITRE 7 : ALEAS ET STRATEGIE D'ADAPTATION..... - 77 -

7.1	Principes de l'analyse « coûts – avantages »	- 77 -
7.2	Les étapes de mise en œuvre de la méthode.....	- 77 -
7.3	Limites de la méthode et difficultés rencontrées.....	- 78 -
7.4	Implémentation de la méthode sous SIG	- 78 -
7.5	Aléa submersion sur la ville du Havre.....	- 79 -
7.6	Des scénarios à la prévision et l'alerte	- 80 -
7.7	Les sites de l'agglomération du Havre retenus pour l'étude.....	- 80 -
7.7.1	Zones soumises au débordement.....	- 80 -
7.7.2	Zones soumises au franchissement et à surverse	- 81 -
7.8	Données de base pour l'évaluation de la submersion	- 81 -
7.9	Travail préparatoire sur la topographie – Modèle numérique de terrain.....	- 83 -
7.10	Cartes de submersion par débordement (quartier Saint-François et Centre)	- 83 -
7.11	Cartes de submersion par franchissement / surverse (Sainte-Adresse et Malraux)	- 85 -
7.11.1	Calcul des débits franchissants à une cote donnée	- 85 -
7.11.2	Calcul des volumes franchissant totaux.....	- 86 -
7.11.3	Calcul des cartes d'inondation à partir des volumes d'eau et du MNT.....	- 86 -
7.12	Evaluation des dommages sur la carapace de la digue du quartier Malraux	- 87 -
7.13	Les stratégies d'adaptation	- 88 -

CHAPITRE 8 : CHIFFRAGE DES COUTS..... - 89 -

8.1	Méthode pour le recensement des enjeux.....	- 89 -
8.2	Croisement aléa - enjeux et détermination de la vulnérabilité	- 89 -
8.3	Méthode d'estimation économique du coût des dommages.....	- 91 -
8.3.1	Généralités sur les méthodes d'estimation des coûts des dommages.....	- 91 -
8.4	Evaluation des dommages sur les bâtiments	- 92 -
8.5	Méthode retenue pour le site du Havre.....	- 92 -
8.5.1	Le taux d'endommagement	- 93 -
8.5.2	Le calcul du coût du dommage.....	- 93 -
8.6	Données retenues pour la valeur des biens immobiliers	- 93 -
8.7	Principe de l'annualisation des coûts pour la comparaison des stratégies	- 94 -
8.8	Stratégies et scénarios retenus.....	- 95 -
8.8.1	Pour la zone Centre et Saint-François (submersion par débordement) :	- 95 -
8.8.2	Pour la zone Sainte-Adresse (franchissement et surverse).....	- 95 -
8.8.3	Pour la zone Malraux (franchissement et surverse)	- 95 -
8.9	Utilisation d'un SIG.....	- 95 -
8.10	Résultats pour la zone Centre et Saint-François	- 95 -
8.10.1	Coût des dommages	- 95 -
8.10.2	Coût du repli.....	- 96 -
8.10.3	Synthèse et première analyse	- 96 -
8.11	Résultats pour la zone de Sainte-Adresse.....	- 96 -
8.11.1	Coût des dommages pour les trois scénarios de référence.....	- 96 -

8.11.2	Estimation du coût du renforcement du parapet de 50 cm	- 97 -
8.11.3	Calcul des coûts des dommages avec le parapet renforcé – récapitulation des résultats	- 97 -
8.12	Résultats pour la zone Malraux (dommages aux biens seuls)	- 99 -
8.13	Résultats pour la zone Malraux (dommages aux biens et à l'ouvrage)	- 100 -
8.13.1	Stratégies et scénarios retenus	- 100 -
8.13.2	Résultats du calculs des dommages	- 101 -
8.13.3	Coût des dommages pour les scénarios de référence	- 102 -
8.14	Conclusions, limites de l'étude et perspectives	- 105 -
8.14.1	Production et homogénéisation des scénarios et cartes de submersion	- 105 -
8.14.2	Prise en compte des dommages indirects et systémiques	- 105 -
8.14.3	Meilleure prise en compte du facteur temps dans l'évaluation économique et des stratégies d'aménagement – Optimisation du retrait partiel	- 106 -
8.14.4	Intégration des incertitudes dans la chaîne de modélisation	- 106 -
8.14.5	Indicateurs et outils pour l'aide à la décision	- 106 -
8.15	Eléments méthodologiques pour la gestion optimisée d'une stratégie de retrait partiel.....	- 107 -
8.15.1	1 ^{ère} étape : analyse locale	- 107 -
8.15.2	2 ^{ème} étape : analyse fonctionnelle et systémique – coût réel de la relocalisation	- 107 -
8.15.3	Conclusion provisoire et proposition d'approche	- 108 -
CHAPITRE 9 : SYNTHÈSE DE LA METHODE		- 109 -
9.1	Procédure de sélection de la stratégie de défense	- 109 -
9.1.1	Méthode pour le recensement des enjeux	- 109 -
9.1.2	Croisement aléa - enjeux	- 109 -
9.1.3	Le taux d'endommagement des biens	- 109 -
9.1.4	Le calcul du coût du dommage aux biens	- 109 -
9.1.5	Données retenues pour la valeur des biens immobiliers	- 109 -
9.1.6	Stratégies et scénarios retenus	- 109 -
9.1.7	Principe de l'annualisation des coûts pour la comparaison des stratégies	- 110 -
9.1.8	Autres critères de décision	- 110 -
9.2	Procédure pour la définition du renforcement des ouvrages	- 110 -
9.2.1	Définir la durée de service de l'ouvrage	- 110 -
9.2.2	Définir les contraintes géométriques et environnementales	- 110 -
9.2.3	Définir les statistiques conjointes futures de houle au large et de niveau des hautes eaux	- 110 -
9.2.4	A partir de la houle au large déterminer la houle au pied de l'ouvrage	- 111 -
9.2.5	Définir les critères de performance de la structure renforcée	- 111 -
9.2.6	Déterminer les faiblesses de l'ouvrage vis-à-vis des critères de performance	- 112 -
9.2.7	Dimensionner le renforcement de l'ouvrage	- 112 -
9.2.8	Pour chaque alternative calculer le coût de construction du renforcement	- 112 -
9.2.9	Pour chaque alternative calculer le coût des dommages à l'ouvrage	- 112 -
9.2.10	Sélection du dimensionnement le plus économique durant la vie de l'ouvrage parmi les alternatives	- 113 -
CHAPITRE 10 : PERSPECTIVES		- 114 -
10.1	Développement d'une base de données des probabilités houle - niveau	- 114 -
10.2	Système expert pour le renforcement d'un ouvrage	- 114 -
10.3	Formules de dimensionnement	- 114 -
10.4	Ouvrage dans un système de danger	- 114 -
CHAPITRE 11 : REFERENCES		- 115 -
11.1	Approche statistique	- 115 -
11.2	Renforcement des ouvrages maritimes	- 115 -
11.3	Renforcement des ouvrages côtiers	- 116 -
11.4	Vulnérabilité	- 116 -
CHAPITRE 12 : DONNEES SUR LE PROJET		- 118 -
12.1	La gouvernance du projet	- 118 -
12.2	Les actions de transfert	- 118 -
12.2.1	Articles et communications scientifiques	- 118 -
12.2.2	Interviews de journalistes et audition	- 119 -
12.3	Le financement	- 119 -
12.3.1	Montant de l'aide en Euros	- 119 -
12.3.2	Coût prévisionnel total en Euros	- 119 -

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Exemples de digues comptabilisées (source : Google Earth).	- 11 -
Figure 2 : Exemples de digues à talus : à gauche en blocs béton, à droite en enrochement naturel. (source : Google Earth).	- 12 -
Figure 3 : Exemple de digue verticale (source : Google Earth).	- 12 -
Figure 4 : Répartition des types sur les ports métropolitains (hors Corse).	- 12 -
Figure 5 : Répartition des types de digues par façade en mètre linéaire.	- 15 -
Figure 6 : Répartition des types de digues par façade en mètre linéaire par kilomètre de plage.	- 15 -
Figure 7 : Répartition des types de digues de haut de plage.	- 16 -
Figure 8 : Evolution de la hauteur de houle de large à la côte selon Goda.	- 20 -
Figure 9 : Evolutions de dH_m/dh en fonction de la pente des fonds évaluée analytiquement à partir de la formule de Goda (2000) et calculées par BEACH et SWAN.	- 20 -
Figure 10 : Rehausse de l'ouvrage en fonction de l'élévation du niveau de la mer (ENM) croisée avec la profondeur initiale au pied de l'ouvrage (h_0).	- 22 -
Figure 11 : Rehausse de l'ouvrage en fonction de l'élévation du niveau de la mer (ENM) croisée avec la profondeur initiale au pied de l'ouvrage (h_0) (3a) et le débit d'étude.	- 23 -
Figure 12 : Evolution des masses des enrochements sur faible pente.	- 23 -
Figure 13 : Evolution des masses des enrochements sur forte pente.	- 24 -
Figure 14 : Digue de Saint Malo (haut) et Deauville (bas).	- 25 -
Figure 15 : Explications graphiques des résultats.	- 27 -
Figure 16 : Evolution des périodes de retour sur Saint-Malo en fonction de l'élévation du niveau de la mer.	- 27 -
Figure 17 : Exemples sur Deauville.	- 28 -
Figure 18 : Evolution des cotes d'arase sur Saint-Malo en fonction de l'élévation du niveau de la mer.	- 29 -
Figure 19 : Analyse pour le cas de Deauville.	- 30 -
Figure 20 : Section droite de la digue (en italique : valeurs à l'échelle nature).	- 32 -
Figure 21 : Disposition dans le canal (en italique les valeurs à l'échelle nature).	- 33 -
Figure 22 : Débits de franchissement pour la digue et le niveau d'eau de référence.	- 33 -
Figure 23 : Comparaison des résultats expérimentaux au modèle de Owen.	- 34 -
Figure 24 : Comparaison des résultats expérimentaux au modèle de Owen-Besley-Andersen.	- 35 -
Figure 25 : Dépendance des débits de franchissement à la période.	- 36 -
Figure 26 : Comparaison des résultats expérimentaux au modèle de Van der Meer-Besley-Andersen.	- 36 -
Figure 27 : Taux de dommage de la carapace pour la digue et niveau moyen de référence.	- 37 -
Figure 28 : Configuration dans le canal.	- 38 -
Figure 29 : Comparaison des débits de franchissement pour une surélévation du niveau moyen de 0,5 m.	- 38 -
Figure 30 : Comparaison des débits de franchissement mesurés avec le modèle de Owen-Besley-Andersen pour les deux niveaux d'eau moyen $h = 7$ m et $h = 7,5$ m.	- 39 -
Figure 31 : Comparaison des taux d'endommagement pour la digue de référence pour une surélévation du niveau moyen de 0,5 m.	- 39 -
Figure 32 : Configuration avec une rehausse de 1,5 m.	- 40 -
Figure 33 : Comparaison des débits de franchissement pour une surélévation de 0,5 m et une rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.	- 41 -
Figure 34 : Configuration avec une rehausse de 2,1 m et béquet à 45°.	- 41 -
Figure 35 : Comparaison des débits de franchissement pour une surélévation du niveau moyen de 1 m et une rehausse du mur de couronnement de 1,8 m et/ou 2,1 m avec béquet.	- 42 -
Figure 36 : Comparaison des taux d'endommagement pour une surélévation du niveau moyen de 1 m et une rehausse du mur de couronnement de 1,8 m ou 2,1 m avec béquet.	- 42 -
Figure 37 : Disposition dans le canal pour la digue détachée.	- 43 -
Figure 38 : Granulométrie des enrochements de la digue détachée (à l'échelle modèle).	- 44 -
Figure 39 : Coefficient de transmission de la digue détachée en enrochements.	- 44 -
Figure 40 : Débits de franchissement de la digue principale en présence d'une digue détachée.	- 45 -
Figure 41 : Configuration avec une digue détachée renforcée par des BCR.	- 45 -
Figure 42 : Coefficient de transmission de la digue détachée avec carapace en BCR.	- 46 -
Figure 43 : Débits de franchissement avec une digue détachée renforcée par BCR.	- 46 -
Figure 44 : Profil de la digue principale avec une berme de BCR sur 2 couches.	- 47 -
Figure 45 : Débits de franchissement pour une digue renforcée par une berme.	- 47 -
Figure 46 : Coefficient de réflexion de la digue renforcée par une berme et comparaison avec la digue de référence dans les conditions de référence ($h = 7$ m).	- 48 -
Figure 47 : Disposition dans le canal de la digue renforcée par une troisième couche de BCR.	- 48 -
Figure 48 : Débits de franchissement pour une digue avec carapace à 3 couches de BCR.	- 49 -
Figure 49 : Section de la digue avec carapace de 3 couches de BCR et rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.	- 50 -
Figure 50 : Débits de franchissement pour une carapace à 3 couches de BCR et une rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.	- 50 -
Figure 51 : Comparaison des débits de franchissement mesurés avec ceux issus du modèle de Owen-Besley-Andersen.	- 51 -
Figure 52 : Coefficients de réflexion pour différentes configurations.	- 52 -
Figure 53 : Taux de dommage de la carapace.	- 53 -
Figure 54 : Vue longitudinale de l'installation d'essais dans le canal 12 (Attention : cette figure n'est pas à l'échelle).	- 54 -
Figure 55 : Photographies du Canal 12 et du modèle réduit.	- 55 -
Figure 56 : Conditions d'essais testées (valeurs en échelle nature).	- 56 -
Figure 57 : Comparaison entre les périodes de pic de la houle incidente et les périodes de pic théoriques (consignes).	- 56 -
Figure 58 : Evolution de la hauteur significative de houle le long de la pente pour les différents niveaux et périodes testés (27 essais).	- 57 -
Figure 59 : Hauteurs significatives de houle le long de la pente et au voisinage du perré.	- 57 -
Figure 60 : Coefficient de réflexion au large.	- 57 -
Figure 61 : Débits de franchissement de l'ouvrage dans sa configuration initiale.	- 58 -
Figure 62 : Probabilités de franchissement de l'ouvrage (= pourcentage de vagues franchissant l'ouvrage) dans sa configuration initiale.	- 58 -
Figure 63 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés et obtenus par la formule empirique du TAW.	- 59 -

Figure 64 : Photographies du perré après mise en place du parapet de hauteur 1.5 m avec un béquet à 45° sur les 0.6 m supérieurs.....	- 59 -
Figure 65 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés en configuration initiale et après mise en place du parapet de hauteur 1 m.....	- 60 -
Figure 66 : Photographies du perré après mise en place d'une (à gauche) ou deux (à droite) couches d'enrochements de calibre 4-6 T.....	- 61 -
Figure 67 : Photographies du perré après mise en place du bassin de déversement.....	- 62 -
Figure 68 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés en configuration initiale et après mise en place du bassin de déversement.....	- 62 -
Figure 69 : Vue longitudinale de l'installation d'essais dans le canal 12 (en haut, figure pas en échelle) et schéma détaillé de l'ouvrage original (en bas).....	- 64 -
Figure 70 : Photographies du Canal 12 et du modèle réduit sans renforcement.....	- 65 -
Figure 71 : Conditions d'essais testées (valeurs en échelle nature) : comparaison entre les hauteurs significatives mesurées au large et les hauteurs significatives théoriques (consignes).....	- 66 -
Figure 72 : Comparaison entre les périodes de pic de la houle incidente et les périodes de pic théoriques (consignes).....	- 66 -
Figure 73 : Evolution de la hauteur significative de houle le long de la pente du fond pour les différents niveaux et périodes testés.....	- 67 -
Figure 74 : Hauteurs significatives de houle le long de la pente et au voisinage du pied d'ouvrage.....	- 67 -
Figure 75 : Coefficient de réflexion au large.....	- 67 -
Figure 76 : Débits de franchissement de l'ouvrage dans sa configuration initiale.....	- 68 -
Figure 77 : Probabilités de franchissement de l'ouvrage (= pourcentage de vagues franchissant l'ouvrage) dans sa configuration initiale.....	- 68 -
Figure 78 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés et obtenus par la formule empirique du TAW.....	- 69 -
Figure 79 : Photographies de l'ouvrage après mise en place du parapet de 1 m.....	- 71 -
Figure 80 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés sur l'ouvrage initial et après mise en place d'une troisième couche de blocs et d'un parapet, dans les conditions de climat futur (d=4 m) et avec $T_p=12.9$ s.....	- 72 -
Figure 81 : Schéma et photos de l'ouvrage renforcé avec une troisième couche de blocs de taille 5-6 t et avec un parapet de hauteur de 2 m. Les parties en vert dans le schéma représentent les modifications apportées à l'ouvrage original.....	- 73 -
Figure 82 : Schéma et photo de l'ouvrage avec un changement de pente (1:3 au lieu de 1:2) et un parapet de 1 m. Les parties en vert dans le schéma représentent les modifications apportées à l'ouvrage original. Les blocs colorés dans la photo représentent les blocs ajoutés à l'ouvrage original pour modifier la pente.....	- 74 -
Figure 83 : Schéma et photo de l'ouvrage renforcé avec une berme et avec un parapet de 1 m. Les parties en vert dans le schéma représentent les modifications apportées à l'ouvrage original. Les blocs colorés dans la photo représentent les enrochements qui ont été ajoutés à l'ouvrage original pour réaliser le renforcement.....	- 75 -
Figure 84 : Débits linéaires de franchissement mesurés sur l'ouvrage renforcé avec changement de pente et avec une berme, dans les conditions de climat futur et avec $T_p=12.9$ s. Comparaison avec les mesures sur l'ouvrage original.....	- 75 -
Figure 85 : Processus d'évaluation et de comparaison des stratégies de lutte contre les submersions (principes).....	- 78 -
Figure 86 : Extrait sous ArcGIS de la table des attributs du calcul des dommages en valeur monétaire.....	- 79 -
Figure 87 : Les trois sites retenus au Havre pour l'étude de submersion.....	- 81 -
Figure 88 : Le parapet de la plage de Sainte – Adresse.....	- 81 -
Figure 89 : Période de retour des niveaux marins extrêmes de pleine mer au Havre (Source : Simon, 2008).....	- 82 -
Figure 90 : Cartographie de la submersion centennale (scenario 9,30 m) des quartiers Centre.....	- 84 -
Figure 91 : Cartographie de la submersion centennale + 1m (scenario 10,30 m) des quartiers Centre.....	- 84 -
Figure 92 : Zones inondées par franchissement à Sainte Adresse selon 3 périodes de retour, pour une élévation de +1,5 m.....	- 87 -
Figure 93 : Cartographie des zones inondées par franchissement à Malraux selon 3 périodes de retour (+1,5 m).....	- 87 -
Figure 94 : Cartographie des bâtiments submergés par débordement dans la zone Centre (scénario 10,30 m).....	- 90 -
Figure 95 : cartographie des bâtiments submergés par franchissement à Sainte Adresse (+1,5 m).....	- 90 -
Figure 96 : Cartographie des bâtiments submergés par franchissement à Malraux (+1,5 m).....	- 91 -
Figure 97 : Coût moyen du m ² du résidentiel (AURH, 2009).....	- 93 -
Figure 98 : Enregistrements des hauteurs de houle au large et des niveaux des hautes eaux. Extrait du Rock Manual.....	- 111 -

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Répartition des types de digues par façade.	13
Tableau 2 : Formules de franchissement (TAW 2002) et leurs domaines de validité.	21
Tableau 3 : Evolution des périodes de retours pour St Malo.	28
Tableau 4 : Evolution des périodes de retours pour Deauville.	28
Tableau 5 : Évolution des cotes d'arase pour St Malo.	29
Tableau 6 : Évolution des cotes d'arase pour Deauville.	29
Tableau 9 : Stabilité de l'ouvrage sans renforcement : résultats des essais.	70
Tableau 10 : Résultats des essais réalisés sur l'ouvrage renforcé avec une troisième couche d'enrochements et un parapet, en termes de franchissement et de stabilité, dans les conditions de houle les plus pénalisantes.	72
Tableau 11 : Hypothèse d'évolutions globales en cm (Observatoire national sur les effets du réchauffement climatique).	83
Tableau 12 : débits franchissant au point de profil n°4 (Sainte Adresse) selon différents scénarios (unité : m ³ /s/ml) et niveaux d'élévation de la mer.	85
Tableau 13 : débits franchissant au point du profil A (Sainte Adresse) selon différents scénarios (unité : m ³ /s/ml).	86
Tableau 14 : Les volumes d'eau franchissant (en m ³) sur Sainte-Adresse selon les 3 périodes de retour et 2 niveaux d'élévation du niveau de la mer.	86
Tableau 15 : Les volumes d'eau franchissant (en m ³) sur Malraux selon les 3 périodes de retour et 4 niveaux d'élévation du niveau de la mer.	86
Tableau 16 : Valeurs du coefficient de stabilité K_d selon les toutes les périodes de retour étudiées et 4 niveaux d'élévation du niveau de la mer.	87
Tableau 17 : Typologie des dommages (Bonnifait, 2005).	92
Tableau 18 : Valeur moyenne des coûts/m ² des bâtiments au Havre.	94
Tableau 19 : Comparaison des coûts des dommages (en millions d'euros – valeur 2011) pour un calcul avec deux périodes de retour et trois stratégies sur la zone Saint François (élévation du niveau moyen de la mer +1 m).	96
Tableau 20 : Dommages sur les bâtiments à Sainte-Adresse selon 6 scénarios d'aléa. Entre parenthèses le nombre de bâtiments touchés.	97
Tableau 21 : Comparaison des coûts des dommages (en millions d'euros – valeur 2011) pour trois périodes de retour et cinq stratégies sur la zone de Sainte-Adresse (élévation +1,5 m).	98
Tableau 22 : Comparaison des coûts des dommages (en millions d'euros – valeur 2011) pour trois périodes de retour et cinq stratégies sur la zone de Sainte Adresse (élévation +2 m).	99
Tableau 23 : Comparaison des coûts des dommages (en millions d'euros – valeur 2011) pour trois périodes de retour et cinq stratégies sur la zone de Malraux (élévation +1,5 m).	100
Tableau 24 : Correspondance des valeurs du coefficient de stabilité K_d en fonction du niveau de dommage et le pourcentage de blocs déplacés dans la carapace.	100
Tableau 25 : Correspondance entre le niveau de dommage, le pourcentage de blocs déplacés dans la carapace et le coûts des réparations.	101
Tableau 26 : Estimations du coût des renforcements.	101
Tableau 27 : Niveau de dommage en fonction de la période de retour.	102
Tableau 28 : Comparaison des coûts de trois stratégies pour une hausse de 2 m du niveau moyen de la mer.	103
Tableau 29 : Comparaison des coûts de trois stratégies pour une hausse de 1,5 m du niveau moyen de la mer.	104
Tableau 30 : Comparaison des coûts de deux stratégies pour une hausse de 1 m du niveau moyen de la mer.	104
Tableau 31 : Seuils de dommages pour les réparations et les coûts associés.	113
Tableau 32 : Tableau de synthèse des alternatives.	113

CHAPITRE 1 : DEFINITION DES PARAMETRES D'ETUDE

1.1 Inventaire des ouvrages représentatifs

1.1.1 Méthodologie de recensement des ouvrages

Pour répondre à des besoins de sécurité civile, de gestion du domaine public maritime ou d'évaluation de l'artificialisation du littoral et des ses impacts environnementaux, des recensements d'ouvrages de protection et d'aménagements côtiers sont régulièrement réalisés à des échelles locales. Cependant, il n'existe pas de norme en matière de méthode de recensement de ces ouvrages ni de typologie harmonisée sur l'ensemble du littoral français permettant une réflexion à l'échelle nationale. Une méthodologie de recensement est proposée pour permettre l'uniformisation des recensements, leur compatibilité et agrégation au niveau national. Cette méthodologie est présentée en Annexe 1.

1.1.2 Recensement des digues portuaires

Le recensement effectué se concentre sur le type d'ouvrages : digues verticales ou à talus. Il n'a pas été possible de réaliser un classement suivant des données géométriques comme la profondeur d'eau devant l'ouvrage, la hauteur de l'ouvrage ou suivant la houle de dimensionnement car il est difficile d'obtenir toutes les coupes d'ouvrages.

Ouvrages recensés

Le recensement s'est concentré sur le type d'ouvrages de protection contre la houle des ports. Les ouvrages des abris côtiers protégeant quelques bateaux ont été comptabilisés.

Les ouvrages recensés protègent :

- un port dont l'activité est soit de commerce, de pêche, de plaisance ;
- un abri côtier pour quelques bateaux.

Les digues protégeant des centrales nucléaires ou des usines n'ont pas été comptées.



Figure 1 : Exemples de digues comptabilisées (source : Google Earth).

Deux grands types d'ouvrages ont été différenciés :

- les digues à talus : ce sont des ouvrages dont la face avant est à talus composée soit d'enrochement naturel ou de blocs béton.
- les digues verticales : ce sont des ouvrages dont la face avant est verticale ou très fortement pentue, ils peuvent être en béton ou en maçonnerie.

L'arrière de ces ouvrages est soit le plan d'eau du port, soit une promenade, une voie de circulation, un parking, un terre-plein ou un quai.

Il existe des digues mixtes, dont la structure verticale est protégée par de l'enrochement souvent naturel. Ces digues ont été classées soit dans digues à talus si leurs enrochements s'étendent au-dessus du niveau d'eau ou dans digues verticales si les enrochements sont submergés.



Figure 2 : Exemples de digues à talus : à gauche en blocs béton, à droite en enrochement naturel. (source : Google Earth).

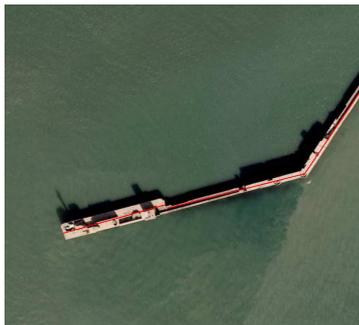


Figure 3 : Exemple de digue verticale (source : Google Earth).

Le recensement a été effectué à l'aide du logiciel Google Earth et du site Geoportail. Le linéaire de chaque ouvrage a été relevé. La longueur d'une digue est mesurée entre le centre du musoir et la ligne d'eau pour le Méditerranée et jusqu'à la limite des plus hautes eaux (approximative) pour les mers à marée.

Linéaires de digues portuaires sur le littoral métropolitain

En France métropolitaine (hors Corse), 180 kilomètres de digues ont été répertoriés :

- 139 km de digues à talus dont :
 - o 113 km de digues à talus en enrochement naturel
 - o 26 km de digues à talus avec une carapace en blocs bétons
- 40 km de digues verticales.

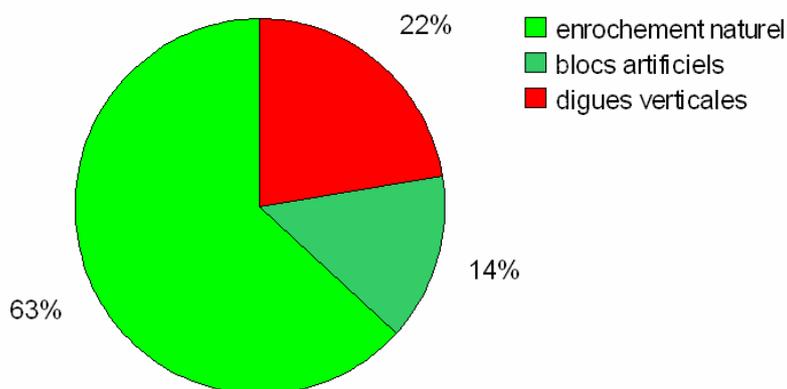


Figure 4 : Répartition des types sur les ports métropolitains (hors Corse).

Lorsque cette répartition est analysée par façade, une tendance se dessine. Les digues à talus sont prépondérantes en Méditerranée, en Manche, en Atlantique et les digues verticales en Bretagne.

	Digues à talus	Digues verticales
Manche	40 km	13 km
Bretagne	10 km	17 km
Atlantique	21 km	7 km
Méditerranée	68 km	3 km

Tableau 1 : Répartition des types de digues par façade.

Les ports métropolitains (hors Corse) sont majoritairement protégés par des digues à talus dont la carapace est constituée soit d'énrochements naturels (cas le plus fréquent) soit de blocs artificiels. Il a donc été choisi dans le projet de retenir un ouvrage-type en digue à talus. La carapace sera composée de blocs artificiels même si ces ouvrages sont moins fréquents car les carapaces en énrochements naturels seront traitées à travers les ouvrages côtiers de type perrés de haut de plage.

1.1.3 Recensement des digues côtières

Les principales données utilisées sont issues des deux documents suivants :

- Enquête sur les ouvrages existant le long des côtes françaises. S.Manoujian et Y.Lalaut. STCPMVN – LCHF - Décembre 1986.
- Fonctionnement et efficacité des ouvrages statiques de protection des littoraux sableux. Mémoire de thèse Y.Lalaut. Université de PARIS-SUD. Centre d'ORSAY. Mai 1992.

C'est notamment l'exploitation des tableaux de recensement des ouvrages figurant en annexe 1 du premier document qui a permis d'établir les statistiques ressortant du présent rapport. Les indications fournies concernent la localisation de l'ouvrage, son type, sa structure et sa longueur. Le deuxième document a surtout été utilisé pour aider à classifier les diverses structures et clarifier, dans la mesure du possible, la nature ou le type de construction mentionné dans les listes d'ouvrages. En effet, la thèse de Y. Lalaut comporte notamment de nombreuses coupes-types et des descriptions d'ouvrages particuliers, autant d'éléments complémentaires facilitant la classification des ouvrages recensés. Il convient de noter que ces documents ne sont pas particulièrement récents. Des éléments d'information complémentaires ont été intégrés dans nos statistiques sur la base de l'exploitation de photographies disponibles sur Google Earth, notamment en ce qui concerne les sites pour lesquels les documents mentionnés plus haut faisaient référence à des projets de réalisations. Le relevé d'ouvrages n'est donc pas totalement exhaustif. On peut toutefois considérer que la répartition entre les divers types de structures ne doit pas être sensiblement affectée par cette limitation.

Classement retenu

Les éléments statistiques figurant dans les deux documents utilisés comme source principale de données ne font une distinction qu'entre les ouvrages transversaux et les ouvrages longitudinaux. Cependant, il nous est apparu essentiel de séparer les ouvrages longitudinaux de haut de plage de ceux implantés en bas de plage et faisant office de brise-lames. Nous retenons donc pour les ouvrages côtiers, la classification suivante :

- Ouvrages de haut de plage
- Ouvrages transversaux
- Brise-lames

Les ouvrages de haut de plage qui représentent le type de construction largement le plus répandu ont fait l'objet d'une répartition complémentaire en fonction de leur géométrie ou de leur constitution suivant les catégories suivantes :

- Défense en énrochements,
- Perré imperméable de maçonnerie ou de béton,
- Mur à parement vertical ou présentant un fruit.

Incertitudes et difficultés particulières

Nature du recueil exploité

Les tableaux de recensement rapportés dans l'annexe de l'étude STCPMVN-LCHF sont en fait des compilations de relevés par services techniques départementaux ou régionaux disponibles au moment de la rédaction de l'étude mentionnée. Il s'agit donc de recensements faits à différentes dates quelque peu antérieures à celle du rapport de 1986. De plus s'agissant de services différents, le vocabulaire peut ne pas être homogène. Ainsi les vocables de murs, perrés, jetées, digues peuvent ne pas représenter des catégories d'ouvrages bien définis. De même, les termes de béton et maçonnerie peuvent ne pas systématiquement faire référence à des matériaux bien identifiés. En outre, un ouvrage peut également recouvrir plusieurs catégories. Ainsi en va-t-il des perrés maçonnés protégés en leur base par des enrochements en guise de protection vis-à-vis des affouillements de pied. Par ailleurs, les indications fournies sur la constitution de l'ouvrage ne sont pas suffisamment précises pour pouvoir le classer dans l'une des trois catégories choisies. Ainsi a-t-il été nécessaire de rajouter une classe indéfinie de "béton et maçonnerie". Enfin, les tableaux souffrent de nombreux manques de renseignements y compris le linéaire de certains ouvrages qui sont alors ignorés.

Ouvrages retenus

De nombreux ouvrages côtiers sont implantés à proximité des ports et la mention de leur localisation fait référence à ce port. Se pose alors la question de la pertinence de leur rattachement aux ouvrages portuaires ou côtiers. C'est notamment le cas des jetées canalisant le débouché d'un fleuve sur la rive de laquelle sont implantées des installations portuaires. Dans ces cas, le recours aux photos disponibles sur Google Earth a permis de se prononcer sur leur appartenance.

De même, de multiples exutoires sont mentionnés dans les tableaux. Leur prise en considération dans le linéaire des ouvrages transversaux s'est faite suivant qu'ils pouvaient ou non faire partie d'un dispositif de protection de littoral. Les descentes à l'eau ont été traitées de la même manière.

Diversité et état des protections

Les recueils de données, outre les défenses traditionnelles, font également état d'ouvrages assez peu conventionnels. Des traverses SNCF ont pu être par exemple utilisées. De même, certaines défenses sont construites comme des palissades terrestres sur la base de plaques de béton. Des fascines ou des gabions sont également relevés alors que ce genre de matériau relève plutôt des techniques fluviales. D'autre part, sont mentionnés des défenses élaborées à l'aide de tange. Elles ont été comptabilisées bien que leur probable faible exposition aurait pu conduire à les exclure. Enfin, de multiples ouvrages en bois figurent dans les relevés. Le mauvais état de bon nombre d'entre eux est mentionné de sorte qu'il est légitime de s'interroger sur leur existence actuelle. Pour ce qui concerne les ouvrages de défense de haut de plage, tous ces ouvrages atypiques et ceux de nature indéterminée ont été regroupés dans la catégorie "Structure indéterminée ou autres".

Linéaire sur le littoral métropolitain

L'inventaire des ouvrages relevés conduit à un linéaire d'environ 500 km d'ouvrages côtiers se répartissant comme suit :

- Ouvrages de haut de plage : 407 km (81,7%)
- Ouvrages transversaux : 83 km (16,7 %)
- Brise-lames : 8 km (1,6%)

Une répartition plus précise par département est donnée Figure 5.

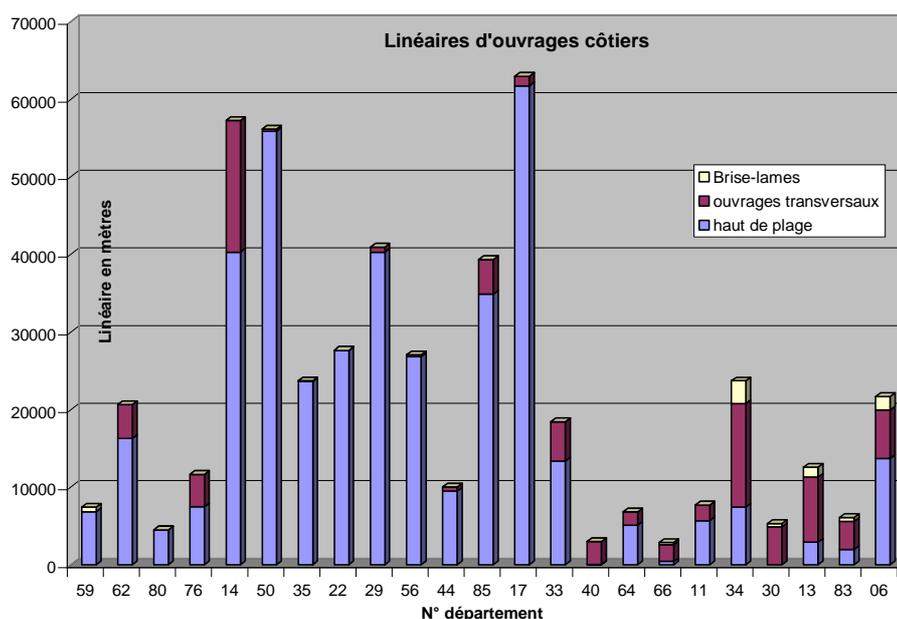


Figure 5 : Répartition des types de digues par façade en mètre linéaire.

Ces mêmes résultats différenciés par département sont présentés en mètre linéaire de protection par kilomètre de plage sur la Figure 14.

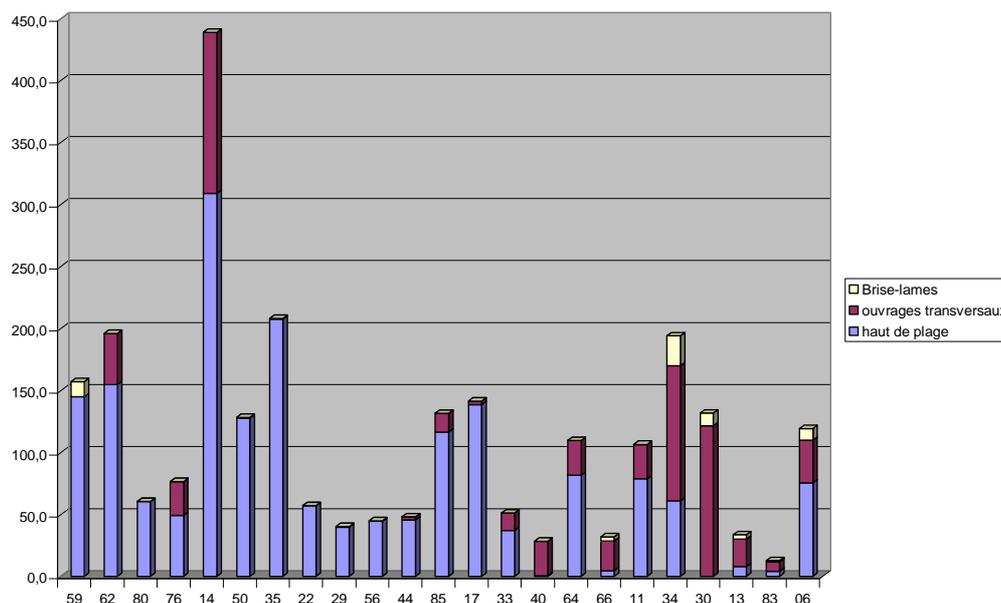


Figure 6 : Répartition des types de digues par façade en mètre linéaire par kilomètre de plage.

Les quelque 400 km de défense de haut de plage présente des structures pouvant se répertorier de la façon suivante :

- Défense en enrochements : 117 km (28%)
- Perré imperméable de maçonnerie ou de béton : 114 km (28%)
- Mur à parement vertical ou présentant un fruit : 59 km (15%)
- Structure en béton ou maçonnerie : 25 km (6%)
- Structure indéterminée ou autres : 91 km (22%)

La Figure 7 illustre ces résultats par départements.

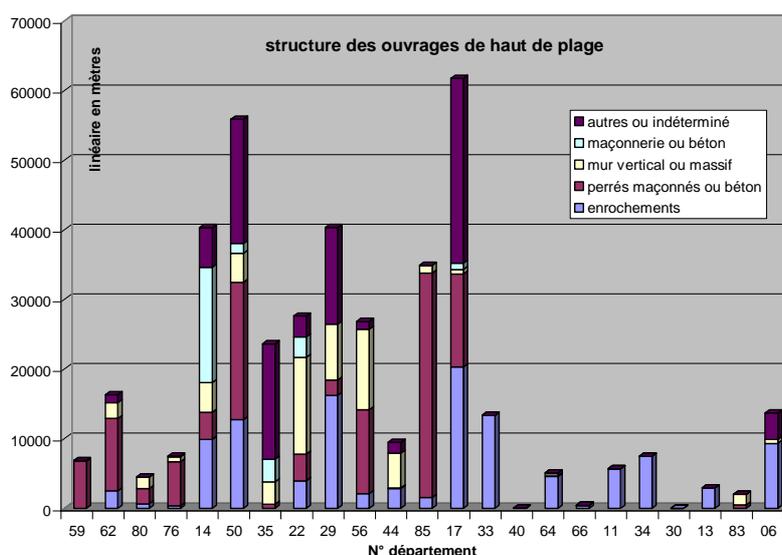


Figure 7 : Répartition des types de digues de haut de plage.

En redistribuant les 25 km de structures béton ou maçonnerie dans les deux catégories de perré et de mur, nous parvenons à une nouvelle répartition :

- Défense en enrochements : 29%
- Perré imperméable de maçonnerie ou de béton : 32%
- Mur à parement vertical ou présentant un fruit : 17%
- Structure indéterminée ou autres : 22%

Enfin, si on exclut de l'inventaire la dernière catégorie qui regroupe des ouvrages dont on nourrit un doute sur la nécessité de les répertorier, la répartition entre les ouvrages conventionnels est la suivante :

- Défense en enrochements : 37%
- Perré imperméable de maçonnerie ou de béton : 42%
- Mur à parement vertical ou présentant un fruit : 21%

Les ouvrages de défense implantés en haut de plage représentent 80% des ouvrages côtiers. Il apparaît donc logique que le projet SAO POLO se concentre sur cette catégorie et qu'il en fasse ses ouvrages-types. La répartition des ouvrages de haut de plage par constitution est beaucoup moins contrastée entre les perrés imperméables et les défenses en enrochements. Ces deux catégories ne peuvent être exclues du champ des études expérimentales prévues au programme. La prise en compte des ouvrages verticaux, structures les moins fréquentes est écartée.

1.2 Description des ouvrages représentatifs

1.2.1 Bathymétrie

Etant donné que la variation de la bathymétrie représente pour les expérimentateurs les contraintes pratiques parmi les plus pénalisantes, nous n'avons retenu que deux bathymétries, l'une pour les ouvrages côtiers, l'autre pour les ouvrages maritimes (ou portuaires). La pente retenue pour les deux types d'ouvrage est la suivante :

- Pente des fonds pour les ouvrages côtiers : 5 %
- Pente des fonds pour les ouvrages maritimes : 2 %

Une rupture de pente et un profil plus représentatif des plages ont chacun été écartés car nous avons préféré adopter des profils plus schématiques plus faciles à exploiter, c'est-à-dire pour lesquels nous

avons pu estimer de façon plus fiable les conditions de houle en pied d'ouvrage.

1.2.2 Profondeur en pied d'ouvrage

La profondeur retenue pour les deux types d'ouvrage est la suivante :

- Fourchettes de variation pour les ouvrages côtiers : 3 – 5 m
- Fourchettes de variation pour les ouvrages maritimes : 7 – 9 m

1.2.3 Pas de variation du plan d'eau

Le pas de variation du plan d'eau retenu pour les deux types d'ouvrage est le suivant : 50 cm

1.2.4 Houle au large

La houle au large retenue pour les deux types d'ouvrage est la suivante :

- Périodes de pic de houle : 8, 10 et 12 s
- Hauteurs de houle pour les ouvrages côtiers : 4 – 6 m
- Hauteurs de houle pour les ouvrages maritimes : 5 – 8 m

Nous conservons le même jeu de paramètres de houle au large en conditions actuelles et futures (cf. chapitre suivant). C'est la variation des profondeurs qui conduira à une variation des hauteurs de houle en pied d'ouvrage. Les ouvrages maritimes plus profonds connaîtront une variation des hauteurs de houle plus faible que les ouvrages côtiers et seront donc moins sensibles au changement climatique.

CHAPITRE 2 : PERFORMANCE ACTUELLE ET FUTURE DES OUVRAGES

Le changement climatique pourrait avoir des conséquences importantes sur les conditions hydrodynamiques futures en zone côtière et donc sur les ouvrages maritimes (côtiers ou portuaires). L'intensification des tempêtes au large (impliquant des hauteurs de houles au large plus importantes) et l'augmentation du niveau moyen des mers seraient les conséquences de ce changement climatique et les causes directes des modifications des conditions hydrodynamiques au droit des ouvrages. Dans ce chapitre, l'hypothèse faite est que l'augmentation du niveau moyen des mers est le phénomène prépondérant sur la modification des sollicitations hydrodynamiques à la côte. En effet, l'augmentation du niveau de la mer influera sur le déferlement bathymétrique en zone côtière conduisant à des climats de houles plus sévères. Il est donc opportun d'étudier l'influence d'une hausse du niveau moyen sur de tels ouvrages.

Quelques travaux sur l'influence du changement climatique sur ce type d'ouvrages ont déjà été réalisés dans le cadre du projet Discobole [Lebreton et Trmal, 2009]. Cette étude montrait l'influence du changement climatique sur un ouvrage en termes de franchissement et de stabilité à l'aide d'un outil numérique (REEF 2000).

Nous étudions ici l'influence d'une remontée du niveau de la mer à l'aide d'une méthode analytique et vérifiée à l'aide de l'outil numérique précédemment cité. Ce travail conduit à une formule simplifiée pour l'estimation du rehaussement nécessaire des ouvrages afin de conserver les mêmes performances hydrauliques. Les résultats donnent une augmentation de la côte arase des digues entre 1,50 m et 3 m selon les débits et les ouvrages considérés.

2.1 Changement climatique

2.1.1 Remontée du niveau moyen de la mer

Il a été mesuré une montée du niveau moyen de la mer de 1,8 mm/an sur la période 1961 – 2003 et une montée de 3,1 mm/an sur la période 1993 – 2003. Cette hausse est due à la dilatation thermique des mers, à la fonte des glaciers et des nappes glaciaires du Groenland et de l'Antarctique. Les estimations pour la fin du siècle considèrent une accélération du phénomène avec une fourchette large allant de 40 cm de hausse en un siècle jusqu'à 2 m.

2.1.2 Evolution des houles

A partir de champs de vents issus du modèle climatologique couplé ECHAM5/MPIOM ayant simulé les scénarios A1B, B1 et A2 du GIEC (Groupe d'Experts Intergouvernemental sur l'Evolution du Climat), des simulations d'états de mer ont été effectuées par Morellato et Benoit (2010) sur le nord-est de l'Océan Atlantique pour la période de 1960 à 2100. Les simulations sont réalisées avec le code TOMAWAC sur le modèle OCEANIQUE de la base de données d'états de mer ANEMOC (<http://anemoc.cetmef.developpement-durable.gouv.fr/>), possédant une résolution raffinée à l'approche des côtes françaises (Atlantique, Manche, mer du Nord).

Les auteurs constatent que l'effet du changement climatique au cours du XXI^{ème} siècle sur la génération et la propagation des vagues du large n'est pas significative.

On constate cependant des tendances à la diminution des hauteurs moyennes des vagues ainsi que du nombre de tempête et des tendances à l'augmentation des hauteurs extrêmes. La saisonnalité été/hiver est aussi plus marquée. La valeur moyenne de la houle augmente légèrement sur la Manche et Mer du Nord et diminue légèrement sur l'Océan Atlantique. Les valeurs extrêmes augmentent de 3% le long des côtes françaises de la Manche et de la Mer du Nord et de 1% le long des côtes françaises Atlantique. Les tempêtes sont moins nombreuses et légèrement plus fortes. La distribution des directions de houle ne change pas.

2.2 Propagation des vagues à la côte

Le dimensionnement des structures maritimes de protection vis-à-vis de l'action des vagues (digues, perrés) nécessite l'estimation préalable des forçages hydrauliques exercés sur l'ouvrage tels que la hauteur des houles de tempête et les surcotes associées. Ces grandeurs interviennent ainsi dans le calcul du débit franchissant l'ouvrage et de la stabilité des blocs de carapace. Les modèles numériques donnent accès à ces paramètres via le calcul des caractéristiques de la houle (hauteur, période et direction) en faibles profondeurs, ceci en fonction des conditions limites des états de mer au large, du vent en surface, du niveau d'eau, des courants, de la bathymétrie et du frottement sur le fond.

2.2.1 Modélisation numérique

Les modèles de propagation de houle retenus traitent respectivement de séries temporelles de vagues (FUNWAVE), du spectre de variance énergétique (SWAN) ou de paramètres intégrés tels que la hauteur significative spectrale H_{m0} (BEACH) ou la hauteur RMS des vagues H_{rms} (REEF 2000). Ces modèles sont appliqués dans le cas de vagues monodirectionnelles sur des profils bathymétriques supposés invariants par translation suivant un trait de côte rectiligne.

Le modèle FUNWAVE

FUNWAVE (Kirby et al., 1998) traite des processus à l'échelle temporelle de la vague en résolvant les équations de Boussinesq non linéaires étendues de Wei et al. (1995). La modélisation du déferlement est basée un mécanisme de dissipation localisé spatialement et temporellement sur le front des vagues faisant intervenir les formulations de la viscosité turbulente et du rouleau de surface proposée par Kennedy et al. (2000). Le frottement sur le fond est paramétré à partir du coefficient de Swart (1974) en fonction du diamètre des sédiments de fond. FUNWAVE est utilisé dans sa version unidimensionnelle horizontale FUNWAVE1D.

Le modèle SWAN

SWAN (Booij et al., 1999; Ris et al., 1999) est un modèle à phases moyennées qui résout l'équation de conservation du flux d'énergie de la houle appliquée au spectre de variance des vagues discrétisé en un nombre fini de fréquences et de directions. L'équation intègre en particulier les termes de dissipation d'énergie par (i) déferlement selon le modèle de Battjes et Janssen (1978) et (ii) frottement sur le fond proposé par Madsen et al. (1988). L'équation d'évolution du niveau moyen de la mer, « setup » ou « setdown », est résolue à partir du calcul des termes de forçages des contraintes de radiation des vagues. Des détails complémentaires sur les processus pris en compte (e.g., interactions entre triplets de fréquence...), les expressions mathématiques des différents termes de l'équation de conservation du flux d'énergie de la houle sont disponibles dans la notice technique de SWAN (SWAN team, 2009).

Le modèle BEACH

BEACH (Becq et Benoit, 1996) est un modèle à phases moyennées qui résout l'équation de conservation de l'énergie des vagues appliquée à un paramètre intégré tel que l'énergie totale de la houle E_{tot} ou la hauteur H_{m0} avec une célérité de groupe définie à partir de la période de pic T_p . Les 7 processus de dissipation par déferlement (cinq modèles de déferlement dont celui de Battjes et Janssen, 1978) et de frottement sur le fond (Izumiya et Horikawa, 1984) sont pris en compte. Le modèle résout également l'équation d'évolution du niveau moyen de la mer en fonction des termes de forçages par les vagues du mouvement moyen (contraintes de radiation).

Le modèle REEF 2000

REEF 2000 (Benoit, 1999) est un modèle à résolution de phase appliqué à l'équation de Berkhoff (1972) pour la hauteur H_{rms} . Dans la version de ce code, l'équation de Berkhoff est complétée de termes (i) supplémentaires prenant en compte les effets de forte pente et/ou de courbure des fonds et (ii) dissipatifs d'énergie sous l'effet du déferlement bathymétrique (neuf modèles de déferlement dont celui de Battjes et Janssen, 1978) et/ou du frottement sur le fond. Ces termes dissipatifs rendent l'équation de Berkhoff non linéaire. La résolution de cette équation est couplée à l'équation d'évolution du niveau moyen de la mer de la houle.

2.2.2 Approche simplifiée

Pour la propagation du large à la côte, une méthode empirique est utilisée : la méthode de Goda (2000). Les quatre paramètres principaux sont la houle au large (H'_0), la longueur d'onde au large (L_0), la profondeur au pied d'ouvrage (h) et la pente des fonds (m).

Goda propose deux formules pour estimer la hauteur de houle significative en pied d'ouvrage $H_{1/3}$: en faible profondeur ($h/L_0 < 0,2$) et en grande profondeur ($h/L_0 > 0,2$).

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'_0 & \text{pour } h/L_0 > 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{\max} H'_0, K_s H'_0\} & \text{pour } h/L_0 < 0.2 \end{cases}$$

K_s est le coefficient de shoaling. β_0 , β_1 et β_{max} sont des coefficients définis par :

- $\beta_0 = 0.028 (H_0/L_0)^{-0.38} \exp(20m^{1.5})$
- $\beta_1 = 0.52 \exp(4.2m)$
- $\beta_{max} = \max[0.92 ; 0,32(H_0/L_0)^{-0.29} \exp(2,4m)]$

En faible profondeur la formule s'exprime sous forme d'un minimum de trois fonctions. Elle est illustrée par la Figure 8 figure suivante qui met en évidence trois zones : zone de shoaling, zone intermédiaire et zone de déferlement.

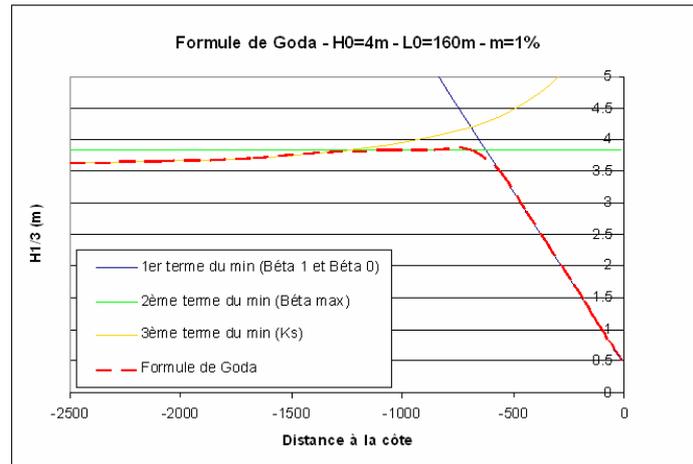


Figure 8 : Evolution de la hauteur de houle du large à la côte selon Goda.

Cette formule simplifiée ne prend pas en compte des phénomènes bidimensionnels comme la réfraction et la diffraction de la houle.

2.2.3 Comparaison entre les modèles numériques et l'approche simplifiée

Une comparaison a été effectuée entre les modèles numériques et l'approche simplifiée en faible profondeur en zone de déferlement (voir Annexe 2 pour les détails). Sur la Figure 9, le coefficient β_1 est retrouvé pour des faibles pentes pour la formule de Goda, le modèle Beach et le modèle Swan. Si les résultats coïncident bien pour des faibles pentes de fonds, à partir d'une pente de 5 % le résultat des différents modèles divergent.

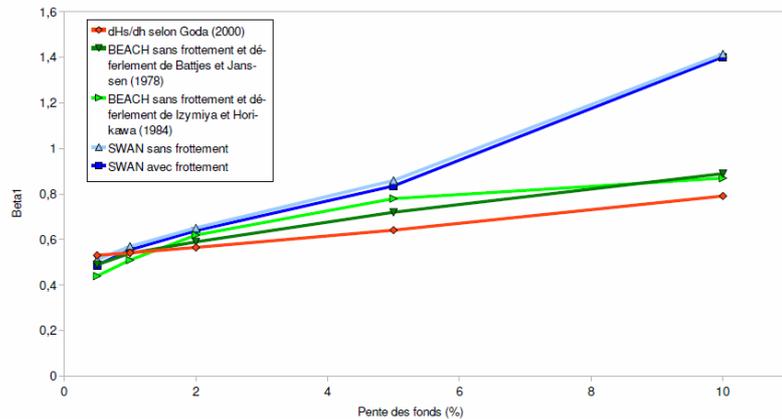


Figure 9 : Evolutions de dH_{m0}/dh en fonction de la pente des fonds évaluée analytiquement à partir de la formule de Goda (2000) et calculées par BEACH et SWAN.

L'approche empirique de Goda (2000) est appropriée pour des bathymétries peu perturbées et en faibles pentes. Il est éventuellement nécessaire d'ajouter un coefficient de réfraction pour des houles obliques.

2.3 Impact du changement climatique

2.3.1 Franchissement

Les infrastructures maritimes sont classiquement dimensionnées grâce aux houles incidentes de projet et aux niveaux d'eau de projet sans tenir compte d'une corrélation entre ces deux variables.

Dans le but d'étudier les impacts et conséquences du changement climatique sur le franchissement les formules du TAW (TAW, 2002) sont utilisées : elles relient la revanche de l'ouvrage (R_c) (différence entre les cotes de crête et niveau d'eau de dimensionnement) aux caractéristiques de la houle de dimensionnement (hauteur H_{m0} et période via le paramètre de déferlement $\xi_{m-1,0}$) en tenant compte de la pente de l'ouvrage (α), obliquité de la houle (γ_β), du type de revêtement du talus (γ_t) et de la réduction en présence d'une berme (γ_b).

$\xi_{m-1,0} > 7$ (en faible profondeur d'eau)	$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.21 \exp \left[\frac{-R_c}{\gamma_f \gamma_\beta H_{m0} (0.33 + 0.022 \xi_{m-1,0})} \right]$
$\xi_{m-1,0} > 2$	$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = C \exp \left[-D \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right]$
$\xi_{m-1,0} < 2$	$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{A}{\tan \alpha} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp \left[-B \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{m-1,0} \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta} \right]$

Tableau 2 : Formules de franchissement (TAW 2002) et leurs domaines de validité.

La méthode analytique est développée autour de la formule de Goda (2000) afin d'analyser les effets du changement climatique sur la houle à la côte. Cette formule a pour paramètres principaux, la hauteur de houle significative au large (H'_0) et la profondeur d'eau au pied de l'ouvrage (h). Trois termes interviennent : un terme correspondant au shoaling ($K_s H_0$), un autre pour le déferlement ($\beta_0 H_0 + \beta_1 h$) et le dernier permettant de faire le lien entre la phase de shoaling et de déferlement ($\beta_{max} H_0$).

Dans nos hypothèses, le changement climatique a deux effets principaux :

- L'augmentation du niveau de la mer
- Et, une variation de la hauteur houle au large

Les deux effets modifient le climat de houle à la côte : la variation de la houle est notée ΔH_s . Dans la zone de déferlement, le premier terme de la formule de Goda prévaut :

$$H_s = \beta_0 H'_0 + \beta_1 h$$

L'étude de la variation conduit à la formule suivante :

$$\Delta H_s = \mu \beta_0 \Delta H'_0 + \beta_1 \Delta h$$

où μ est un coefficient issu de la dérivation.

Puis, du fait de la prépondérance du terme lié à la profondeur d'eau, la formule simple suivante peut être retenue (valable en zone de déferlement et pour une pente des fonds faible devant l'ouvrage) :

$$\Delta H_s \approx \Delta H_{m0} \approx 0,55 \Delta h$$

Avec le changement climatique, les paramètres de dimensionnement qui vont changer sont d'une part H_{m0} la hauteur significative de houle calculée à partir du spectre au pied de l'ouvrage et d'autre part la revanche R_c (le niveau de la crête de l'ouvrage par rapport au niveau moyen de la mer). La variation de la revanche est directement liée à la remontée du niveau moyen de la mer $\Delta R_c = - \Delta h$. Utilisant le logarithme de la formule de TAW (2002) en faible profondeur, nous obtenons le débit spécifique avant et après changement climatique. En soustrayant les deux équations et en faisant l'hypothèse de petites variations, l'équation suivante est trouvée :

$$\frac{\Delta q}{q} = \left[\frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{0,33 + 0,022 \xi_{m-1,0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} + \frac{3}{2} \right] \frac{\Delta H_{m0}}{H_{m0}} + \left[\frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{0,33 + 0,022 \xi_{m-1,0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right] \frac{\Delta h}{R_c}$$

Deux termes ont un impact sur l'augmentation du franchissement: d'abord l'augmentation de la hauteur significative de houle à l'ouvrage et ensuite la remontée du niveau moyen de la mer.

2.3.2 Stabilité

En utilisant la formule de Van Gent en très faibles profondeurs :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,75 \sqrt{\cot \alpha} \left(1 + \frac{D_{n50 \text{c\^a}re}}{D_{n50}} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2}$$

La variation du niveau de dommages s'exprime selon la formule suivante : $\frac{\Delta S_d}{S_d} = 5 \frac{\Delta H_s}{H_s}$

Le taux d'augmentation du dommage est cinq fois plus important que le taux d'augmentation de la hauteur significative.

2.3.3 Conclusions

La remontée du niveau moyen de la mer a un double impact sur les digues : un impact direct et un impact indirect du fait de l'augmentation de la hauteur de houle au pied de l'ouvrage

L'impact de la remontée du niveau moyen de la mer peut être considéré comme un déplacement des ouvrages vers le large. L'impact en termes de variation de houle est quasi nul au large mais très fort en faibles profondeurs.

2.4 Analyse préliminaire du renforcement des digues

2.4.1 Revanche

Formules d'estimations de la cote de la crête de la digue

Les résultats de l'étude analytique sont réutilisés dans les formules de franchissement. La variation de la revanche entre l'état final (avec élévation du niveau d'eau) et l'état actuel, avec un développement limité à l'ordre 1, conduit à la formule simple suivante pour des débits faibles (i.e. $q < 5 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ml/s}$).

$$\Delta D = [1 - 0,55\gamma_f\gamma_\beta(0,33 + 0,022\xi)\ln q]\Delta h$$

Comparaison de la formule simplifiée avec l'emploi du modèle numérique REEF

Pour comparer les résultats obtenus par la simplification, ceux-ci ont été confrontés aux résultats obtenus par l'emploi classique de la méthode de dimensionnement : calculs des houles à la côte par un modèle numérique et utilisation des formules de franchissements.

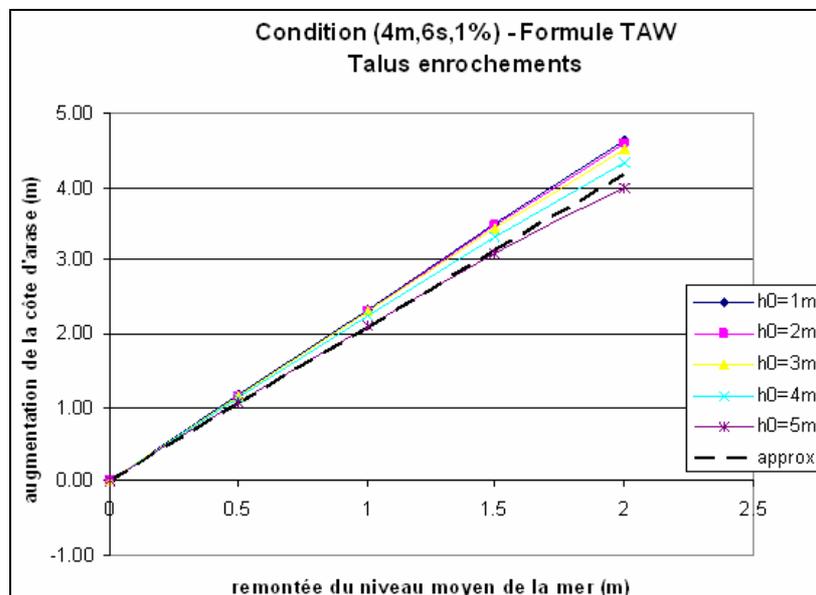


Figure 10 : Rehausse de l'ouvrage en fonction de l'élévation du niveau de la mer (ENM) croisée avec la profondeur initiale au pied de l'ouvrage (h_0).

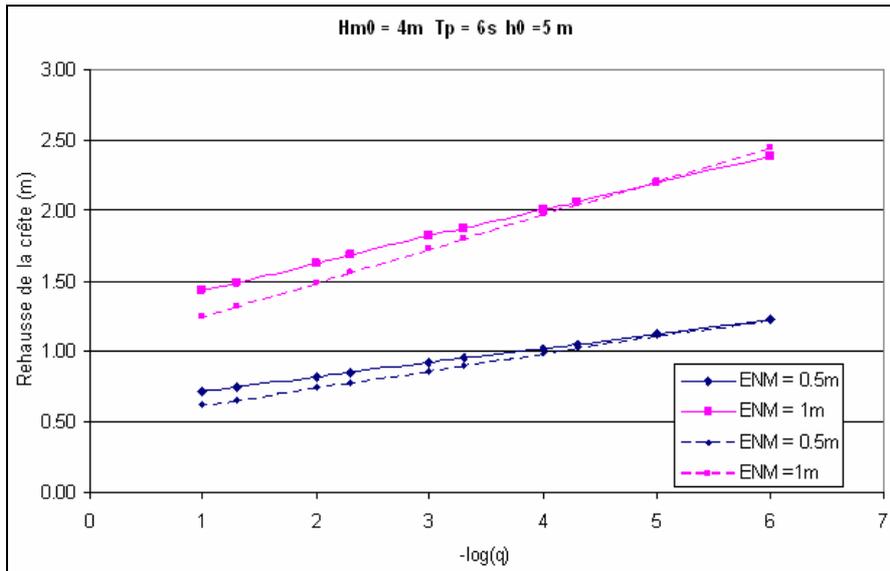


Figure 11 : Rehausse de l'ouvrage en fonction de l'élévation du niveau de la mer (ENM) croisée avec la profondeur initiale au pied de l'ouvrage (h_0) (3a) et le débit d'étude.

La formule simplifiée proposée donne une erreur moyenne de 7% sur l'ensemble des cas étudiés (erreur maximum de 12%) par rapport à la méthode sans simplification.

On pourra retenir l'ordre de grandeur suivant pour cette méthode : pour conserver la performance hydraulique sur des ouvrages en enrochements, il faut, en fonction des débits, rehausser l'ouvrage de 1.50 m à 2.50 m pour une élévation du niveau d'un mètre. Pour des ouvrages imperméables, l'ouvrage devrait être rehaussé de trois mètres. Nous verrons plus loin que l'approche statistique d'une part et des solutions alternatives de renforcement d'autre part réduisent sensiblement ces premières estimations.

2.4.2 Taille des blocs

Quelques soient les conditions de houles aux larges, les ouvrages implantées dans des zones très peu profondes : hauteur en pied de 0 à 2 m risquent d'après les calculs de subir de très fort dommages sur leurs carapaces. Les ouvrages les plus concernés risquent d'être les ouvrages de haut de plage.

Emploi du modèle numérique REEF et des formules de stabilité de Van der Meer

Une fois de plus, un caractère linéaire (évolution du poids des blocs) se dégage des résultats sur des pentes de 1% sur la Figure 12. Le poids nécessaire des blocs augmente donc linéairement avec la remontée du niveau moyen de la mer.

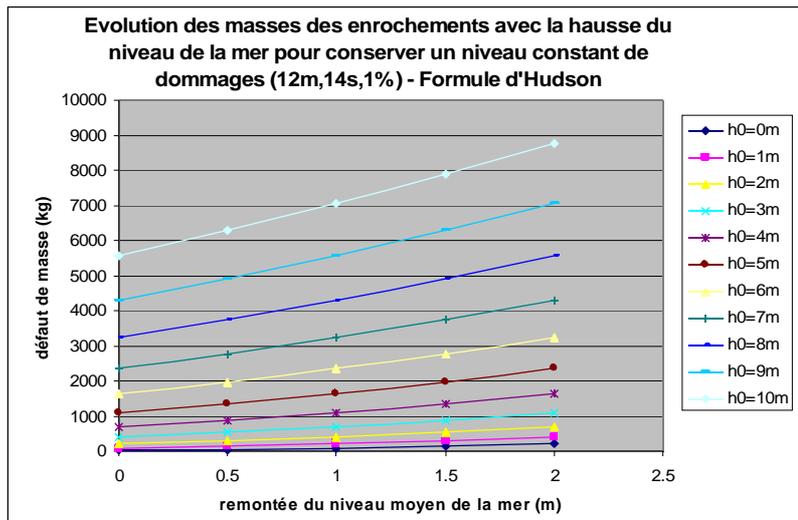


Figure 12 : Evolution des masses des enrochements sur faible pente.

Pour des pentes plus fortes, l'évolution du poids des blocs ne suit pas une évolution simple pour deux raisons :

- Le comportement de la houle ne dépend pas toujours linéairement de la profondeur proche de l'ouvrage (effet de shoaling)
- Le type de déferlement sur l'ouvrage change selon les conditions de profondeurs. Ainsi, il y a une transition entre la formule plongeante et la formule gonflante de Van der Meer, selon les conditions.

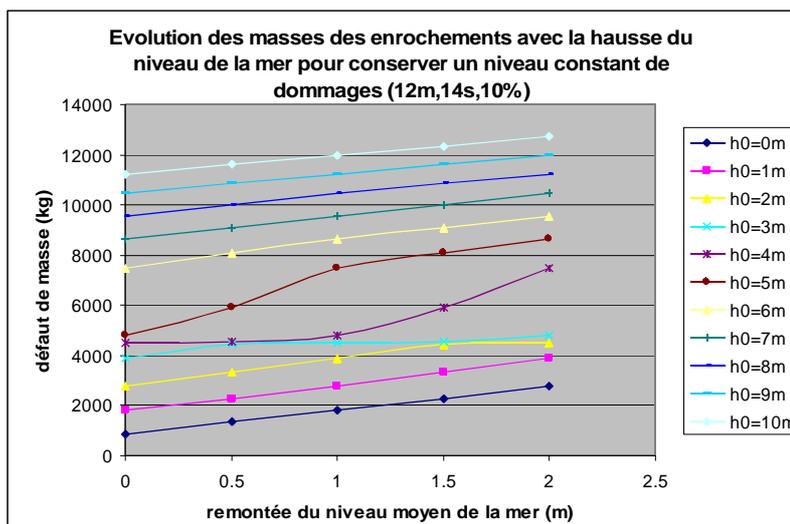


Figure 13 : Evolution des masses des enrochements sur forte pente.

Un travail de simplification sur les formules peut donc être opéré de la même façon que pour les franchissements en utilisant les hypothèses de faibles profondeurs et de faibles pentes. Dans les cas présentés avec ces hypothèses, le déferlement calculé par Van der Meer est plongeant.

On obtient ainsi la formule suivante : $\Delta W_{50} = 1,5 \frac{W_{50initial}}{h} \Delta h$

CHAPITRE 3 : APPROCHE STATISTIQUE

Dans ce chapitre, une méthode originale est proposée. Il s'agit d'une méthode statistique basée sur une méthode de Monte Carlo et sur les probabilités conjointes (Houle, Niveau) sur lesquelles certains auteurs ont déjà travaillé. DEFRA / Environment Agency résume, en 2005, l'ensemble de ces travaux et propose un guide méthodologique sur les méthodes de probabilités conjointes pour le domaine de l'aménagement côtier [DEFRA / Environment Agency, 2005]. Sur la base de ces méthodes, des bases de données (Houle, Niveau) ont été construites sur deux sites d'études (St Malo et Deauville). Ces bases de données représentent 10 000 ans de données de pleines mers soit 7 060 000 de conditions exploitables. Ces dernières ont été ensuite propagées et les franchissements induits ont été déterminés en faisant varier le niveau moyen de la mer.

Ainsi, ce chapitre présente en première partie les méthodes utilisées pour créer les bases de données, la méthode de propagation et le calcul des franchissements. Puis, les deux types de résultats obtenus sont expliqués et présentés :

- l'évolution des périodes de retour des événements de franchissements avec une augmentation du niveau d'eau ;
- le rehaussement des ouvrages nécessaire pour conserver les mêmes périodes de retour de franchissements.

3.1 Les deux sites

Deux sites ont été choisis pour l'étude statistique. En l'absence d'information un ouvrage fictif a été dimensionné sur Saint-Malo. Nous avons en revanche testé la méthode sur un ouvrage réel : la digue de Deauville près du Havre.

L'ouvrage fictif a été dimensionné avec les formules précédentes de franchissement avec le débit de franchissement spécifique $q = 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/ml}$ pour une hauteur de houle annuelle ($H_s = 4,05 \text{ m}$) et le niveau annuel ($N = 13,33 \text{ m}$).

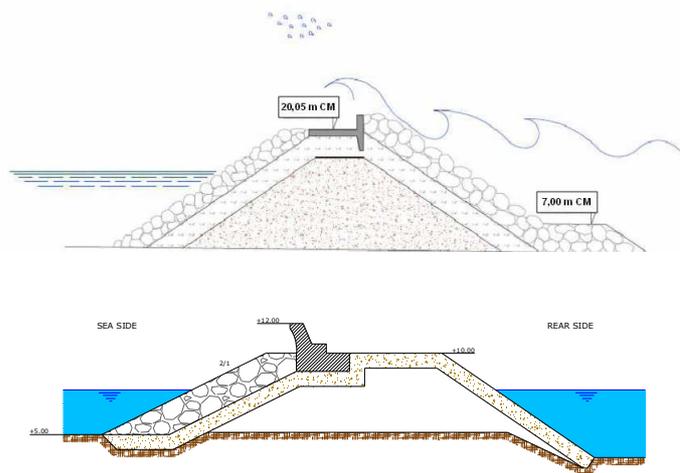


Figure 14 : Digue de Saint Malo (haut) et Deauville (bas).

3.2 La méthode

3.2.1 Génération des houles et des niveaux

La méthode mise en œuvre est décrite par Hawkes (2002). Le principe de cette méthode repose sur la modélisation de la dépendance vague/surcote à partir d'un échantillon d'observation simultanée de vagues et de surcotes afin de générer, par simulation de Monte Carlo, un échantillon de données fictives simultanées de vagues et de surcotes sur une durée importante. S'intéressant à des franchissements de période de retour importante, la durée de simulation est portée à 10 000 ans.

Cette méthode nécessite dans un premier temps une analyse distincte des probabilités d'occurrence de hauteur de vague de pleine mer (hauteur significative maximale atteinte entre deux pleines mers consécutives) et des surcotes de pleine mer (différence entre le niveau maximum observé et prédit au voisinage du moment de pleine mer). Dans un second temps la modélisation de la dépendance vague/surcote est effectuée, via un changement de variable (transformation en distribution normale centrée), dans un espace de travail normalisé (fonction normale bivariée).

Les différentes étapes de la méthode sont les suivantes :

- sélection des données de hauteur de vague, H_s , et de surcotes, s , de pleine mer ;

- détermination des fonctions de distribution des données H_s et s ;
- changement d'espace de travail par un changement de variables : H_s et s transformées en x et y ;
- dans le nouvel espace, modélisation de la dépendance entre x et y ;
- dans le nouvel espace, simulation des concomitances (x,y) sur 10 000 ans ;
- retour dans l'espace réel, calcul des concomitances (H_s,s) par changement de variable inverse ;
- calcul des hauteurs de marée prédites sur la période de Saros (6 586 jours) ;
- tirage de 10 000 ans de hauteurs de marée de pleine mer, m , parmi les valeurs obtenues sur la période de Saros ;
- ajout de la composante marée, m , à la surcote de pleine mer, s , afin d'obtenir des concomitances (H_s, N) sur 1000 ans (où $N = s+m$).

Les observations de niveaux d'eau proviennent des marégraphes de Saint-Malo (propriété SHOM / CCI pays de Saint-Malo / DDTM Ille-et-Vilaine) et Le Havre (propriété SHOM / GPM du Havre). Elles sont mises à disposition sur le site des réseaux de référence des observations marégraphiques (<http://refmar.shom.fr>). Les observations de hauteur vagues proviennent de la base de données ANEMOC (atlas numérique d'états de mer ANEMOC le long des côtes françaises construit dans le cadre d'une collaboration entre EDF R&D-LNHE et le CETMEF). Les calculs de marée sont effectués à l'aide du logiciel PREDIT du SHOM.

Une méthode statistique plus simple basée sur la copule de Gumbel est aussi proposée en Annexe 3.

3.2.2 Formules utilisées

Pour la propagation de la houle du large à la côte, une méthode analytique est utilisée. Il s'agit de la méthode de Goda (2000). Il s'agit d'une méthode prenant en compte la hauteur de la houle au large, sa longueur d'onde, la profondeur et la pente des fonds. Cette méthode empirique à l'avantage d'être simple (permettant de calculer rapidement les 7 060 000 des conditions) et est relativement précise. Ensuite, une fois les conditions connues au droit de l'ouvrage, les franchissements sont déterminés à l'aide des formules du TAW (2002).

3.2.3 Dignes étudiées

Deux sites d'études ont été choisis. Le problème, dans la recherche d'ouvrages intéressants à étudier, a été de connaître les hypothèses de conception initiale pour estimer l'impact d'une remontée du niveau de la mer sur le dimensionnement actuel des ouvrages. En l'absence de ces informations, une digue fictive (Saint-Malo) a été dimensionnée avec les pratiques actuelles. Néanmoins, nous avons appliqué malgré tout la méthode sur un ouvrage réel sur le site de Deauville. La digue fictive de Saint-Malo est dimensionnée à partir des formules précédemment citées avec un débit $q = 10^{-3} \text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$, pour la houle annuelle ($H_s = 4,05 \text{ m}$) et le niveau annuel ($N = 13,33 \text{ m}$).

3.3 Les résultats

Les résultats obtenus sont de deux types. Premièrement, le débit de dimensionnement est fixé et l'évolution de sa période de retour avec le changement climatique est recherchée. Puis, la période de retour du débit est fixée pour déterminer la hauteur de la rehausse de la digue nécessaire pour conserver la même performance hydraulique (i.e. le débit). Pour résumer, dans la première partie, la cote d'arase de la digue est fixée et, dans la seconde partie, le débit est fixé. Plusieurs scénarios sont pris concernant l'évolution des niveaux d'eau, en lien avec les estimations de l'ONERC (2010):

- + 40 cm, hypothèse optimiste ;
- + 60 cm, hypothèse pessimiste ;
- + 100 cm, hypothèse extrême.

Dans cette partie, l'arase de la digue est fixée. On cherche à connaître la période de retour du débit de dimensionnement avec une augmentation du niveau d'eau. Sur le graphique ci-dessous (Figure 15) illustrant l'ouvrage de Saint-Malo, en ordonnées sont représentées les hauteurs de houles au large (H_s) et en abscisses les niveaux d'eau ($N = \text{marée} + \text{surcotes}$). Les courbes concaves représentent les courbes d'isoprobabilité des couples (hauteurs de houle, niveaux). Tous les couples (H_s, N) situés sur une même courbe ont la même période de retour. Par exemple, le couple (H_1, N_1) et (H_2, N_2) ont la même période de retour : 20 ans.

Les courbes convexes représentent les courbes d'iso-débits. Le couple (Ha, Na) et (Hb, Nb) provoquent le même débit par-dessus l'ouvrage. Les points de couleurs représentent les 7 060 000 conditions (couples) : les points roses dépassant le débit. On remarquera qu'une partie des points bleus (partie en bas à gauche) ne figure pas. Les conditions correspondant à ces points n'ont pas été calculées car ce sont des conditions peu sévères et par conséquent ne contribuent pas aux résultats. Cela permet surtout de réduire le temps de calculs.

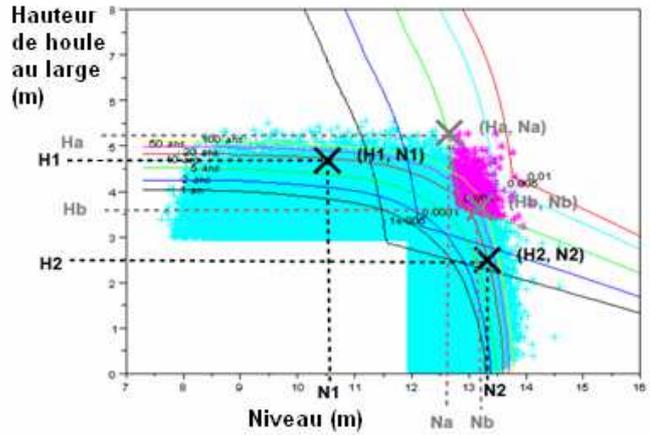
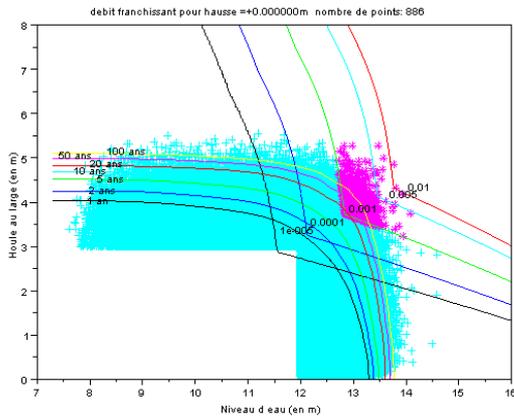


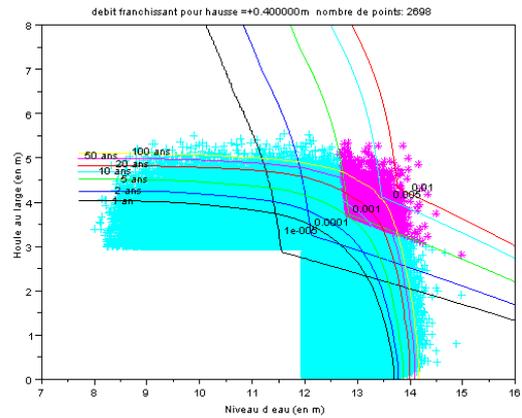
Figure 15 : Explications graphiques des résultats.

3.3.1 Evolution des débits de franchissement avec l'augmentation du niveau moyen des mers

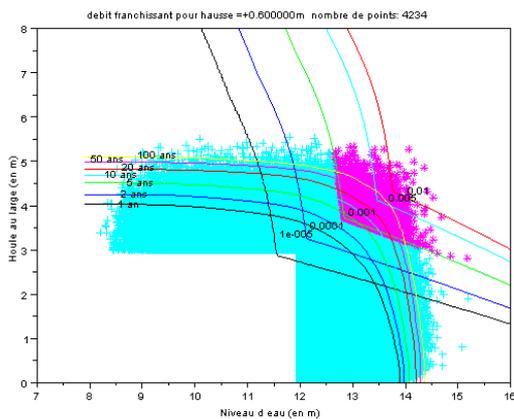
Les quatre courbes suivantes présentent les résultats pour différentes élévations du niveau d'eau (0, 40, 60 et 100 cm).



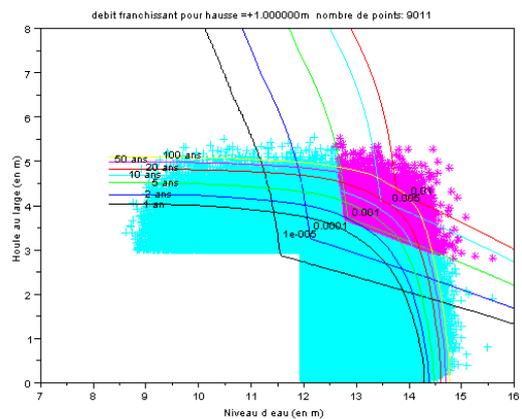
a) situation actuelle



b) élévation du niveau de la mer : + 40cm



c) élévation du niveau de la mer : + 60cm



d) élévation du niveau de la mer : + 100cm

Figure 16 : Evolution des périodes de retour sur Saint-Malo en fonction de l'élévation du niveau de la mer.

Les résultats pour Saint-Malo et pour Deauville sont rassemblés dans les deux tableaux suivants (Tableau 3 et Tableau 4).

Digue fictive de St Malo – $q = 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/ml}$				
Augmentation du niveau d'eau (cm)	0	40	60	100
Nombre d'occurrences ($q > 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/ml}$) (-)	886	2698	4234	9011
Période de retour correspondante (an)	12	3	2,4	1,1

Tableau 3 : Evolution des périodes de retours pour St Malo.

Digue de Deauville – $q = 5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$				
Augmentation du niveau d'eau (cm)	0	40	60	100
Nombre d'occurrences ($q > 5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$) (-)	10	71	218	2437
Période de retour correspondante (an)	1000	141	46	4

Tableau 4 : Evolution des périodes de retours pour Deauville.

Le débit d'étude pour Deauville est fort ($5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$, débits provoquant le naufrage des plus petits navires en arrière de la digue à cause des franchissements [CIRIA, CUR, CETMEF, 2009]). C'est pour cela que sa période de retour actuelle est importante (1 000 ans). La grande valeur de sa période de retour initiale implique une variation rapide de cette valeur avec la hausse du niveau. En effet, 886 couples (soit une période de retour de 12 ans) ont, à St Malo, des débits supérieurs à $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/ml}$ (correspondant à un seuil de dangerosité pour du personnel formé [CIRIA, CUR, CETMEF, 2009]) alors que 10 couples (soit une période de retour de 1 000 ans) ont des débits supérieurs à $5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$ à Deauville. Lorsque les calculs sont réalisés avec 40 cm de niveau d'eau supplémentaire, le nombre de couples supérieurs au débit de $5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$ est de 71 (soit une période de retour de 141 ans) alors que le nombre de couples supérieur au débit de $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/ml}$ est de 2 698 (soit une période de retour de 3 ans). Il y a donc une décroissance beaucoup plus brutale pour les périodes de retour pour le cas de Deauville (facteur 7) que pour Saint-Malo (facteur 3) qui est expliquée par la densité de points ou de conditions (H,N) concernée par des débits supérieurs aux débits d'étude.

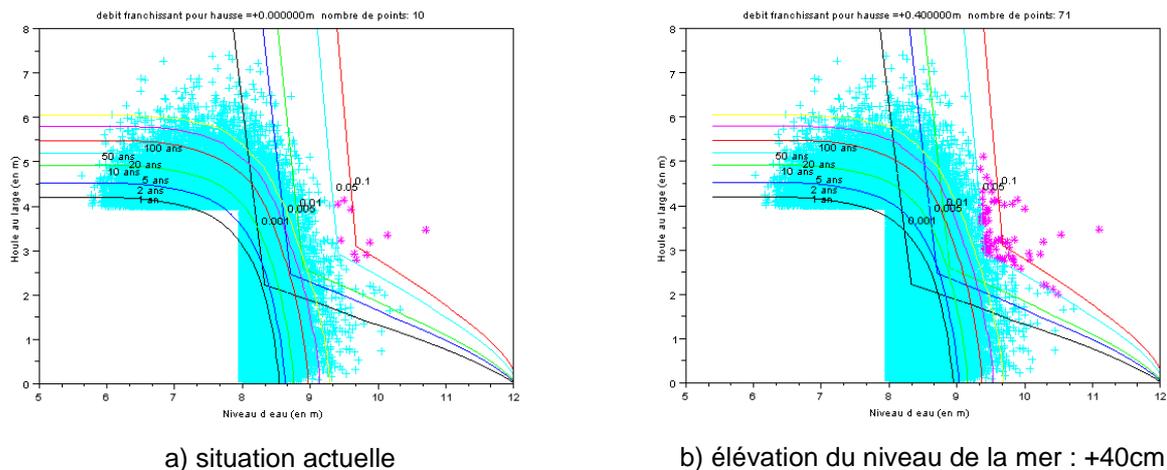


Figure 17 : Exemples sur Deauville.

3.3.2 Évolution des côtes d'arase avec l'augmentation du niveau moyen des mers

Désormais, la période de retour du débit franchissant de dimensionnement est fixée à sa valeur initiale (1 000 ans pour Deauville et 12 ans pour St Malo). L'évolution de la hauteur de la digue, afin de conserver le débit pour un niveau d'eau inchangé, est étudiée. Les graphiques suivants ressemblent beaucoup aux graphiques précédents. En effet, on peut retrouver les mêmes ordonnées, les mêmes

abscisses, et les mêmes courbes d'iso-probabilité. Cependant, on ne retrouve pas des courbes d'iso-débit, mais cette fois-ci des courbes iso-arase. Il peut être difficile d'appréhender ce concept physiquement. Il s'agit en fait de l'ensemble des couples (Hs,N) qui, pour un débit donné, donne par les formules du TAW, la même côte de crête d'ouvrage. Les points de couleurs représentent toujours les 7 060 000 conditions (couples). Par contre, comme les calculs sont faits à période de retour constante, le nombre de points roses est le même sur tous les graphiques : le nombre d'occurrence est conservé quel que soit le niveau d'eau. Les quatre courbes suivantes (Figure 18) présentent les résultats pour différentes élévations du niveau d'eau (0, 40, 60 et 100 cm).

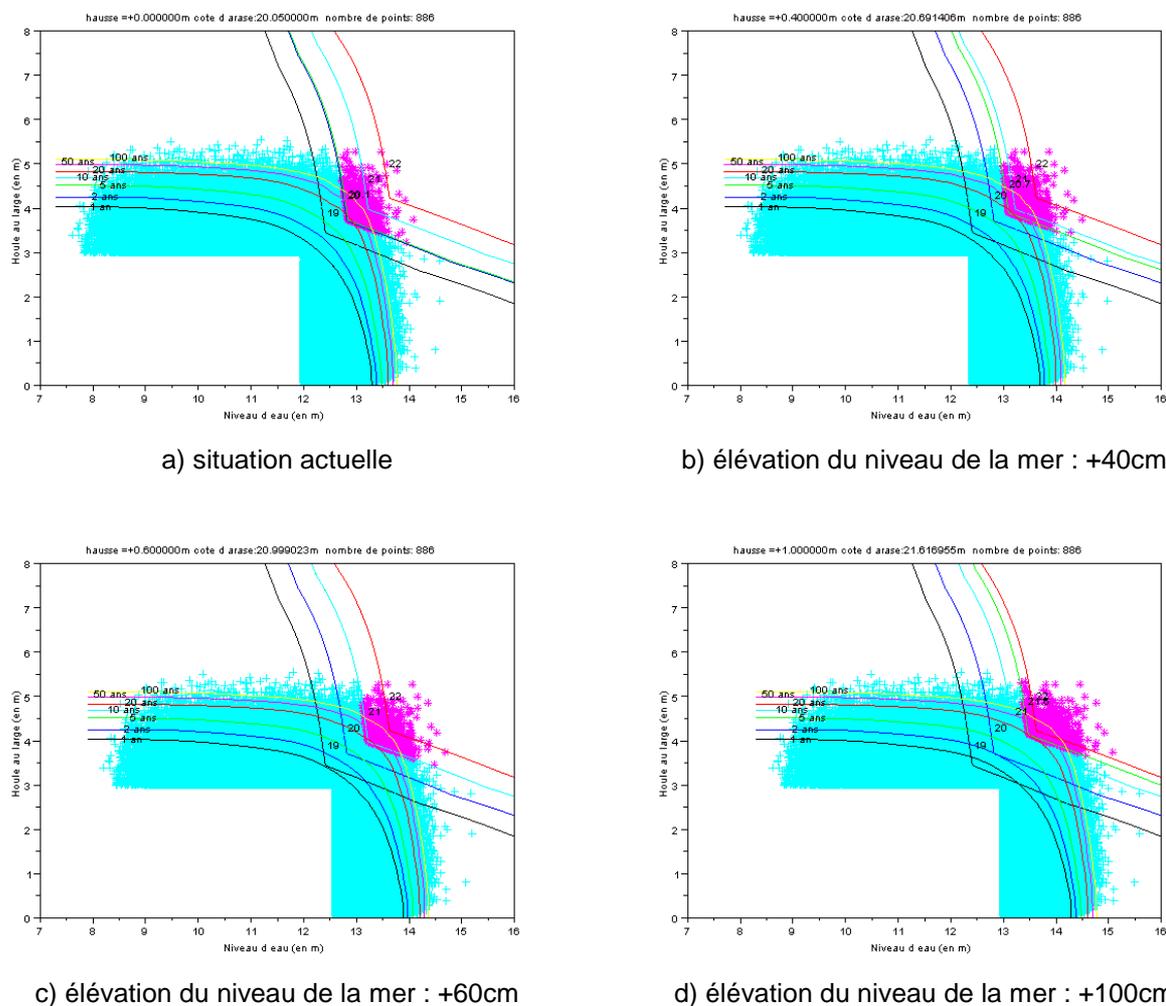


Figure 18 : Evolution des cotes d'arase sur Saint-Malo en fonction de l'élévation du niveau de la mer.

Les résultats pour Saint-Malo et pour Deauville sont rassemblés dans les deux tableaux suivants (Tableau 5 et Tableau 6).

Digue fictive de Saint-Malo – $q = 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/ml}$				
Augmentation du niveau d'eau (cm)	0	40	60	100
Augmentation de la cote d'arase de la digue (cm)	0	70	100	161

Tableau 5 : Évolution des cotes d'arase pour St Malo.

Digue de Deauville – $q = 5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$				
Augmentation du niveau d'eau (cm)	0	40	60	100
Augmentation de la cote d'arase de la digue (cm)	0	57	85	140

Tableau 6 : Évolution des cotes d'arase pour Deauville.

3.4 Confrontation des résultats de l'étude analytique et de l'étude statistique

Pour des ouvrages en enrochements, l'étude analytique montre que pour une élévation d'un mètre du niveau de dimensionnement, la rehausse de l'ouvrage est comprise entre 1,50 m et 2,50 m en fonction des débits d'étude : pour un débit de $5.10^{-2} m^3/s/ml$, la rehausse est comprise entre 1,65m et 1,85m, alors que pour un débit de $10^{-3} m^3/s/ml$ cette rehausse est comprise entre 1,80 m et 2,10 m.

Les résultats de l'analyse statistique modèrent donc ces résultats car la rehausse prévue est de 1,40 m (Deauville) et 1,61m (Saint-Malo) respectivement pour 5.10^{-2} et $10^{-3} m^3/s/ml$.

Cette différence vient du fait que dans l'analyse statistique, l'ensemble des conditions de houle est pris en compte (conditions de déferlement et conditions de shoaling) alors que dans l'étude analytique seules les houles en conditions de déferlement sont étudiées.

En outre, par lecture graphique, en mesurant la distance entre les lignes d'iso-rase, les résultats de l'étude analytique peuvent être retrouvés. On obtient donc pour Deauville, une rehausse de 1.74m et pour Saint-Malo de 2.10m, pour une élévation du niveau d'eau d'un mètre. Ces résultats sont concordant avec ceux cités juste avant. La Figure 19 illustre les résultats pour Deauville. Pour un événement en condition de déferlement, la réhausse serait de 1,74 m et pour un événement en condition de shoaling de 1m. L'approche moyenne statistique qui intègre tous les événements donne un résultat intermédiaire soit 1,40 m.

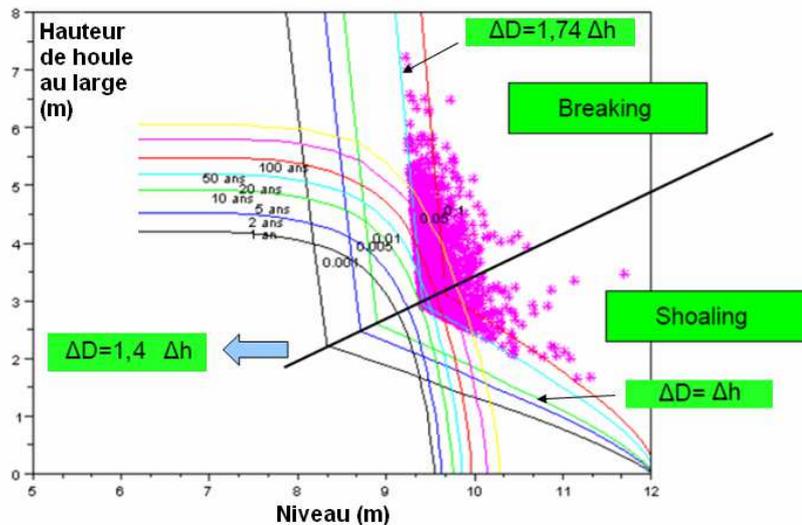


Figure 19 : Analyse pour le cas de Deauville.

3.5 Conclusions

L'étude permet d'aboutir à plusieurs résultats. Premièrement, cette étude montre que la période de retour des débits franchissants diminue très vite avec l'augmentation du niveau de la mer. Cette diminution est graduée en fonction du débit étudié. En corolaire, l'étude permet d'estimer la rehausse des ouvrages nécessaire pour conserver les débits initiaux en fonction de l'élévation du niveau de la mer. Les résultats modèrent les précédents résultats issus d'une approche analytique. La précédente étude s'intéressait à des ouvrages implantés en zone de déferlement et menait à une rehausse avoisinant les deux mètres. Les résultats sont ici plus généraux car ils intègrent à la fois des événements en zone de déferlement et en zone de shoaling.

Le second résultat intéressant est la méthode en elle-même. Il s'agit en fait d'une méthode de dimensionnement d'ouvrage avec une nouvelle vision. Dans cette méthode, la cote d'arase de la digue est uniquement déterminée à l'aide du débit franchissant et de sa période de retour. Dans la pratique actuelle, pour dimensionner un ouvrage, la houle de projet (associée à une période de retour), le niveau de projet (associé à une période de retour) et un débit franchissant sont nécessaires. Dans cette dernière méthode, le choix des périodes de retour associées aux paramètres (houle et niveau) sont souvent arbitraires. La nouvelle méthode est beaucoup plus concrète : le maître d'ouvrage se limite à donner le débit franchissant qu'il s'autorise et la période de retour associée. Néanmoins, la méthode reste compliquée à ce stade en termes de mise en œuvre (base de donnée importante à générer puis à propager) et en précision (propagation simplifiée).

Avertissement : Le recours au calcul constitue pour l'ingénieur une attitude spontanée lui permettant de limiter l'aspect arbitraire inévitable que revêtent les choix des paramètres ou des dispositions qu'il retiendra pour son projet. Les méthodes de calcul et leurs modalités de mise en œuvre font, d'une façon générale et dans une certaine mesure, l'objet, de la part de la communauté scientifique, d'un certain consensus qui autorise une certaine uniformité de pratiques. Il faut toutefois garder présent à l'esprit que tout calcul représente un modèle de représentation simplifiée de l'état d'un ouvrage et des

sollicitations auxquels il sera soumis durant sa durée de vie prévue. L'ensemble des paramètres significatifs à retenir pour définir un ouvrage (sans doute jamais aussi uniforme que ses plans pourraient le laisser supposer), son environnement et leur interaction reste suffisamment vaste pour que les choix de l'ingénieur conduisent à de sensibles variations. C'est pourquoi les résultats des calculs réalisés pour estimer la performance des ouvrages en fonction des conditions naturelles et de leur évolution demandent à être relativisés, recoupés et complétés par des approches qualitatives plus difficiles à formater. En particulier, l'examen du comportement de la structure depuis sa construction et l'analyse de la pertinence des caractéristiques de ses éventuelles réparations ou renforcements successifs constituent des outils d'évaluation intéressants de performances et d'adéquation des paramètres définissant l'ouvrage en fonction du rôle que les concepteurs ont souhaité lui voir jouer. L'Annexe 4 développe ces différents aspects et explicite les pratiques à la disposition des techniciens. L'Annexe 5 illustre en particulier l'intérêt de l'approche historique pour la digue de Paramé à Saint-Malo avec l'analyse des brèches observées sur la digue.

CHAPITRE 4 : RENFORCEMENT DES OUVRAGES MARITIMES

Nous avons étudié expérimentalement, en canal à houle, différentes solutions de renforcement de digues portuaires permettant de conserver les caractéristiques, en stabilité et en franchissement, suite à une remontée maximale du niveau moyen de la mer de 1 m.

Cette étude expérimentale a nécessité plusieurs étapes qui sont rapportées dans les différentes parties de ce rapport. Ces étapes sont :

- Le choix des climats de houle de référence à tester, la bathymétrie, le dimensionnement d'une digue de référence, le choix de l'échelle pour la modélisation physique ;
- Une analyse des houles obtenues dans le canal et le choix des grandeurs à retenir pour comparer les comportements des différents ouvrages testés ;
- Une campagne de mesure avec l'ouvrage de référence et les climats de houle de référence pour déterminer sa plage de fonctionnement acceptable et l'effet d'une surélévation du niveau moyen de 0,5 m sur l'ouvrage non renforcé (section 3.1) ;
- Une analyse de différentes solutions de renforcement de l'ouvrage (section 3.2).

Cette étude a été réalisée au Laboratoire Ondes et Milieux Complexes FRE-CNRS 3102 de l'Université du Havre en 2010 et 2011. Le dimensionnement du modèle de référence est présenté en Annexe 6.

4.1 Comportement de l'ouvrage de référence sous conditions initiales de niveau moyen et pour une surélévation de 0,5 m

Afin de comparer les différentes configurations de renforcement entre elles et vérifier si elles permettaient de retrouver le comportement initial (état normal du niveau moyen et ouvrage de référence) il était nécessaire de caractériser le comportement de l'ouvrage de référence dans les conditions normales de niveau d'eau moyen.

4.1.1 Conditions expérimentales

Le niveau d'eau moyen initial est $h = 7$ m en nature et 0,23 m en canal. Pour mesurer les volumes de franchissement un bac de réception a été placé à l'arrière de l'ouvrage avec une pompe de vidange. Les volumes refoulés par la pompe étaient mesurés par des compteurs à eau et retournés dans le canal pour conserver le niveau d'eau moyen. Pour estimer la tenue en stabilité de la carapace, deux photographies en vue de dessus sont réalisées, une avant l'essai et l'autre à la fin de l'essai. La comparaison des deux photographies permettait de quantifier les déplacements des blocs. La Figure 20 présente la section de la digue et le Tableau 7 et le Tableau 8 précisent les granulométries du noyau et du filtre.

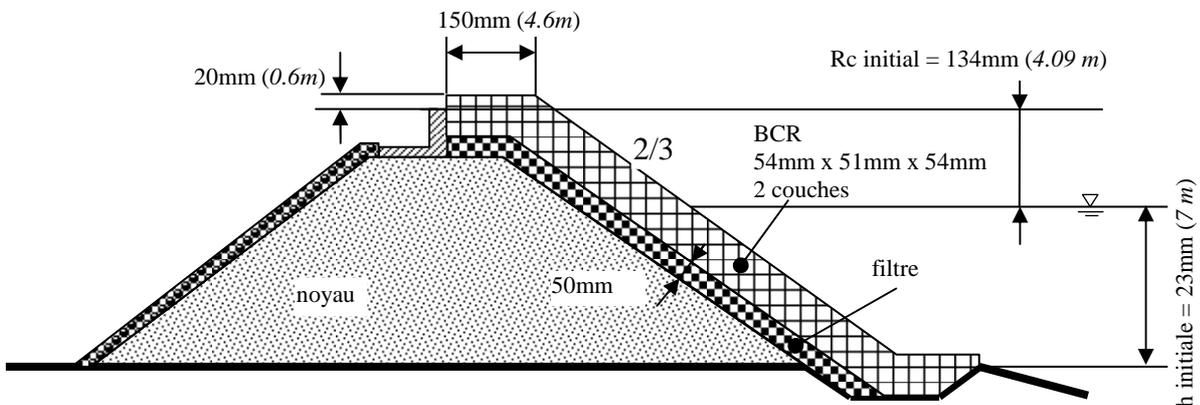


Figure 20 : Section droite de la digue (en italique : valeurs à l'échelle nature).

filtre	
classe (gr)	ratio %
4-7	25
7-9	50
9-12	25

Tableau 7 : Granulométrie du filtre.

noyau	
classe (mm)	ratio %
3.15-5	7
5-6.3	8
6.3-8	26
8-10	34
10-14	23
14-16	2

Tableau 8 : Granulométrie du noyau.

La Figure 21 précise la disposition dans le canal avec, notamment, la position des sondes de mesures de houle en deux groupes de quatre. Chacun de ces groupes permet de séparer la houle incidente et la houle réfléchie devant le batteur et devant l'ouvrage. Les conditions de houle au large sont déduites des mesures de la houle incidente devant le batteur via le coefficient de shoaling.

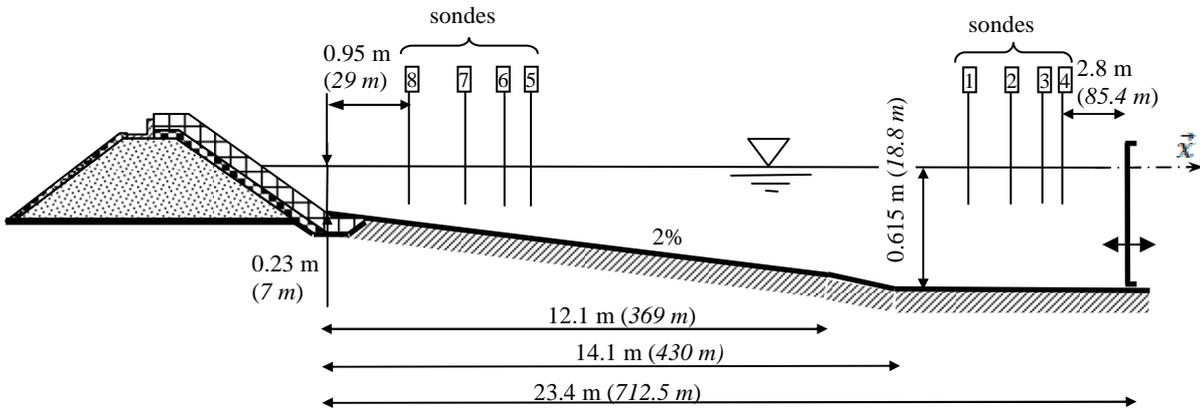


Figure 21 : Disposition dans le canal (en italique les valeurs à l'échelle nature).

Les résultats donnés dans ce rapport sont les hauteurs significatives de vague incidente au large $H_{s0inc} = H_{m0inc}$ et les périodes moyennes au large $T_m = T_{02}$ testées et les valeurs de débit de franchissement q en $m^3/m/s$; toutes ces valeurs sont données à l'échelle nature. Les différents tests sont menés en augmentant la hauteur de houle. Ils sont arrêtés soit parce qu'il y a saturation des houles arrivant sur l'ouvrage par déferlement soit parce que le dommage est estimé trop important.

4.1.2 Résultats : franchissements

La Figure 22 présente l'évolution du débit de franchissement en fonction de la hauteur de houle incidente au large pour les quatre périodes testées : 7 s, 8 s, 9,3 s et 10,4 s.

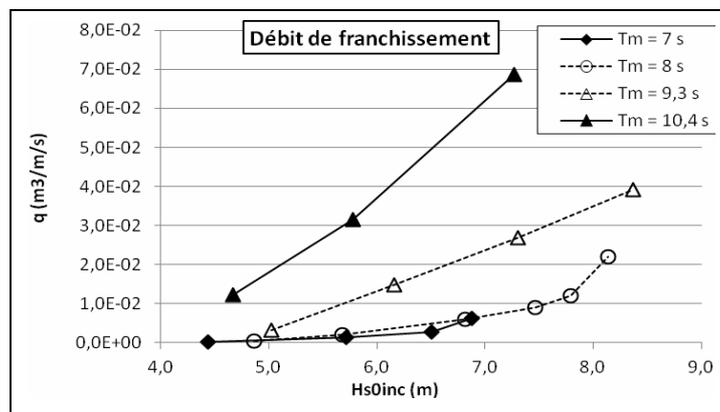


Figure 22 : Débits de franchissement pour la digue et le niveau d'eau de référence.

Ces résultats sont comparés à ceux obtenus par les trois modèles semi-empiriques fréquemment utilisés.

4.1.3 Comparaison avec le modèle de Owen (1980)

Le modèle théorique de Owen a la forme suivante :

$$q / gH_s T_m = a_0 \exp\left(-b_0 \frac{R_c}{T_m \sqrt{gH_s}} \frac{1}{\gamma_r}\right)$$

dans le domaine de validité : $0,05 < \frac{R_c}{T_m \sqrt{gH_s}} < 0,3$

Où :

- q est le débit de franchissement ;
- H_s est la hauteur des vagues incidentes au pied ;
- $T_m = T_{02} = T_{mi}$ est la période au large (ici mesurée devant le batteur) déduite du spectre incident ;
- $a_0 = 8,84 \cdot 10^{-3}$ et $b_0 = 19,9$ pour une pente de talus de 2/3 (EurOtop 2007) ;
- γ_r est un coefficient de frottement qui prend une valeur voisine de 0,5 pour une carapace en enrochements.

Notons : $Q^*_{exp} = \frac{q}{gH_{m0} T_m}$ et $Q^*_{ow} = a_0 \exp\left(-b_0 \frac{R_c}{T_m \sqrt{gH_s}} \frac{1}{\gamma_r}\right)$

Les valeurs mesurées du débit de franchissement adimensionné et les valeurs issues du modèle de Owen avec les valeurs $a_0 = 8,84 \cdot 10^{-3}$, $b_0 = 19,9$ et $\gamma_r = 0,5$. La Figure 23 compare les valeurs expérimentales aux valeurs théoriques.

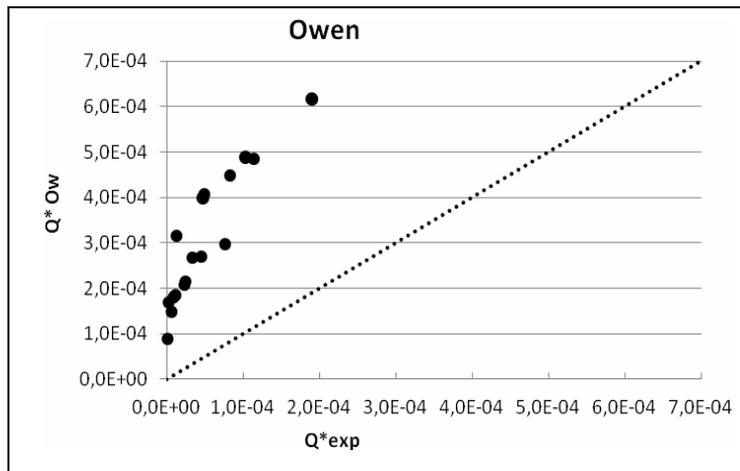


Figure 23 : Comparaison des résultats expérimentaux au modèle de Owen.

4.1.4 Comparaison avec le modèle de Owen corrigé par Besley (1999) et Lykke Andersen (2011)

Besley (1999) propose de corriger la formulation d'Owen en prenant en compte les effets de la berme perméable en partie haute de la carapace par l'intermédiaire d'un coefficient

$C_r = 3,06 \exp\left(-1,5 \frac{C_w}{H_s}\right)$ où C_w est la largeur de la berme avec un domaine de validité tel que : C_w/H_s

$> 0,75$ (si $C_w/H_s < 0,75$ on choisit $C_w = 1$).

Lykke Andersen et al. (2011) propose de corriger la formule d'Owen pour prendre en compte les effets d'échelle lorsqu'on réalise les essais à échelle réduite en introduisant un coefficient γ_s qui prend une valeur proche de 0,8 dans notre cas. La formulation de Owen modifiée par Besley et par Lykke Andersen et al. devient :

$$q / gH_s T_m = C_r \cdot a_0 \exp\left(-b_0 \frac{R_c}{T_m \sqrt{gH_s}} \frac{1}{\gamma_s \gamma_r}\right)$$

Notons : $Q^*_{\text{exp}} = \frac{q}{gH_{m0} T_m}$ et $Q^*_{\text{Ow-Be-An}} = C_r \cdot a_0 \exp\left(-b_0 \frac{R_c}{T_m \sqrt{gH_s}} \frac{1}{\gamma_s \gamma_r}\right)$

Les valeurs mesurées du débit de franchissement adimensionné et les valeurs issues du modèle avec les valeurs $a_0 = 8,84 \cdot 10^{-3}$, $b_0 = 19,9$, $\gamma_r = 0,5$ et $\gamma_s = 0,8$. La Figure 24 compare les valeurs expérimentales aux valeurs théoriques.

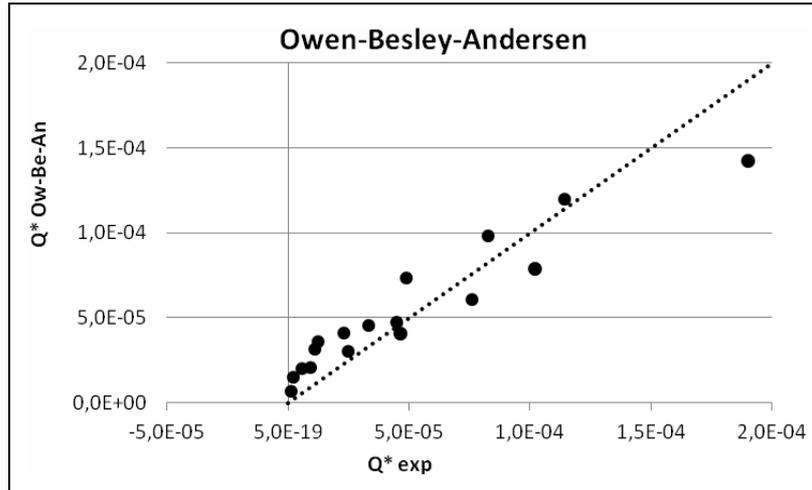


Figure 24 : Comparaison des résultats expérimentaux au modèle de Owen-Besley-Andersen.

4.1.5 Comparaison avec le modèle de Van der Meer (1998) corrigé par Besley (1999)

L'un des modèles les plus utilisés est celui de Van der Meer (1998) modifié pour prendre en compte la période énergétique T_{m-10} au pied plutôt que la période de pic au large dans le calcul du nombre d'Iribarren (TAW, 2002) :

$$q / \sqrt{g H_s^3} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \xi_{m-10} \exp\left(-4,75 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\xi_{m-10}} \frac{1}{\gamma_r}\right)$$

où $\tan \alpha$ est la pente de la carapace et $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{g T_{m-1,0}^2}}$ est le nombre d'Iribarren calculé à partir de

la période énergétique au pied d'ouvrage. Van der Meer précise que cette formulation est valable pour des valeurs de ξ_{m-10} inférieures à environ 2. Pour des valeurs supérieures Van der Meer une formulation simplifiée qui ne dépend pas de la période :

$$q / \sqrt{g H_s^3} = 0,2 \exp\left(-2,6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r}\right)$$

Avec notre configuration expérimentale le nombre d'Iribarren varie dans la plage [3 ; 6] ; cependant les valeurs mesurées pour le débit de franchissement adimensionné $Q^*_{\text{exp}} = q / \sqrt{g H_s^3}$ en fonction de

$R^*_{\text{exp}} = \frac{R_c}{H_s}$ sont clairement fonction de la période comme l'illustre la Figure 25.

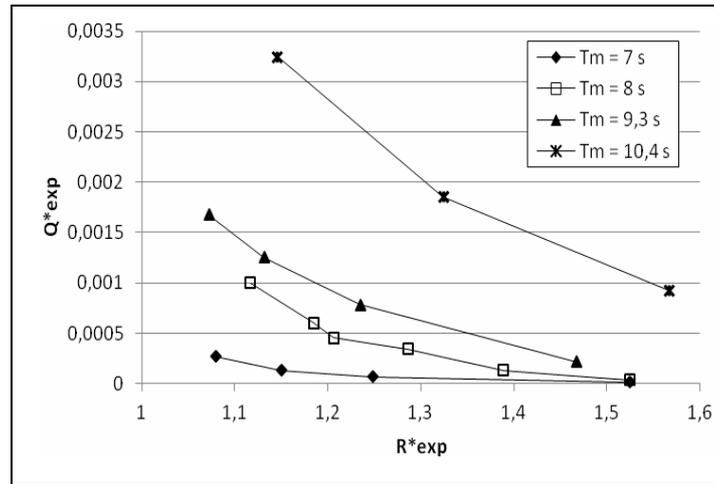


Figure 25 : Dépendance des débits de franchissement à la période.

Ainsi nous sommes amenés à retenir la formulation de Van der Meer qui dépend de la période via le nombre d'Iribarren. Mais pour prendre en compte l'effet de la berme en partie supérieure de la digue nous corrigeons cette relation par le coefficient C_r de Besley comme proposé par Lykke Andersen (2006). Pour prendre en compte les effets d'échelle nous intégrons aussi le coefficient $\gamma_s = 0,8$ proposé par Lykke Andersen et al. (2011) :

$$q / \sqrt{g H_s^3} = C_r \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \xi_{m-10} \exp\left(-4,75 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\xi_{m-10}} \frac{1}{\gamma_s \gamma_r}\right)$$

Notons : $Q^*_{exp} = \frac{q}{\sqrt{g H_s^3}}$ et $Q^*_{VdM-Besley-An} = C_r \cdot \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \xi_{m-10} \exp\left(-4,75 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\xi_{m-10}} \frac{1}{\gamma_s \gamma_r}\right)$

Les valeurs mesurées du débit de franchissement adimensionné et les valeurs issues du modèle avec les valeurs $a_0 = 8,84 \cdot 10^{-3}$, $b_0 = 19,9$, $\gamma_r = 0,5$ et $\gamma_s = 0,8$. La Figure 26 compare les valeurs expérimentales aux valeurs théoriques.

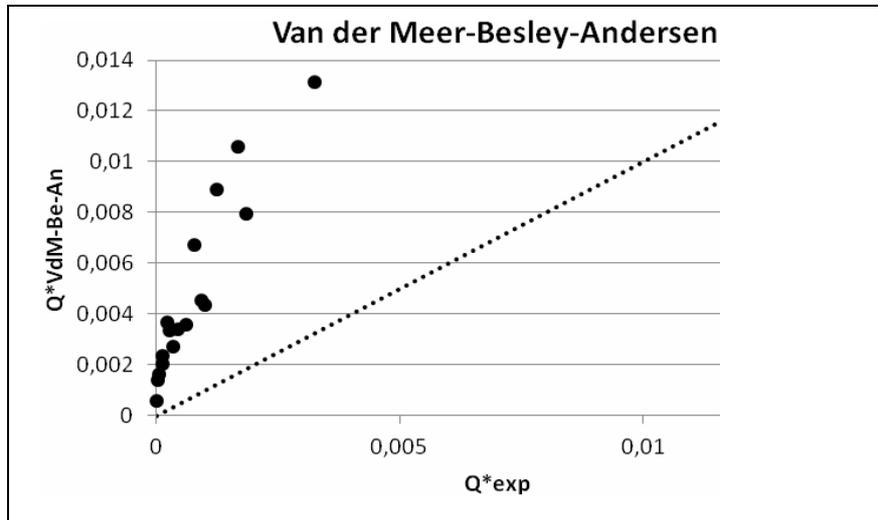


Figure 26 : Comparaison des résultats expérimentaux au modèle de Van der Meer-Besley-Andersen.

De ce qui précède il apparaît clairement que le modèle ci-dessous de Owen corrigé par l'effet de berme perméable en haut de digue (Besley) et corrigé par l'effet d'échelle (Lykke Andersen et al.) est le plus adapté aux conditions testées avec un niveau de référence en pied d'ouvrage $h = 7$ m.

$$q / g H_s T_m = C_r \cdot a_0 \exp\left(-b_0 \frac{R_c}{T_m \sqrt{g H_s}} \frac{1}{\gamma_s \gamma_r}\right)$$

avec :

- $C_r = 3.06 \exp\left(-1.5 \frac{C_w}{H_s}\right)$ où C_w est la largeur de la berme
- $a_0 = 8,84 \cdot 10^{-3}$, $b_0 = 19,9$, $\gamma_r = 0,5$ et $\gamma_s = 0,8$.

4.1.6 Résultats : stabilité de la carapace

Le degré d'endommagement d'une carapace en enrochement est souvent quantifié par ce qu'on appelle le « nombre d'endommagement » noté N_{OD} qui a pour expression :

$$N_{OD} = N_{dépl.} \cdot D_n / L_{ouvr.}$$

où :

- $N_{dépl.}$ est le nombre de blocs s'étant déplacés d'une distance égale ou supérieure à la taille des blocs pendant le test considéré ;
- D_n la taille des blocs ;
- $L_{ouvr.}$ la longueur d'ouvrage sur laquelle est compté le nombre de blocs déplacés.

C'est cette définition que nous avons utilisé pour dimensionner la digue de référence (partie I).

Cependant la stabilité globale de la carapace peut aussi être affectée par des mouvements plus limités, mais en plus grand nombre, des blocs. Yagci et *al.* (2004) et Frens (2007) proposent de quantifier l'endommagement par le taux :

$$DR = \frac{0,25RBN + 0,5TBN + RLBN}{TNOB}$$

où :

- RBN est le nombre de blocs bougeant en restant sur place ;
- TBN est le nombre de blocs se déplaçant de moins de D_n ;
- RLBN est le nombre de blocs se déplaçant de plus de D_n ;
- TNOB est le nombre de blocs total constituant la couche superficielle de la carapace.

Pour comparer le comportement du point de la stabilité de la carapace pour les différentes configurations nous avons choisi cette définition du taux de dommage. La Figure 27 présente les évolutions du taux de dommage en fonction de la hauteur des vagues au large pour les quatre périodes testées.

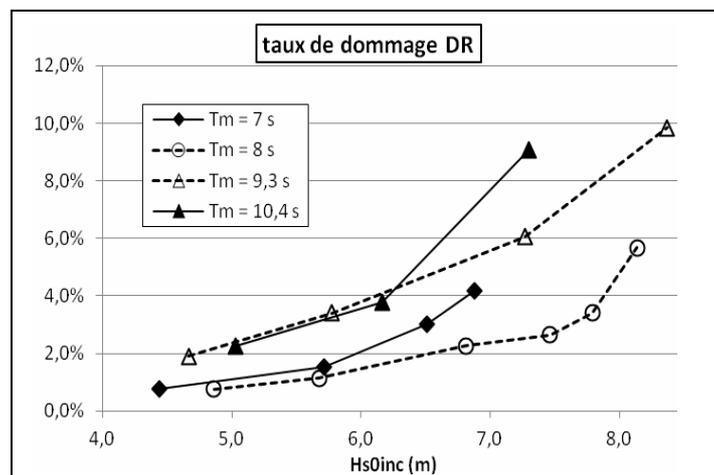


Figure 27 : Taux de dommage de la carapace pour la digue et niveau moyen de référence.

4.1.7 Effets d'une surélévation du niveau moyen de 0,5 m sur les franchissements

Des essais ont été réalisés pour mesurer les effets d'une élévation du niveau moyen de 0,5m sur les franchissements pour la digue de référence sans renforcement. La hauteur d'eau passe donc de 7 m à 7,5 m en pied d'ouvrage (Figure 28).

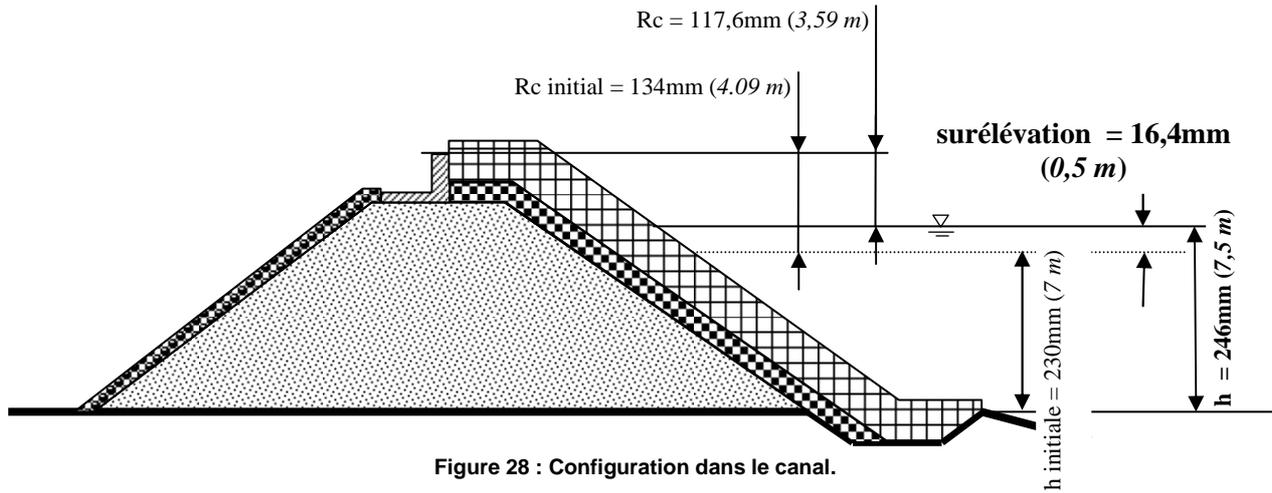


Figure 28 : Configuration dans le canal.

La Figure 29 présente les résultats obtenus pour les quatre périodes testées.

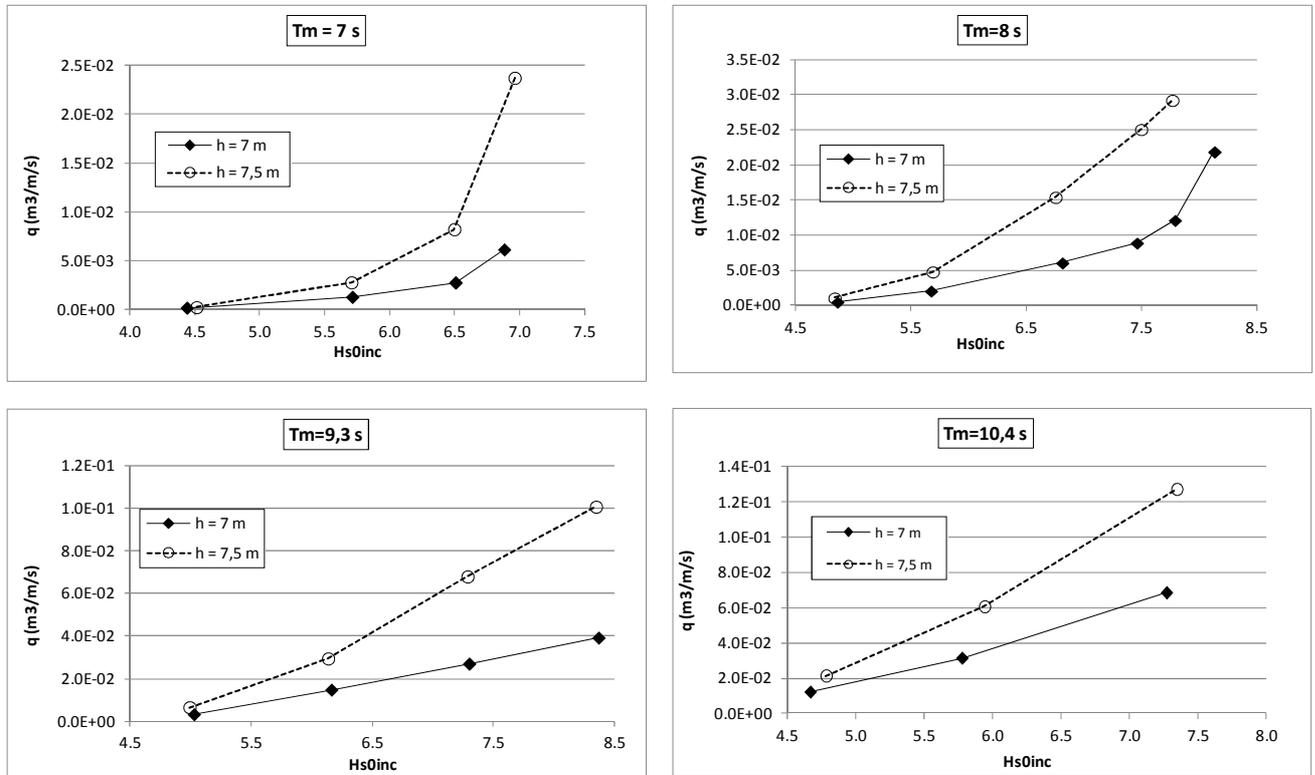


Figure 29 : Comparaison des débits de franchissement pour une surélévation du niveau moyen de 0,5 m.

Les débits de franchissement sont fortement accrus pour cette surélévation de 0,5 m du niveau moyen. Les formules semi-empiriques de franchissement montrent qu'effectivement le débit de franchissement croît exponentiellement avec la diminution du franc bord R_c de l'ouvrage. Sur la Figure 30 sont comparés les résultats de mesures de franchissement pour les hauteurs d'eau en pied d'ouvrage $h = 7$ m et $h = 7,5$ m avec les résultats théoriques donnés par le modèle de Owen-Besley-Andersen.

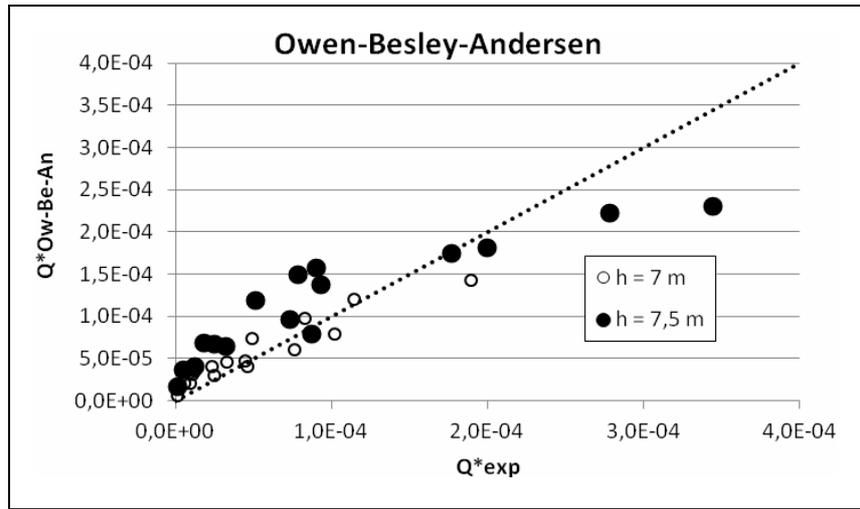


Figure 30 : Comparaison des débits de franchissement mesurés avec le modèle de Owen-Besley-Andersen pour les deux niveaux d'eau moyen $h = 7$ m et $h = 7,5$ m.

4.1.8 Effets d'une surélévation du niveau moyen de 0,5 m sur la stabilité

L'élévation du niveau moyen a des conséquences importantes sur la stabilité de la carapace comme le montre la figure 3.12.

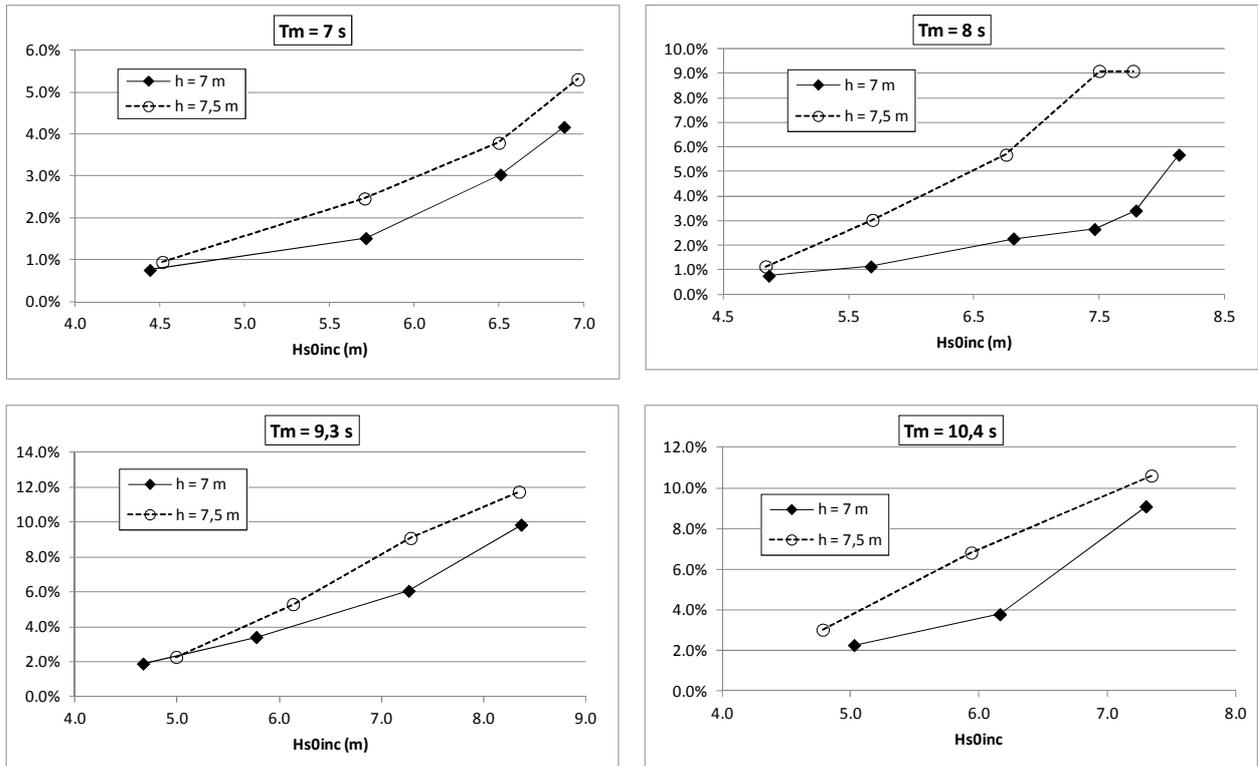


Figure 31 : Comparaison des taux d'endommagement pour la digue de référence pour une surélévation du niveau moyen de 0,5 m.

Les résultats présentés aux paragraphes précédents montrent bien la nécessité de renforcer le type d'ouvrage étudié ici dans l'éventualité d'une remontée du moyen des mers et océans.

4.2 Solutions de renforcement de l'ouvrage

Cinq solutions de renforcement ont été testées :

- Rehausse du mur de couronnement ;
- Construction d'une digue détachée immergée devant l'ouvrage principal ;
- Construction d'une berme en pied d'ouvrage ;
- Mise en place d'une troisième couche de blocs sur la carapace ;
- Mise en place d'une troisième couche de blocs sur la carapace et rehausse du mur de couronnement.

Pour chacune de ces solutions, nous cherchions à retrouver le comportement initial de l'ouvrage de référence sur la plage de période [$T_m= 7$ s ; $T_m= 10,5$ s] et de hauteurs de vagues au large [$H_{S_{0inc}}= 4$ m ; $H_{S_{0inc}}= 8$ m] en présence d'une surélévation du niveau moyen.

4.2.1 Renforcement par rehausse du mur de couronnement

La première solution venant à l'esprit pour limiter le franchissement est de surélever le mur de couronnement. Cette solution est évidemment efficace mais elle présente deux inconvénients majeurs :

- L'augmentation de hauteur est limitée pour des causes de résistance et de coûts de construction associés. La contrainte d'esthétique et d'acceptabilité sociale est beaucoup moins forte pour une digue maritime que pour une protection côtière comme une structure de haut de plage par exemple ;
- La réflexion sur une paroi imperméable peut entraîner des effets indésirables sur la stabilité des blocs en crête d'ouvrage.

Pour cette solution de renforcement nous avons testé deux scénarii de surélévation du niveau moyen : 0,5 m et 1 m. Pour chacun d'eux nous avons fait varier le niveau de la rehausse du mur de couronnement jusqu'à retrouver des débits de franchissement voisins de ceux observés pour la digue de référence avec le niveau moyen initial. Nous ne présentons ci-dessous que les résultats correspondants aux solutions optimales obtenues.

Surélévation du niveau moyen de 0,5 m

Pour ce niveau de surélévation de niveau moyen la profondeur en pied d'ouvrage est donc $h = 7,5$ m. Les tests réalisés avec différentes valeurs de rehausse du mur de couronnement nous conduisent à proposer un accroissement de hauteur du mur de 1,5 m pour cette surélévation du niveau moyen de 0,5 m pour s'approcher des valeurs de débit obtenues dans les conditions initiales. La configuration dans le canal est précisée sur la Figure 32.

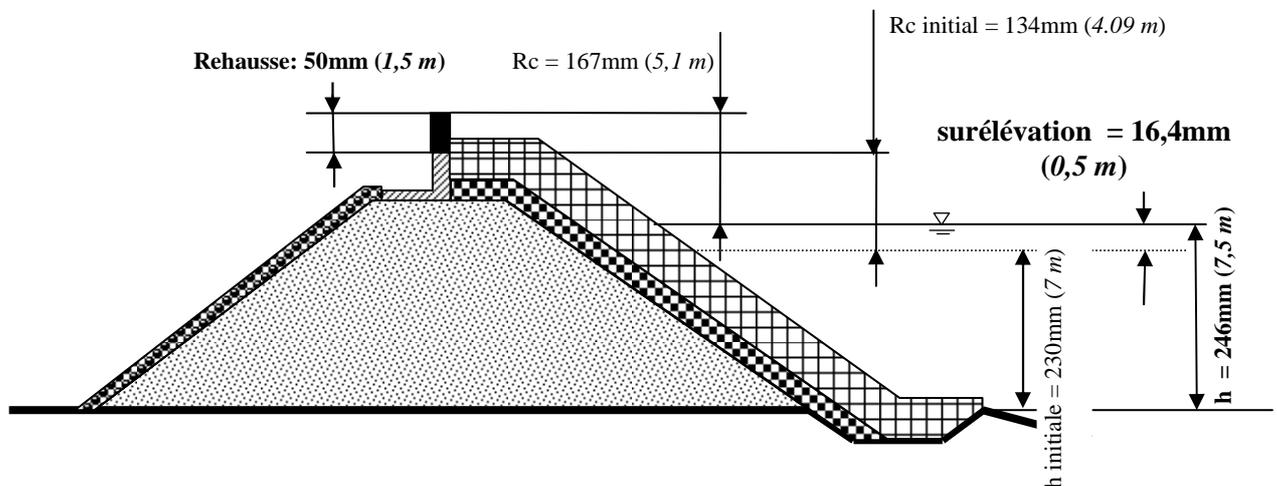


Figure 32 : Configuration avec une rehausse de 1,5 m.

La Figure 33 donne l'évolution des débits de franchissement obtenus avec le renforcement en comparaison avec le comportement initial de la digue et le niveau de référence.

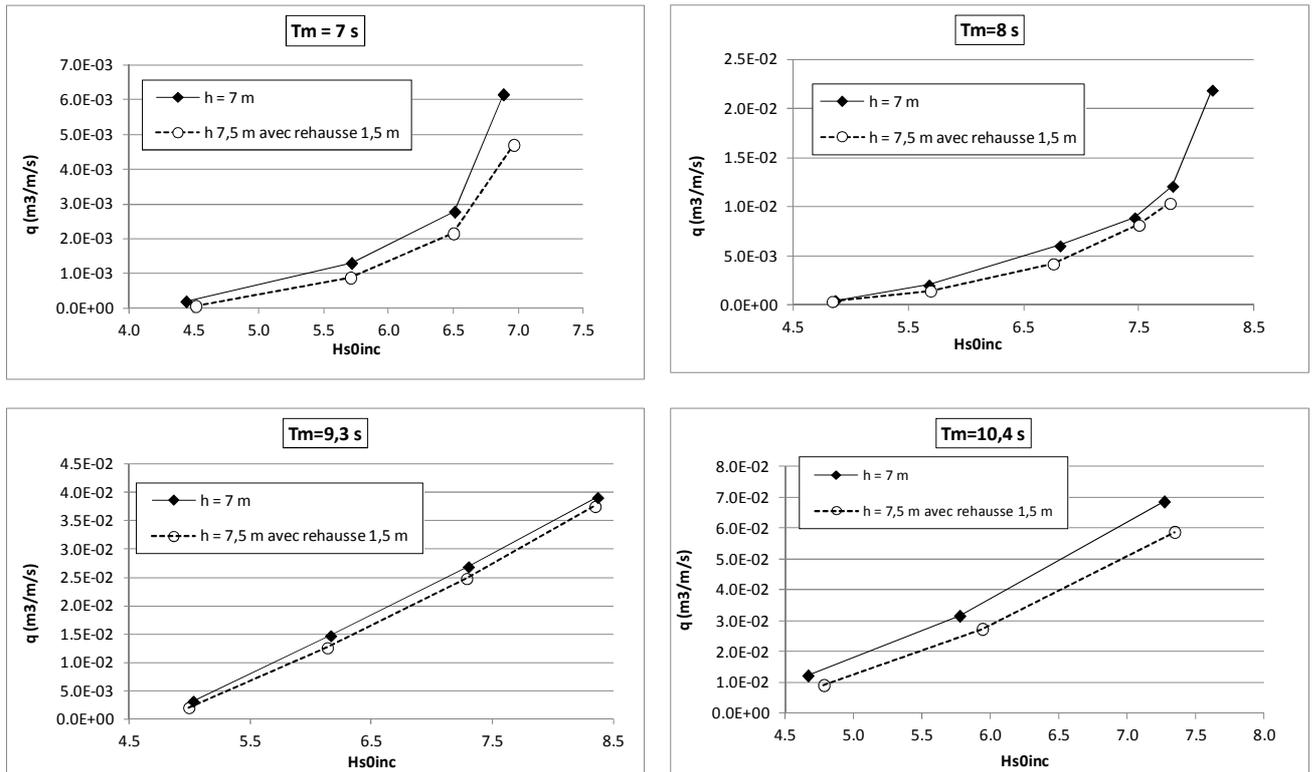


Figure 33 : Comparaison des débits de franchissement pour une surélévation de 0,5 m et une rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.

Surélévation du niveau moyen de 1 m

Une surélévation du niveau moyen de 1 m conduit à une hauteur d'eau en pied d'ouvrage $H = 8 \text{ m}$. Comme précédemment nous avons réalisé des essais pour différente surélévation du mur de couronnement. Il est évident, pour des questions de résistance, que cette surélévation doit être limitée. Pour atteindre l'objectif de conservation des débits de franchissement sur toute la plage de variation de la période, nous avons dû envisager de modifier la géométrie de la partie supérieure du mur de couronnement en adjoignant un bécuet. Pour les plus faibles périodes de la plage [$T_m = 7 \text{ s}$; $T_m = 11 \text{ s}$], une rehausse du mur de couronnement de 1,8 m auquel on adjoit un bécuet permet de retrouver les conditions initiales de franchissement. Par contre, pour les plus fortes périodes, cette solution de renforcement est insuffisante ; il a fallu surélever le mur de 2,1 m en adjoignant un bécuet. La Figure 34 précise la solution de renforcement permettant de satisfaire les conditions initiales de franchissement sur toute la plage de période vis-à-vis d'une surélévation du niveau moyen de 1 m.

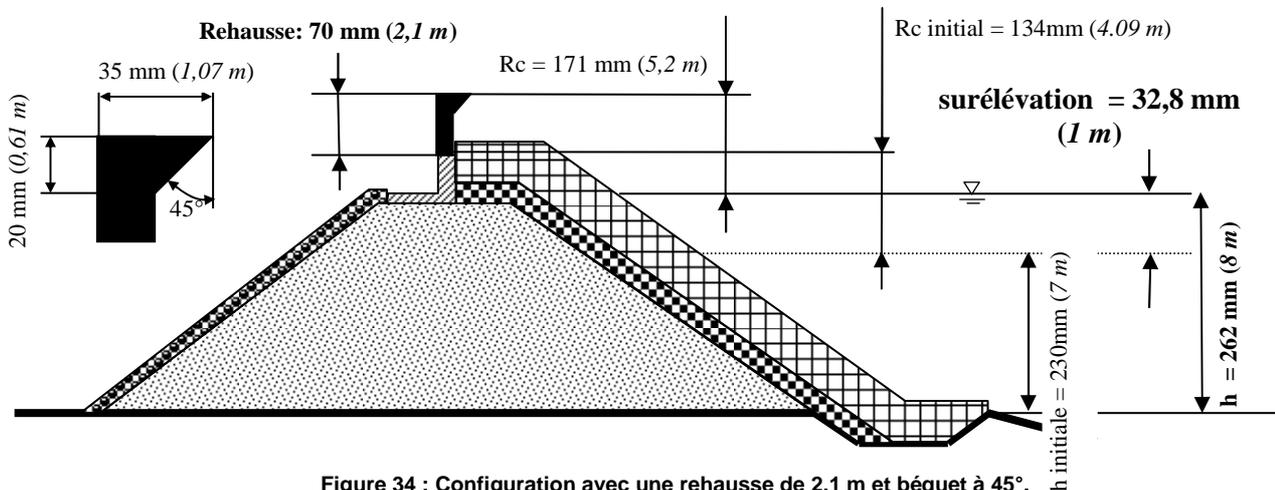


Figure 34 : Configuration avec une rehausse de 2,1 m et bécuet à 45°.

Comportement en franchissement de l'ouvrage renforcé

La Figure 35 représente les évolutions du débit de franchissement obtenues en comparaison avec ceux correspondant à la digue de référence avec un niveau moyen normal ($h = 7$ m).

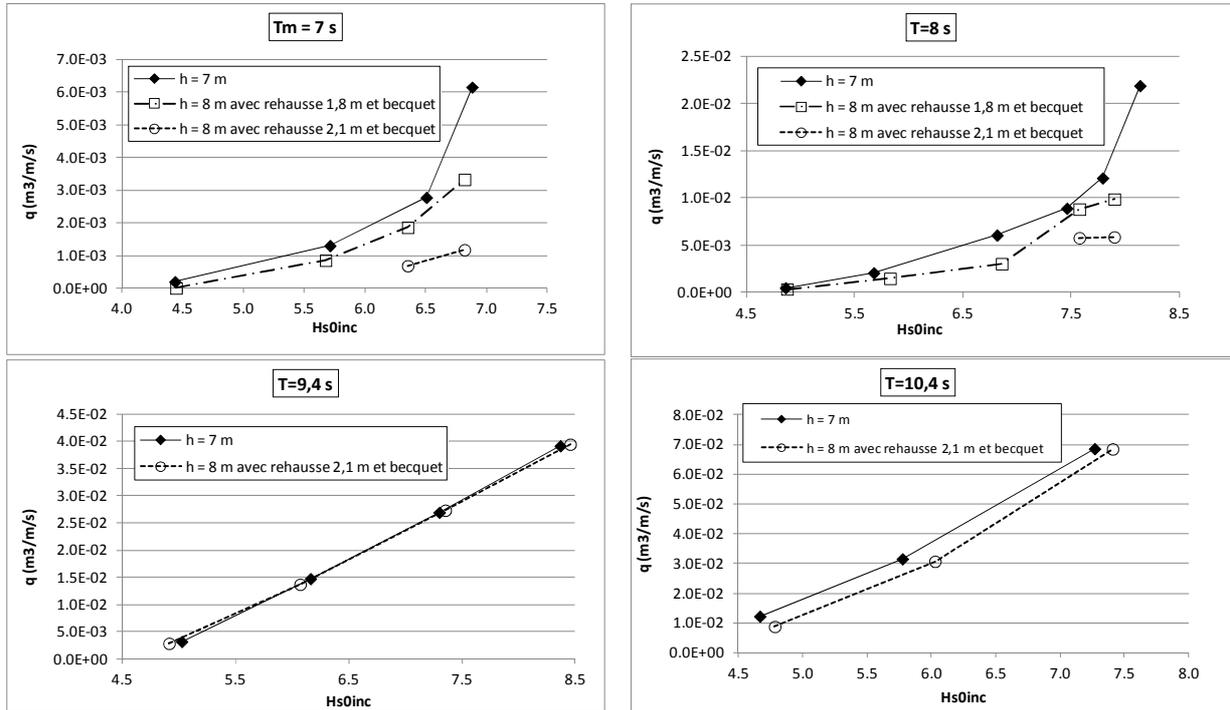


Figure 35 : Comparaison des débits de franchissement pour une surélévation du niveau moyen de 1 m et une rehausse du mur de couronnement de 1,8 m et/ou 2,1 m avec becquet.

Comportement en stabilité de l'ouvrage renforcé

L'endommagement de la carapace a été observé pour un rehaussement du mur de couronnement de 1,8 m avec becquet pour les périodes 7 s et 8 s et pour un rehaussement de 2,1 m avec becquet pour les périodes 9,4 s et 10,4 s. Les résultats sont présentés sur la Figure 36.

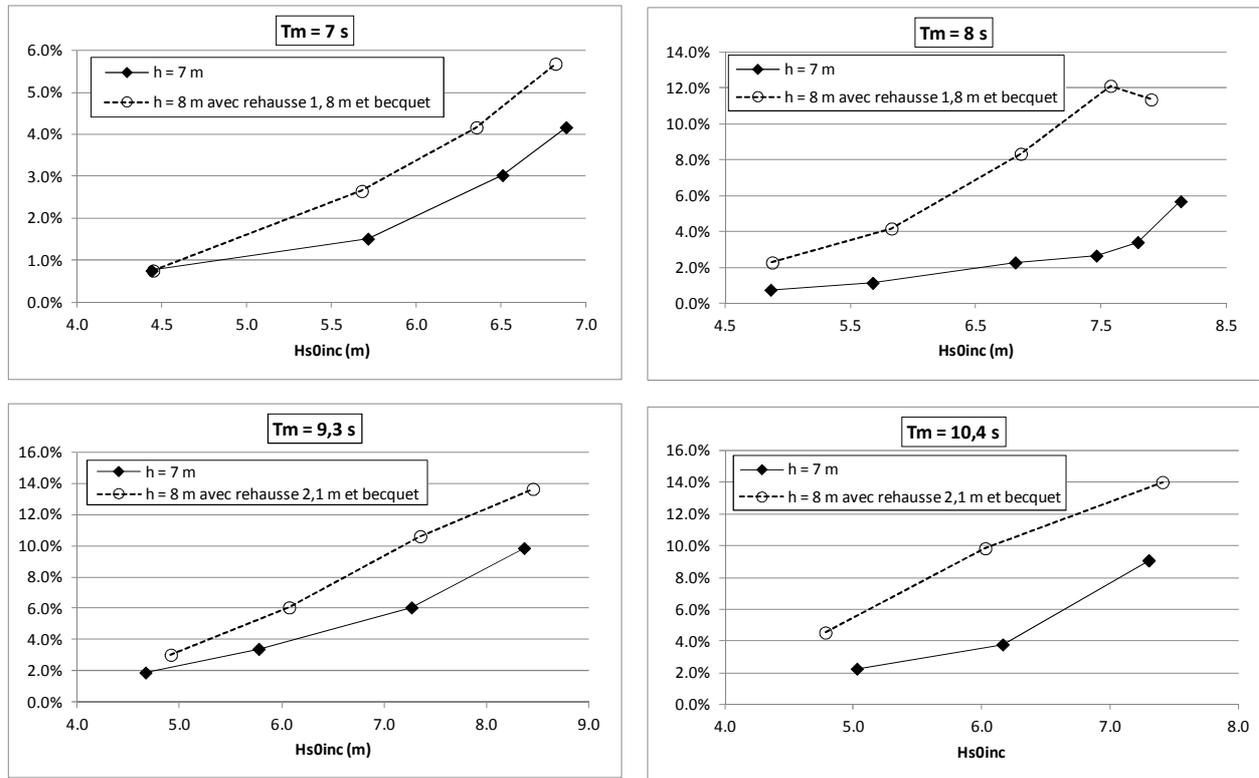


Figure 36 : Comparaison des taux d'endommagement pour une surélévation du niveau moyen de 1 m et une rehausse du mur de couronnement de 1,8 m ou 2,1 m avec becquet.

Le rehaussement du mur de couronnement est une solution de renforcement très efficace du point de vue du franchissement. Cependant, ce type de solution accroît fortement la réflexion sur l'ouvrage et engendre des vitesses importantes autour des blocs de la carapace. Ces phénomènes induisent alors une augmentation importante des mouvements des blocs conduisant à des taux d'endommagement dépassant les seuils admissibles. Ce constat conduit à envisager d'autres solutions de renforcement qui suivent deux logiques différentes : diminution de l'énergie de la houle à l'ouvrage en construisant une digue détachée submergée en amont de l'ouvrage ou renforcement de la carapace de la digue principale par ajout de blocs soit sous forme de berme en pied d'ouvrage soit sous forme d'une troisième couche. Ces solutions ont été testées pour le scénario d'une remontée du niveau moyen de 1 m. Les résultats obtenus sont présentés dans les paragraphes suivants.

4.2.2 Renforcement par digue détachée submergée

La mise en place d'une digue détachée en amont de l'ouvrage principal a pour objectif de réduire l'énergie des vagues impactant l'ouvrage principal et ainsi réduire les franchissements et l'endommagement de la carapace. Une première solution d'une digue constituée d'enrochements naturels a été testée. Le résultat, comme cela est présenté ci-dessous, n'a pas permis d'atteindre l'objectif de retrouver les conditions de franchissement initiales. Une solution dérivée, plus coûteuse mais plus efficace, a été testée ; elle a consisté à renforcer la digue précédente par une carapace de blocs artificiels (BCR) en une couche.



Configuration expérimentale

La Figure 37 présente la disposition de la digue détachée dans le canal ; ainsi que la disposition des trois ensembles de quatre sondes permettant de mesurer les climats de houle devant le batteur, devant la digue détachée et entre les deux ouvrages.

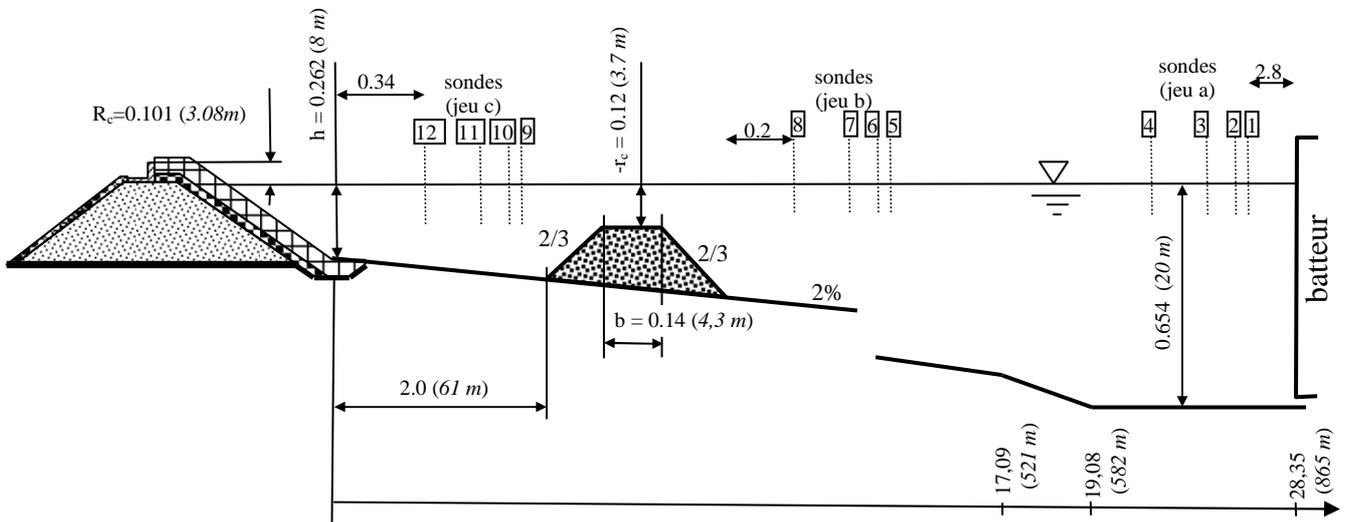


Figure 37 : Disposition dans le canal pour la digue détachée.

La géométrie, les matériaux utilisés et la position de la digue détachée ont été déterminés sur la base des travaux de Kiran (2006), Burcharth et al. (2006) et Van der Meer (1994). La granulométrie des enrochements de la digue détachée est précisée sur la Figure 38.

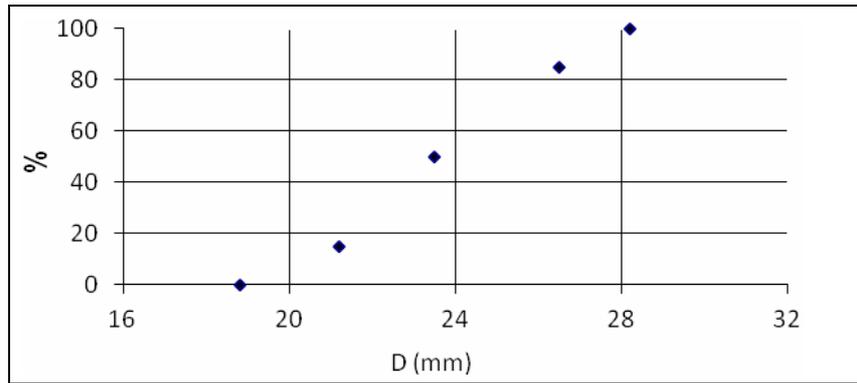


Figure 38 : Granulométrie des enrochements de la digue détachée (à l'échelle modèle).

Résultats pour une digue détachée en enrochements seuls

Le coefficient de transmission de la digue détachée détermine les sollicitations de la digue principale. La donne les évolutions de ce coefficient K_t en fonction des hauteurs de vague incidente au large et pour les quatre périodes testées. Ce coefficient a pu être déterminé par l'utilisation d'un troisième jeu de quatre sondes placé juste en amont de la digue détachée (jeu b sur la Figure 39).

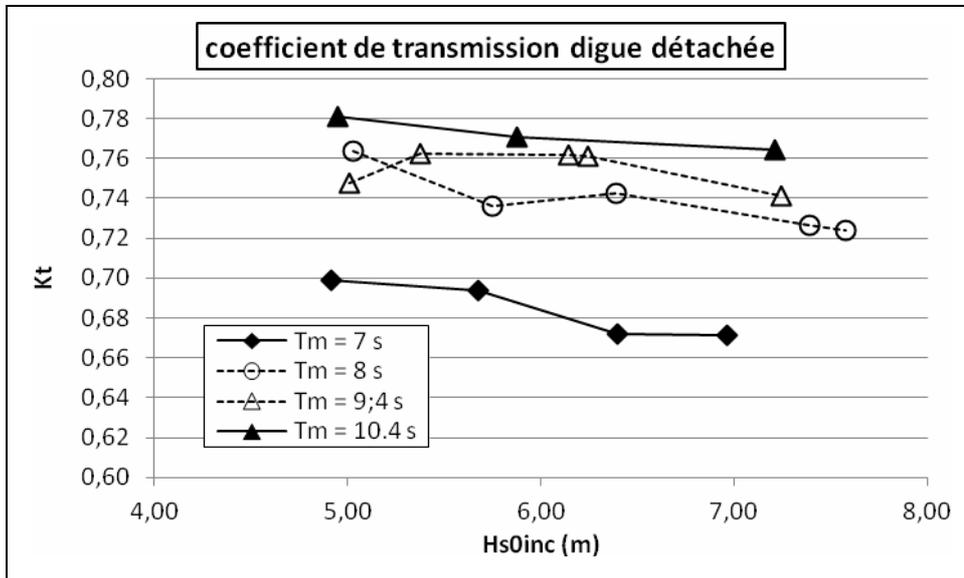


Figure 39 : Coefficient de transmission de la digue détachée en enrochements.

La hauteur de la digue détachée réduit assez peu la transmission de la houle donc les débits de franchissement. La

Figure 40 montre que ceux-ci restent très supérieurs à ceux de la configuration de référence ($h = 7$ m et digue principale seule). Le suivi de l'évolution de la géométrie de la digue détachée montre que la hauteur de celle-ci décroît de l'ordre de 1 m pour les plus fortes houles. Pour améliorer l'efficacité, en terme de réduction du franchissement de la digue principale, il y a deux possibilités : augmenter la largeur de la digue et/ou augmenter sa hauteur. La première solution conduirait à mettre en place un très grand volume de matériau. La deuxième serait beaucoup plus économique mais il est certain que si on utilise les mêmes enrochements il y aura un problème de stabilité. Pour améliorer cette dernière nous avons choisi de rehausser la digue détachée avec des blocs artificiels de mêmes dimensions que ceux de la digue principale. Ce choix peut paraître moins économique que l'utilisation de blocs naturels ; mais comme nous avons (voir plus loin) testé des configurations de renforcement de la carapace de la digue principale elle-même par des blocs artificiels nous avons préféré comparer ces différentes solutions pour des coûts sensiblement identiques.

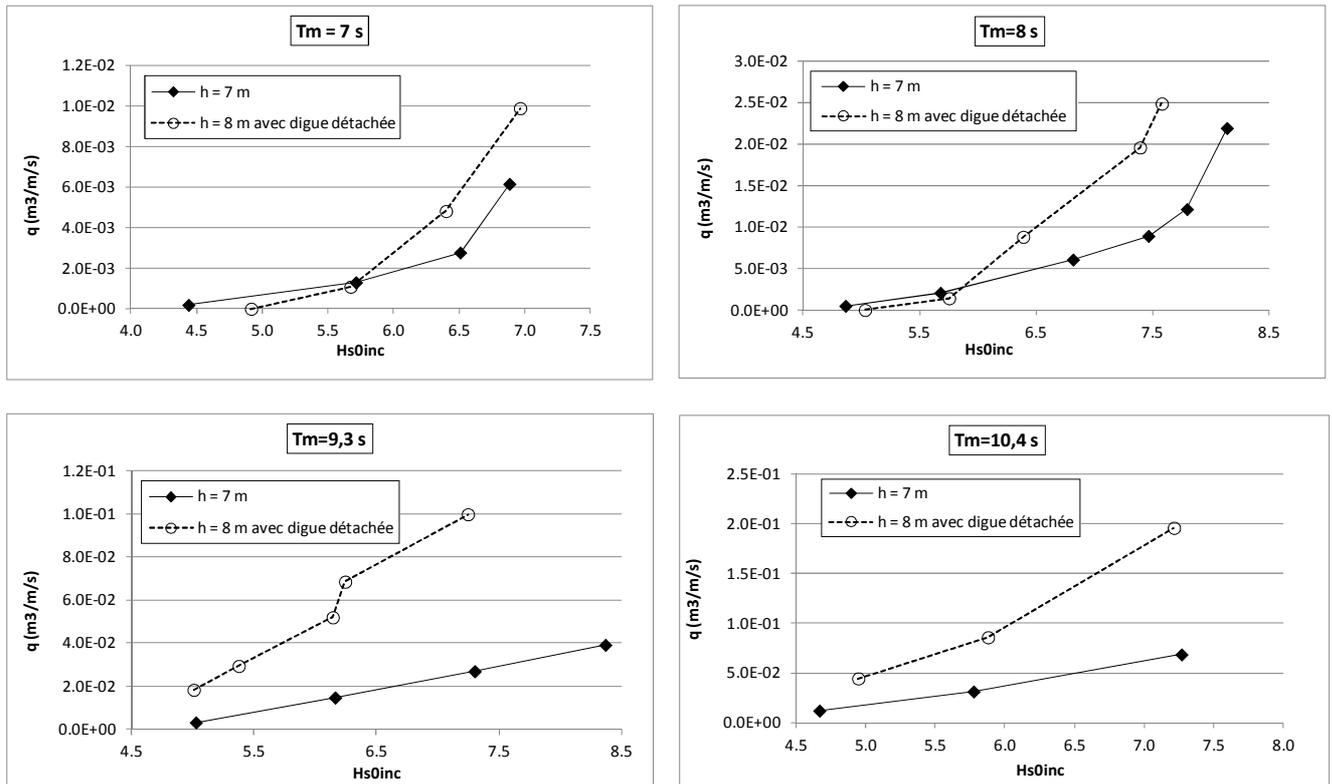


Figure 40 : Débits de franchissement de la digue principale en présence d'une digue détachée.

Résultats pour une digue détachée en enrochement recouverte de BCR

Une mono-couche de blocs BCR identiques à ceux de la digue principale a été installée pour constituer une carapace de renforcement de la digue détachée. Ces blocs permettent d'augmenter la hauteur de la digue de 1,7 m tout en assurant sa stabilité.



Par rapport au cas précédent la plus grande hauteur de la digue détachée induit une transmission moindre de l'agitation comme le montre la Figure 42 représentant les évolutions du coefficient de transmission K_t de la digue détachée.

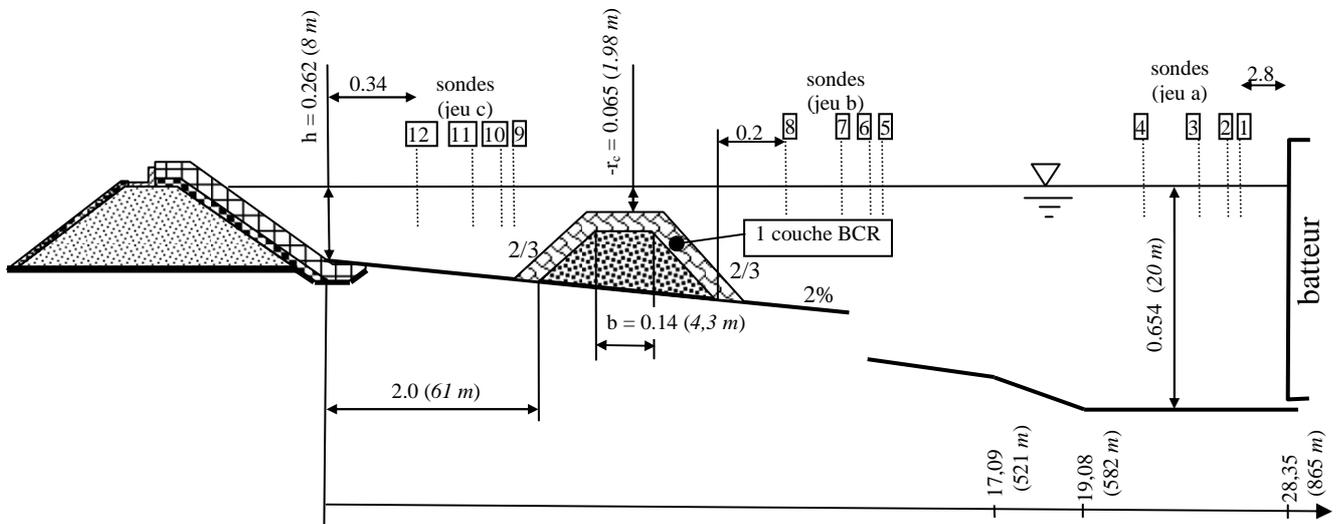


Figure 41 : Configuration avec une digue détachée renforcée par des BCR.

Néanmoins, la présence de la digue détachée ne permet pas de retrouver les conditions initiales de franchissement comme le montre la Figure 43. Il apparaît que la digue détachée ainsi rehaussée et renforcée par la carapace en BCR est suffisamment efficace pour les plus faibles périodes mais pas pour les plus grandes.

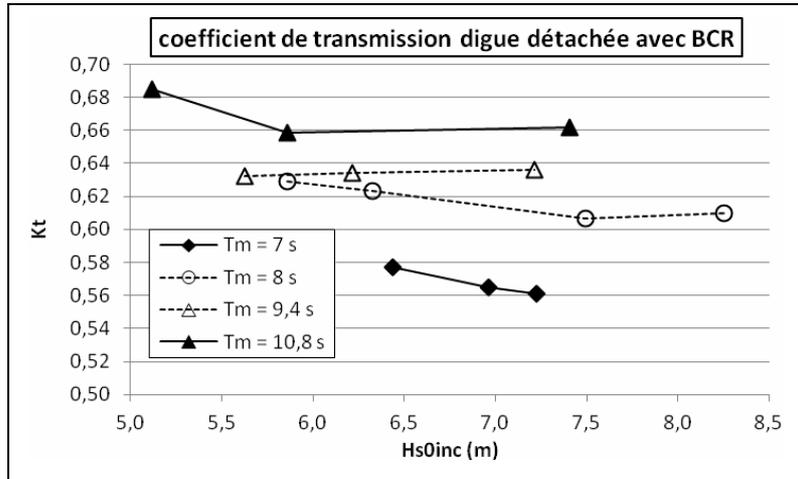


Figure 42 : Coefficient de transmission de la digue détachée avec carapace en BCR.

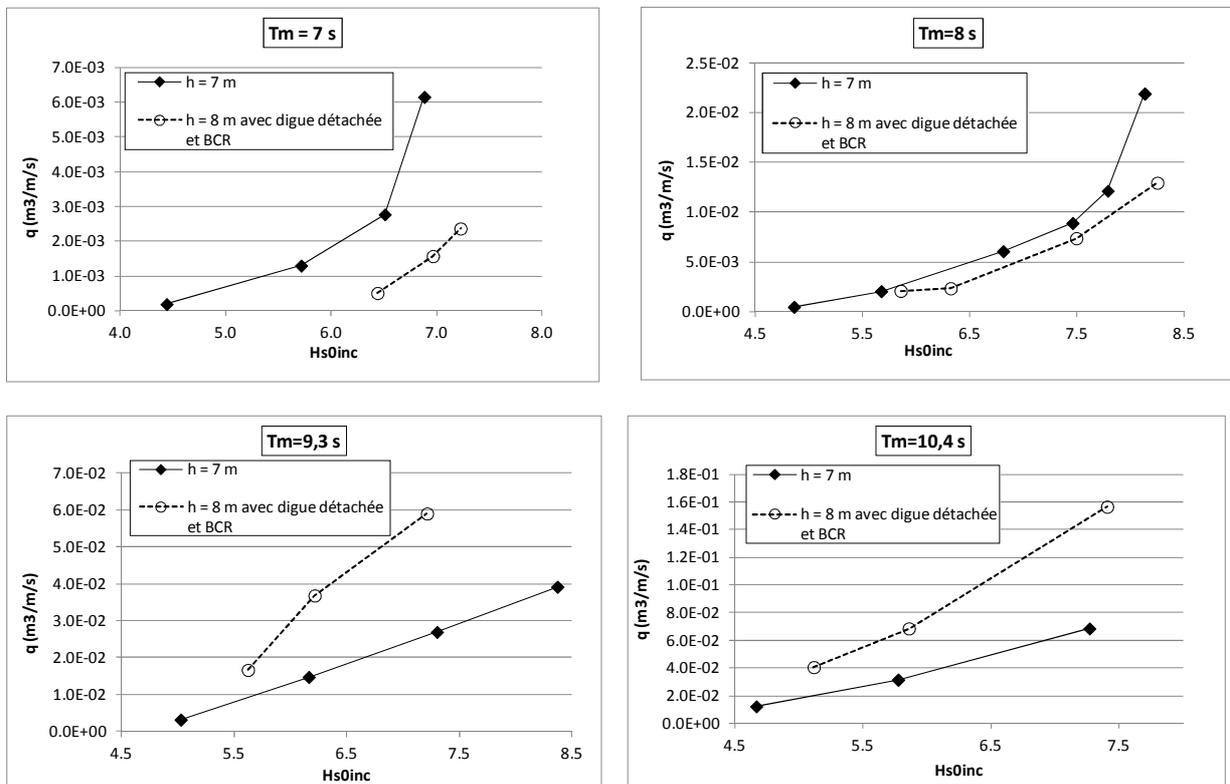


Figure 43 : Débits de franchissement avec une digue détachée renforcée par BCR.

Nous pressentons que pour retrouver un comportement acceptable il faudrait une digue détachée beaucoup plus ample, notamment en largeur. Cette solution paraît économiquement moins intéressante que des renforcements de la digue principale elle-même.

4.2.3 Renforcement par construction d'une berme

Nous avons testé une solution de renforcement de la digue principale elle-même en installant une berme en pied d'ouvrage. Afin de comparer les différentes solutions, tout en conservant un coût approximativement constant, nous avons choisi de réaliser la berme avec les mêmes blocs artificiels BCR que pour le renforcement de la digue détachée et en quantité sensiblement égale. Cela conduit à une berme assez étroite atteignant le voisinage de la surface libre au repos. Le profil de la digue est précisé sur la Figure 44.

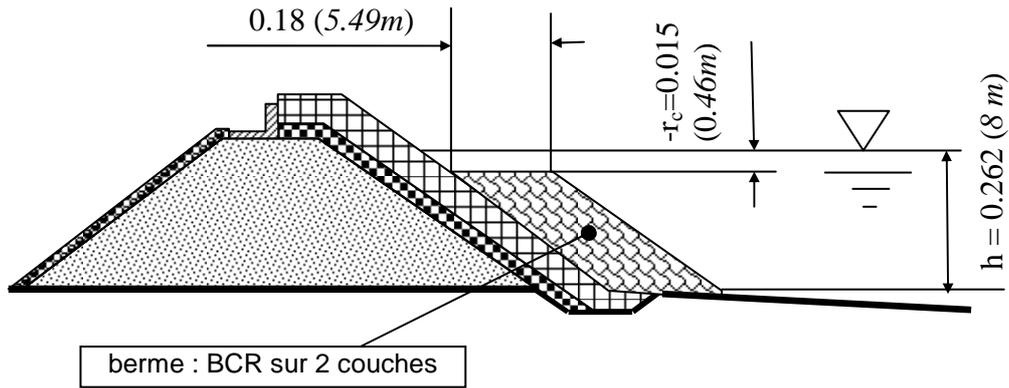


Figure 44 : Profil de la digue principale avec une berme de BCR sur 2 couches.

Les résultats obtenus pour les débits de franchissements sont présentés Figure 45. Le type de solution de renforcement n'est pas du tout efficace du point de vue du franchissement. Pour qu'une berme soit efficace il faudrait qu'elle soit beaucoup plus large d'où des volumes importants. Dans un tel cas des enrochements naturels de plus petites tailles seraient économiquement plus intéressants à condition que cette berme ne soit pas trop haute. Les résultats sur le coefficient de réflexion de l'ouvrage montrent qu'une berme permet de réduire assez fortement la réflexion.

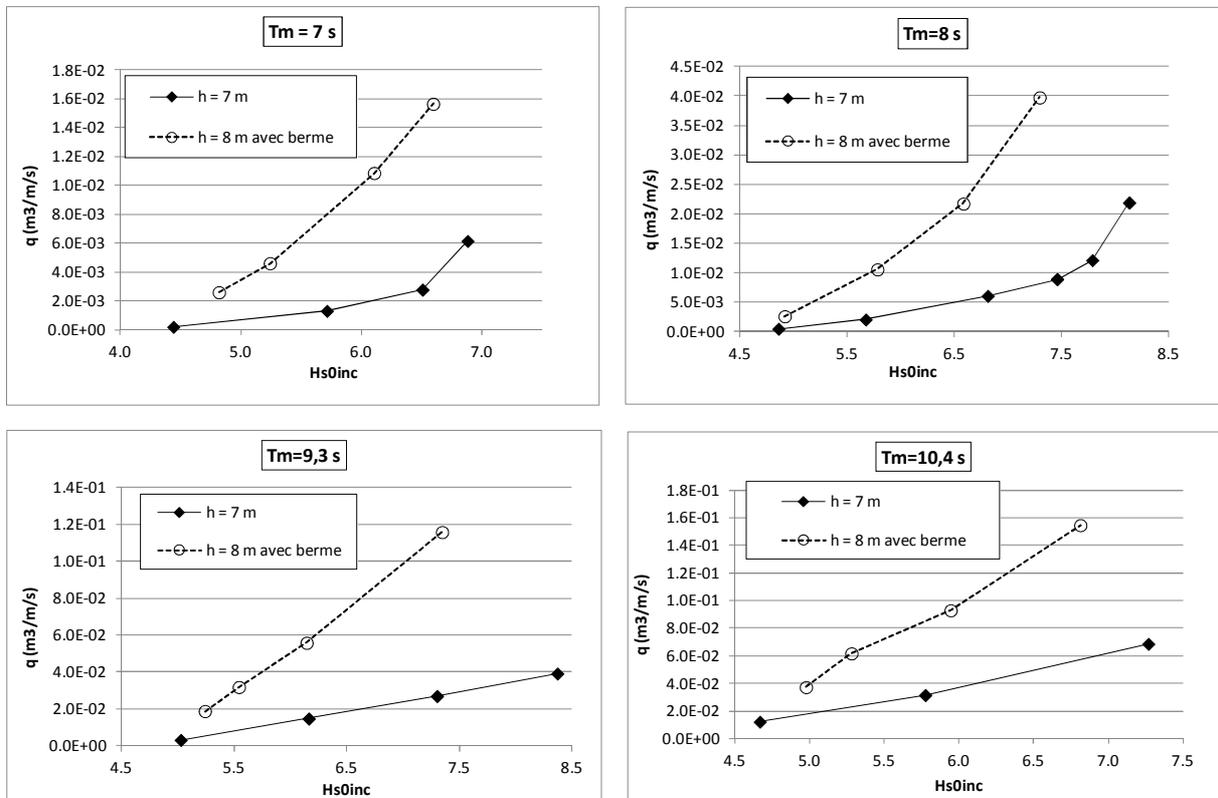


Figure 45 : Débits de franchissement pour une digue renforcée par une berme.

Sur la Figure 46 sont présentées les évolutions du coefficient de réflexion pour les conditions initiales de digue et de profondeur ($h = 7$ m en pied) et pour le cas de la digue renforcée par la berme et une profondeur $h = 8$ m. Ce comportement peut s'expliquer par la perméabilité accrue et une dissipation plus importante.

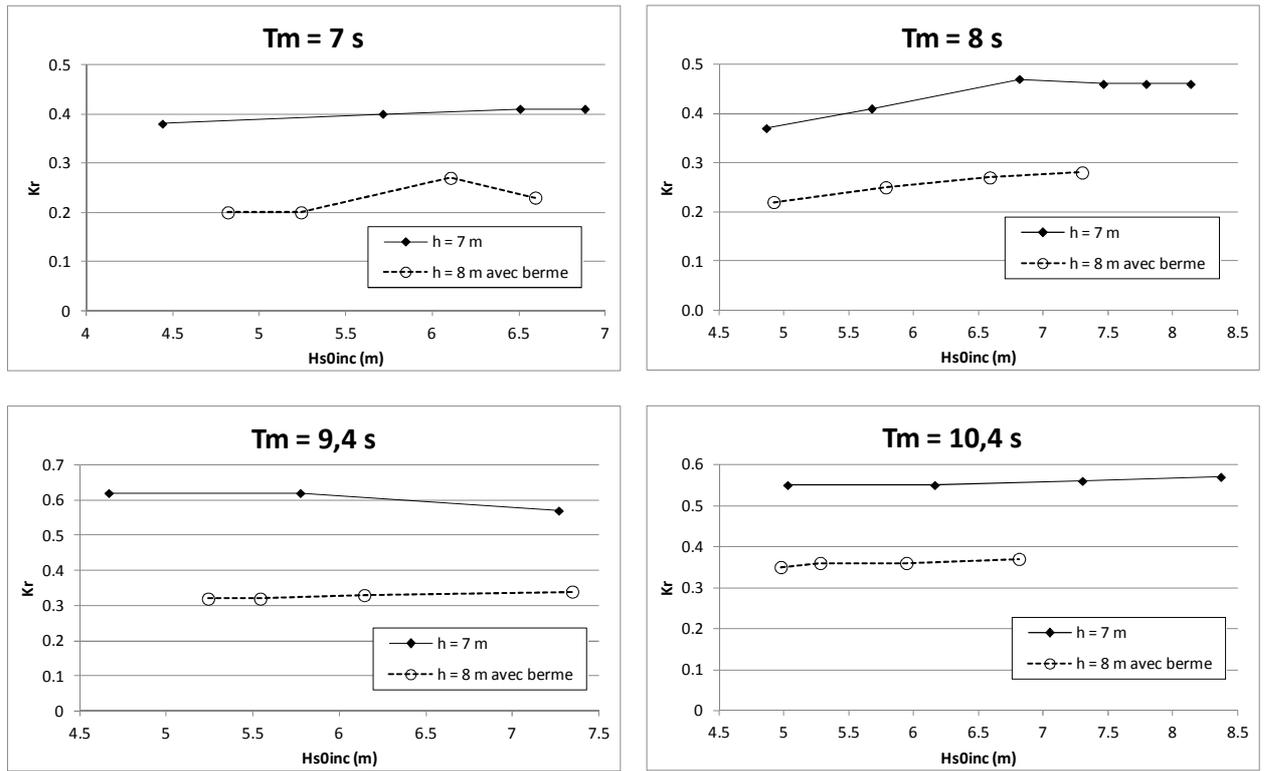


Figure 46 : Coefficient de réflexion de la digue renforcée par une berme et comparaison avec la digue de référence dans les conditions de référence ($h = 7$ m).

4.2.4 Renforcement par mise en place d'une troisième couche de BCR

Une troisième couche de blocs artificiels identiques à ceux constituant les deux couches sous-jacentes ont été installées sur la carapace de la digue principale. Le nombre de blocs installés est sensiblement identique à celui du renforcement par berme vu précédemment. La disposition dans le canal est présentée sur la Figure 47. La Figure 48 présente les résultats de franchissement obtenus.

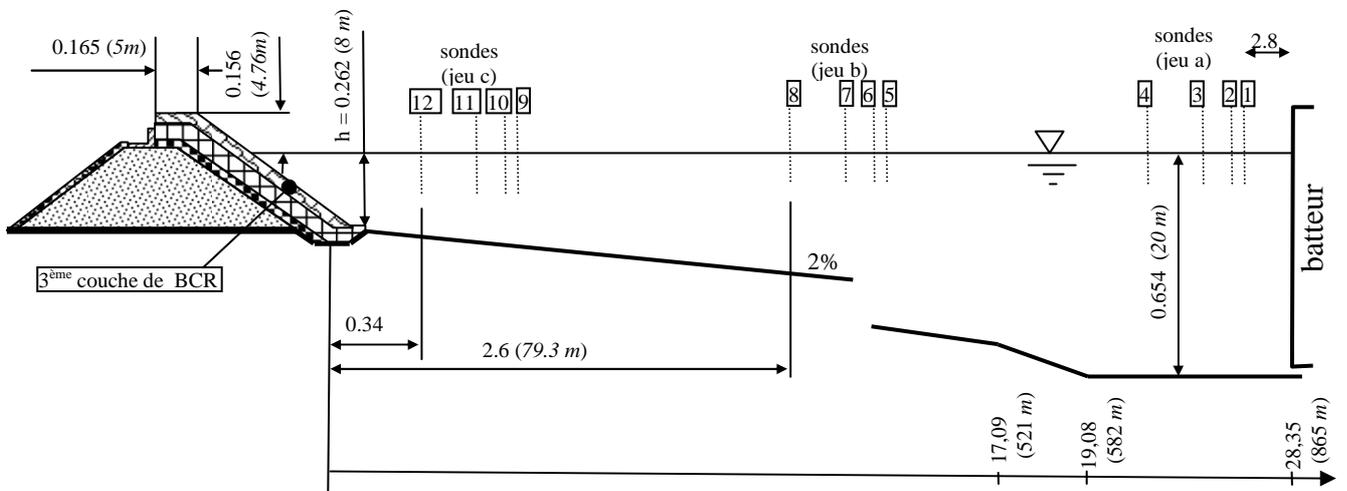


Figure 47 : Disposition dans le canal de la digue renforcée par une troisième couche de BCR.

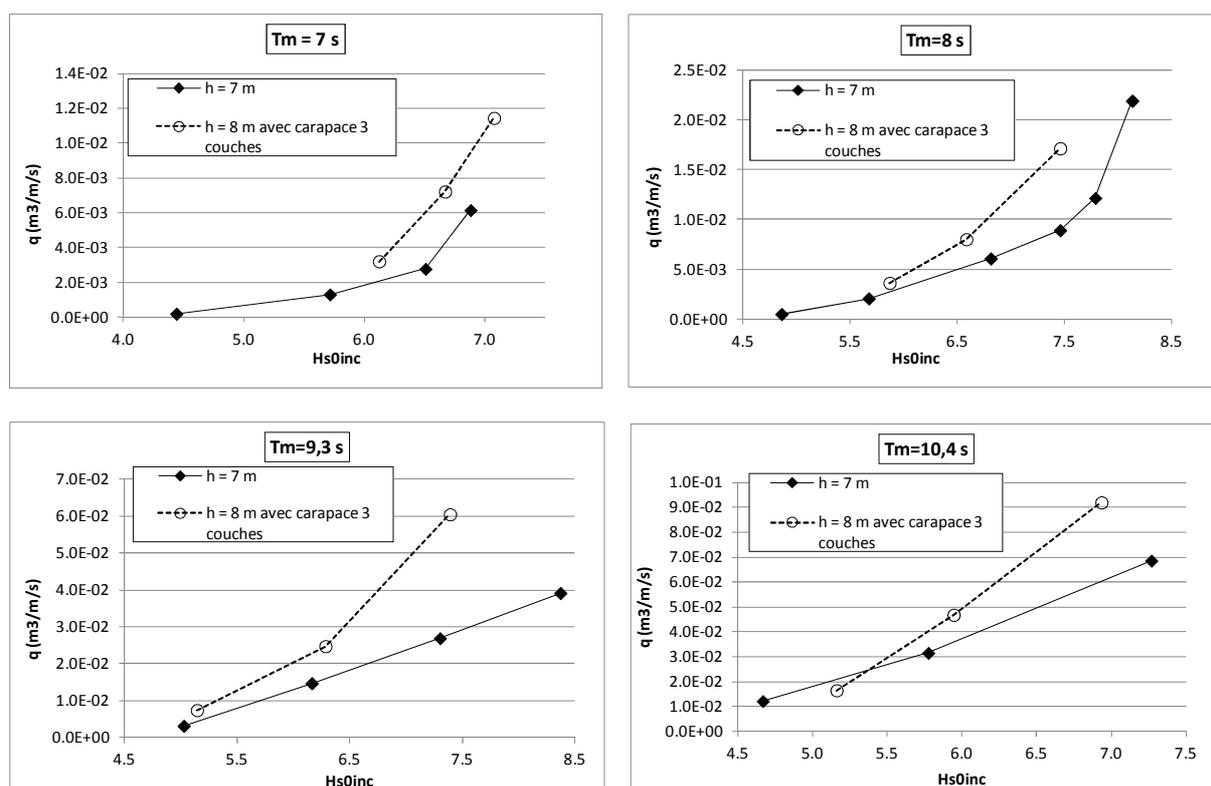


Figure 48 : Débits de franchissement pour une digue avec carapace à 3 couches de BCR.

Cette solution de renforcement ne permet pas de retrouver les conditions initiales en termes de franchissement. Mais elle est plus efficace qu'une solution avec berme en pied d'ouvrage pour toutes les périodes. Cependant, pour les périodes les plus faibles, la digue détachée avec carapace en BCR est plus efficace que la troisième couche sur la carapace de la digue principale mais pour les périodes les plus élevées c'est l'inverse.

Comme les franchissements sont plus importants pour les périodes les plus grandes il est préférable de retenir la solution de la troisième couche sur la carapace plutôt que la digue détachée. A noter, que d'un point de vue économique, la solution d'une troisième couche sur la digue principale est sans doute plus intéressante que la digue détachée renforcée par une carapace monocouche en BCR car cette dernière nécessite un noyau.

4.2.5 Renforcement par mise en place d'une troisième couche de BCR et rehausse du mur de couronnement

Configuration expérimentale

Afin d'améliorer le comportement de la solution précédente du point de vue du franchissement, nous avons rehaussé le mur de couronnement de 1,5 m pour l'amener au niveau de la berme supérieure de la carapace constituée des trois couches de BCR. La Figure 49 précise la section de la digue ainsi réalisée.

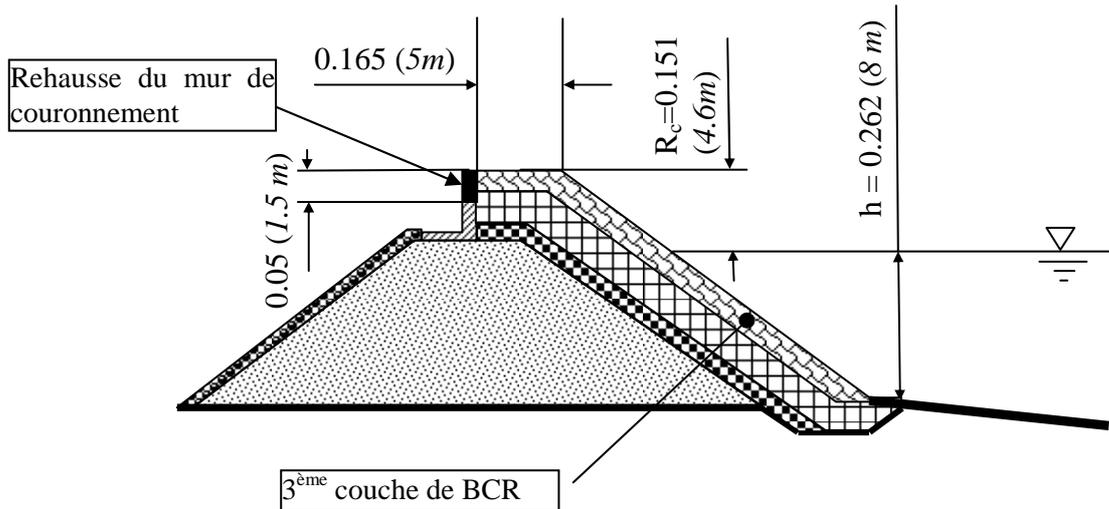


Figure 49 : Section de la digue avec carapace de 3 couches de BCR et rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.

Débits de franchissement

Les résultats pour le franchissement sont présentés sur la Figure 50. Ils montrent que cette solution de renforcement permet de retrouver des débits de franchissement légèrement inférieurs que ceux correspondant aux conditions initiales de digue de référence et de niveau moyen normal.

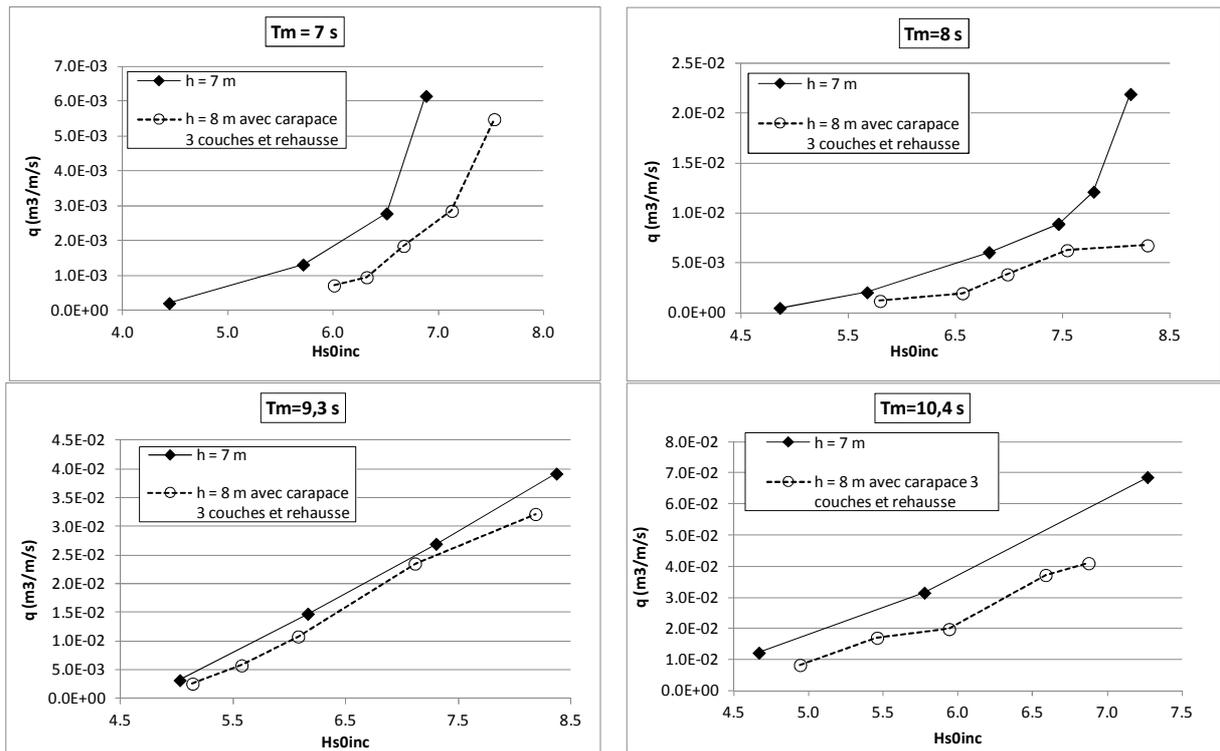
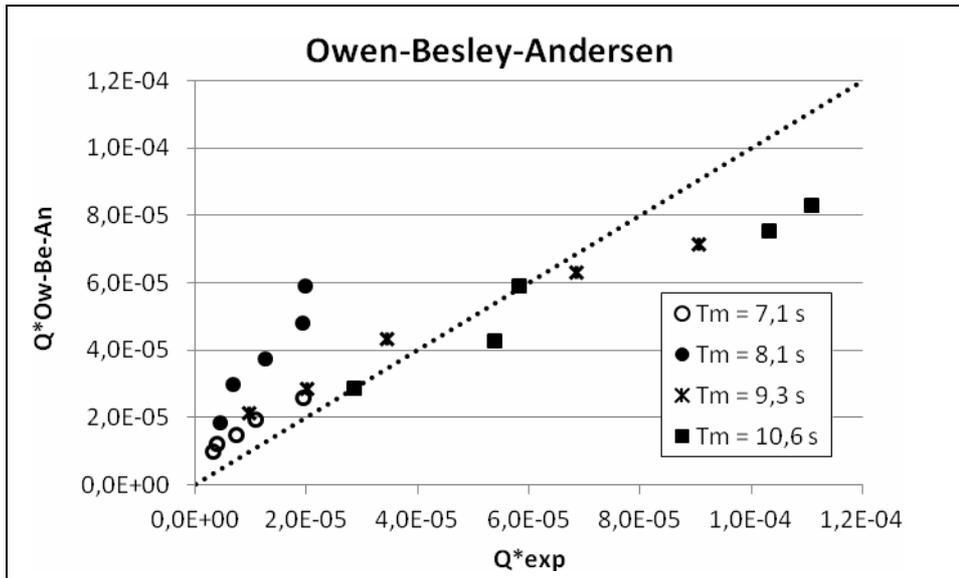


Figure 50 : Débits de franchissement pour une carapace à 3 couches de BCR et une rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.

La Figure 51 compare les résultats expérimentaux pour les débits de franchissement réduits avec ceux du modèle de Owen-Besley-Andersen.



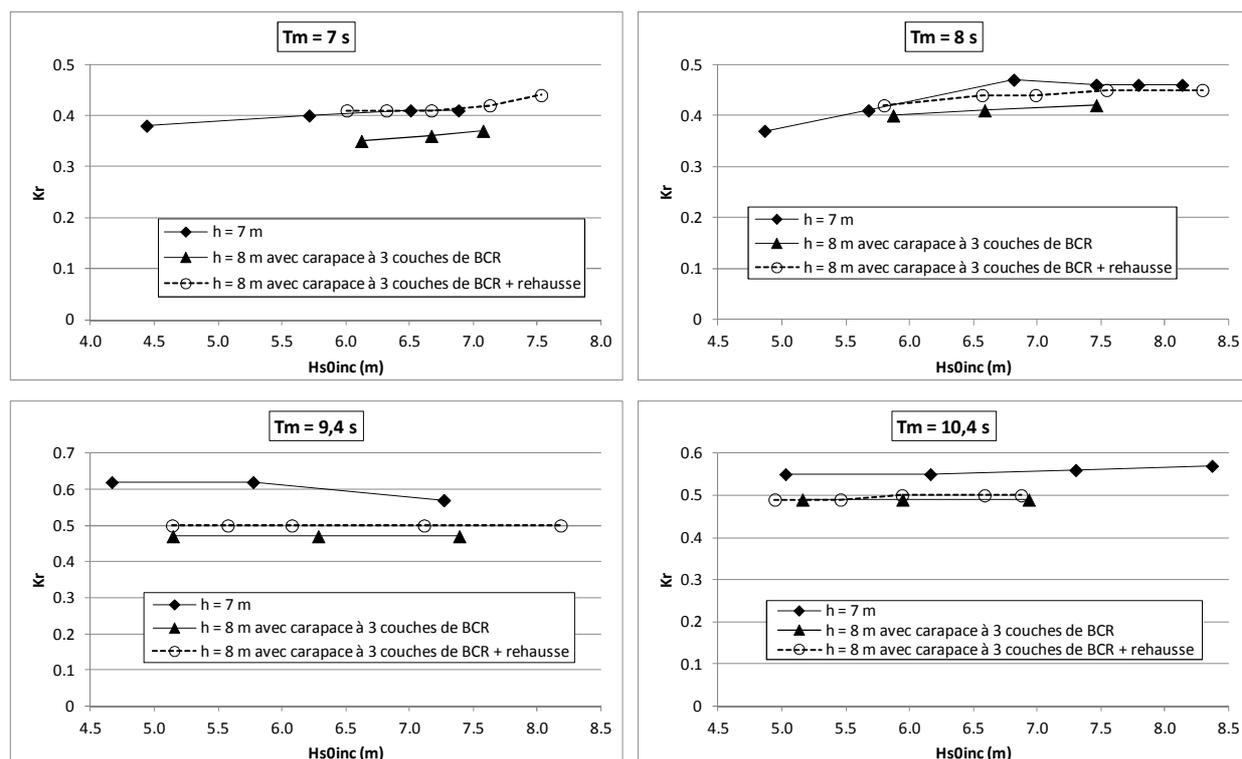


Figure 52 : Coefficients de réflexion pour différentes configurations.

Comportement en stabilité de carapace

La Figure 53 présente les taux de dommage de la carapace à trois couches par rapport à la configuration initiale (deux couches et $h = 7$ m). Ces résultats montrent que, du point de vue stabilité, la carapace à trois couches de BCR est surdimensionnée. La présence d'un mur de couronnement de grande hauteur ne crée pas de problème de stabilité des blocs lorsqu'il est « masqué » par les blocs de la berme supérieure.

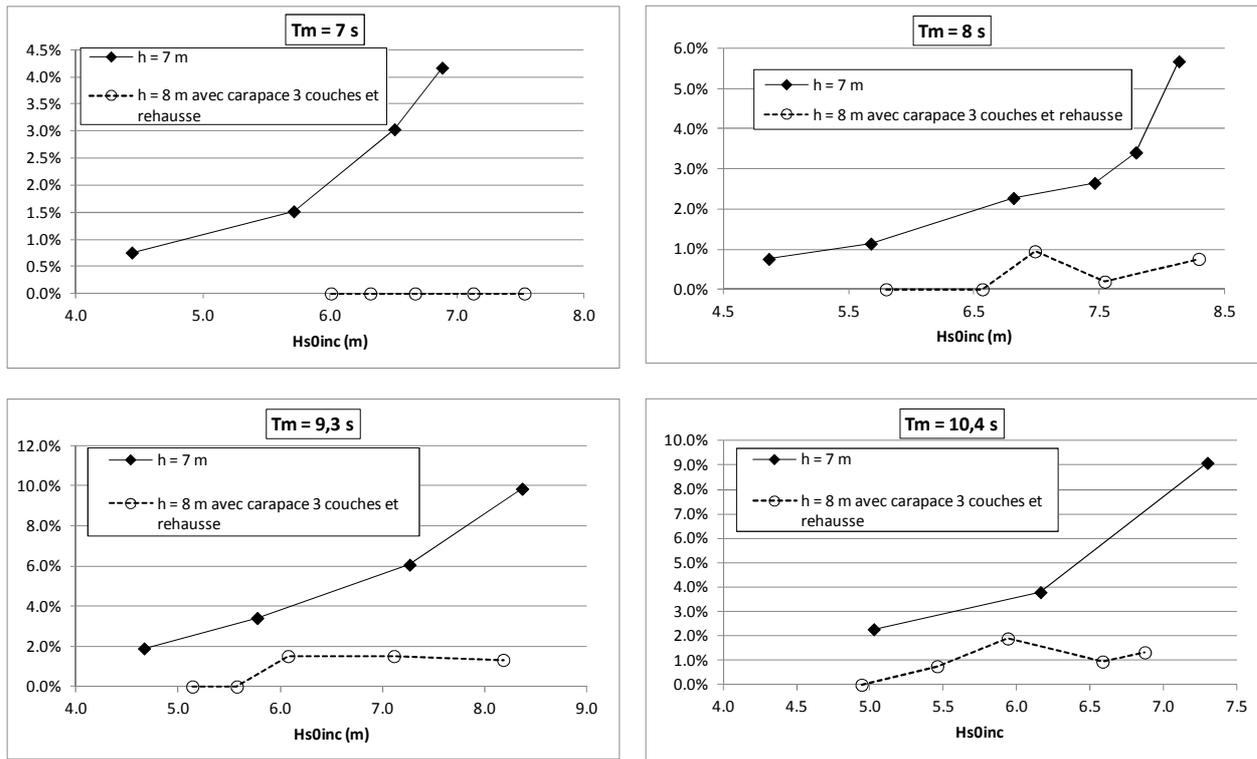


Figure 53 : Taux de dommage de la carapace.

4.3 Conclusion générale sur le renforcement des ouvrages maritimes

De l'ensemble des résultats présentés sur les solutions de renforcement testées on peut déduire les éléments de conclusion suivants :

Pour une surélévation du niveau moyen de 0,5 m, une surélévation du mur de couronnement de l'ordre de 1,5 m permet de limiter les débits de franchissement à des valeurs proches de celles, initiales, de la configuration initiale de digue et de niveau d'eau. Cependant, pour renforcer la stabilité, notamment en haut de digue, et pour limiter les efforts sur le mur de couronnement il faut envisager de mettre en place des blocs supplémentaires en pied de mur.

Pour une surélévation du niveau moyen de 1 m, parmi les solutions envisagées, seul le renforcement de la digue par une troisième couche de BCR et une rehausse du mur de couronnement jusqu'au niveau de la berme supérieure permet de limiter les débits de franchissement aux valeurs initiales. Avec des blocs de mêmes dimensions que ceux des deux couches initiales, la stabilité de la carapace est nettement améliorée par rapport à la configuration initiale ; cette observation peut éventuellement conduire à un choix de blocs de dimensions légèrement inférieures pour la troisième couche. Cependant cette diminution de dimension doit être limitée pour ne pas trop réduire la perméabilité et la dissipation de la carapace qui semblent jouer un rôle déterminant sur les franchissements, la stabilité et la réflexion de l'ouvrage.

CHAPITRE 5 : RENFORCEMENT DES PERRES MACONNES IMPERMEABLES

Nous avons étudié expérimentalement, en canal à houle, différentes solutions de renforcement de perrés maçonnés imperméables permettant de conserver les caractéristiques en franchissement suite à une remontée maximale du niveau moyen de la mer de 1 m.

Cette étude a été réalisée au Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement en 2011.

5.1 Description du modèle réduit

5.1.1 Installations d'essai

Le modèle réduit a été construit dans le canal à houle n°12 du LNHE (situé dans le hall d'essais du site de Chatou) dont les dimensions principales sont les suivantes :

- Longueurs totale / utile 45 m / 33 m
- Largeur 0.6 m
- Hauteur d'eau maximale 0.6 m devant le batteur

Ce canal (cf. Figure 2) est équipé d'un générateur de vague de type « piston », pouvant produire des vagues régulières ou irrégulières répondant à un spectre d'énergie donné. Un calculateur pilote à la fois le batteur à houle, les acquisitions de mesures et leur dépouillement.

5.1.2 Similitude et échelle

Le modèle réduit a été réalisé à l'échelle géométrique 1/30^{ème}. Les essais sont réalisés en similitude de Froude, sans distorsion et avec de l'eau de ville. Cette similitude conserve le rapport des forces d'inertie sur les forces de gravité, entre la nature (échelle réelle) et le modèle réduit. En notant : ($\hat{\quad}$) = (grandeur modèle) / (grandeur nature), les échelles de grandeurs qui s'en déduisent sont les suivantes :

- Echelle des vitesses : $\hat{V} = \hat{L}^{\frac{1}{2}}$
- Echelle des temps : $\hat{T} = \hat{L}^{\frac{1}{2}}$

5.1.3 Profil bathymétrique et ouvrage étudié

Les fonds au droit de la digue sont constitués d'une pente de 5 % en béton lissé, sur une distance de 6 m modèle (soit 180 m nature). L'ouvrage étudié est un perré de pente 2/1 en béton lissé imperméable, de hauteur 0.42 m modèle (soit 12.6 m nature). Ce perré avait été pré-dimensionné à partir de formules empiriques (cf. Annexe 6), avec l'objectif d'avoir un ouvrage initialement dimensionné pour un débit de franchissement nature voisin de 10⁻³ m³/s/m aux conditions nature suivantes : Tm = 12 s, Hs = 6 m au large et d = 3 m en pied d'ouvrage. Un bac de franchissement de dimensions L x l x h = 1 x 0.6 x 0.42 m³ (capacité voisine de 250 l) est implanté après la crête de l'ouvrage, à une distance de 0,1 m (distance correspondant environ à 3 fois la taille des enrochements envisagés pour l'ouvrage type n°2). La Figure 54 donne une vue longitudinale de l'installation dans le Canal 12. Des photographies du Canal 12 ainsi que du modèle réduit construit sont présentées sur la Figure 55.

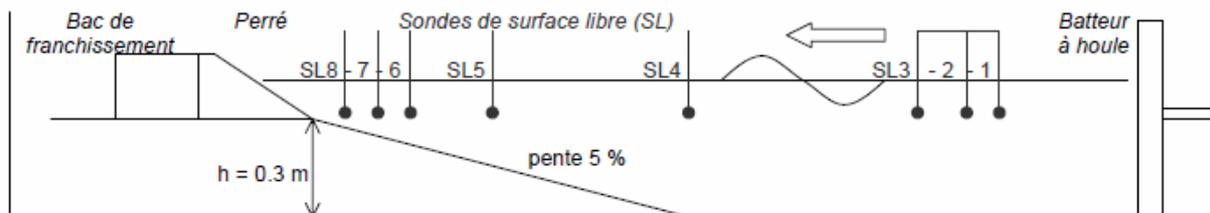


Figure 54 : Vue longitudinale de l'installation d'essais dans le canal 12 (Attention : cette figure n'est pas à l'échelle).

5.1.4 Séries d'essais

La première série d'essais consiste à caractériser l'ouvrage dans sa configuration initiale, sans renforcement. Ceci permet de connaître ses performances actuelles et après augmentation du niveau moyen de la mer. Ensuite, plusieurs séries d'essais visent à examiner les effets de différents renforcements de l'ouvrage. Lors de ces différentes séries d'essai, on considère les mêmes conditions de niveaux et de vagues que celles considérées dans la configuration initiale après augmentation du niveau moyen de la mer (seule la géométrie de l'ouvrage est modifiée). Les renforcements étudiés sont les suivants :

1. Mise en place d'un parapet de hauteur 1,5 m avec un béquet à 45° sur les 0,6 m supérieurs,
2. Mise en place d'un parapet de hauteur 1 m sans béquet,
3. Mise en place d'une couche d'enrochements sur le perré,
4. Mise en place de deux couches d'enrochements sur le perré,
5. Ajout d'un bassin de déversement s'appuyant sur le perré et coté à + 8 m, avec une pente lisse imperméable de 2/1, une largeur de 5 m et un parapet de hauteur 1,2 m et de porosité 0,25.



Figure 55 : Photographies du Canal 12 et du modèle réduit.

5.1.5 Conditions d'essais

Les essais sont réalisés en conditions de vagues irrégulières, produites selon un spectre d'énergie de type JONSWAP avec un facteur de pic $\gamma = 3.3$ (état de mer formé, mais spectre relativement large), avec absorption active du batteur à houle. Chaque essai dure 3 h nature, soit 1972 s modèle. En configuration initiale (sans renforcement), les conditions d'essais sont les suivantes :

- des niveaux de mer tels que la profondeur en pied d'ouvrage soit égale à 3, 3,5 et 4 m nature, soit 0,1, 0,116 et 0,133 m modèle (ce qui correspond à des profondeurs « au large » - au niveau du batteur - de 12, 12,5 et 13 m). La profondeur d'eau en pied de perré de 3 m correspond à une condition de climat actuel, les profondeurs d'eau en pied de perré de 3,5 et 4 m correspondent à une condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de respectivement 0,5 et 1 m ;
- des périodes moyennes au large T_{02} ou T_m égales à 7, 8 et 10 s, correspondant à des périodes de pic au large T_p égales à 9,0, 10,3 et 12,9 s selon (Molin, 2002), soit 1,64, 1,88 et 2,35 s modèle, des hauteurs significatives de houle au large voisines de 2, 3 et 4 m, soit 0,067, 0,1 et 0,33 m modèle. A noter qu'on visait des conditions de hauteurs significatives de houle au large sensiblement identiques aux différentes profondeurs d'eau (afin que le seul paramètre modifié entre les essais en condition de climat actuel et en conditions de climat futur soit la profondeur).
- Les périodes de houle ont été harmonisées avec celles finalement reproduites à l'Université du Havre pour l'étude de la digue maritime (les périodes de pic initialement prévues étaient 10.3, 12.9 et 15.4 s) ;
- La gamme des hauteurs de houle a été à ré-ajustée (il était initialement prévu de couvrir une gamme de hauteur de houle de 4 à 6 m), dans la mesure où les hauteurs de houle significatives que l'on pouvait générer au large étaient plus faibles que celles imaginées lors de la mise au point du programme d'essais ; les hauteurs significatives en pied de perré étaient cependant de l'ordre de grandeur envisagé ;
- Les essais préliminaires réalisés pour une profondeur de 5 mètres en pied de perré conduisant à des franchissements très importants ($>10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$) en configuration initiale et potentiellement en configuration renforcée, il a été décidé de s'en tenir aux conditions de profondeur d'eau en

ped de perré de 3, 3,5 et 4 m lors des essais (il était initialement prévu de réaliser également des essais pour des profondeurs d'eau en pied de perré de 4,5 et 5 m).

Ces conditions d'essais sont illustrées par la Figure 56, donnant les hauteurs significatives de vague incidente réellement simulées en canal, en fonction des niveaux de mer et des périodes de pic considérés. La Figure 57 présente les périodes de pic de la houle incidente au large mesurées par rapport aux périodes de pic théoriques (consignes).

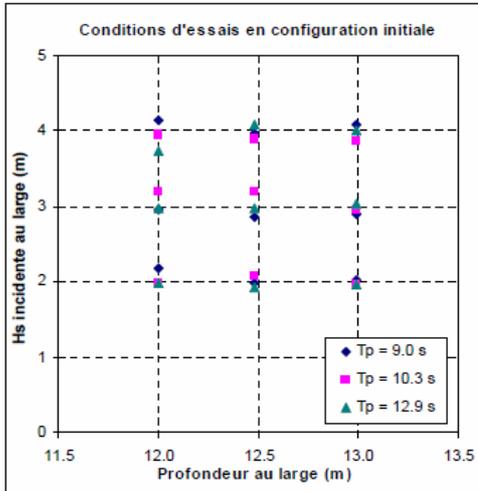


Figure 56 : Conditions d'essais testées (valeurs en échelle nature).

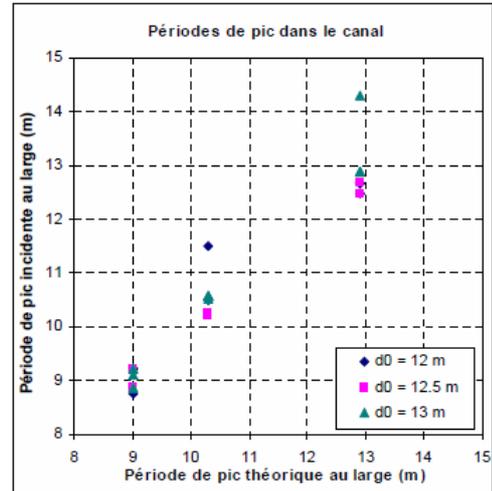


Figure 57 : Comparaison entre les périodes de pic de la houle incidente et les périodes de pic théoriques (consignes).

En configurations avec renforcements, on a considéré les mêmes conditions d'essais. En fonction de leur pertinence, tous les essais n'ont cependant pas été systématiquement reproduits.

5.1.6 Mesures

Des mesures de l'élévation de la surface libre sont réalisées en différents points du canal par le biais de capteurs résistifs₁, afin de déterminer les caractéristiques de la houle incidente et de connaître les conditions de vague à l'approche et au droit de la digue :

- trois sondes au large (SL1-SL2-SL3) permettant de séparer la houle incidente de la houle réfléchie par une analyse adaptée (la distance inter-sondes varie suivant la période de pic et le niveau d'eau testés),
- une sonde en pied de pente (SL4),
- une sonde en milieu de pente (SL5),
- trois sondes à l'approche de l'ouvrage (SL6-SL7-SL8), situées respectivement à 60, 50,1 et 25,5 m nature du pied de perré.

Les franchissements sont quantifiés par la mesure du volume d'eau recueilli dans le bac de franchissement implanté après la crête du perré (mesure réalisée par le biais d'une mini-pompe reliée à un compteur d'eau). Pour les essais présentant d'importants volumes de franchissement, le bac peut être vidangé en cours d'essai, afin de ne pas entraîner un abaissement significatif du plan d'eau. Durant certains essais, le nombre de vagues franchissant l'ouvrage est également compté, afin de déterminer la probabilité de franchissement de l'ouvrage.

5.2 Résultats des essais

5.2.1 Configuration initiale (sans renforcement)

Caractérisation de la houle au voisinage de l'ouvrage

On présente tout d'abord les résultats concernant les caractéristiques de houle dans le canal pour les 27 essais en configuration initiale (sans renforcement). La Figure 58 donne l'évolution de la hauteur significative totale de houle le long de la pente pour les différents niveaux et périodes testés. La Figure 59 compare, pour les 27 essais, les hauteurs significatives de houle le long de la pente et au voisinage du perré à la hauteur significative incidente au large. Du fait d'un ouvrage fortement réfléchissant (le

coefficient de réflexion mesuré au large est compris entre 20 et 75 %, cf. Figure 60), on constate que la houle est perturbée en pied d'ouvrage.

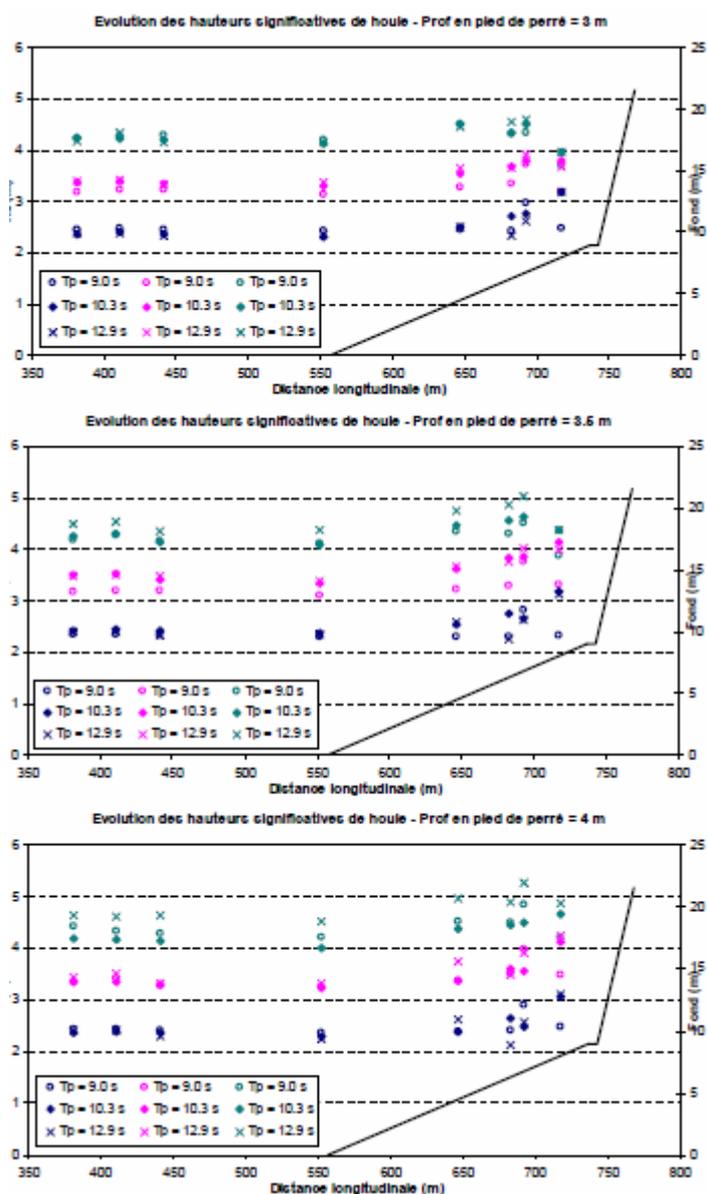


Figure 58 : Evolution de la hauteur significative de houle le long de la pente pour les différents niveaux et périodes testés (27 essais).

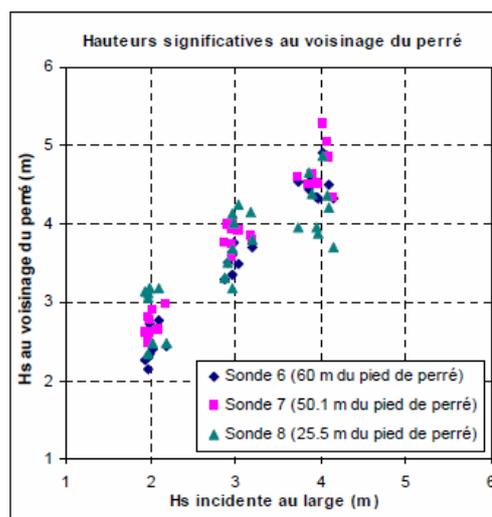
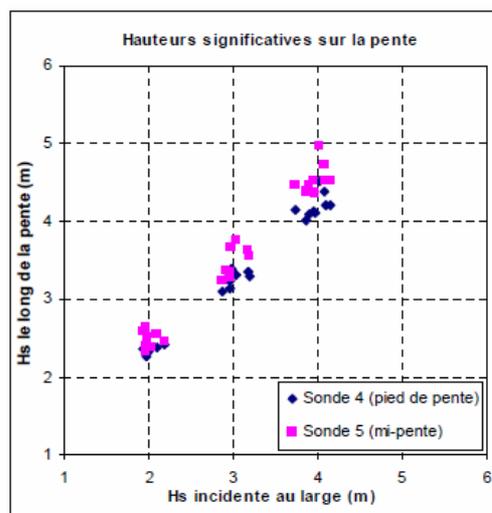


Figure 59 : Hauteurs significatives de houle le long de la pente et au voisinage du perré.

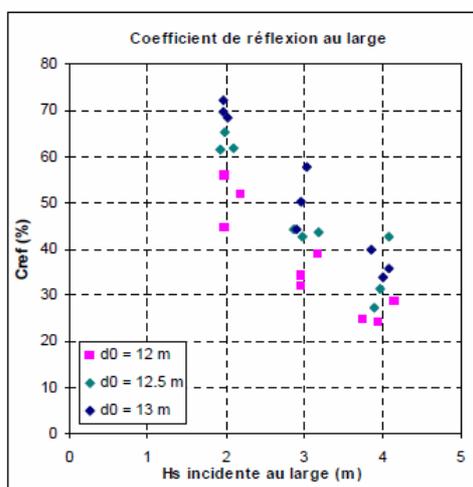


Figure 60 : Coefficient de réflexion au large.

Les débits de franchissement mesurés ont été comparés à ceux obtenus par la formule empirique du TAW (2002) reprise dans le Guide Enrochement (CETMEF, 2009) et utilisée pour le pré-dimensionnement du perré maçonné (cf. Annexe 2, § 7.2). A noter qu'il faut normalement disposer d'une estimation de la hauteur de houle incidente sur le talus étudié pour l'utilisation de cette formule ; nous avons estimé cette dernière en divisant la hauteur de houle totale au voisinage du pied de perré (au niveau de la sonde SL6) par un facteur dépendant du coefficient de réflexion dans le Canal 12 (facteur égal à $1 + R^2$ obtenu en écrivant la conservation de l'énergie de la houle). La comparaison des débits de franchissement mesurés à ceux obtenus par application de la formule empirique du TAW (2002) en utilisant soit la hauteur de houle totale, soit la hauteur de houle incidente estimée au niveau de la sonde SL6 fait l'objet de la Figure 63.

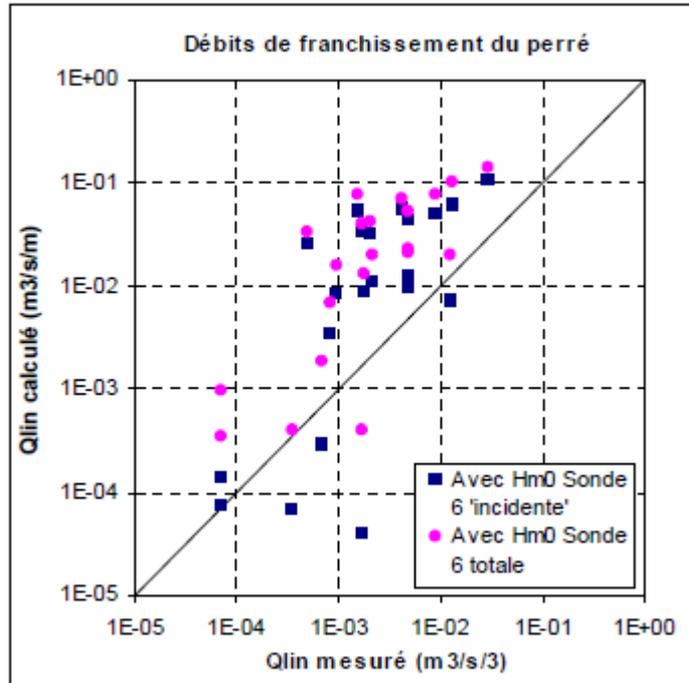


Figure 63 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés et obtenus par la formule empirique du TAW.

On observe que, dans la majorité des cas, le débit linéaire de franchissement est surestimé par la formule empirique du TAW (2002). En effet, en utilisant la hauteur de houle incidente estimée au niveau de la sonde SL6, sur les 21 essais pour lesquels le débit de franchissement est non nul, le débit de franchissement mesuré est sous-estimé pour 4 essais, surestimé d'un facteur inférieur à 10 pour 12 essais et surestimé d'un facteur supérieur à 10 pour 5 essais.

5.2.2 Configurations avec renforcements

Les essais avec renforcement débutent toujours par les conditions de houle les plus pénalisantes en termes de franchissement, afin que l'on puisse rapidement examiner la pertinence du renforcement mis en place. Ainsi, on démarre toujours par l'essai avec une profondeur de 4 m en pied de perré, une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m, correspondant au débit de franchissement maximal mesuré en configuration initiale (de l'ordre de $3.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$).

5.2.3 Renforcement avec mise en place d'un parapet

Le premier type de renforcement examiné concerne la mise en place de parapets. Sur le modèle réduit, le parapet est positionné au droit du bac de franchissement, à savoir à une distance voisine de 0,1 m modèle. Le premier parapet testé est un parapet de géométrie identique à celui étudié sur la digue maritime testée en canal à l'Université du Havre, à savoir un **parapet de hauteur 1,5 m avec un béquet à 45° sur les 0.6 m supérieurs** (géométrie étudiée lors des essais sur la digue maritime réalisés à l'Université du Havre) (Figure 64).



Figure 64 : Photographies du perré après mise en place du parapet de hauteur 1.5 m avec un béquet à 45° sur les 0.6 m supérieurs.

Avec ce parapet, pour une profondeur de 4 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m), le débit de franchissement maximal

mesuré est de l'ordre de $1,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,2 \text{ m}$). Dans ces conditions-là, seules 2 % des vagues franchissent l'ouvrage. En termes de franchissement, les performances de l'ouvrage en climat futur après mise en place de ce parapet sont meilleures qu'en climat actuel avant mise en place du renforcement. L'efficacité de ce parapet est donc nettement supérieure à l'efficacité recherchée. La hauteur du parapet étant un paramètre à optimiser pour limiter l'impact visuel du renforcement, nous avons rapidement abandonné ce renforcement pour nous orienter vers un parapet moins haut.

Le second parapet testé est un **parapet de hauteur 1 m sans béquet**. Avec ce parapet :

- pour une profondeur de 4 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m), le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $6,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,1 \text{ m}$). Dans ces conditions, 15 % des vagues franchissent l'ouvrage ;
- pour une profondeur de 3,5 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 0,5 m), le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,1 \text{ m}$). Dans ces conditions, 7 % des vagues franchissent l'ouvrage.

On retrouve donc des performances de l'ouvrage en climat futur après mise en place de ce parapet voisines de celles constatées en climat actuel avant mise en place du parapet (Figure 65).

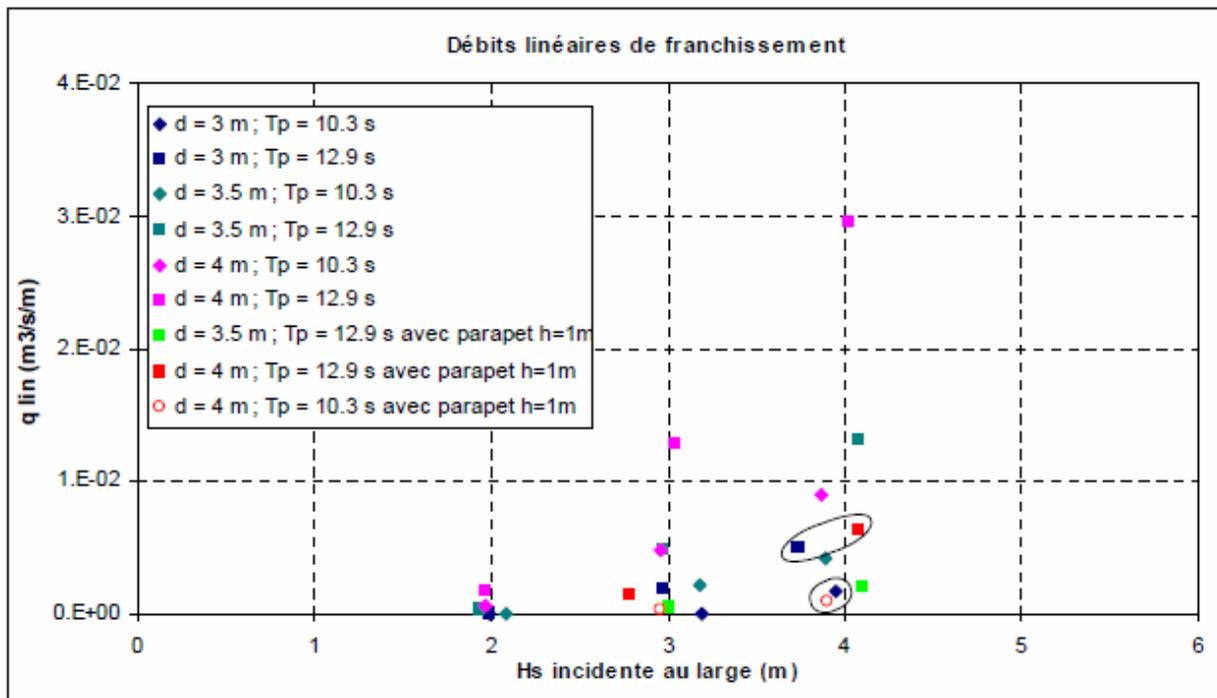


Figure 65 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés en configuration initiale et après mise en place du parapet de hauteur 1 m.

5.2.4 Renforcement avec mise en place d'embrochements

Le second type de renforcement examiné concerne la mise en place d'embrochements sur la pente du perré (Figure 66). Nous avons choisi des embrochements de calibre 4-6 T (sur le modèle, les embrochements sont de calibre 120-190 g). Un essai de « tassement » (ou plutôt de « positionnement ») a été réalisé avant le démarrage des essais.



Figure 66 : Photographies du perré après mise en place d'une (à gauche) ou deux (à droite) couches d'enrochements de calibre 4-6 T.

Les enrochements posés **en une seule couche** sur le perré ne sont pas stables pour une profondeur de 4 m en pied de perré, une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m.

Ce renforcement a donc été rapidement abandonné, bien que les quelques essais réalisés aient mis en évidence une diminution importante des débits linéaires de franchissement :

- pour une profondeur de 4 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m), le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $7,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,2 \text{ m}$). Dans ces conditions, 3 % des vagues franchissent l'ouvrage ;
- pour une profondeur de 3,5 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 0,5 m), le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $6,9 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,1 \text{ m}$). Dans ces conditions, moins de 1 % des vagues franchissent l'ouvrage.

Les enrochements posés en deux couches sur le perré ne sont pas stables pour une profondeur de 4 m en pied de perré, une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m, et ce même après mise en place d'une butée de pied (l'instabilité du talus se manifeste au voisinage du niveau d'eau au repos). Ce renforcement a donc été rapidement abandonné, bien que les quelques essais réalisés aient mis en évidence une diminution très importante des débits linéaires de franchissement :

- pour une profondeur de 4 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m), le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $1,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,2 \text{ m}$). Dans ces conditions, 1 % des vagues franchissent l'ouvrage ;
- pour une profondeur de 3,5 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 0,5 m), le débit de franchissement maximal n'est pas mesurable ($< 6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$), pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,1 \text{ m}$). Dans ces conditions, moins de 1 % des vagues franchissent l'ouvrage.

5.2.5 Renforcement avec mise en place d'un bassin de déversement

Le dernier type de renforcement examiné concerne la mise en place d'un bassin de déversement s'appuyant sur le perré. Ce bassin est coté à + 8 m, avec une pente lisse imperméable de 2/1, une largeur de 5 m et un parapet de hauteur 1,2 m et de porosité 0,25 (orifices rectangulaires de largeur 0,9 m et de hauteur 0,6 m positionnés tous les 0,9 m en bas de parapet) (Figure 67).

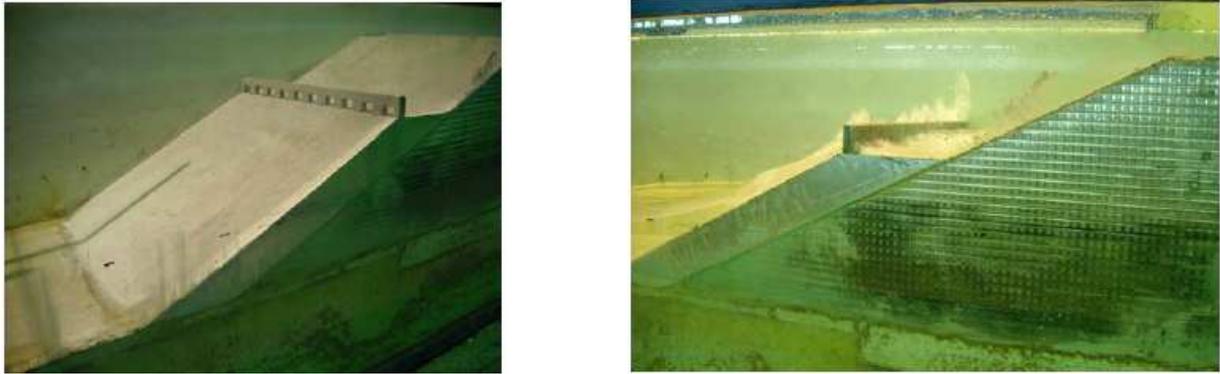


Figure 67 : Photographies du perré après mise en place du bassin de déversement.

Avec un tel bassin de déversement :

- pour une profondeur de 4 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m), le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $3,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,2 \text{ m}$). Dans ces conditions, 4 % des vagues franchissent l'ouvrage ;
- pour une profondeur de 3,5 m en pied de perré (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 0,5 m), le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,1 \text{ m}$). Dans ces conditions, moins de 1 % des vagues franchissent l'ouvrage.

On retrouve donc des performances de l'ouvrage en climat futur après mise en place de ce bassin de déversement légèrement meilleures que celles constatées en climat actuel avant mise en place du bassin.

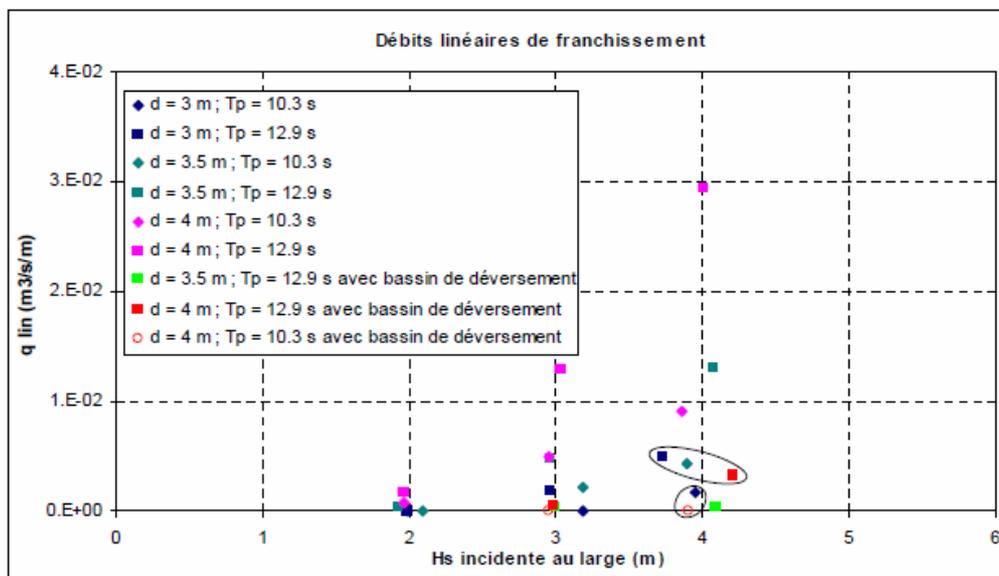


Figure 68 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés en configuration initiale et après mise en place du bassin de déversement.

Dans la mesure où le bassin de déversement permet à l'ouvrage d'atteindre des performances suffisantes en termes de franchissement, les éléments de rugosité que l'on avait envisagé de mettre en place sur sa pente ont été abandonnés.

5.3 Conclusions sur le renforcement des perrés maçonnés imperméables

Après avoir caractérisé les performances (en termes de franchissement) de l'ouvrage en condition de climat actuel et en condition de climat futur sous des hypothèses d'augmentation du niveau moyen de la mer de 0,5 et 1 m sans renforcement, différentes solutions de renforcement ont été examinées sur modèle réduit : la mise en place d'un parapet (tout d'abord de hauteur 1.5 m avec un béquet à 45° sur les 0.6 m supérieurs, puis de hauteur 1 m), la mise en place d'encrochements sur le perré (en une ou deux couches) et la construction d'un bassin de déversement s'appuyant sur le perré (coté à + 8 m, avec une pente lisse imperméable de 2/1, une largeur de 5 m et un parapet de hauteur 1,2 m et de porosité 0,25).

Les solutions de renforcement s'avérant les plus pertinentes sont le parapet de hauteur 1 m et le bassin de déversement, dans la mesure où elles permettent à l'ouvrage d'atteindre en climat futur des performances en termes de franchissement voisines ou légèrement meilleures que celles constatées en climat actuel avant mise en place du renforcement. Les solutions consistant à ajouter des encrochements sur la pente du perré sont quant à elles non adaptées dans la mesure où, bien qu'efficaces dans un premier temps pour réduire les franchissements, elles présentent des problèmes de stabilité (malgré le calibre important des blocs mis en oeuvre dans les essais, à savoir 4-6 T).

CHAPITRE 6 : RENFORCEMENT D'UNE PROTECTION DE HAUT DE PLAGES EN ENROCHEMENTS AVEC NOYAU PERMEABLE

Nous avons étudié expérimentalement, en canal à houle, différentes solutions de renforcement d'une protection de haut de plage en enrochements avec noyau perméable permettant de conserver les caractéristiques en franchissement et de stabilité suite à une remontée maximale du niveau moyen de la mer de 1 m.

Cette étude a été réalisée au Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement en 2011 et 2012.

6.1 Description du modèle réduit

Les installations d'essai, les principes de similitude et l'échelle ainsi que le système de mesure sont identiques au chapitre précédent.

6.1.1 Profil bathymétrique et ouvrage étudié

Les fonds au droit de la digue sont constitués d'une pente de 5 % en béton lissé, sur une distance de 6 m modèle (soit 180 m nature). L'ouvrage étudié est une protection de haut de plage en enrochements naturels, de pente 1:2 et de hauteur 0.275 m (soit 8,25 m nature). Sa carapace est constituée de deux couches des blocs ayant un poids compris entre 96 g et 130 g (3-4 t nature). Le noyau de l'ouvrage est perméable et est réalisé avec du tout venant. Une sous-couche constituée de blocs de 10-13 g (0,3-0,4 t nature) sépare le noyau de la carapace. L'ouvrage est complété par un mur de couronnement, situé derrière la dernière rangée de blocs, qui retient la carapace. La digue a été pré-dimensionnée à partir de formules empiriques, avec l'objectif d'avoir un ouvrage qui présente une bonne stabilité au niveau de la carapace et qui soit dimensionné pour un débit linéaire de franchissement nature voisin de 10^{-3} m³/s/m aux conditions nature suivantes :

- Période moyenne $T_m=10$ s (période de pic équivalente $T_{pic}=12,9$ s)
- Hauteur significative au large $H_s=4$ m
- Hauteur d'eau en pied d'ouvrage $d=3$ m

Un bac de franchissement est implanté après la crête de l'ouvrage. La Figure 69 donne une vue longitudinale de l'installation dans le Canal 12 et une vue plus détaillée de l'ouvrage original. Des photographies du modèle réduit construit sont présentées dans la Figure 70.

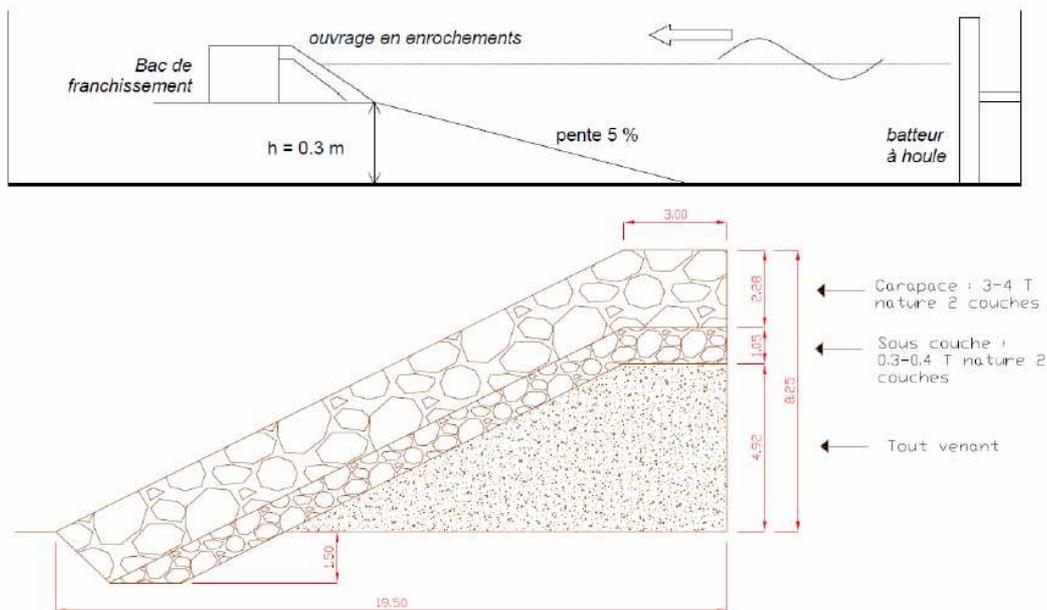


Figure 69 : Vue longitudinale de l'installation d'essais dans le canal 12 (en haut, figure pas en échelle) et schéma détaillé de l'ouvrage original (en bas).



Figure 70 : Photographies du Canal 12 et du modèle réduit sans renforcement.

6.1.2 Séries d'essais

La première série d'essais consiste à caractériser l'ouvrage dans sa configuration initiale, sans renforcement. Ceci permet de connaître ses performances actuelles et après augmentation du niveau moyen de la mer. Ensuite, plusieurs séries d'essais visent à examiner les effets de différents renforcements de l'ouvrage. Lors de ces différentes séries d'essai, on considère les mêmes conditions de niveaux et de vagues que celles considérées dans la configuration initiale après augmentation du niveau moyen de la mer (seule la géométrie de l'ouvrage est modifiée). Les renforcements étudiés sont les suivants :

1. mise en place d'un parapet de hauteur 1 m ;
2. mise en place d'une troisième couche d'enrochements avec ou sans parapet : différentes configurations ont été testées en variant la taille des blocs et la hauteur du parapet ;
3. Modification de la pente de l'ouvrage : mise en place d'une pente 1:3 (au lieu d'une pente 1:2), testée sans et avec parapet ;
4. Mise en place d'une berme.

6.1.3 Conditions d'essais

Les essais sont réalisés en conditions de vagues irrégulières, produites selon un spectre d'énergie de type JONSWAP avec un facteur de pic $\gamma = 3,3$ (état de mer formé, mais spectre relativement large), avec absorption active du batteur à houle. Chaque essai dure 3 h nature, soit 1972 s modèle. En configuration initiale (sans renforcement), les conditions d'essais sont les suivantes :

- des niveaux de mer tels que la profondeur en pied d'ouvrage soit égale à 3, 3,5 et 4 m nature, soit 0,1, 0,116 et 0,133 m modèle (ce qui correspond à des profondeurs « au large » - au niveau du batteur - de 12, 12,5 et 13 m). La profondeur d'eau en pied d'ouvrage de 3 m correspond à une condition de climat actuel, les profondeurs d'eau en pied d'ouvrage de 3,5 et 4 m correspondent à une condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de respectivement 0,5 et 1 m ;
- des périodes moyennes au large T_{02} ou T_m égales à 7, 8 et 10 s, correspondant à des périodes de pic au large T_p égales à 9,0, 10,3 et 12,9 s selon (Molin, 2002), soit 1,64, 1,88 et 2,35 s modèle, des hauteurs significatives de houle au large voisines de 2, 3 et 4 m, soit 0,067, 0,1 et 0,133 m modèle. A noter qu'on visait des conditions de hauteurs significatives de houle au large sensiblement identiques aux différentes profondeurs d'eau (afin que le seul paramètre modifié entre les essais en condition de climat actuel et en conditions de climat futur soit la profondeur).

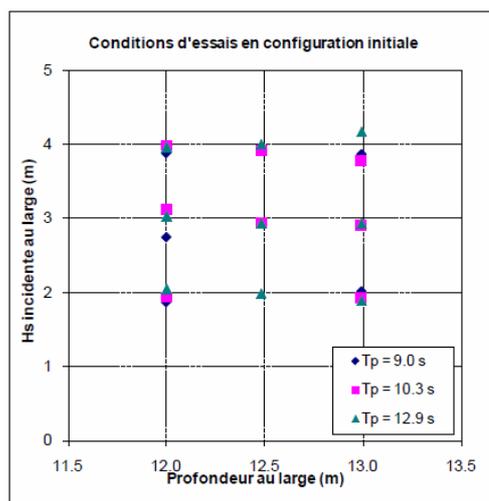


Figure 71 : Conditions d'essais testées (valeurs en échelle nature) : comparaison entre les hauteurs significatives mesurées au large et les hauteurs significatives théoriques (consignes).

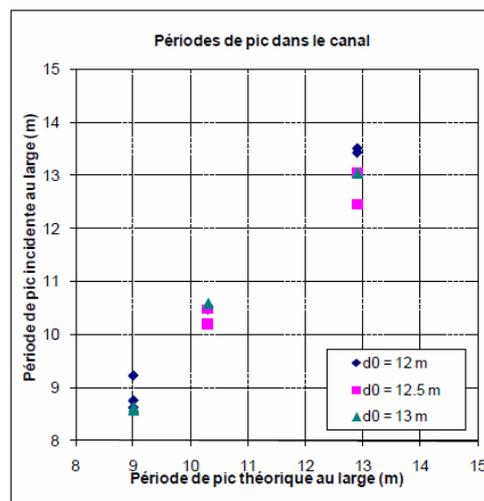


Figure 72 : Comparaison entre les périodes de pic de la houle incidente et les périodes de pic théoriques (consignes).

Ces conditions d'essais sont illustrées par la Figure 71, donnant les hauteurs significatives de vague incidente réellement simulées en canal, en fonction des niveaux de mer et des périodes de pic considérés. La Figure 72 présente les périodes de pic de la houle incidente au large, mesurées par rapport aux périodes de pic théoriques (consignes). En configurations avec renforcements, tous les essais ne sont pas systématiquement réalisés : seulement les conditions d'essais les plus critiques sont reproduites. Pour les trois hauteurs significatives de houle (2, 3 et 4 m), les combinaisons suivantes de hauteur d'eau et périodes de pic sont considérées :

- hauteur d'eau 4 m, période de pic 12,9 s ;
- hauteur d'eau 4 m, période de pic 10,3 s ;
- hauteur d'eau 3,5 m, période de pic 12,9 s.

6.2 Résultats des essais en configuration initiale (sans renforcement)

6.2.1 Caractérisation de la houle au voisinage de l'ouvrage

On présente tout d'abord les résultats concernant les caractéristiques de houle dans le canal pour les essais en configuration initiale (sans renforcement). La Figure 73 donne l'évolution de la hauteur significative totale de houle le long de la pente pour les différents niveaux et périodes testés. La Figure 74 compare, pour les essais, les hauteurs significatives de houle le long de la pente et au voisinage de l'ouvrage à la hauteur significative incidente au large. Du fait d'un ouvrage partiellement réfléchissant (le coefficient de réflexion mesuré au large est compris entre 40 et 20 %, cf. Figure 75), on constate que la houle est perturbée en pied d'ouvrage.

6.2.2 Performances de l'ouvrage en termes de franchissement

En termes de franchissement, l'ouvrage sans renforcement présente les performances suivantes (cf. Figure 76 et Figure 77) :

- pour une profondeur de 3 m en pied d'ouvrage, correspondant à la condition de climat actuel, le débit linéaire de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 3,96 \text{ m}$) ; dans ces conditions de houle, 4,7% des vagues franchissent l'ouvrage ;
- pour une profondeur de 3,5 m en pied d'ouvrage, correspondant à une condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 0,5 m, le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $1.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,00 \text{ m}$), ce qui correspond à une majoration d'un facteur 2,5 par rapport à la condition en climat actuel ; dans ces conditions de houle, 12% des vagues franchissent l'ouvrage ;

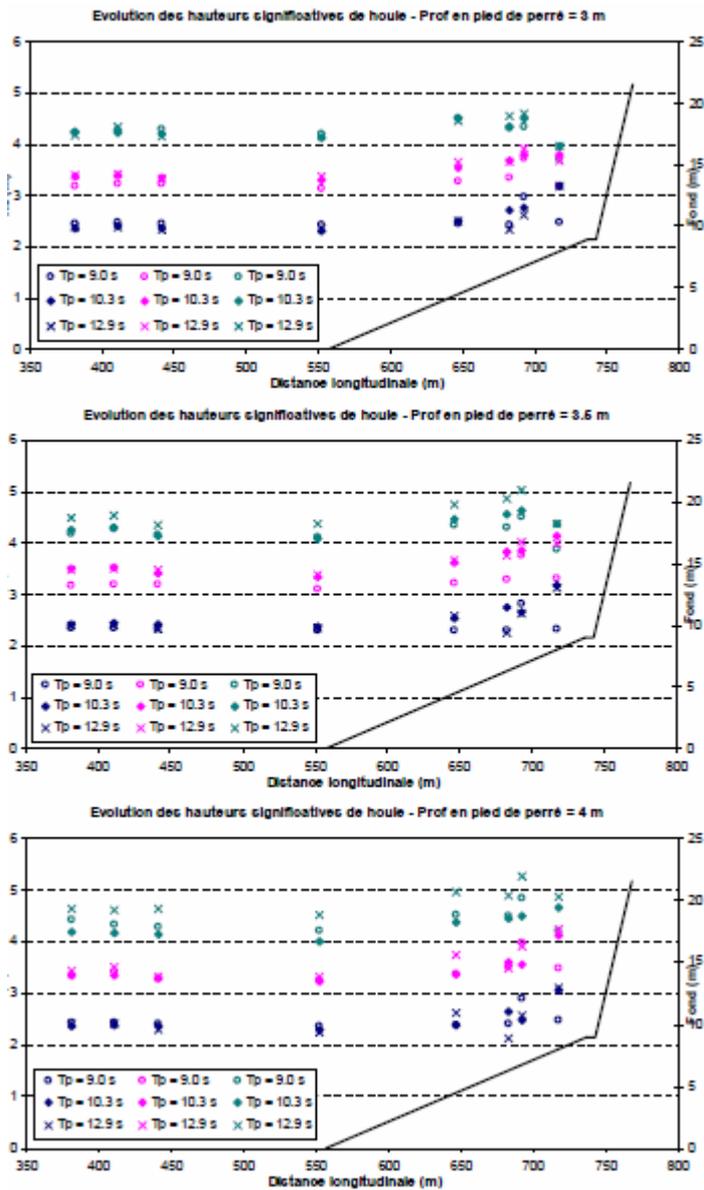


Figure 73 : Evolution de la hauteur significative de houle le long de la pente du fond pour les différents niveaux et périodes testés.

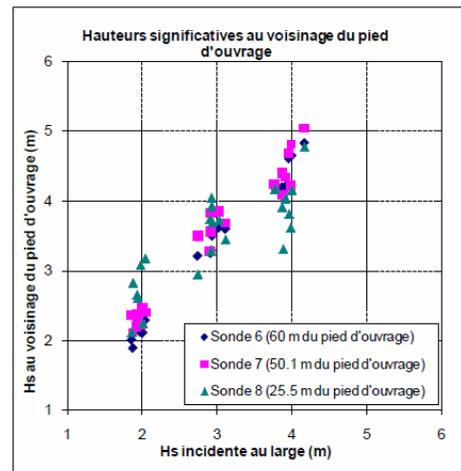
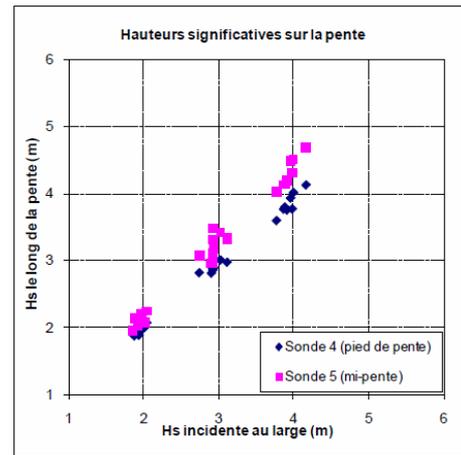


Figure 74 : Hauteurs significatives de houle le long de la pente et au voisinage du pied d'ouvrage.

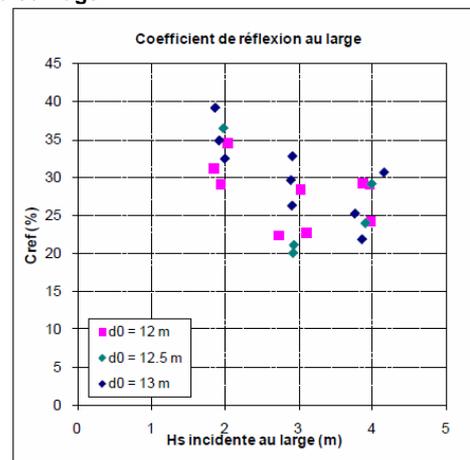


Figure 75 : Coefficient de réflexion au large.

- pour une profondeur de 4 m en pied d'ouvrage, correspondant à une condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m, le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $3.7 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large de 4 m ($H_{s_inc} = 4,14 \text{ m}$). Trois essais sont réalisés avec ces conditions de houle incidente. Les valeurs indiquées sont les valeurs moyennées sur les trois essais. En terme de franchissement, on constate une majoration d'un facteur 9,2 par rapport à la condition en climat actuel et d'un facteur 3,7 par rapport à la condition en climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 0,5 m ; dans ces conditions de houle, 30% des vagues franchissent l'ouvrage.

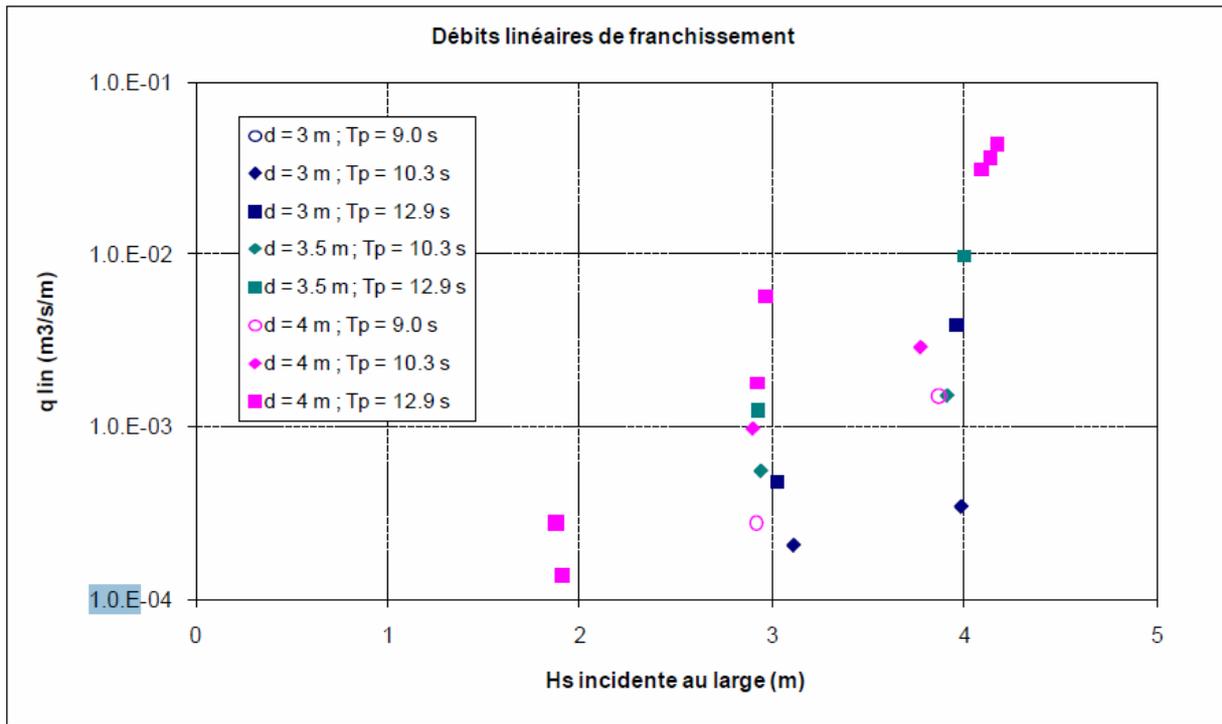


Figure 76 : Débits de franchissement de l'ouvrage dans sa configuration initiale.

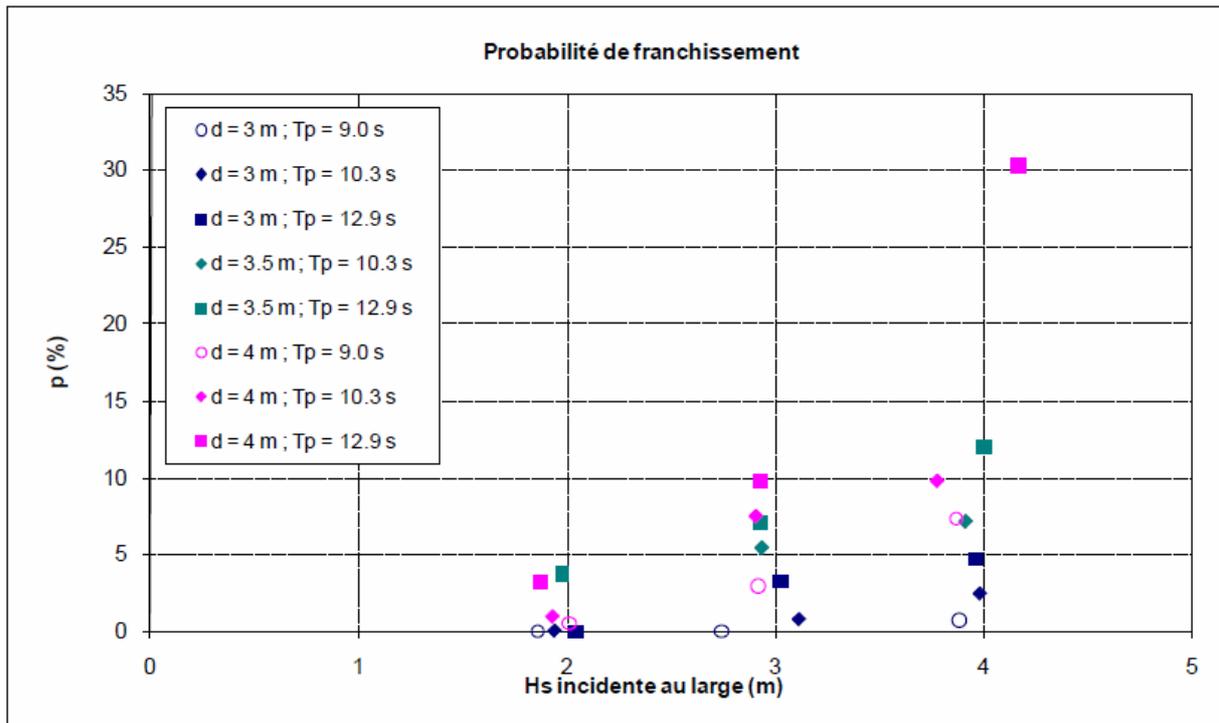


Figure 77 : Probabilités de franchissement de l'ouvrage (= pourcentage de vagues franchissant l'ouvrage) dans sa configuration initiale.

Comparaison des mesures avec des modèles analytiques

Les débits de franchissement mesurés sont comparés à ceux obtenus par la formule empirique du TAW (2002) reprise dans le Guide Enrochement (CETMEF, 2009) et utilisée pour le pré-dimensionnement de l'ouvrage. Cette formule est la suivante (cas d'une houle en incidence normale et pour un ouvrage sans berme) :

– Pour de la houle déferlante ($\xi_{m-1,0} \leq 2$) :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{A}{\sqrt{\tan \alpha}} \xi_{m-1,0} \exp\left(-B \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{m-1,0}} \frac{1}{\gamma_f}\right)$$

Avec q (m³/s/m) étant le débit de franchissement par mètre linéaire de crête, $\tan \alpha$ la pente du talus de l'ouvrage, R_c (m) la cote d'arase de l'ouvrage, γ_f le coefficient de réduction de rugosité, H_{m0} (m) la hauteur significative spectrale en pied d'ouvrage et $\xi_{m-1,0}$ le paramètre de déferlement (ou nombre d'Iribarren) local. Les coefficients A et B sont respectivement égales à 0,067 et 4,3 pour des calculs déterministes (avec marge de sécurité).

Pour de la houle non déferlante ($5 \geq \xi_{m-1,0} \geq 2$) :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = C \exp\left(-D \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f}\right)$$

Avec $C=0,2$ et $D=2,3$ pour des calculs déterministes (avec marge de sécurité). Le paramètre de déferlement $\xi_{m-1,0}$ est défini en fonction de la pente du fond, de la hauteur significative spectrale H_{m0} et de la période énergétique moyenne $T_{m-1,0}$:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_{m0}}{gT_{m-1,0}^2}}}$$

Dans le cas d'un ouvrage perméable avec deux couches d'enrochements, Pearson et al. (2004) suggèrent une valeur de 0,4 pour le coefficient γ_f . La méthode du TAW suggère de prendre cette valeur du γ_f que pour $\xi_{m-1,0} < 2$: pour des valeurs plus grandes, le coefficient croît de manière linéaire jusqu'à 1 pour $\xi_{m-1,0} = 10$ puis reste égal à 1 pour des valeurs supérieures. Pour les conditions hydrodynamiques reproduites dans les essais, le paramètre de déferlement est supérieur à 2 ($\xi_{m-1,0} \geq 2$). Pour évaluer le franchissement selon la méthode du TAW, on utilise ainsi la seconde formule indiquée. Afin d'appliquer la formule empirique du TAW, il faut disposer d'une estimation de la hauteur significative de houle incidente H_{m0} au pied de l'ouvrage étudié (la période énergétique moyenne $T_{m-1,0}$ en pied d'ouvrage, qui intervient dans le calcul du paramètre de déferlement, est prise égale à $T_{m-1,0}$ mesurée au large).

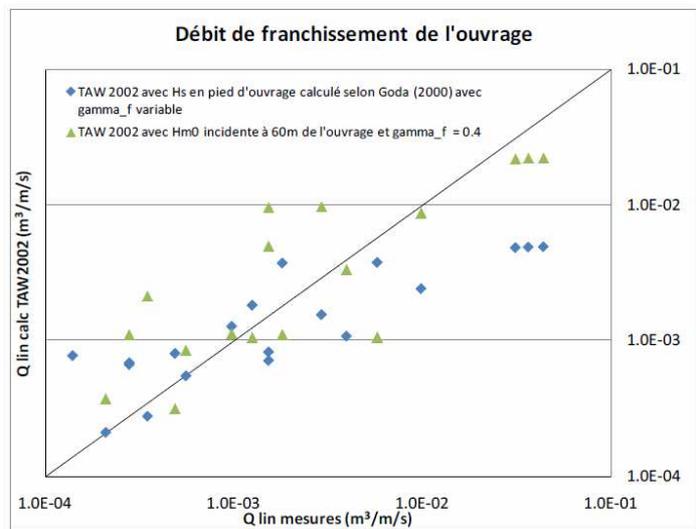


Figure 78 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés et obtenus par la formule empirique du TAW.

Deux approches différentes sont utilisées pour faire cette estimation et calculer le débit de franchissement :

1- La hauteur significative de houle incidente sur l'ouvrage est définie comme la hauteur de houle totale au voisinage du pied d'ouvrage (au niveau de la sonde SL6, à 60 m du pied d'ouvrage) divisée par un facteur dépendant du coefficient de réflexion dans le Canal 12 (facteur obtenu en écrivant la conservation de l'énergie de la houle). Cette valeur est insérée, sous l'hypothèse que le coefficient de réduction de rugosité ait une valeur constante égale à 0,4 (Pearson et al., 2004).

2- La hauteur significative de houle incidente en pied d'ouvrage est calculée à partir de la hauteur significative de la houle mesurée au large, en appliquant la formule de Goda (2000) reprise dans le Guide Enrochement (CETMEF, 2009). La valeur de H_{m0} incidente ainsi calculée est insérée, sous l'hypothèse que le coefficient de réduction de rugosité varie en fonction du paramètre de déferlement (TAW, 2002).

La comparaison des débits de franchissement mesurés à ceux obtenus par application de la formule empirique du TAW (2002) en utilisant les deux approches décrites ci-dessus fait l'objet de la Figure 78.

On observe que, dans le cas des débits linéaires de franchissement calculés selon la méthode du TAW en utilisant H_s en pied d'ouvrage estimé selon Goda (2000) et γf qui dépend du paramètre de franchissement, il y a une bonne correspondance entre mesures et résultats du modèle empirique pour des débits jusqu'à environ $3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: les franchissements mesurés sont surestimés ou sous-estimés d'un facteur inférieur à 2,5. Pour des débits supérieurs, il y a une tendance à sous-estimer le débit de franchissement (sous-estimation d'un facteur 9 pour un débit linéaire de franchissement mesuré de $4.4 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$). Dans le cas des débits de franchissements calculés en faisant référence à H_{m0} incidente à 60 m de l'ouvrage et à une valeur de γf fixe et égalé à 0.4, la correspondance entre mesures et résultats du modèle est légèrement moins bonne pour des débits jusqu'à $3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: on observe une légère tendance à surestimer les débits de franchissement et les franchissements mesurés sont surestimés jusqu'à un facteur supérieur à 6 ou sous-estimé jusqu'à un facteur supérieur à 5. Toutefois, le modèle TAW utilisé sous ces hypothèses donne des résultats meilleurs pour les débits de franchissement les plus élevés (sous-estimation d'un facteur inférieur à 2).

6.2.3 Performance de l'ouvrage en termes de stabilité

La stabilité de l'ouvrage sans renforcement est calculée à partir du pourcentage de dommage, qui correspond au rapport entre le nombre de blocs déplacés et le nombre total de blocs initialement présents dans la carapace dans une zone de référence. Cette zone est définie comme la partie de la couche supérieure de la carapace comprise entre les niveaux $\pm 1.5H_{m0}$ par rapport au niveau moyen. Le nombre de blocs déplacés est défini comme le nombre de blocs qui sont tombés de la carapace ou qui ont été déplacés, sur une série de trois essais consécutifs réalisés en variant la hauteur significative spectrale au large (2, 3, et 4 m) et avec un niveau d'eau et une période de pic constants. Les blocs déplacés ont été remis en place après chaque série de trois essais consécutifs. La performance de l'ouvrage sans renforcement, en termes de stabilité, est présentée dans le Tableau 9 : le nombre de blocs déplacés, le pourcentage de dommage et le niveau de dommage correspondant (CETMEF, 2009) sont indiqués, pour chaque niveau d'eau considéré, pour les séries de trois essais consécutifs réalisés avec la période de pic la plus élevée ($T_p=12,9 \text{ s}$), ce qui correspond aux conditions de houle les plus sévères.

Stabilité de l'ouvrage après trois essais consécutifs :			
• période de pic : 12,9 s			
• hauteur significative spectrale : 2, 3, 4 m			
Niveau d'eau en pied d'ouvrage	Blocs déplacés	Pourcentage de dommage	Niveau de dommage
3,0 m	3	1.5%	Début de dommage
3,5 m	4	2.1%	Début de dommage
4,0 m	12	6.2%	Dommage intermédiaire

Tableau 9 : Stabilité de l'ouvrage sans renforcement : résultats des essais.

Les résultats des essais montrent que l'ouvrage sans renforcement a une bonne stabilité aussi bien en conditions actuelles que sous l'hypothèse d'une augmentation du niveau marin de 0,5 m. Le nombre de blocs déplacés après trois essais (période de pic de 12,9 s et hauteur significative spectrale de 2, 3 et 4 m) est respectivement égale à 3 et 4 pour des profondeurs de 3,0 m et 3,5 m. Cela équivaut à un pourcentage de dommage de 1,5% et de 2,1%, qui correspond, en termes de niveau de dommage, à un début de dommage. Dans le cas d'une augmentation du niveau marin de 1.0 m (hauteur d'eau en pied d'ouvrage de 4,0 m), l'impact sur la stabilité de l'ouvrage est plus important : le nombre de blocs déplacés est, en moyenne, de 12 (la série de trois essais avec $T_p=12,9 \text{ s}$ a été répétée deux fois). Le pourcentage de dommage est égal à 6,2%, qui correspond, en termes de niveau de dommage, à un dommage intermédiaire.

Les essais réalisés indiquent que :

- la hauteur du parapet joue un rôle clé dans la réduction du débit de franchissement : une hauteur de 2 m est nécessaire pour atteindre environ les mêmes débits mesurés avec l'ouvrage original dans les conditions actuelles. Dans les cas d'un parapet de 1,0 m et de 1,5 m, le débit de franchissement mesuré est respectivement 2,7 et 1,6 fois supérieur ;
- la hauteur du parapet a un impact sur la stabilité de l'ouvrage, surtout dans les cas où les blocs de la 3^{ème} couche ont une taille de 3-4 T: plus le parapet est haut, plus élevé est le nombre de vagues qui sont réfléchies et qui vont donc retomber sur la carapace, en générant des efforts ultérieurs sur les enrochements ;
- la taille des blocs n'affecte pas d'une façon significative le débit de franchissement ;
- la stabilité de l'ouvrage dépend fortement de la taille de blocs de la troisième couche de la carapace. Les essais montrent que l'ouvrage renforcé avec une troisième couche de blocs de

taille de 3-4 T n'est pas suffisamment stable : dans les conditions de houle les plus pénalisantes, un seul essai a provoqué le déplacement de plus de 5 % de blocs, ce qui correspond à un niveau de dommage intermédiaire. Des blocs de 5-6 T sont nécessaires pour atteindre la même stabilité de l'ouvrage original dans les conditions actuelles.

6.3 Résultats des essais avec renforcements

Les solutions de renforcement proposées et testées sont évaluées en termes de franchissement et de stabilité de l'ouvrage. L'objectif est d'obtenir, en condition de climat futur (hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m), les mêmes performances de l'ouvrage sans renforcement en conditions actuelles :

- un débit linéaire de franchissement d'environ $4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$;
- un pourcentage de dommage inférieur à 5 %, qui équivaut, en termes de niveau de dommage, à un début de dommage.

Les essais avec renforcement débutent toujours par les conditions de houle les plus pénalisantes, afin que la pertinence du renforcement mis en place puisse être rapidement examinée. Le premier test réalisé est toujours celui avec une profondeur de 4 m en pied d'ouvrage, une période de pic de 12.9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m, ce qui correspond aux conditions les plus sévères en termes de franchissement. Si la réponse de l'ouvrage renforcé est satisfaisante en termes de franchissement, trois essais consécutifs sont réalisés pour tester la stabilité de l'ouvrage dans les conditions de houle les plus pénalisantes (profondeur de 4 m en pied d'ouvrage, T_p de 12.9 s et H_{m0} au large de 2, 3 et 4 m).

6.3.1 Mise en place d'un parapet

Le premier type de renforcement examiné consiste en un parapet de 1 m d'hauteur positionné sur la crête de l'ouvrage, après la dernière rangée de blocs (Figure 79).

Avec ce parapet, pour une profondeur de 4 m en pied d'ouvrage (condition de climat futur sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m), le débit de franchissement mesuré est de l'ordre de $9.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, pour une période de pic de 12.9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{m0}=4.18 \text{ m}$). Dans ces conditions-là, au cours du seul essai réalisé, 9 blocs ont été déplacés.

Le renforcement testé ne permet pas d'atteindre les performances de l'ouvrage original dans les conditions actuelles, en raison d'un franchissement trop élevé et d'une faible stabilité. L'utilisation d'un parapet plus haut améliorerait la performance de l'ouvrage en termes de franchissement, mais ne résoudrait pas les problèmes liés à la faible stabilité de l'ouvrage. Pour cette raison ce type de renforcement n'a pas été testé ultérieurement.



Figure 79 : Photographies de l'ouvrage après mise en place du parapet de 1 m.

6.3.2 Mise en place d'une troisième couche et d'un parapet

Le second type de renforcement examiné consiste en une troisième couche d'enrochements avec un parapet situé après la dernière rangée de blocs (la hauteur du parapet est donnée par rapport à la crête du mur de couronnement de l'ouvrage original). Cinq différentes configurations ont été testées, en combinant :

- Deux tailles des blocs : 3-4 T (taille égale à celle utilisée pour les deux premières couches de la carapace) et 5-6 t.
- Trois hauteurs du parapet : 1.0 m (dans ce cas-là, le parapet a environ la même hauteur de la troisième couche de blocs et a donc la même fonction d'un mur de couronnement), 1.5 m et 2.0 m.

Renforcement	Franchissement ($d=4 \text{ m}$; $T_p=12.9\text{s}$; $H_{m0}=4\text{m}$)		Stabilité ($d=4 \text{ m}$; $T_p=12.9\text{s}$; $H_{m0}=2, 3, 4\text{m}$)	
	Débit linéaire ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	Probabilité de franchissement	N. blocs déplacés	Pourcentage de dommage
Blocs 3ème couche : 3-4 t Hauteur parapet : 1.0 m	$11 \cdot 10^{-3}$	14.0%	8 *	3.5% *

Blocs 3ème couche : 3-4 t Hauteur parapet : 1.5 m	6.4.10 ⁻³	10.0%	7 *	3.1% *
Blocs 3ème couche : 3-4 t Hauteur parapet : 2.0 m	4.7.10 ⁻³	8.8%	12 *	5.3% *
Blocs 3ème couche : 5-6 t Hauteur parapet : 1.5 m	6.5.10 ⁻³	9.6%	3	2.0%
Blocs 3ème couche : 5-6 t Hauteur parapet : 2.0 m	3.1.10 ⁻³ **	7.5% **	3	2.0%
* Un seul essai réalisé ($H_{m0}=4$ m) au lieu de la série de trois essais consécutifs ** Valeur moyenne calculée sur deux essais réalisés				

Tableau 10 : Résultats des essais réalisés sur l'ouvrage renforcé avec une troisième couche d'enrochements et un parapet, en termes de franchissement et de stabilité, dans les conditions de houle les plus pénalisantes.

Le Tableau 10 et la Figure 80 illustrent les résultats obtenus lors des essais avec ce type de renforcement. Les valeurs du débit linéaire de franchissement et le pourcentage de dommage pour chaque configuration sont données dans le cas de l'essai le plus pénalisant pour le franchissement et de la série de trois essais consécutifs les plus pénalisants en termes de stabilité.

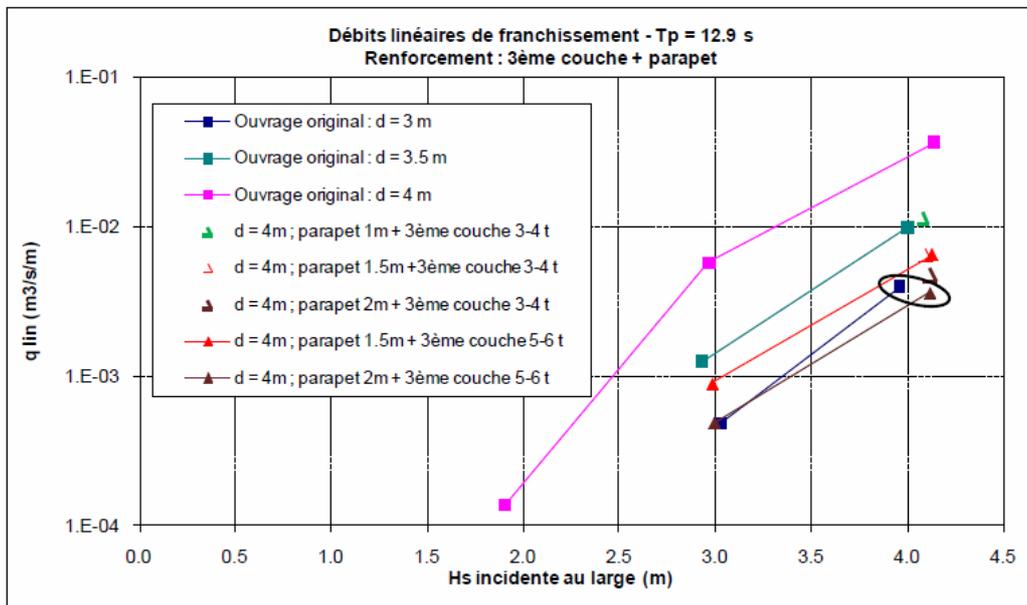


Figure 80 : Comparaison des débits linéaires de franchissement mesurés sur l'ouvrage initial et après mise en place d'une troisième couche de blocs et d'un parapet, dans les conditions de climat futur ($d=4$ m) et avec $T_p=12.9$ s.

La configuration "troisième couche + parapet" qui présente, dans les conditions de climat futur, des performances voisines à celles de l'ouvrage original dans les conditions actuelles, en termes de franchissement et stabilité, consiste en une troisième couche formée par des blocs de 5-6 T et en un parapet de 2 m (Figure 81). Avec cette configuration, l'ouvrage présente les performances suivantes :

- pour une profondeur de 3,5 m en pied d'ouvrage, une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s,inc} = 4,04$ m), le débit de franchissement maximale mesuré est de l'ordre de $5.6 \cdot 10^{-4}$ m³/s/m, et 5,4% des vagues franchissent l'ouvrage. La stabilité de l'ouvrage est bonne : 3 blocs ont été déplacés après trois essais consécutifs avec $T_{pic}=12,9$ s et $H_{m0} = 2, 3$ et 4 m.
- pour une profondeur de 4 m en pied d'ouvrage, une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s,inc} = 4,11$ m), le débit de franchissement maximale mesuré est de l'ordre de $3,6 \cdot 10^{-3}$ m³/s/m, et 8,1% des vagues franchissent l'ouvrage. La stabilité de l'ouvrage est bonne : 2 blocs ont été déplacés après trois essais consécutifs avec $T_{pic}=12,9$ s et $H_{m0}=2, 3$ et 4 m, ce qui correspond à un pourcentage de dommage 1,3%. Les performances de l'ouvrage sont donc légèrement meilleures que celles de l'ouvrage original dans les conditions actuelles.

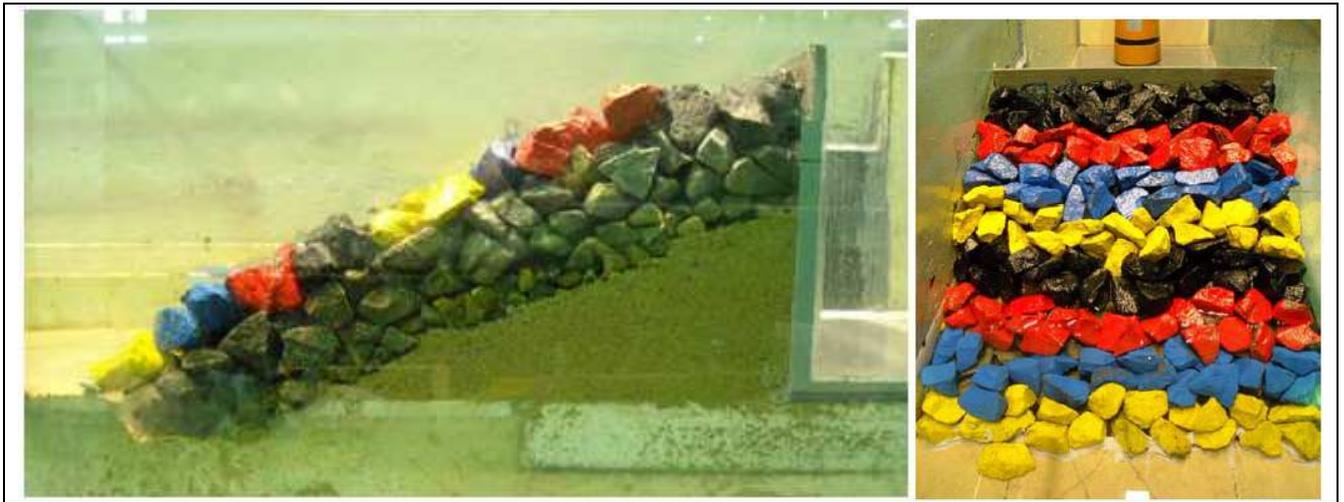


Figure 81 : Schéma et photos de l'ouvrage renforcé avec une troisième couche de blocs de taille 5-6 t et avec un parapet de hauteur de 2 m. Les parties en vert dans le schéma représentent les modifications apportées à l'ouvrage original.

6.3.3 Changement de pente sans et avec parapet

Le troisième renforcement examiné sur la protection en haut de plage est un changement de la pente de l'ouvrage. Une pente plus faible, égale à 1:3, est mise en place au lieu de la pente 1:2 de l'ouvrage original. La nouvelle pente est réalisée en ajoutant de blocs sur la carapace de l'ouvrage original. Les blocs utilisés pour le changement de pente ont une taille de 3-4 T, la même que celle choisie pour construire la carapace de l'ouvrage original. La mise en place d'une pente plus faible permet à l'ouvrage de mieux absorber l'énergie des vagues et donc d'améliorer sa stabilité et de réduire le débit de franchissement. Un premier essai est réalisé dans les conditions les plus pénalisantes de climat futur : un niveau d'eau en pied d'ouvrage de 4,0 m, une hauteur significative au large de 4,0 m et une période de pic de 12,9 s. Dans ces conditions l'ouvrage montre une bonne stabilité : 7 blocs sont déplacés, ce qui correspond à un pourcentage de dommage 2,6 %. Par contre, le débit linéaire de franchissement mesuré est de l'ordre de $1.5 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: cette valeur est inférieure à celle obtenue avec l'ouvrage sans renforcement dans les conditions futures, mais est presque 4 fois supérieure au débit de franchissement mesuré sur l'ouvrage original dans les conditions actuelles. La mise en place d'une pente plus faible a donc un impact positif sur la stabilité de l'ouvrage, mais ne résout pas complètement le problème du débit de franchissement trop élevé.

Pour réduire ultérieurement le franchissement de la houle, un parapet de 1 m est construit sur la crête de l'ouvrage, derrière la dernière rangée de blocs (Figure 82). Avec cette configuration, l'ouvrage présente les performances suivantes :

- pour une profondeur de 3.5 m en pied d'ouvrage, une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc} = 4,01 \text{ m}$), le débit de franchissement maximale mesuré est de l'ordre de $2,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, et 4,4% des vagues franchissent l'ouvrage. La stabilité de l'ouvrage est très bonne : aucun bloc n'a été déplacé après trois essais consécutifs avec $T_{pic}=12,9 \text{ s}$ et $H_{m0}=2, 3$ et 4 m.
- pour une profondeur de 4 m en pied d'ouvrage, une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc}=4,10 \text{ m}$), le débit de franchissement maximale mesuré est de l'ordre de $4,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, et 6,2% des vagues franchissent l'ouvrage. La stabilité de l'ouvrage est bonne : 8 blocs ont été déplacés après trois essais consécutifs avec $T_{pic}=12,9 \text{ s}$ et $H_{m0}=2, 3$ et 4 m, ce qui correspond à un pourcentage de dommage 2,9%. Les performances de l'ouvrage sont donc voisines à celles de l'ouvrage original dans les conditions actuelles.

La Figure 84 montre les débits de franchissement mesurés lors des essais réalisés avec une profondeur de 3,5 m et 4 m, et une période de pic de 12,9 s ; ces valeurs sont comparées avec celles relatives à l'ouvrage original et avec les résultats obtenus sur l'ouvrage renforcé avec une berme (voir § 4.4).

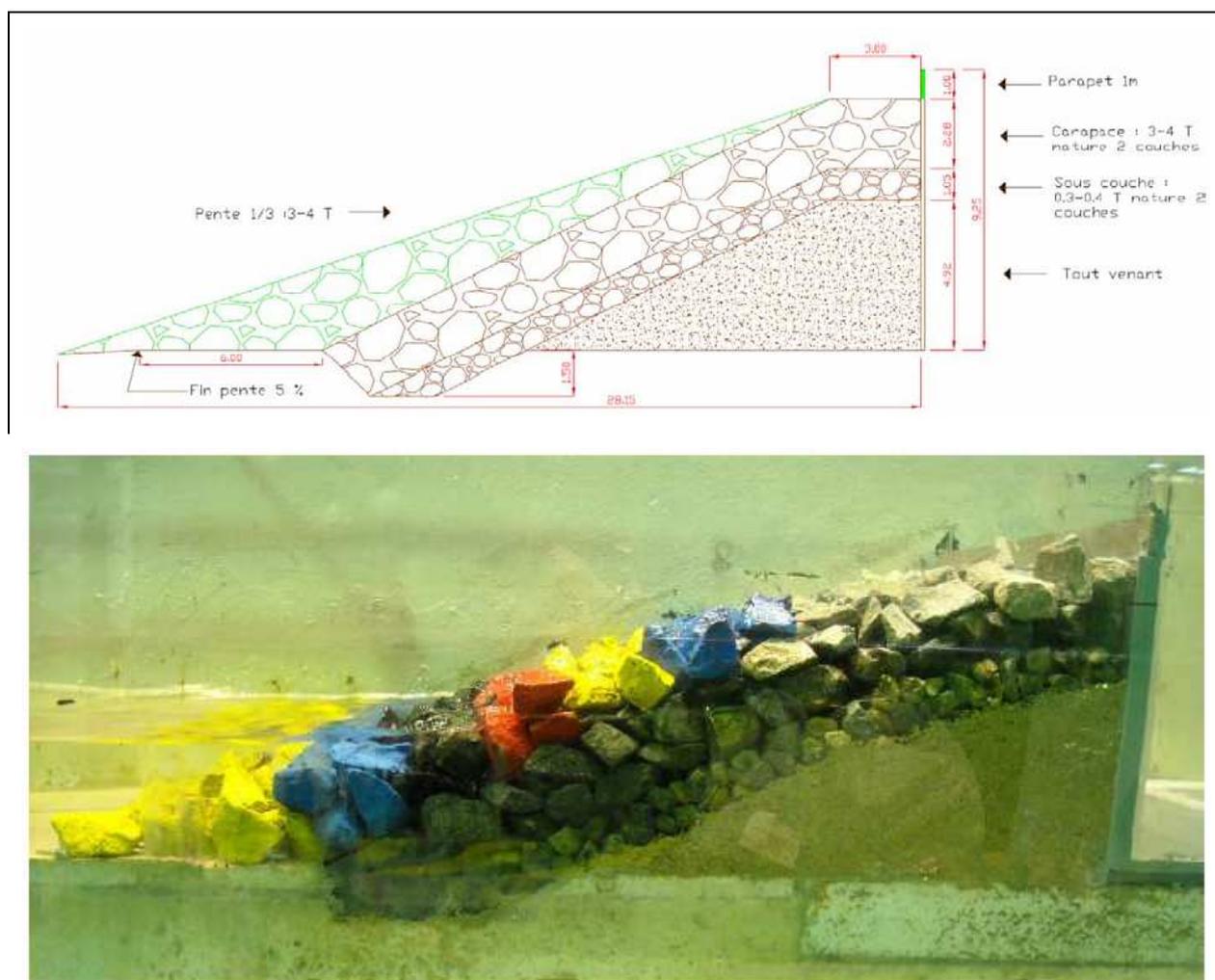


Figure 82 : Schéma et photo de l'ouvrage avec un changement de pente (1:3 au lieu de 1:2) et un parapet de 1 m. Les parties en vert dans le schéma représentent les modifications apportées à l'ouvrage original. Les blocs colorés dans la photo représentent les blocs ajoutés à l'ouvrage original pour modifier la pente.

Une troisième configuration avec pente 1:3 est aussi testée, avec une couche supplémentaire de blocs de taille 3-4 T. Cette configuration est rapidement abandonnée, (un seul test dans les conditions de houle les plus pénalisantes est réalisé), car les performances de l'ouvrage ne sont pas meilleures par rapport au cas "pente 1:3 + parapet" et les moyens demandés pour mettre en place cette solution sont très importants.

6.3.4 Mise en place d'une berme

Le dernier renforcement consiste en une berme située à une hauteur de 4 m par rapport au pied d'ouvrage. La cote de la berme correspond au niveau moyen de la surface libre dans les conditions de climat futur, sous l'hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m. La berme, qui a une largeur de 8,4 m, est réalisée avec des blocs de taille 3-4 T (même taille des blocs qui forment la carapace de l'ouvrage original) et avec le même nombre de blocs utilisés dans le cas du changement de pente. Cela permet de comparer la performance de la berme par rapport au renforcement avec le changement de pente et d'évaluer quelle disposition des blocs est la plus performante. Un essai est réalisé dans les conditions les plus pénalisantes de climat futur ($d=4$ m, $T_{pic}=12,9$ s, $H_{m0}=4$ m). Comme dans le cas du changement de pente sans parapet, la configuration testée ne permet pas de limiter suffisamment le franchissement des vagues : le débit linéaire de franchissement mesuré est de $2,5 \cdot 10^{-2}$ m³/s/m, plus de six fois supérieur à la valeur mesurée sur l'ouvrage original dans les conditions actuelles. La stabilité de l'ouvrage reste acceptable. Pour réduire le franchissement, un parapet de 1 m de hauteur situé sur la crête de l'ouvrage (Figure 83) est mis en place, comme dans le cas de l'ouvrage renforcé avec modification de la pente. Avec cette configuration, l'ouvrage montre des performances moins bonnes par rapport au cas du changement de pente avec parapet. Pour une profondeur de 4 m en pied d'ouvrage, une période de pic de 12,9 s et une hauteur significative de houle incidente au large voisine de 4 m ($H_{s_inc}=4,10$ m), le débit de franchissement maximal mesuré est de l'ordre de $7,9 \cdot 10^{-3}$ m³/s/m, valeur deux fois supérieure par rapport au cas de l'ouvrage original dans les conditions actuelles, et 11,7% des vagues franchissent l'ouvrage. La stabilité de l'ouvrage est aussi légèrement

moins bonne: 13 blocs ont été déplacés après trois essais consécutifs avec $T_{pic}=12,9$ s et $H_{m0}=2, 3$ et 4 m, ce qui correspond à un pourcentage de dommage de 4.5%.

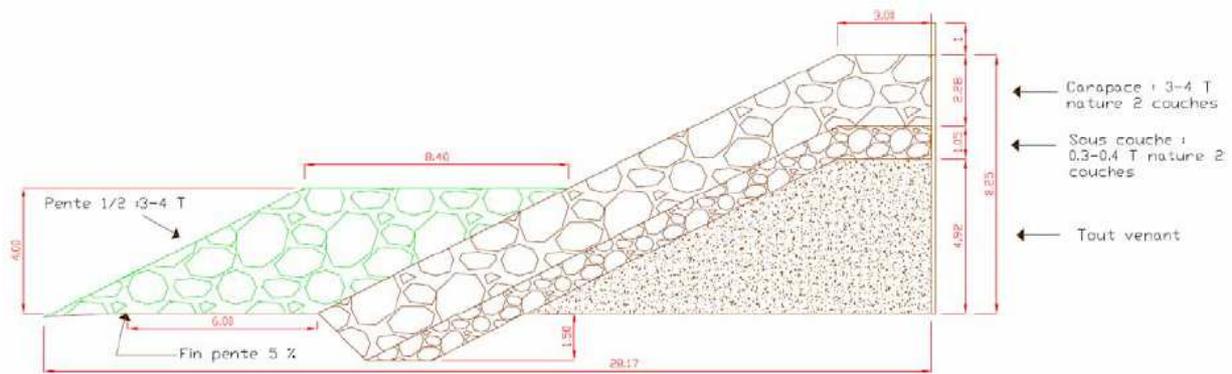


Figure 83 : Schéma et photo de l'ouvrage renforcé avec une berme et avec un parapet de 1 m. Les parties en vert dans le schéma représentent les modifications apportées à l'ouvrage original. Les blocs colorés dans la photo représentent les enrochements qui ont été ajoutés à l'ouvrage original pour réaliser le renforcement.

Les débits de franchissement mesurés lors des essais réalisés avec une profondeur de 3.5 m et 4 m, et une période de pic de 12,9 s, sont illustrés à la Figure 84 et sont comparés avec les valeurs relatives à l'ouvrage original et à l'ouvrage renforcé avec un changement de pente.

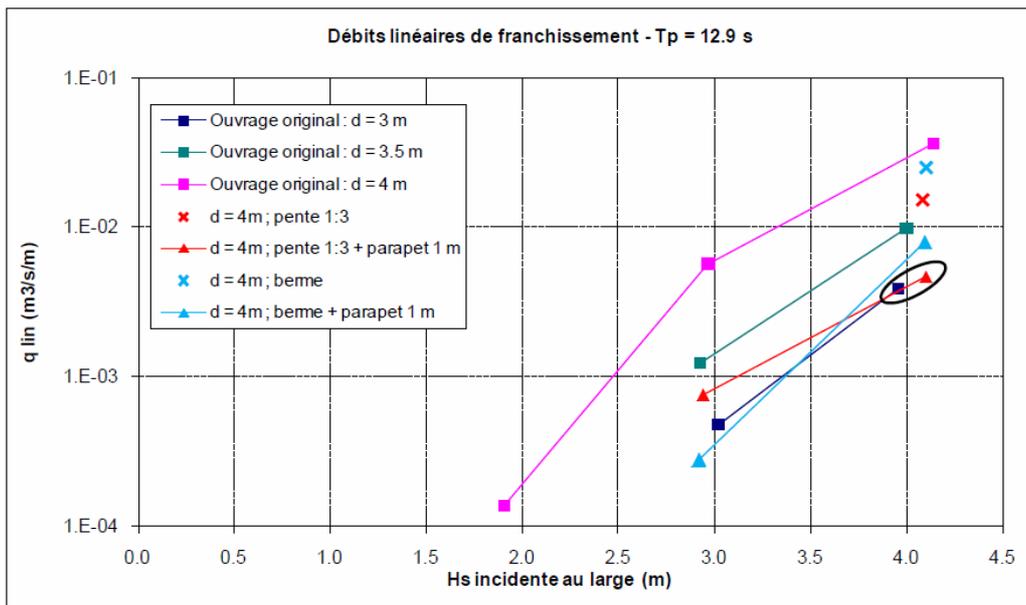


Figure 84. Débits linéaires de franchissement mesurés sur l'ouvrage renforcé avec changement de pente et avec une berme, dans les conditions de climat futur et avec $T_p=12.9$ s. Comparaison avec les mesures sur l'ouvrage original.

6.4 Conclusions sur le renforcement des ouvrages de haut de plage

Dans ce chapitre nous nous sommes intéressés au cas d'une protection en haut de plage en enrochements avec un noyau perméable, deuxième ouvrage-type côtier retenu dans le cadre du projet SAO POLO, représenté en similitude de Froude à l'échelle 1/30^{ème}.

L'ouvrage étudié, de pente 1:2, a une hauteur de 8.25 m nature. Sa carapace est constituée de deux couches des blocs ayant un poids compris entre 3 et 4 t. L'ouvrage est complété par un mur de couronnement, situé derrière la dernière rangée de blocs, qui retient la carapace. Après avoir caractérisé les performances, en termes de franchissement et stabilité, de l'ouvrage original en condition de climat actuel et en condition de climat futur sous des hypothèses d'augmentation du niveau moyen de la mer de 0.5 et 1 m, différentes solutions de renforcement sont examinées sur le modèle réduit :

- la mise en place d'un parapet de hauteur 1 m ;
- la mise en place d'une troisième couche d'enrochements avec ou sans parapet ; différentes configurations sont testées en variant la taille des blocs (3-4 t et 5-6 t) et la hauteur du parapet (1, 1.5 et 2 m) ;
- le changement de la pente de l'ouvrage : mise en place d'une pente 1:3 avec des blocs de taille 3-4 t, testée sans et avec un parapet de 1 m de hauteur ;
- la mise en place d'une berme cotée à 4 m du pied d'ouvrage et de largeur 8.4 m, construite avec le même nombre de blocs nécessaire pour réaliser le changement de pente et testée sans et avec un parapet de 1 m de hauteur.

Les solutions de renforcements proposées et testées sont évaluées en termes de franchissement et de stabilité de l'ouvrage. L'objectif est d'obtenir, en condition de climat futur (hypothèse d'augmentation du niveau moyen de la mer de 1 m), les mêmes performances de l'ouvrage sans renforcement en conditions actuelles.

Les essais réalisés sur les différentes configurations montrent que :

- l'utilisation d'un parapet est nécessaire pour limiter le franchissement dans les conditions de climat futur aux mêmes valeurs mesurées sur l'ouvrage original en conditions actuelles. Cela indépendamment du type de renforcement mis en place sur la pente de l'ouvrage (troisième couche, changement de pente ou berme) ;
- l'impact de la taille des blocs utilisés pour renforcer l'ouvrage sur le franchissement des vagues est très faible ;
- en termes de stabilité, la pente de l'ouvrage joue un rôle important dans la détermination de la bonne taille des blocs utilisés pour renforcer la digue. Si la pente 1:2 de l'ouvrage original est maintenue dans le scénario futur, les blocs qui renforcent la carapace doivent avoir un poids supérieur par rapport aux blocs qui forment l'ouvrage original. Si la pente de l'ouvrage renforcé est plus faible (1:3), il suffit d'utiliser des enrochements qui ont le même poids des blocs de la carapace originale, pour obtenir une bonne stabilité de l'ouvrage.

Parmi les solutions testées, les deux configurations qui ont montré la meilleure performance sont les suivantes : 1) troisième couche construite avec des blocs de taille 5-6 T couplé avec un parapet de 2 m de hauteur ; 2) changement de la pente de l'ouvrage (pente 1:3 au lieu de 1:2) et construction d'un parapet de 1 m de hauteur.

La solution du parapet seul n'a pas été retenue en raison de problèmes d'instabilité de l'ouvrage. La solution de la berme, testée dans une configuration similaire à celle du changement de pente (même nombre de blocs utilisés et même hauteur du parapet), a donné des résultats acceptables en termes de stabilité, mais insatisfaisants en termes de franchissement.

CHAPITRE 7 : ALEAS ET STRATEGIE D'ADAPTATION

Ce chapitre s'intéresse à la vulnérabilité des territoires urbains soumis au risque de submersion marine et aux stratégies d'adaptation susceptibles de diminuer cette vulnérabilité et les dommages induits, notamment par le renforcement des ouvrages de protection.

Les méthodes proposées, fondées sur des estimations économiques chiffrées des dommages aux enjeux localisés, sont appliquées sur le site pilote de l'agglomération du Havre.

L'objectif de ces travaux est d'estimer et de comparer différentes stratégies de lutte préventive contre les submersions des villes côtières, et de fournir des éléments chiffrés aux décideurs afin de les aider à choisir la meilleure stratégie sur le moyen et long terme.

7.1 Principes de l'analyse « coûts – avantages »

Notre approche globale repose sur une démarche de type « Analyse Coût-Avantages » (ACA) qui consiste à comparer les coûts de différents scénarios de risques et de parades face à ces risques. Dans le contexte d'une inondation / submersion, les avantages sont considérés relativement aux dommages évités. Une stratégie est donc opportune dès lors que le coût d'aménagement (ou de toute autre action) est couvert par un bénéfice en dommages potentiels évités où au moins équivalent (Treich, 2005). A propos de l'ACA, Boyssou et al. (2000) précisent que cela vise à « prendre une décision d'allouer des ressources rares à certaines fins plutôt que d'autres ». Il n'est pas donc surprenant que la question d'aider un décideur à choisir entre des projets concurrents et/ou à les évaluer ait attiré l'attention de nombreux économistes. L'ACA est un ensemble de techniques qu'ils ont développé pour cela et il est fondé sur une idée apparemment difficilement contestable : « un projet ne doit être entrepris que si ses avantages sont supérieurs à ses coûts » (Roy et Damart, 2005).

L'évaluation économique de l'impact des inondations a finalement pour vocation première d'être une aide à la décision et sa dimension politique en permet une utilisation efficace. Cependant, ce type d'étude est moins avancé en France comparé à d'autres pays comme l'Angleterre ou les Pays Bas. Il existe ainsi peu de données de base nécessaires aux calculs économiques. La plupart des évaluations économiques françaises s'appuient sur les travaux de Jean Philippe Torterotot réalisés en 1993 (Christophe, 2008).

7.2 Les étapes de mise en œuvre de la méthode

Pour parvenir à cet objectif final de comparaison des scénarios de risques submersion et de stratégies d'adaptation, un certain nombre d'étapes successives doivent être réalisées. La Figure 85 propose un cadre de référence et une modélisation sous forme d'un schéma SADT du processus d'évaluation et de comparaison des scénarios.

Ce processus peut se résumer comme suit :

1. Définir les combinaisons de paramètres en amont (météo et maritimes) susceptibles de générer des événements extrêmes et déterminer leur fréquence (ex : submersion décennale, centennale ...);
2. Pour chaque scénario global retenu, le décliner en scénario « local » et la carte de submersion correspondante ;
3. Identifier les enjeux du territoire et leur vulnérabilité à la submersion ;
4. Estimer les dommages économiques liés à l'impact de la submersion sur les enjeux ;
5. Définir les solutions possibles de diminution de la vulnérabilité des enjeux, puis estimer leur coût et leur bénéfice relatif par la méthode ACA ;
6. Comparer les différentes solutions et aider à sélectionner la meilleure.

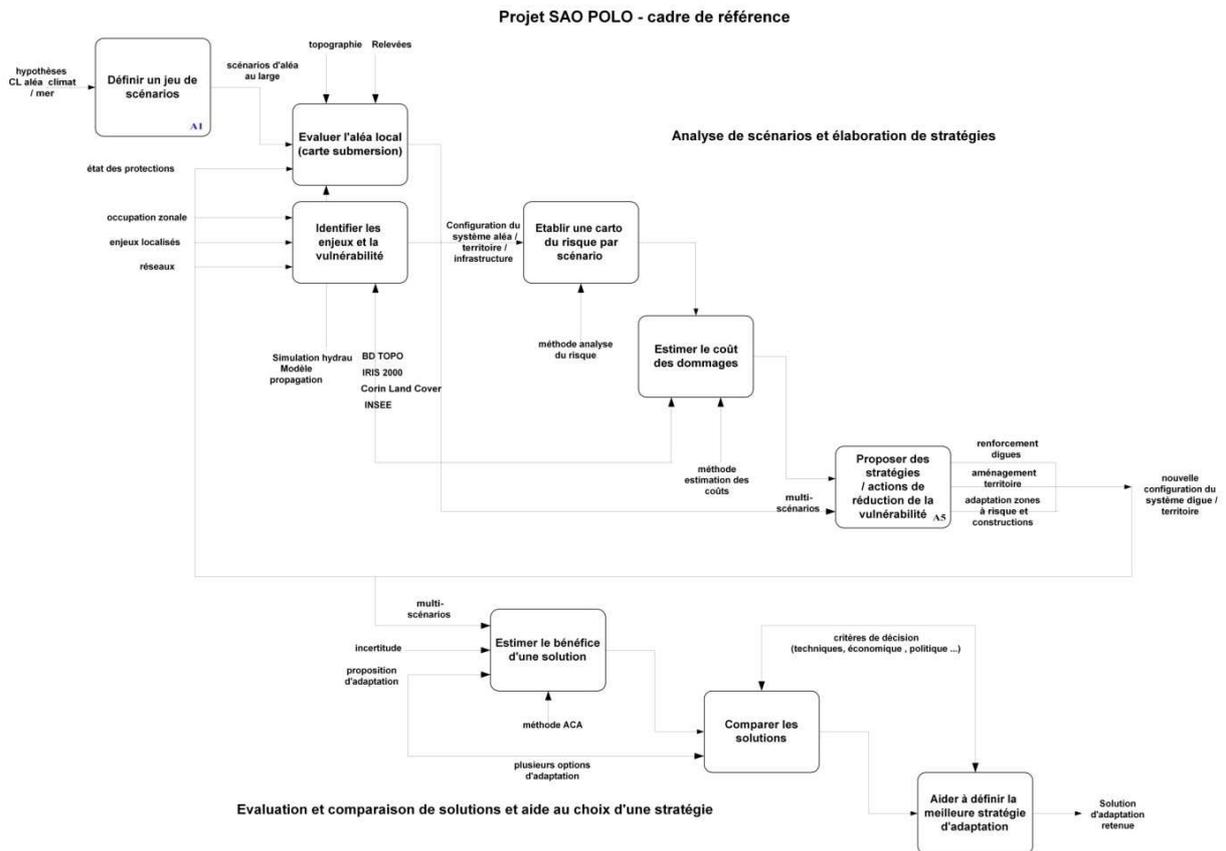


Figure 85 : Processus d'évaluation et de comparaison des stratégies de lutte contre les submersions (principes).

7.3 Limites de la méthode et difficultés rencontrées

Avant de développer ces différents points dans la suite du rapport, il est important de souligner les difficultés qui sont souvent récurrentes dans ce type d'étude.

La majorité des sites à risques français ne dispose pas d'un modèle hydraulique et donc de la possibilité de générer à moindre coût des scénarios d'aléa et des cartes d'inondation correspondantes. Rien ne peut toutefois être fait sans ces dernières sans lesquelles une estimation quantitative des dommages n'aurait pas de sens dans le cadre d'une aide à la décision.

La seconde difficulté majeure réside dans la difficulté d'accéder à des données économiques fiables, que ce soit pour le calcul des dommages aux enjeux du territoire ou le calcul du coût du renforcement des ouvrages. Dans tous les cas, il convient de considérer les coûts avancés avec prudence et comme des ordres de grandeur plutôt que comme des coûts précis. En effet, malgré la relative finesse des données utilisées à l'échelle locale et du bâtiment, les incertitudes sur les coûts résident notamment dans l'impact réel (direct et indirect) de phénomènes exceptionnels pour lesquels les méthodes proposées ne sont quasiment jamais validées (D4E 2007).

7.4 Implémentation de la méthode sous SIG

Les méthodes proposées pour le calcul des cartes de submersion, le référencement des enjeux et le calcul économique des dommages ont été intégralement implémentées avec le logiciel ArcGIS (version 9.3) qui est le système d'information géographique (SIG) le plus utilisé dans le monde pour les études complexes sur le territoire (cf. Figure 86 : exemple de table pour le calcul des dommages sur les enjeux – voir également l'Annexe 8)

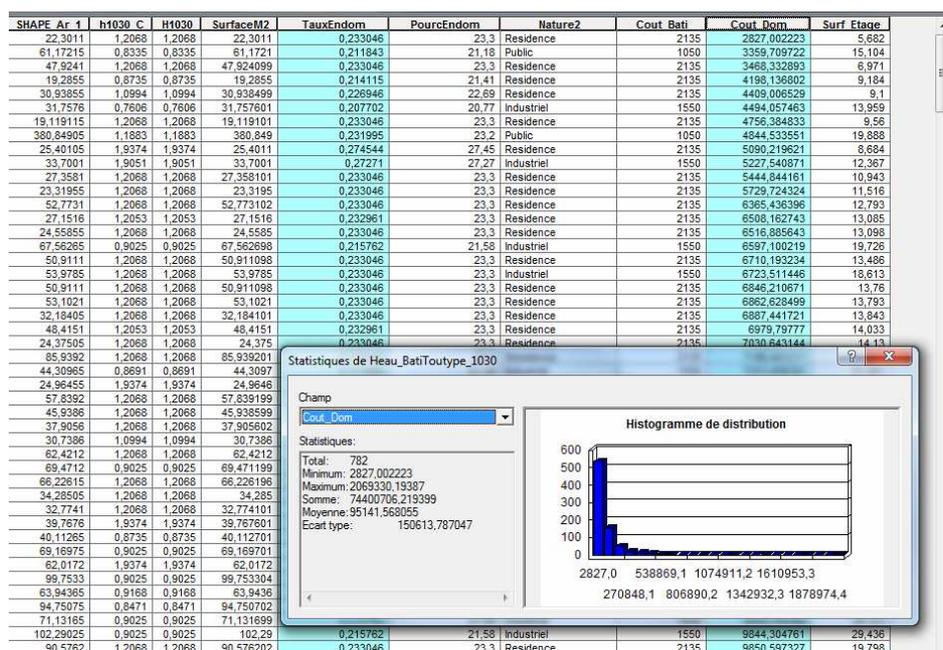


Figure 86 : Extrait sous ArcGIS de la table des attributs du calcul des dommages en valeur monétaire.

7.5 Aléa submersion sur la ville du Havre

La ville du Havre est située à l'extrémité de la partie nord de l'embouchure de l'estuaire de la Seine, ce qui lui confère une large étendue frontale avec la mer sur près de 15 kilomètres d'interface terre / mer. Les potentiels points de passage de l'eau depuis la mer vers la terre sont nombreux et le risque de submersion marine est donc bien réel. Ce site a été sélectionné à la fois pour sa diversité de situation de submersion (par débordement et franchissement), de protection par des ouvrages, la disponibilité des données précises du territoire (topographie et enjeux localisés) et l'engagement des décideurs à affronter cette question du risque submersions à travers des études et recherche (cf. rapports CODAH : A. Girard 2003, M. Deglaire, 2010, P. Taconnet 2011).

La submersion désigne une inondation temporaire de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques extrêmes pouvant cumuler dépression atmosphérique, vent violent, forte houle, associés aux phénomènes marégraphiques provoquant une surélévation du niveau moyen de la mer, aggravés lorsque ces phénomènes se conjuguent à l'occasion d'une tempête. Sur le littoral Haut-Normand, les marées de tempête sont considérées comme la principale cause des inondations (CASPARD et al, 2007). Ce sont des phénomènes résultant de la conjonction de deux facteurs météorologiques : la baisse de pression atmosphérique d'une part, la présence de forts vents d'afflux d'autre part, combinés à une situation marégraphique particulière : la marée haute de vives eaux.

Les états de mer, qui constituent les conditions limites amont de notre étude et vont déterminer nos scénarios de submersion, sont donc caractérisés par de nombreux facteurs dont les principales composantes sont la marée, la houle et les surcotes :

- La marée, résultante d'un phénomène astronomique, est la principale composante du niveau d'eau de la mer. Le Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM) établit des prévisions de marée (hauteur d'eau et/ou coefficient) à partir du logiciel PREDIT.
- La houle : c'est le mouvement ondulatoire de la mer (dû au vent notamment) est un phénomène non négligeable dans le cas d'un risque de submersion
- Les surcotes : en présence de phénomènes météo (dépression, vents,..) ou océanographique (vague, houle, courants, ...), le niveau de la mer s'écarte de la valeur attendue en l'absence de ces perturbations, sous la seule influence de la marée. Lorsque le niveau est supérieur à la prédiction, on parle de surcote.

Par ailleurs, dans le cadre de notre étude, nous nous intéressons à l'élévation du niveau moyen de la mer. Afin d'intégrer les prévisions les plus récentes, provenant du GIEC (IPCC 2007) mais également d'autres sources (Rahmstorf 2007 et 2009), à échéance d'un siècle, nous avons choisi de travailler sur des niveaux de surcotes compris entre 0,20 m et 2 m - pour ce seul facteur climatique, qui ne sera pas lié à un événement particulier contrairement aux autres paramètres.

7.6 Des scénarios à la prévision et l'alerte

Dans le cadre de cette étude, nous tentons de définir des scénarios de submersion possibles, présents et futurs, dans l'optique d'une logique prospective et préventive d'aménagement du territoire et de diminution de la vulnérabilité urbaine face aux événements extrêmes, aggravés par le changement climatique. Toutefois, quelles que soient les stratégies mises en œuvre, le risque de submersion subsistera, d'où la nécessité d'anticiper en temps-réel ces phénomènes extrêmes et d'organiser la gestion de crise, une autre composante des stratégies de lutte mais qui n'est pas développé dans cette étude. Toutefois, dans une logique de préparation et de gestion de crise telle qu'elle a été proposée dans le projet et la plateforme OSIRIS-Inondation (Morel & Hissel, 2010), il sera possible de faire le lien entre les scénarios proposés dans cette étude et la prévision via les jeux de paramètres de mer qui doivent être communs aux deux approches (marée, houle, surcote). Lorsque la prévision déterminera la valeur de ces paramètres, il conviendra de déterminer de quel scénario la situation anticipée est la plus proche et d'en déduire les actions adaptées à déclencher en gestion de pré-crise.

Dans cette optique, Météo France a affiné son dispositif de prévision de fortes vagues sur le littoral, pouvant, en fonction du risque météorologique mais aussi des « stocks » de galets sur les plages, créer des dégâts qualifiés de modérés à sévère selon trois niveaux. C'est dans ce cadre que la préfecture de la Seine-Maritime a refondu son précédent plan d'alerte en un dispositif « ORSEC submersion marine », arrêté en novembre 2009. Ce travail a associé, outre les services de l'État et du Conseil général, l'ensemble des communes littorales, et l'association l'ESTRAN, qui assure, tout comme les communes d'Étretat et de Fécamp, le relevé photographique régulier des plages à risque pour anticiper le risque de submersion effective en fonction de l'état des galets. Toute prévision défavorable fait donc l'objet d'une conférence téléphonique entre Météo France, la direction départementale des territoires et de la mer et le SIRACED-PC1 pour préciser le risque.

Ces prévisions sont obtenues grâce à des études sur les multiples conditions de la mer, ce qui rend comme nous l'avons dit plus haut l'approche compatible avec celle des scénarios préventifs. Une analyse des données océanographiques (marée, houle, ...) est possible sur une échéance relativement longue. Par exemple, avec l'extrapolation des relevés marégraphiques, les niveaux de marée sont connus sur une longue période, ce qui permet d'appréhender les périodes de risque. En revanche, les conditions météorologiques, qui permettent de déterminer les surcotes, sont généralement fiables seulement à moins de cinq jours (Pirazzoli, 2006).

7.7 Les sites de l'agglomération du Havre retenus pour l'étude

La ville du Havre est traversée d'est en ouest par une falaise morte qui marque l'ancienne démarcation entre la ville haute et la ville basse. La ville basse étant donc aménagée dans l'ancien espace intertidal, c'est-à-dire l'espace de propagation des ondes de marées, où le niveau de la mer évolue entre marée haute et marée basse. Il est présent sur tous les littoraux soumis aux variations marégraphiques mais la situation d'estuaire dans le cas du Havre apporte une particularité puisque les durées de submersions naturelles y sont plus longues (Deglaire, 2010).

Au niveau de cette ville dite « basse », on trouve la plage à l'ouest, l'entrée du port au sud ouest ainsi que le déploiement du port et des bassins au sud et sud ouest (cf. Figure 87). Même si cet espace de fluctuations des marées a été le terrain d'aménagements divers et variés : chenalisation du cours d'eau, endiguements, construction de bassins, installations d'écluses ou poldérisation, la ville basse et le port n'en restent pas moins des espaces naturellement soumis au risque de submersion marine.

Pour analyser le risque de submersion marine de façon approfondie, nous avons choisi trois sites correspondant à des configurations différentes en termes de submersion (débordement versus franchissement) mais également en termes de protection et de scénarios potentiels d'adaptation.

7.7.1 Zones soumises au débordement

Les quartiers Centre et Saint-François (cf. Figure 87) sont protégés de la houle par la digue du port et de petits murets autour des bassins mais sont les quartiers les plus bas et les premiers soumis à une inondation par débordement liée à la hauteur de mer comme cela s'est déjà produit dans le passé pour le quartier Saint-François.

¹ Service interministériel régional des affaires civiles et économiques de défense et de la protection civile

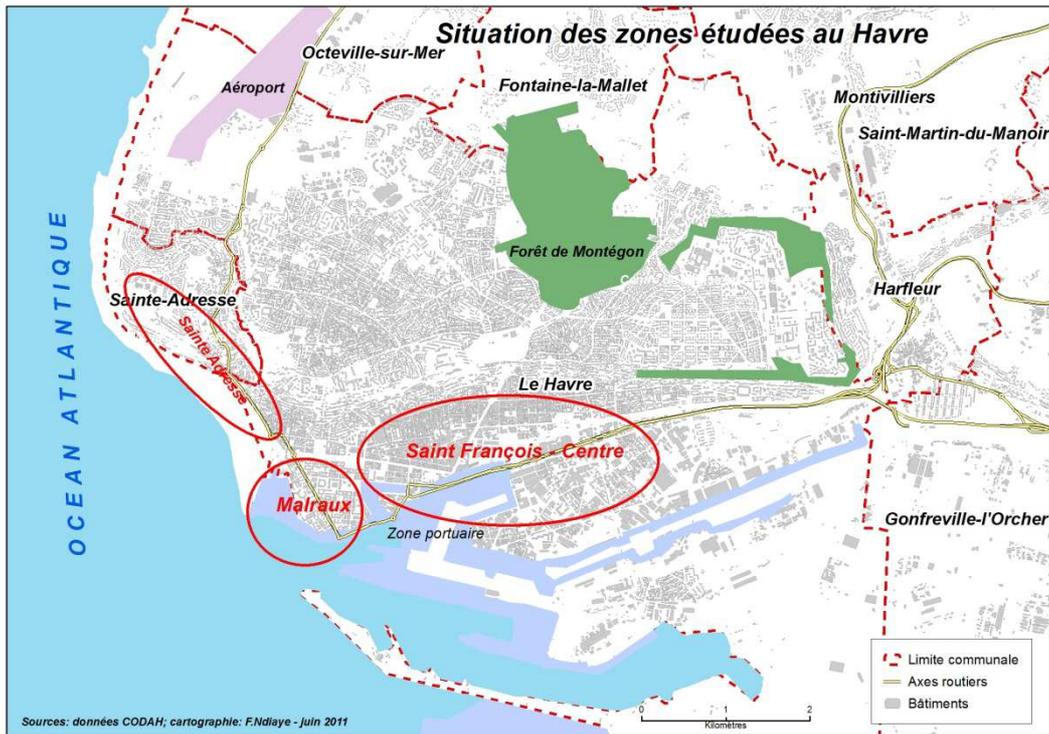


Figure 87 : Les trois sites retenus au Havre pour l'étude de submersion.

7.7.2 Zones soumises au franchissement et à surverse

Ensuite, l'espace littoral de la zone nord-ouest constituée de la commune de Sainte-Adresse et en dessous de la plage du Havre (appelée également le « Nice Havrais »). Celui-ci est protégé par un ouvrage de défense en muret du haut de Sainte-Adresse jusqu'au sud de la plage sur plus de 1500 mètres (cf. Figure 88) et d'un ouvrage en galet au sud du port de plaisance sur plus de 800 mètres. Le quartier Malraux sera notre deuxième site d'étude. Ce site est protégé par un ouvrage en enrochements surmonté d'un muret. On distinguera ces deux quartiers soumis au franchissement (Sainte-Adresse et Malraux) car les configurations en termes de topographie, d'ouvrage de protection, d'enjeu et de stratégies sont distinctes. A noter que lorsque le niveau moyen dépasse la crête du muret, on parle alors de surverse au lieu de franchissements.



Figure 88 : Le parapet de la plage de Sainte – Adresse.

7.8 Données de base pour l'évaluation de la submersion

La configuration géographique des trois sites telle qu'expliquée ci-dessus montre qu'une submersion marine se manifeste de manière différente sur les zones. Au niveau de la zone de Saint François, une inondation par submersion marine signifie la montée du niveau de la mer remplissant ainsi les bassins qui à leur tour déborderaient sur la ville. Au niveau de la zone Sainte-Adresse, l'interface directe avec la mer constitue une dynamique différente en cas de submersion marine. L'inondation passera par franchissement de la mer par-dessus les murets de protection (parapet) combiné à des effets de force et de vitesse de l'eau.

Toutefois, qu'il s'agisse d'une submersion par débordement des bassins ou par franchissement, les paramètres physiques utilisés pour le calcul des dommages sur les enjeux du territoire sont les mêmes :

1. En amont, les conditions aux limites sont essentiellement constituées de la marée, de la surcote (l'addition des deux constituant le niveau marin) et de la houle.

2. En aval, c'est-à-dire sur le territoire, on s'intéresse à l'état « hydraulique » des zones inondées, les cartes étant déduites ou calculées à partir de la connaissance des conditions amont, de la topographie et de la physique de l'écoulement.

Sur ce second point, les trois paramètres que l'on souhaiterait idéalement connaître en tout point du territoire sont la hauteur d'eau, la durée de submersion et la vitesse du courant. Il est toutefois difficile de les connaître de manière précise sans l'existence d'un modèle hydraulique 2D (a fortiori en milieu urbain), et c'est pourquoi la majorité des études d'impacts des inondations (fluviales ou côtières) se basent uniquement sur la hauteur de submersion (sous-entendue maximale pendant l'épisode) pour mettre en place des scénarios et des calculs de dommages simplifiés.

Concernant le niveau de la mer, Le Havre dispose de marégraphes qui enregistrent de manière régulière les niveaux d'eau depuis plus d'un demi-siècle. Ainsi, le document de référence² pour les statistiques de niveaux extrêmes élaborés à partir d'un partenariat entre le CETMEF et le SHOM, présente les cartes des niveaux marins extrêmes de pleine mer pour des périodes de retour de 10, 20, 50, et 100 ans (Simon, 2008).

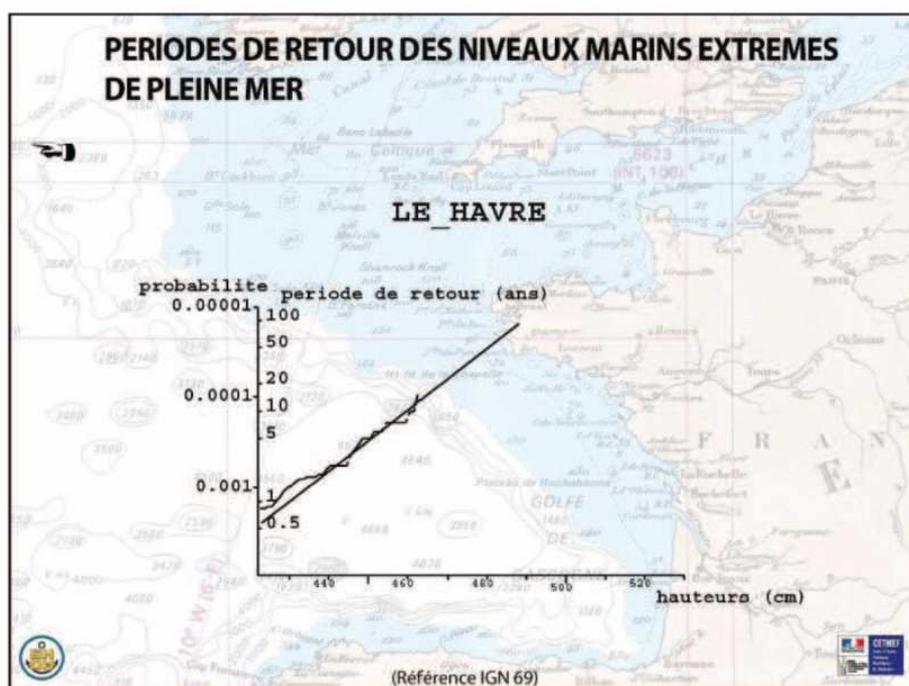


Figure 89 : Période de retour des niveaux marins extrêmes de pleine mer³ au Havre (Source : Simon, 2008).

Ainsi, selon cette étude, l'aléa centennal au Havre se situe à 9,30 mètres CMH (cf. Figure 89). Toutefois, comme il y est précisé : « seuls sont pris en compte les phénomènes de marée et de surcote ». Certains éléments comme la houle ou l'élévation du niveau de la mer ne sont pas pris en compte. Selon des estimations de 2006, la hauteur de retour centennal est estimée entre 9,15 m (Pirazzoli P., 2006) et 9,20 m CMH (SHOM). Cependant, passé le lissage des données et dans un contexte de réchauffement climatique, B. Simon pousse à 9,50 m la hauteur d'eau totale pour un aléa de récurrence centennale.

Prenant en compte les recommandations de l'ONERC sur l'élévation du niveau de la mer avec les trois hypothèses « optimiste, pessimiste et extrême » (cf. tableau 1), nous définissons ainsi l'aléa extrême centennal autour de 10,30 m (chiffre retenu pour la zone inondée par débordement pour le scénario appelé « centennal + 1 m », le scénario centennal sans changement climatique étant fixé à 9,30 m).

² Il est intitulé « Les niveaux marins extrêmes le long des côtes de France et leur évolution », Simon, 2008

³ Les niveaux marins extrêmes sont la probabilité d'observer des hauteurs de pleines mers supérieures à une valeur donnée, traduite en termes de périodes de retour associées. Ils intègrent la marée astronomique et les surcotes. Ils sont le fruit d'une méthode statistique combinant les deux lois de probabilité liées d'une part à la marée astronomique, d'autre part aux surcotes

Hypothèse	2030	2050	2100
Optimiste	10	17	40
Pessimiste	14	25	60
Extrême	22	41	100

Tableau 11 : Hypothèse d'évolutions globales en cm (Observatoire national sur les effets du réchauffement climatique).

Toutefois, d'autres études comme celles menées par (Rahmstorf 2007) donnent des élévations supérieures allant jusqu'à 1,50 m voire 2 m. Les réactualisations en cours par l'ONERC prenant en compte une fonte accélérée des glaces des pôles vont dans ce sens.

A partir de ces données de bases (données locales du Havre et données du changement climatique), nous proposons dans la suite deux modes de calcul différents des cartes de submersion selon la zone étudiée en débordement ou en franchissement.

7.9 Travail préparatoire sur la topographie – Modèle numérique de terrain

Que ce soit en débordement ou en franchissement, le calcul des cartes de submersion (contours de la zone inondée et hauteurs d'eau) repose sur une connaissance fine de la cote du terrain en tout point (AFPCN, 2010)⁴ et donc de la réalisation d'un modèle numérique de terrain (MNT). Ce dernier a été réalisé sous ArcGIS à partir des données topographiques LIDAR fournies par la CODAH (Communauté de l'Agglomération Havraise).

Les données brutes LIDAR (une technologie d'acquisition par radar aérien) pour la zone étudiée représentent 80 fichiers de semis de points avec une résolution de 1 point/m² et une précision d'environ 50 cm. Chaque fichier représente une dalle de 1 km² englobant entre 350000 à 600000 points. Ainsi pour exploiter ce MNT, il a fallu réaliser un travail de prétraitement assez conséquent vu la taille importante du fichier initial (cf. Annexe 7).

7.10 Cartes de submersion par débordement (quartier Saint-François et Centre)

En l'absence d'un modèle hydraulique permettant d'étudier finement l'écoulement de la mer vers l'intérieur des terres, les cartes de submersion par débordement ont été réalisées par croisement d'une surface d'eau à cote constante (la hauteur de mer correspondant au scénario choisi) avec la surface du MNT.

Cette approche simplifiée suppose que l'eau monte, déborde et inonde le territoire selon le profil topographique. Les zones les plus basses se retrouvent ainsi avec les hauteurs d'eau les plus élevées. La cartographie des zones basses, zones topographiques situées sous un niveau marin de référence, est un premier indicateur de la vulnérabilité du territoire aux submersions marines. Elle reprend la méthodologie de l'aléa submersion marine du guide "Plan et prévention des risques littoraux" (MATE et METL, 1997): on "superpose la côte du plan d'eau retenu à la topographie, pour cartographier les espaces continentaux situés à une altitude inférieure à la cote de référence". Dans cette approche, les zones inondées sont assimilées aux zones situées au-dessous d'un certain seuil sans tenir compte des ouvrages de protection ni de la dynamique de l'écoulement. Toutefois, pour la zone et les événements extrêmes considérés, la surestimation éventuelle de la submersion maximum ne devrait pas être très importante dans la mesure où les murets de protection qui pourraient la limiter seront submergés.

Ces précisions étant faites, pour cette zone, nous avons retenu en accord avec la CODAH le scénario des plus hautes eaux estimées correspondant à un événement centennal et un second scénario extrême intégrant une augmentation du niveau de la mer due au changement climatique de 1 m soit :

- Scénario 9,30 m CMH (4,92 NGF) : hauteur d'aléa centennal au Havre (Simon, 2008) – cf. Figure 89
- Scénario 10,30 m CMH (5,92 NGF) : hauteur aléa centennal + 1 m pour l'augmentation du niveau de la mer – cf. fig. 6

Un premier niveau de lecture de ces cartes permet déjà de constater :

1. Que l'emprise de l'inondation en ville n'est pas très différente avec le changement climatique sur la crue centennale mais les hauteurs d'eau atteintes seraient beaucoup

⁴ Lors de la journée « Vigilance et alerte – Risque tsunami et submersion marine » organisée par Association Française pour la Prévention des Catastrophes Naturelles en juin 2010

plus importantes et dommageables (1,5 m contre 0,5 m en moyenne) pour les bâtiments (cf. plus loin calcul des dommages) mais certainement aussi pour la population (risque vital pas étudié dans le cadre de ce projet).

2. En revanche, toute la zone portuaire qui n'est quasiment pas touchée dans le scénario centennal de base est entièrement inondée selon le scénario + 1 m, ce qui montre que l'impact du changement climatique varie sensiblement selon la topographie des zones (on pouvait s'en douter mais ce type d'études permet de le mesurer finement).

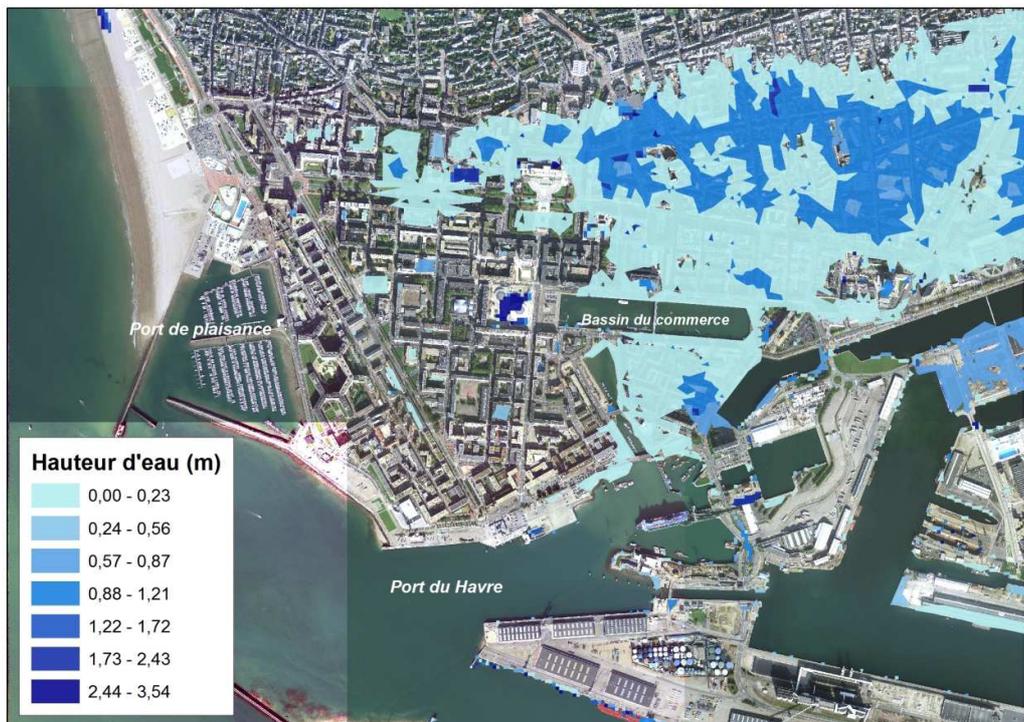


Figure 90 : Cartographie de la submersion centennale (scenario 9,30 m) des quartiers Centre.

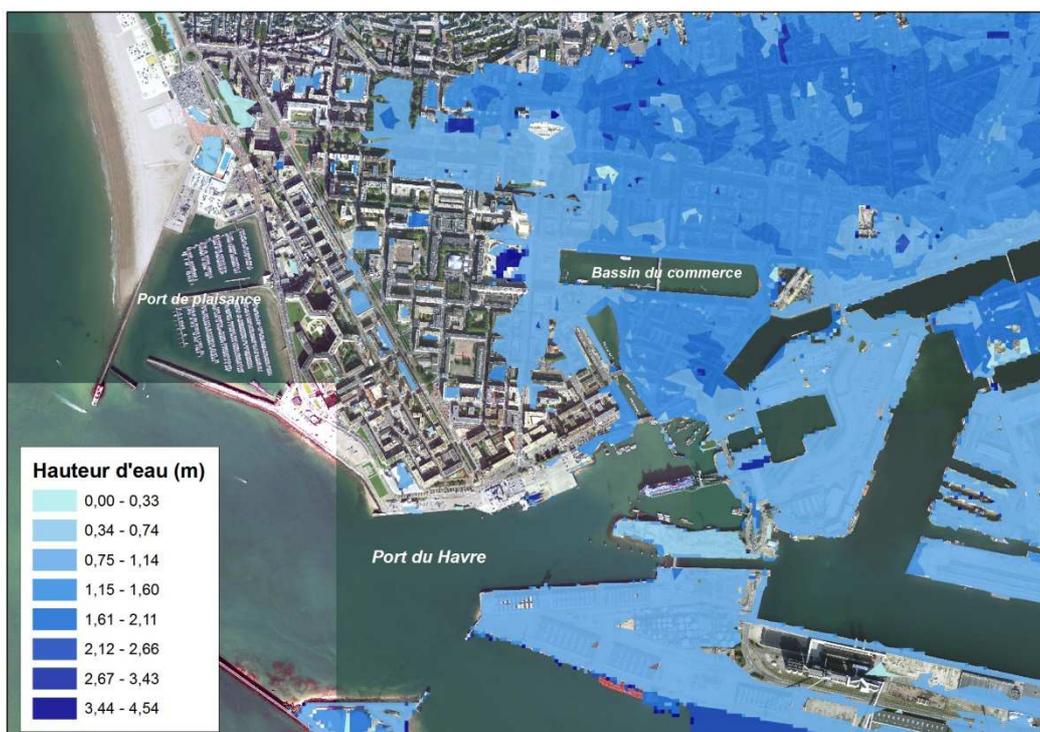


Figure 91 : Cartographie de la submersion centennale + 1m (scenario 10,30 m) des quartiers Centre.

7.11 Cartes de submersion par franchissement / surverse (Sainte-Adresse et Malraux)

Pour le calcul des cartes de submersion par franchissement et surverse, nous avons utilisé une méthode différente du cas précédent, à la fois pour définir les scénarios (données amont) et pour le calcul des zones inondées.

7.11.1 Calcul des débits franchissants à une cote donnée

Les débits franchissants et leurs périodes de retour sont calculés à partir de la méthode exposée au chapitre 2. Celle-ci se base sur une génération pseudo-aléatoire de 10 000 ans d'états de mer. Ces conditions d'états de mer sont propagées du large à la côte via un modèle de propagation (Modèle de Goda, 2000). Les données ainsi propagées permettent ensuite de déterminer les débits franchissants par la méthode du TAW (2007) ou par une formule de seuil (dénoyé) en cas de surverse. Les débits de période de retour de 1000/i ans (où i est un nombre entier) sont déterminés en fonction des scénarios (surélévation de la mer comprise entre 0 et 2m).

Concernant les périodes de retour, nous avons considéré que sur un échantillon de 1000 ans survenait un événement millénal, puis un de période 1000/2, puis un de 1000/3 ... (on arrête la série lorsque l'événement ne crée pas de dommages). Cette méthode permet d'estimer l'impact de chacun de ces événements mais également de calculer ensuite un coût annualisé amorti sur cette période.

Le tableau suivant (cf. Tableau 12) donne par exemple les débits franchissant au niveau d'un point du parapet (le profil A à la cote 13,36 CMH) en m³/s/ml pour différentes périodes de retour (de 1000 à 20 ans) et différentes hausses du niveau de la mer.

Profil 4-11.34 CMH	i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	25	50
débit en m ³ /s/ml	période de retour (an)	1000	500	333	250	200	166,7	142,8	125	111	100	40	20
hausse du niveau de la mer (m)	0	5,6E-05	2,8E-05	1,9E-05	1,3E-05	1,1E-05	1,0E-05	9,0E-06	8,0E-06	7,0E-06	6,0E-06	3,0E-06	1,0E-06
	0,2	1,6E-04	8,2E-05	6,5E-05	4,1E-05	3,4E-05	3,0E-05	2,6E-05	2,3E-05	2,0E-05	1,9E-05	8,0E-06	4,0E-06
	0,4	4,6E-04	2,6E-04	2,1E-04	1,3E-04	1,0E-04	8,9E-05	7,8E-05	6,9E-05	6,2E-05	5,6E-05	2,5E-05	1,2E-05
	0,6	2,0E-03	9,6E-04	6,5E-04	3,6E-04	2,8E-04	2,6E-04	2,3E-04	2,0E-04	1,8E-04	1,7E-04	7,4E-05	3,5E-05
	0,8	9,8E-03	2,9E-03	1,8E-03	1,1E-03	8,2E-04	7,3E-04	6,8E-04	6,0E-04	5,4E-04	4,8E-04	2,1E-04	1,0E-04
	1	3,7E-02	8,4E-03	4,9E-03	3,6E-03	2,7E-03	2,2E-03	1,9E-03	1,7E-03	1,5E-03	1,3E-03	6,1E-04	3,0E-04

Tableau 12 : débits franchissant au point de profil n°4 (Sainte Adresse) selon différents scénarios (unité : m³/s/ml) et niveaux d'élévation de la mer.

Les premiers calculs en volume cumulé (cf. plus bas) ont montré que ce secteur de Sainte Adresse est, en l'état, relativement bien protégé des événements extrêmes, grâce notamment à sa topographie, y compris pour une élévation du niveau de la mer de 1 m, puisque les volumes de franchissements restent faibles (cf. Tableau 12) et donc peu dommageables. Notre étude ayant vocation de cas d'école et visant à comparer des stratégies d'adaptation, nous avons par conséquent travaillé sur des élévations du niveau de la mer compris entre 0,5 et 2 m et sur les trois scénarios les plus importants (1000 ans, 500 ans, 333 ans) qui créent des dommages significatifs. Prendre un niveau de mer plus élevé peut se justifier de deux manières :

- Les prévisions initiales du GIEC sont en cours de révision et revues à la hausse : la prise en compte de la fonte de glaciers laisse entrevoir à échéance 2100 des élévations comprises entre 1 et 2 m plutôt qu'entre 20 cm et 1m. 1,5 m est le niveau centennal que prévoit déjà les travaux de (Rahmstorf 2007 et 2009) et c'est la valeur de référence que nous avons retenu pour le calcul des dommages et l'évaluation des stratégies.
- L'élévation du niveau de la mer peut également être vue comme le traitement d'un cas similaire dont la topographie du terrain serait inférieure d'autant : ce qui correspond plus à un cas standard car le gradient de topographie notamment sur ce site de Sainte Adresse est plus important que le gradient moyen des côtes françaises.

Ainsi, nous avons pris en compte ces nouvelles hypothèses et recalculé les débits franchissant avec les élévations du niveau de la mer à 1,5 m et 2 m pour Sainte Adresse (voir Tableau 13) et de 0,5 à 2m pour le quartier Malraux.

Profil A-11.86 CMH	i	1	2	3
débit en m3/s/ml	période de retour (an)	1000	500	333
hausse du niveau de la mer (m)	1,5	7.28E-01	4.33E-01	1.16E-01
	2	2.34E00	1.38E00	7.81E-01

Tableau 13 : débits franchissant au point du profil A (Sainte Adresse) selon différents scenarios (unité : m3/s/ml).

7.11.2 Calcul des volumes franchissant totaux

A partir de ces débits ponctuels (qui ne sont pas très parlant en termes d'interprétation), il faut maintenant calculer le volume total d'eau qui franchit l'ouvrage de protection (et qui va inonder la ville) pendant la durée d'un événement extrême (marée haute + tempête) estimé au Havre à environ 2 heures (Voir Tableau 14 et Tableau 15).

Pour cela, on calcule d'abord le débit moyen (par ml) sur un tronçon du parapet entre 2 points dont on connaît les valeurs puis on multiplie par la longueur du tronçon puis par la durée de 2 heures pour obtenir un volume, puis on somme sur la longueur de l'ouvrage.

Période de retour	i	1000	500	333
hausse du niveau de la mer (m)	1,5	1630937,9	968654,759	71395,9182
	2	5292313,17	3117881,44	495671,678

Tableau 14 : Les volumes d'eau franchissant (en m3) sur Sainte-Adresse selon les 3 périodes de retour et 2 niveaux d'élévation du niveau de la mer.

Période de retour	i	1000	500	333
hausse du niveau de la mer (m)	0,5	11734046,9	3429276,55	1072179,35
	1	23186936,2	8429775,46	2955209,6
	1,5	33553404,9	22889989,2	10842181,3
	2	45178868,3	32966696,4	14539269,1

Tableau 15 : Les volumes d'eau franchissant (en m3) sur Malraux selon les 3 périodes de retour et 4 niveaux d'élévation du niveau de la mer.

7.11.3 Calcul des cartes d'inondation à partir des volumes d'eau et du MNT

On souhaite *in fine* connaître la carte d'inondation correspondant à ce volume d'eau dans la zone considérée. Cette dernière est considérée comme une cuvette dont on définit les limites maximales côté terre (le terrain monte en allant vers l'intérieur – on prend une ligne de cote suffisamment élevée qui ne pourra pas être dépassée dans le pire scénario) et qui va se remplir par le bas. On suppose effectivement que la zone est « globalement convexe » avec des minima locaux mais que toutes les zones basses se remplissent en premier.

Le calcul revient à trouver la surface de cote constante au-dessous de laquelle le volume de « creux » (on parlerait de « cubatures de remblais » en génie civil) est égal au volume d'eau total franchissant. Le logiciel ArcGIS ne permet pas de réaliser directement ce calcul, mais permet en revanche de calculer un volume par différence de surface. Nous avons par conséquent procédé par « méthode inverse » ou « dichotomie » pour approcher progressivement la hauteur d'eau correspondant à chaque volume.

Enfin, une fois la cote de l'eau connue, on applique pour déterminer la zone inondée la même méthode que pour le débordement, c'est-à-dire par différence de cote avec le MNT.

La Figure 92 illustre les résultats du calcul des cartes de submersion par franchissement dans la zone de Sainte Adresse selon les trois périodes de retour considérées, pour une élévation de 1,5 m du niveau de la mer. A Sainte-Adresse, le cordon littoral inondé reste étroit même pour des événements extrêmes car la topographie remonte très rapidement, ce qui n'empêche pas des dommages importants sur les premières rangées d'habitat résidentiel. Plus loin, nous étudions la rentabilité de renforcement du parapet au regard du gain sur ces mêmes dommages et selon plusieurs scénarios incluant le changement climatique, et selon les deux niveaux d'élévation de 1,5 et 2 m (cf. § 6)

L'inondation par franchissement sur Malraux (cf. Figure 93) est plus étendue et plus conséquente du fait de sa topographie beaucoup moins élevée que celle de la zone de Sainte Adresse (cf. Figure 92).

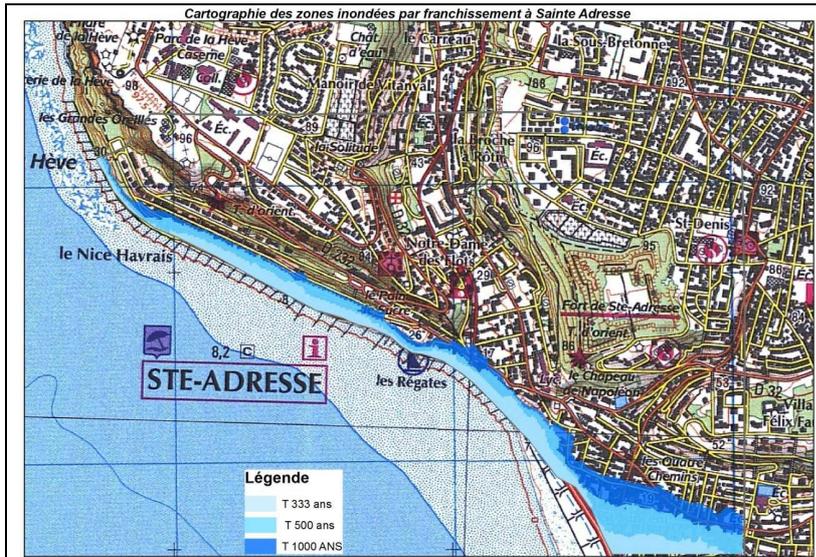


Figure 92 : Zones inondées par franchissement à Sainte Adresse selon 3 périodes de retour, pour une élévation de +1,5 m.



Figure 93 : Cartographie des zones inondées par franchissement à Malraux selon 3 périodes de retour (+1,5 m).

7.12 Evaluation des dommages sur la carapace de la digue du quartier Malraux

En l'absence d'information, sur les caractéristiques de l'ouvrage actuel, nous avons fait l'hypothèse que l'ouvrage était actuellement stable lorsqu'il était soumis à une houle centennale. L'ouvrage n'est pas soumis directement aux houles du large car situé dans l'avant-port. Un abaque de diffraction a donc été utilisé pour déterminer les houles incidentes sur l'ouvrage. L'ouvrage est supposé être composé d'enrochements de gamme 1-3 tonnes.

La méthode statistique d'estimation des dommages est la même que celle utilisée pour les franchissements (Chapitre 3). A partir de la base de données de 10 000 ans, ces conditions sont propagées jusqu'à la côte : les conditions de houle sont donc connues à l'entrée du port, le coefficient de diffraction est ensuite appliqué. La formule d'Hudson est ensuite utilisée pour analyser la stabilité de la digue. Le critère étudié n'est donc plus le débit de franchissement q comme dans le Chapitre 3, mais l'endommagement via le coefficient de stabilité K_d .

$$W_{50} = \frac{\rho_r g H^3}{K_d \Delta^3 \cot \alpha}$$

W_{50} est la masse médiane des enrochements (kg), ρ_r la masse volumique des enrochements (kg/m^3), g l'accélération de la pesanteur (m^2/s), H la houle significative à l'ouvrage (m), Δ densité relative déjaugée et α la pente de l'ouvrage.

Les résultats obtenus sont des endommagements extrêmes. Une analyse statistique permet de déterminer la période de retour de l'endommagement. Les endommagements millénaux, centennaux, etc, sont ainsi déterminés.

Profil Malraux	i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	25	50
$K_d (-)$	période de retour (an)	1000	500	333	250	200	166.7	142.8	125	111	100	40	20
hausse du niveau de la mer (m)	0	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3
	0.5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	1	6	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4
	1.5	6	6	6	6	6	6	6	6	6	5	5	5
	2	7	7	7	7	7	7	7	7	7	6	6	6

Tableau 16 : Valeurs du coefficient de stabilité K_d selon les toutes les périodes de retour étudiées et 4 niveaux d'élévation du niveau de la mer.

7.13 Les stratégies d'adaptation

Outre les scénarios d'aléa extrapolés en termes de conséquences monétaires (coût des dommages), nous souhaitons également dans le cadre du projet Sao Polo évaluer et comparer des stratégies d'actions (ou d'inaction) face à ces événements extrêmes et aux conséquences du changement climatique. C'est pourquoi, avant de présenter les résultats des calculs économiques, il convient de présenter les différentes stratégies possibles de prévention de ces risques et celles que nous avons retenues dans le cadre de cette étude, et sur chacune des zones étudiées.

Dans le cadre réglementaire de la prévention des risques (Plan de Prévention du Risque Inondation) et des crises (Plan Communal de Sauvegarde), un certain nombre de mesures doivent être programmées pour limiter la vulnérabilité des zones inondables en termes d'aménagement ou de gestion de crise. Ces plans se basent généralement sur un événement centennal et ne prennent pas encore en compte les conséquences du changement climatique. Dans le cadre de notre étude, nous traitons le cas d'événements allant jusqu'à une période de retour de 1000 ans et avec des conditions de mer aggravées par l'élévation du niveau de la mer.

Dans ce contexte, nous sommes amenés à traiter des submersions de nature catastrophiques et par conséquent à envisager des stratégies de lutte adaptées à ces situations. Cette étude n'ayant pas vocation à réaliser le plan de prévention ou de gestion de crise inondation pour la ville du Havre, nous avons été amenés à chiffrer et comparer des scénarios simples et tranchés (via un calcul systématique sous SIG) et selon les données dont nous disposions et qui ont été présentées plus haut : cartes de submersion en hauteur d'eau, enjeux localisés, méthode de calcul du dommage basé sur le croisement de ces deux paramètres.

Les principales stratégies que les autorités peuvent envisager de mettre en place face au risque de submersion et l'élévation du niveau de la mer sont :

- A. Le laisser faire : aucune action en termes d'aménagement n'est entreprise, certains impacts parmi les plus graves (atteinte à la vie humaine) pouvant être traités via un plan de gestion de crise et d'évacuation (pas développé ici). Dans ce cas, on pourra estimer le coût direct de la submersion sur les enjeux localisés sans renforcement des protections (application de la formule avec le coefficient d'endommagement).
- B. Le renforcement des ouvrages de protection et ou leur remise en état après endommagement : on pourra dans ce cas estimer le coût d'intervention sur l'ouvrage et analyser sa rentabilité par rapport au dommage évité (en coût direct et/ou en coût annualisé).
- C. Le repli partiel ou total des zones à risques : sur une ville comme le Havre, le repli total ne paraît pas envisageable dans la réalité mais on pourra tout de même l'estimer grossièrement sur la base du coût total des bâtiments considéré comme le coût de la relocalisation (dans l'absolu, il conviendrait de prendre en compte d'autres coûts indirects liés à la perte d'activités ...). Un repli « partiel » nécessiterait une étude plus approfondie de l'évolution du plan d'urbanisme et de délocalisation de certains bâtiments qui ne pouvait pas être réalisé dans le cadre de ce projet.

CHAPITRE 8 : CHIFFRAGE DES COÛTS

8.1 Méthode pour le recensement des enjeux

Il existe deux grands types d'approches pour recenser les enjeux dans un contexte de risque d'inondation ou de submersion (Givone, 2005; Debout 2010) :

- L'approche par zonage homogène: elle consiste à cartographier le territoire inondé selon une typologie d'occupation des sols puis à attribuer à chaque zone homogène une densité moyenne de biens. Cette approche convient bien à des études à grande échelle mais avec une précision forcément limitée en milieu fortement urbanisé.
- L'approche par entité de biens : elle permet de comptabiliser précisément et individuellement les enjeux concernés dans les secteurs potentiellement inondables, notamment l'habitat et les entreprises (D4E, 2007). Cette approche exige un énorme travail d'enquêtes de terrain et généralement l'accès à plusieurs bases de données nationales (IGN, assurances ...) et locales (services techniques de la commune ...). Cette approche est plutôt adaptée à l'échelle locale et au milieu urbain.

Dans le cadre de cette étude, notre méthode de recensement est principalement basée sur l'approche par entités de bien pour caractériser la majorité des enjeux physiques vulnérables aux inondations, et notamment les bâtiments publics et privés. En collaboration avec la CODAH, nous nous appuyons pour cela sur les bases de données suivantes :

- La BD Topo de l'IGN : constructions (bâtiments résidentiels, bâtiments industriels, établissements de santé, bâtiments publics); infrastructures de transport (voies routières et ferroviaires)
- Base ERP5 (SDIS 76): établissement d'enseignement, garderies, restaurants, hôpitaux ...

8.2 Croisement aléa - enjeux et détermination de la vulnérabilité

Pour définir la vulnérabilité du territoire, nous reprenons la définition proposée par l'étude réalisée par le CETMEF en 2008-2009 en collaboration avec le CETE Méditerranée Ouest « Vulnérabilité du territoire national aux risques littoraux » selon laquelle « la vulnérabilité du territoire est la conséquence physique des aléas côtiers sur un territoire exposé, c'est-à-dire, pour la submersion marine l'inondation des terres par la mer et ses conséquences sur les enjeux » (Perherin, Roche et al, 2010).

Cette vulnérabilité exprime le lien entre l'aléa, la nature et l'importance des enjeux exposés. Il s'agit ici de croiser les cartes d'aléa avec celle des enjeux sur les différentes zones et d'analyser les niveaux de risque. Toutefois, notre but final étant l'évaluation des dommages économiques, la vulnérabilité sera implicitement incluse dans la formule du calcul du coût, cette dernière prenant en compte la hauteur d'eau et les caractéristiques de l'enjeu touché.

⁵ ERP : établissements recevant du public

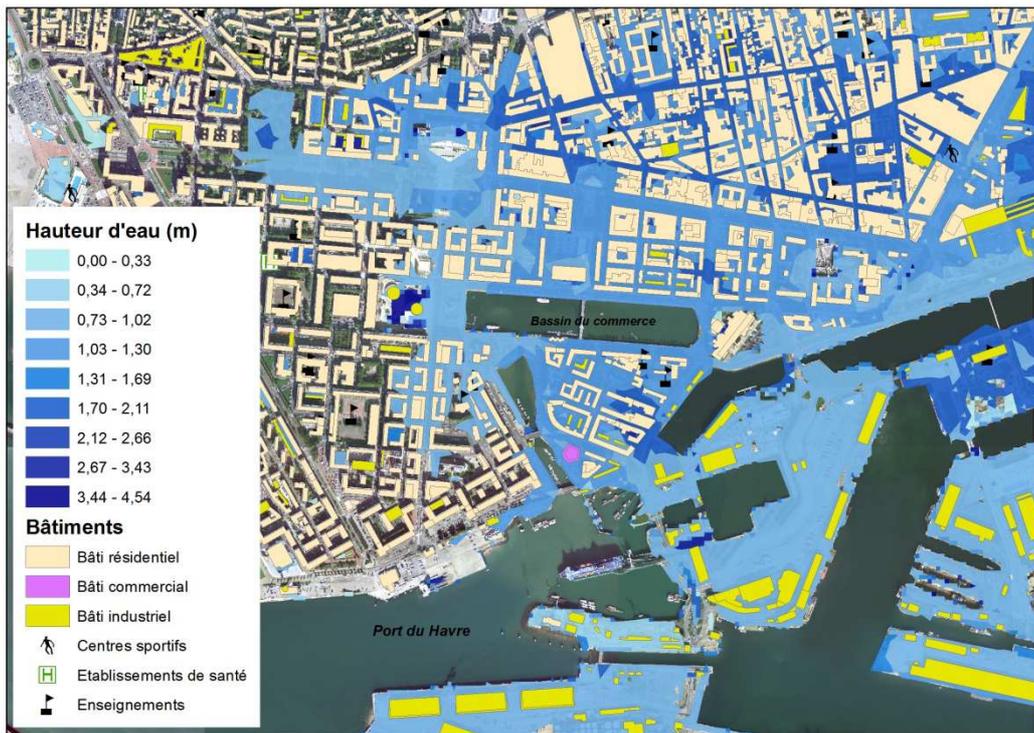


Figure 94 : Cartographie des bâtiments submergés par débordement dans la zone Centre (scénario 10,30 m).

Dans la zone Centre et pour le scénario « centennal +1 m » (cf. Figure 94), la majorité des bâtiments du quartier Saint-François ainsi qu'une importante zone au nord et les bâtiments industriels de la zone portuaire sont fortement touchés, avec des hauteurs d'eau souvent supérieures à 1 m. Outre le risque vital sur la population que nous avons déjà évoqué, une telle submersion aurait également des « effets domino » certainement très importants en termes d'impact sur les réseaux, de pollution industriel etc. mais qui ne sont pas développés dans cette étude.

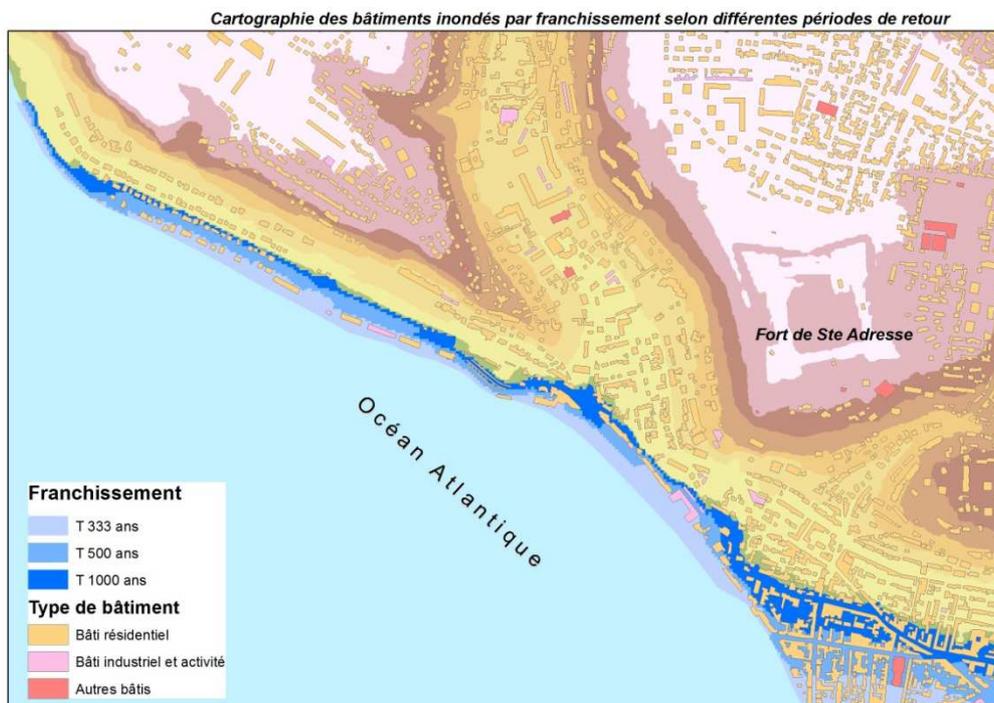


Figure 95 : cartographie des bâtiments submergés par franchissement à Sainte Adresse (+1,5 m).

Dans la zone de Sainte Adresse, il faut vraiment passer à des scénarios de période de retour supérieur à 300 ans et une élévation du niveau de la mer supérieur à 1 m (en l'occurrence 1,5 m) pour que le franchissement envahisse une bande littorale urbanisée significative (cf. Figure 95).

Concernant le quartier Malraux, par soucis de cohérence avec les scénarios définis dans le cadre du franchissement avec ouvrages de protection, nous avons pris en compte les mêmes périodes de retour et les mêmes niveaux de la mer que ceux de Sainte Adresse (cf. Figure 96).

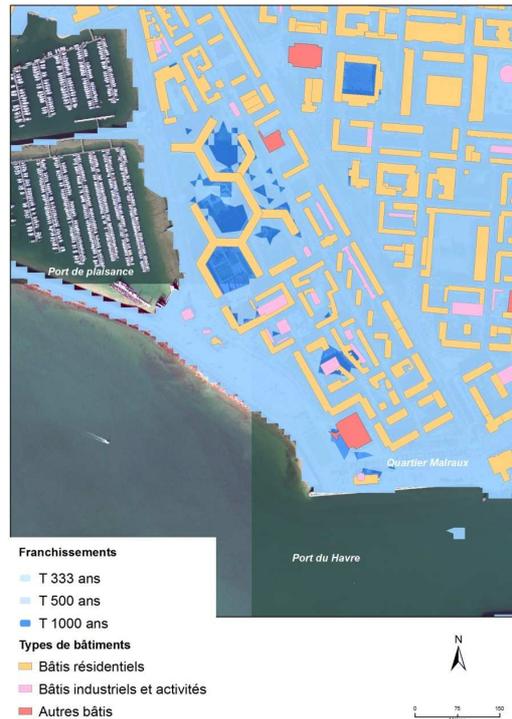


Figure 96 : Cartographie des bâtiments submergés par franchissement à Malraux (+1,5 m).

Nous allons maintenant présenter la méthode de chiffrage des coûts économiques de ces scénarios.

8.3 Méthode d'estimation économique du coût des dommages

8.3.1 Généralités sur les méthodes d'estimation des coûts des dommages

En France, contrairement au Pays Bas ou encore en Angleterre, il n'existe pas de méthode standard d'évaluation des dommages (Larrue et Camphuis, 2010). Ainsi, aucune méthode de calcul n'est systématiquement utilisée et les modèles étudiés se limitent à quelques études spécifiques (Loire, Rhône, Seine, Meuse). Toutefois, la complexité des données à prendre en compte, les coûts et le volume des traitements rendent ces modèles souvent difficiles d'accès pour les acteurs qui pourraient avoir besoin d'y recourir (Boulet, 2008).

Par ailleurs, il est important de traduire l'impact physique de l'inondation dans une entreprise ou une maison en terme monétaire. Pour cela, plusieurs types de dommages doivent être évalués. En réalité, par manque de méthodes opérationnelles et de données, seule une partie des dommages est prise en compte dans le calcul de coûts (voir Tableau 17).

	Dommmages directs	Dommmages indirects primaires	Dommmages indirects secondaires
Dommmages tangibles (chiffrables)	Dommmages dus à l'action physique de la submersion ayant une valeur monétaire directe. <u>Exemple:</u> dommmages aux biens publics et privés	Effets indirects des dommmages directs tangibles dans la zone inondée. <u>Exemple:</u> nettoyage, perturbation de l'activité dans la zone inondée	Effets indirects des dommmages directs tangibles en dehors de la zone inondée. <u>Exemple:</u> perturbation de l'activité en dehors de la zone inondée

Dommmages intangibles (non-chiffrages)	Dommmages dus à l'action physique de la submersion non mesurables en termes monétaires. <u>Exemple</u> : dommmages physiques et mentaux causés aux personnes, dégâts aux œuvres d'art	Effets indirects des dommmages directs intangibles dans la zone inondée <u>Exemple</u> : stress, inquiétude causés aux personnes dans la zone inondée	Effets indirects des dommmages directs intangibles en dehors de la zone inondée. <u>Exemple</u> : stress, inquiétude causés aux personnes en dehors de la zone inondée
---	--	--	---

Tableau 17 : Typologie des dommmages (Bonnifait, 2005).

Les méthodes d'estimation des dommmages concernent essentiellement les dommmages directs et une partie des dommmages indirects chiffrables. Les autres types de dommmages sont en effet difficiles, voire pour certains impossibles, à évaluer économiquement. Il existe ainsi plusieurs méthodes d'évaluation des dommmages qui reposent essentiellement sur des fonctions de dommmages dont les paramètres décrivent l'aléa et la vulnérabilité. Toutefois, quel que soit la méthode retenue, la modélisation des dommmages repose sur les trois critères suivants : la modélisation hydraulique, la caractérisation des enjeux et la mise en place de fonctions de dommmages (D4E, 2007).

Parmi ces méthodes, celle élaborée par US Army Corps of Engineers (USACE, 1996), reprise et adaptée en France par la DIREN Midi-Pyrénées (Boulet, 2008) permet sur la base d'une hauteur de submersion en chaque point de la zone inondable et sur leur association aux enjeux auquel elles s'appliquent, de mettre en place des fonctions d'endommagement adaptées aux enjeux. Elle propose deux options : l'évaluation des dommmages causés au patrimoine actuel ou bien celle des dommmages futurs potentiels. Les dommmages futurs sont considérés comme étant ceux qui seraient portés aux enjeux si aucune intervention n'est effectuée pour diminuer les risques de submersion.

8.4 Evaluation des dommmages sur les bâtiments

Les fonctions d'endommagement et les fonctions de dommmages expriment la relation qui lie les paramètres hydrauliques et la nature des enjeux pour fournir des montants de dommmages. Elles associent un coût de dégâts au mètre carré à une hauteur de submersion pour chacune des catégories d'enjeux pris en compte (D4E, 2007). Elles sont souvent mises au point à partir :

- de retours d'expérience (observation de dommmages constatées après inondation/ submersion),
- de dires d'experts (élaboration sur la base de personnes réalisant des expertises de sinistres ou experts du bâtiment).

En France, l'élaboration de ces fonctions tourne autour de trois principaux thèmes : l'habitat, l'activité et l'agriculture (Ibidem, 2007). Elles permettent de quantifier un montant de dommmages en fonction des paramètres physiques d'aléa influents (particulièrement la hauteur d'eau). Une courbe de dommmages modélise empiriquement ou théoriquement à l'aide d'une fonction mathématique, pour un type de bâtiment, une relation entre la hauteur de submersion et les dommmages subis.

Lorsque des fonctions empiriques d'estimation sont utilisées, les dommmages au bâtiment sont soit exprimés directement par le coût des dommmages (unité monétaire), où bien par un taux d'endommagement adimensionnel (le coût des dommmages rapportés à la valeur du bâtiment). Les fonctions sont donc dites fonction de dommmages ou fonction d'endommagement (Bonnifait, 2005).

Les méthodes développées pour calculer ces fonctions empiriques prennent souvent en compte les dommmages directs et les coûts des dommmages observés après inondation (CEPRI, 2008; FEMA, 2009). Elles utilisent des données sur les retours d'expériences pour construire les courbes d'endommagement. Dans ce cas, les pourcentages sont calculés en fonction de l'occupation de la zone (D4E, 2007; AP-GSU, 2010). C'est l'identification des enjeux endommagés par approche zonale.

8.5 Méthode retenue pour le site du Havre

Sur le site du Havre, nous souhaitons mettre en place un calcul d'endommagement systématique pour tous les bâtiments, pris individuellement et non par zones. Pour cela, nous nous appuyons sur la méthode de référence développée par Torterotot (1993) et proposons de généraliser la formule des dommmages utilisés pour les habitats, en l'absence de formules spécifiques pour chaque type de bâtiment. Cette méthode s'appuie sur un taux d'endommagement.

8.5.1 Le taux d'endommagement

Selon Torterotot (1993), l'utilisation du taux d'endommagement donne de meilleurs résultats que l'estimation du coût des dommages (en unité monétaire) en raison d'une bonne corrélation avec la hauteur de submersion. La valeur d'endommagement est en même temps plus stable dans le temps que les dommages monétaires à cause de sa valeur adimensionnelle (Ibidem, 1993), et qui permet donc d'actualiser les coûts dans le temps.

Ce taux se rapporte au pourcentage qui caractérise l'endommagement du bâtiment. Deux types d'endommagement ont été considérés par Torterotot : l'endommagement par rapport à la valeur totale de l'habitation (E_b = endommagement brut) et l'endommagement ramené à la valeur d'un niveau d'habitation (E_e = endommagement à l'étage ou au sol).

Toutefois, comme l'endommagement E_b qui prend en compte tout le bâtiment a été calculé uniquement pour des types de bâtiments de même niveau (résidence individuelle), il ne correspond pas à des bâtiments avec des hauteurs hétérogènes. Ainsi, la seule façon de prendre en compte plusieurs types de bâtiment, c'est de ramener tous les cas à l'endommagement à l'étage (E_e), ce qui correspond en réalité à considérer la surface au sol. C'est donc ce type de courbe que nous avons choisi pour calculer l'endommagement sur l'ensemble des bâtiments dans les différentes zones d'étude au Havre.

La formule du taux (ou %) d'endommagement est : $E_e = 5,68 H + 16,45$ (%)

Source (Torterotot, 1993 ; Christophe, 2008)

Où H représente la hauteur d'eau au niveau du bâtiment, estimé grâce au géo-référencement du bâtiment, la connaissance du MNT et la cote de l'eau du scénario considéré.

8.5.2 Le calcul du coût du dommage

Après l'étape d'évaluation du pourcentage d'endommagement par bâtiment selon chaque scénario d'inondation, le calcul du coût économique du dommage est réalisé selon la formule suivante :

$$CE = E_e * Se * Cs$$

CE = coût du dommage pour un bâtiment

E_e = taux d'endommagement au bâtiment

Se = surface du bâtiment au sol (calculée à partir de la hauteur du bâtiment et de la surface totale)

Cs : coût du m² du bâtiment

8.6 Données retenues pour la valeur des biens immobiliers

L'évaluation du prix moyen d'un bâti au m² est l'étape qui permet de connaître la valeur des biens concernés en terme monétaire. Pour déterminer ces coûts, nous avons récupéré des informations de sources diverses :

- Au niveau de l'Agence d'Urbanisme de la Région du Havre (AURH) : nous avons récupéré la cartographie des valeurs des résidences par quartier (cf. Figure 97 : Coût moyen du m² du résidentiel (AURH, 2009).) ;
- Le site internet Immoprix.com : les chiffres de l'immobilier des notaires de France (Notaire de France, 2010) ;
- La chambre de commerce et d'industrie du Havre.

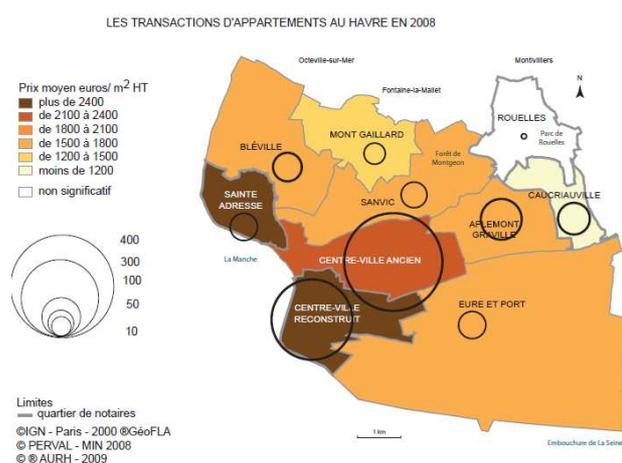


Figure 97 : Coût moyen du m² du résidentiel (AURH, 2009).

Les informations récoltées nous ont permis d'établir une liste des valeurs pour plusieurs types de bâtiments. Cependant, elle ne couvre pas tous les types de bâtiments que nous avons recensés dans notre base du Havre, comme les bâtiments publics notamment.

Typologie des bâtiments	Valeurs (€/m ²)	Sources
Habitat: centre ancien	2 135 €	AURH et immoprix.com
Habitat: centre reconstruit	2 370 €	AURH et immoprix.com
Habitat: Sainte Adresse	2 300 €	AURH et immoprix.com
Activité tertiaire	1 300 €	CCI Havre
Industrie	1 550 €	CCI Havre
Maison de retraite	1 203 €	Immoprix.com
Commerce	712 €	FEMA, 2009 et étude DIREN PACA
Restaurant	1 476 €	FEMA, 2009 et étude DIREN PACA
Hôpital	1 946 €	FEMA, 2009 et étude DIREN PACA
Enseignement	1 250 €	FEMA, 2009 et étude DIREN PACA
Eglise	1 200 €	FEMA, 2009 et étude DIREN PACA
Autres bâti public	1 050 €	FEMA, 2009 et étude DIREN PACA

Tableau 18 : Valeur moyenne des coûts/m² des bâtiments au Havre.

Pour attribuer un coût/m² à chaque type de bâtiment résidentiel, nous avons pris les valeurs fournies par l'AURH et le site d'immoprix.com pour les différents quartiers. Ensuite, nous avons contacté la CCI pour connaître ceux des activités. Enfin, pour les autres types de bâtiments, nous avons repris les valeurs moyennes de coûts fournies par la littérature étrangère et déjà appliquées dans certaines études françaises.

Cette étape de recherche des valeurs des bâtiments sur l'ensemble des zones touchées par les inondations s'avère longue et complexe lorsque l'on souhaite renseigner chaque bâtiment selon sa nature. Toutefois, les valeurs moyennes fournies par différents services permettent d'appliquer la formule générale des dommages avec une fiabilité suffisante pour établir un ordre de grandeur correct des dommages subis.

8.7 Principe de l'annualisation des coûts pour la comparaison des stratégies

La comparaison directe des coûts entre deux scénarios (le laisser faire pour un événement centennal et le renforcement par exemple) donne une première indication mais il est insuffisant dans le cadre d'une méthode ACA car il introduit un biais en termes d'échelle de temps et donc de comparaison des coûts relatifs. En effet, le coût des scénarios d'aléa en termes de dommages et/ou le coût des stratégies d'adaptation doivent être ramenés à un coût annualisé (ou à un coût sur une période de 100 ans) si l'on veut réellement que l'analyse coût-avantage ait un sens.

Le principe général de l'annualisation est décrit dans l'Annexe 9.

Nous proposons ainsi de réaliser un coût sur une période d'un an, ce qui se traduit :

- Pour le coût du « laisser faire », de considérer tous les scénarios à partir de la millénale et à pondérer leur coût selon leur probabilité ramenée sur un an (la millénale / 1000, la 500 ans / 1000, la 333 ans / 1000, etc.), puis à sommer tous les coûts des scénarios qui créent effectivement un dommage (seulement les trois premiers pour Sainte-Adresse par exemple : 1000, 500, 333 ans). Chaque évènement de période de retour $1000/i$ ans a un poids égal dans le calcul de coût sur la période de référence de 100 ans à savoir $1/10$ et de $1/1000$ pour un coût annualisé.
- Pour le coût des stratégies de renforcement, de considérer l'amortissement des travaux sur cette même période de 100 ans et donc de diviser le coût total par 100 pour se ramener à un coût annualisé ;
- Même principe pour le repli partiel ou total (on divise le coût total par 100 pour se ramener à un coût annualisé).

8.8 Stratégies et scénarios retenus

Les scénarios finaux retenus pour l'étude économique et la comparaison des stratégies d'adaptation sont les suivants :

8.8.1 Pour la zone Centre et Saint-François (submersion par débordement) :

- Calcul du coût direct des deux scénarios de base de submersion par débordement (centennal et centennal + 1m)
- Calcul du coût du repli et comparaison avec le coût du dommage en coût annualisé

A noter que la protection de cette zone ne peut pas être définie techniquement de manière simple (configuration des bassins avec des protections partielles par murets, influence du port ...), et donc non chiffrable.

8.8.2 Pour la zone Sainte-Adresse (franchissement et surverse)

- Calcul du coût de la submersion par franchissement/surverse pour les scénarios extrêmes de 1000, 500 et 333 ans et une augmentation du niveau de la mer de 1,5 m et de 2m.
- Calcul du coût du renforcement du parapet par élévation de 50 cm et calcul des dommages pour les mêmes scénarios avec ce renforcement
- Calcul du coût du repli
- Comparaison en analyse coût-avantage de ces solutions en coût annualisé

8.8.3 Pour la zone Malraux (franchissement et surverse)

- Estimation des dommages pour les mêmes scénarios et mêmes stratégies que pour Sainte-Adresse,

Remarque : pour la zone de Malraux, les débits franchissants ont été aussi déterminés par la même méthode que pour Sainte-Adresse (détermination des débits franchissants en fonction des périodes de retours, des scénarios de surélévation de la mer, et de la prise en compte d'une adaptation). En outre, l'ouvrage étudié est un perré en enrochements. Par le même principe l'endommagement de la digue est déterminé par la formule de Hudson (1959). Il est calculé pour une période de retour de $1000/i$ ans (où i est entier) et déterminé en fonction des scénarios (surélévation de la mer comprise entre 0 et 2m).

8.9 Utilisation d'un SIG

L'utilisation d'un SIG est nécessaire pour la détermination des hauteurs d'eau (voir Annexe 7 pour le prétraitement des données LIDAR) et pour le calcul des dommages bâtiment par bâtiment (voir Annexe 8).

8.10 Résultats pour la zone Centre et Saint-François

Il est important de rappeler au préalable que ces estimations reposent certes sur des données réelles et relativement précises, mais avec un certain nombre d'hypothèses et d'approximations, et qu'il faudra certainement les valider avec des données de retour d'expérience.

8.10.1 Coût des dommages

Sur la zone Centre et Saint-François, avec le scénario de 9,30 m (référence centennale), le coût des dommages sur l'ensemble des bâtiments inondés ($C_{\text{total}} = \sum^E CE$) s'élève à plus de **42 Millions d'euros**.

Avec celui de 10,30m (centennale + 1m), il a été estimé à plus de **74 Millions d'euros** (+ 57% par rapport au scénario précédent).

8.10.2 Coût du repli

Le coût du repli, qui correspond ici à la valeur totale des bâtiments concernés par la submersion, est indépendant de la hauteur d'eau mais varie en fonction de la surface touchée et donc de chaque scénario.

Il est estimé à près **d'un milliard d'euro** pour le scénario centennal et à plus de **1,6 milliard** pour le centennal +1 m.

8.10.3 Synthèse et première analyse

Ne disposant pas pour cette zone des calculs de tous les événements statistiques comme pour Sainte Adresse, nous allons considérer que pour une élévation de la mer de 1 m, le scénario 10,30 m correspond à un événement centenal (c'est le cas) et que sur 1 siècle on a deux autres événements dommageables correspondant au scénario 9,30 m (donc équivalent à 2 cinquantenales).

Stratégie	Scénarios - Période de retour		
	100 ans	50 ans	Coût annualisé
Situation actuelle (rien faire)	74 M	42 M	0,12 M
Repli Zone inondée 100 ans	1 600 M		1,60 M
Repli Zone inondée 50 ans		1 000 M	1,00 M

Tableau 19 : Comparaison des coûts des dommages (en millions d'euros – valeur 2011) pour un calcul avec deux périodes de retour et trois stratégies sur la zone Saint François (élévation du niveau moyen de la mer +1 m).

Sur cette zone, il est difficile de proposer une analyse comparative des scénarios dans la mesure où il n'existe pas de solution technique simple de renforcement des protections qui a pu être évaluée. Néanmoins, ces chiffres donnent une première idée d'un ordre de grandeur des dommages relatifs pour trois scénarios réalistes (base centennale). Par ailleurs, la comparaison avec le coût du retrait donne également une idée du taux d'endommagement moyen des zones touchées pour l'évènement centennal et l'évènement cinquantenal respectivement, soit 4,2% dans le premier cas et 4,6% dans le second, ce qui confirme que la stratégie du retrait n'est pas « rentable » et devrait encourager à étudier des solutions de renforcement des protections de ces zones.

Il serait intéressant d'étudier comment la submersion et son impact évolue avec des scénarios plus extrêmes comme ceux retenus pour les zones en franchissement.

Toutefois, ces études plus approfondies sur les zones submergées par débordement passent par l'utilisation d'un modèle hydraulique permettant de modéliser correctement l'écoulement, les lignes de contraintes et au-delà de prendre en compte le renforcement des lignes de protection lesquelles sont complexes dans cette zone.

8.11 Résultats pour la zone de Sainte-Adresse

Pour le franchissement, l'ensemble des calculs a été réalisé pour des élévations du niveau de la mer respectivement de 1,5 m et de 2 m, ce qui permet notamment d'étudier l'impact relatif d'une différence de 50 cm du niveau de la mer.

8.11.1 Coût des dommages pour les trois scénarios de référence

Dans ce secteur, et contrairement au quartier Centre et Saint François du Havre, le risque inondation est d'abord causé par le possible franchissement de la mer sur l'espace urbain par-delà le parapet de protection. Ainsi, après croisement de l'inondation avec les bâtiments, nous avons estimé le coût des dommages selon chaque période de retour et pour des élévations du niveau de la mer successivement

de 1,5 et 2 m. Le tableau suivant donne le coût total en millions d'euros et le nombre de bâtiments touchés.

Élévation du niveau de la mer	Scénarios - Période de retour			Coût annualisé
	333 ans	500 ans	1000 ans	
+ 1,5 m	2,15 M (43)	7,11 M (102)	14,9 M (170)	0,024 M
+ 2 m	7,7 M (76)	15 M (175)	27,1 M (276)	0,050 M

Tableau 20 : Dommages sur les bâtiments à Sainte-Adresse selon 6 scénarios d'aléa. Entre parenthèses le nombre de bâtiments touchés.

Compte tenu de la relative élévation de la topographie de cette zone, nous avons dû forcer l'élévation du niveau de la mer mais ces deux calculs permettent néanmoins déjà d'évaluer l'effet d'une élévation relative de 50 cm du niveau de la mer, avec entre deux et trois fois plus de dommage en coût monétaire direct.

On trouvera plus bas (cf. tableaux 9 et 10) l'ensemble des valeurs de coûts comparés pour les 3 stratégies : 1) le rien faire (coût brut du dommage), 2) le coût après renforcement du parapet, et 3) le coût du repli pour les trois scénarios.

8.11.2 Estimation du coût du renforcement du parapet de 50 cm

La submersion de la zone de Sainte-Adresse en bordure du littoral par franchissement du parapet existant peut-être limitée en renforçant ce dernier. Le rehaussement vertical maximum de ce dernier a été estimé à 0,5 m environ par les experts et les représentants de l'agglomération, non pas tant pour des questions de structure que d'aménagement urbain et de qualité de vie. Au-delà, le parapet se transformerait en véritable mur et dénaturerait complètement l'esthétique de ce bord de mer très côté.

La hauteur moyenne du parapet étant d'environ 80 cm et sa largeur 70 cm, le renforcement consisterait à ajouter d'une part une hauteur de béton de 50 cm sur la largeur actuelle mais également de renforcer la structure côté terre par un muret de soutènement de 30 cm de largeur en parti enterré (pour une hauteur totale de 2 m), avec des attaches entre l'ancienne structure et la nouvelle.

Le linéaire de cet ouvrage à renforcer est de 1500 m, mais il n'existe pas de méthode ou de chiffre « clé en main » pour calculer ou estimer le coût du renforcement d'un tel ouvrage. Pour parvenir à une estimation acceptable et fiable du prix au mètre-linéaire (ml), nous avons utilisé trois sources et méthodes différentes pour comparer et moyenner les calculs :

1. Sur la base du prix du m3 de béton (estimé à 100 euros) : la surface de coupe du renforcement est de $(0,7 + 0,3) \times 0,5 + (2 \times 0,3) = 1,10 \text{ m}^2$ soit 110 euros au ml, qu'il convient de multiplier par un coefficient compris en 5 et 10 pour la mise en œuvre, soit une **fourchette haute de 1000 euros du ml**
2. Selon le document du CETMEF « Analyse des coûts des différents types d'ouvrages de défense contre la mer réalisés sur le littoral français » (2002), le tableau p15 donne un coût surfacique pour un haut de plage de 1000 euros (surface considérée vue de la plage pour 1 ml). Si l'on considère que pour 1 ml l'ouvrage en question couvre environ 3 m2 côté plage, cela donne 3000 euros au ml pour un ouvrage neuf, que l'on peut raisonnablement actualiser à 4000 euros compte tenu de la date du document (2002), mais qu'il faut de nouveau diviser entre 2 et 5 pour obtenir le coût d'un renforcement, soit **une fourchette de 800 à 2000 euros du ml**.
3. Selon des coûts de renforcement d'ouvrages similaires dans le secteur de Berck Plage, on retrouve **une fourchette de coût comprise entre 1000 et 1500 euros du ml** de renforcement (source SOGREA).

A partir de ces différentes estimations, nous retenons un coût de renforcement du parapet de 1300 euros du ml, soit un total de 1300 euros * 1500 m = 1.950.000 euros.

En conclusion, **nous retiendrons le chiffre de 2 M d'euros comme estimation du coût du renforcement du parapet en coût actuel 2011** sur la longueur de 1,5 km qui protège le littoral de Sainte Adresse, ce qui donne un coût annualisé de 0,02 M.

8.11.3 Calcul des coûts des dommages avec le parapet renforcé – récapitulation des résultats

Pour une élévation de 1,5 m du niveau de la mer :

A ce niveau, les calculs ont démontré que les volumes tirés des débits franchissant des trois périodes

de retour sont faibles et ne créent pas d'inondation sur le territoire. Nous pouvons ainsi dire qu'avec un rehaussement du parapet de 50 cm, ce quartier est protégé contre les inondations par franchissement de la mer à 1,5 m. Les dommages sont donc quasi nuls.

Stratégie	Scénarios - Période de retour			Coût annualisé
	333 ans	500 ans	1000 ans	
Situation actuelle (stratégie du laisser faire)	2,15 M	7,11 M	14,90 M	0,024 M
Avec renforcement du parapet (coût 2 M)	0 M	0 M	0 M	0,020 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 333 ans	46,1			0,460 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 500 ans		97,5		0,975 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 1000 ans			167,4	1,674 M

Tableau 21 : Comparaison des coûts des dommages (en millions d'euros – valeur 2011) pour trois périodes de retour et cinq stratégies sur la zone de Sainte-Adresse (élévation +1,5 m).

Le calcul en coût annualisé montre que le coût annualisé du dommage reste encore équivalent au coût d'investissement de la protection, même après élévation du niveau moyen de la mer de 1,5 m. La stratégie de renforcement commence à être pertinente face à la stratégie du laisser – faire à partir d'une remontée du niveau moyen de la mer de 1,5 m.

En revanche, la solution radicale du retrait (partiel ou total) n'apparaît pas du tout adaptée et rentable pour ce type de zone qui est au départ naturellement protégée par la topographie et de plus protégée par un ouvrage que l'on peut renforcer, contrairement à des zones basses qui seraient très vite et complètement submergées et où la question peut se poser.

Pour une élévation de 2 m du niveau de la mer :

Stratégie	Scénarios - Période de retour			Coût annualisé
	333 ans	500 ans	1000 ans	
Situation actuelle (stratégie du laisser faire)	7,7 M	15 M	27,1 M	0,050 M
Avec renforcement du parapet (coût 2 M)	0,07 M	0,10 M	3, 12 M	0,023 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 333 ans	46,1 M			0,460 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 500 ans		97,5 M		0,975 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 1000 ans			167,4 M	1,674 M

Tableau 22 : Comparaison des coûts des dommages (en millions d'euros – valeur 2011) pour trois périodes de retour et cinq stratégies sur la zone de Sainte Adresse (élévation +2 m).

Lorsque l'on passe d'une élévation du niveau de la mer à +2 m, on remarque que le même renforcement du parapet (toujours de 50 cm) reste efficace jusqu'au scénario 500 ans et que les dommages avec renforcement ne commencent à apparaître significatifs qu'à partir de l'événement millénaire (effet de seuil, début de surverse). Ces calculs confirment l'efficacité du renforcement du parapet, même limité à 50 cm dans ce cas précis, face à l'élévation du niveau de la mer.

On ne peut toutefois pas en tirer de conclusions générales et ce type d'évaluation doit être réalisé pour chaque cas particulier dans la mesure la configuration du terrain et son occupation jouent un grand rôle (ainsi que le profil de l'ouvrage de protection). On peut à l'inverse extrapoler à travers cet exemple l'existence d'un « seuil » pour l'élévation du niveau de la mer au-delà duquel une simple stratégie de rehaussement des digues ne suffira plus à répondre à l'augmentation de la menace. Dans ce cas, il faut envisager une stratégie de retrait au moins partiel des zones les plus vulnérables.

8.12 Résultats pour la zone Malraux (dommages aux biens seuls)

Au niveau du quartier de Malraux, les coûts de dommages sont estimés aussi en fonction de trois périodes de retour (pour une élévation de 1,5 m qui crée une submersion généralisée : une élévation de 2 m n'apporte rien de fondamental à l'étude), et pour des stratégies identiques à celles de Sainte-Adresse : rehaussement de la protection de 50 cm et repli total.

Le coût du rehaussement pour un linéaire de 800 m selon les mêmes chiffres que Sainte-Adresse donnerait un coût global d'environ 1 M d'euros mais il s'agit de protections en enrochements dont le rehaussement serait sans doute plus complexe et nous prendrons comme ordre de grandeur 1,5 M.

L'ensemble des coûts est récapitulé dans le Tableau 23.

Stratégie	Scénarios - Période de retour			Coût annualisé
	333 ans	500 ans	1000 ans	
Situation actuelle (stratégie du laisser faire)	7,7 M	15 M	27,1 M	0,050 M
Avec renforcement du parapet (coût 1,5 M)	0,07 M	0,10 M	3,12 M	0,018 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 333 ans	452 M			0,452 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 500 ans		508 M		0,508 M
Stratégie du repli Zone d'inondation 1000 ans			508 M	0,508 M

Tableau 23 : Comparaison des coûts des dommages (en millions d'euros – valeur 2011) pour trois périodes de retour et cinq stratégies sur la zone de Malraux (élévation +1,5 m).

Contrairement à Sainte-Adresse, un rehaussement de 50 cm n'empêche pas l'inondation de la zone (essentiellement pour des raisons topographiques) mais réduit fortement le dommage, ce qui rend l'investissement largement rentable dans la mesure où le coût relatif annualisé du renforcement (0,015) est 3 fois moindre (0,047) que le gain annualisé sur le dommage.

Dans ce quartier, la protection étant plus éloignée des habitations, on pourrait sans doute envisager un rehaussement plus élevé (1m) pour en augmenter encore l'efficacité. Il faudrait toutefois réaliser une étude hydraulique globale pour vérifier que l'eau ne rentre pas par d'autres secteurs.

8.13 Résultats pour la zone Malraux (dommages aux biens et à l'ouvrage)

8.13.1 Stratégies et scénarios retenus

Nous retenons quatre stades de dommages en référence aux principaux guides de conception (comme le Guide Enrochement) : début de dommages, dommages intermédiaires, dommages importants, rupture. A chacun de ces stades correspond un coefficient de dommages qui peut être relié à un pourcentage de blocs déplacés dans la carapace.

Kd	Signification	Dommages en %
4	début de dommages	0-5
5	dommages intermédiaires	5-10
6	dommages importants	10-15
7	rupture	15-20

Tableau 24 : Correspondance des valeurs du coefficient de stabilité Kd en fonction du niveau de dommage et le pourcentage de blocs déplacés dans la carapace.

Pour la stratégie du laisser- faire, on peut raisonnablement penser que le maître d'ouvrage réalisera des travaux en fonction des différents stades de dommages.

- En début de dommages, aucun programme de travaux n'est envisagé;
- En dommages intermédiaires, le maître d'ouvrage engage un programme de travaux où il remet en place les enrochements manquants;

- En dommages importants, le maître d'ouvrage engage un confortement général de la carapace;
- En rupture, le remplacement de l'ouvrage est envisagé par un ouvrage identique.

L'estimation suivante des coûts de réparations supportés par le maître d'ouvrage peut-être faite sur la base d'un travail en cours au CETMEF sur les coûts de réparations des ouvrages en enrochements.

Signification	Domage en %	Coûts des réparations (estimations)
début de dommages	0-5	0 € HT/ml
dommages intermédiaires	5-10	500 € HT/ml
dommages importants	15-10	2 500 € HT/ml
rupture	15-20	30 000 € HT/ml

Tableau 25 : Correspondance entre le niveau de dommage, le pourcentage de blocs déplacés dans la carapace et le coûts des réparations.

Pour la stratégie de renforcement, les estimations suivantes peuvent être retenues.

	Renforcement des structures	Estimations
1	Ajout d'un parapet de 50 cm de hauteur	1 500 € HT/ml
2	Ajout d'un bassin de déversement sur digues à talus	7 000 € HT/ml
3	Ajout d'une berme	5 000 € HT/ml
4	Ajout d'une digue détachée	25 000 € HT/ml
5	Ajout d'une nouvelle couche d'enrochement	2 500 € HT/ml

Tableau 26 : Estimations du coût des renforcements.

Le maître d'ouvrage, compte tenu des coûts et du résultats des essais en modèles physiques se dirigera certainement vers les solutions (1+5), (2), (3+1). On retiendra donc que le coût moyen d'un renforcement à 7500 € TTC/ml.

8.13.2 Résultats du calculs des dommages

Profil Malraux	i	1	2	3	4
Kd	période de retour (an)	1000	500	333	250
Hausse du niveau de la mer (m)	0	début de dommages	début de dommages	début de dommages	début de dommages
	0.5	dommages intermédiaires	dommages intermédiaires	début de dommages	début de dommages
	1	dommages importants	dommages intermédiaires	dommages intermédiaires	dommages intermédiaires
	1.5	dommages importants	dommages importants	dommages importants	dommages importants
	2	rupture	rupture	rupture	rupture

5	6	7	8
200	166.7	142.8	125
début de dommages	début de dommages	début de dommages	début de dommages
début de dommages	début de dommages	début de dommages	début de dommages
dommages intermédiaires	dommages intermédiaires	dommages intermédiaires	dommages intermédiaires
dommages importants	dommages importants	dommages importants	dommages importants
rupture	rupture	rupture	rupture

9	10	25	50
111	100	40	20
début de dommages	début de dommages	début de dommages	début de dommages
début de dommages	début de dommages	début de dommages	début de dommages
dommages intermédiaires	dommages intermédiaires	dommages intermédiaires	début de dommages
dommages importants	dommages importants	dommages intermédiaires	dommages intermédiaires
rupture	dommages importants	dommages importants	dommages importants

Tableau 27 : Niveau de dommage en fonction de la période de retour.

8.13.3 Coût des dommages pour les scénarios de référence

La stabilité de la carapace de la digue est très affectée par les scénarios d'augmentation du niveau de la mer. Lors d'une **augmentation du niveau de la mer de 2 m**, pour toutes les conditions sauf pour les périodes de retour de 20 et 40 ans l'ouvrage atteint le stade de ruine. La stratégie est clairement de renforcer l'ouvrage en place ou de construire un ouvrage nouveau pour résister à ces sollicitations pour un tel scénario.

Si le maître d'ouvrage est sensibilisé à cette problématique et que celui-ci agit en conséquence, il se dirigera vers deux solutions :

- Supprimer l'ouvrage existant et en construire un nouveau répondant aux nouvelles sollicitations. Celui-ci sera dimensionné pour avoir des dommages quasi-nuls et des franchissements limités. Le coût est estimé à 30 000 € HT/ml et les dégâts matériels dus aux franchissements/surverses sont considérés comme nuls;
- Renforcer l'ouvrage existant. En effet, celui-ci permettra un gain de stabilité et une meilleure performance hydraulique (débit de l'ordre de grandeur de la situation initiale). Il pourrait s'agir soit d'un bassin de déversement, soit d'une berme associée à un mur de couronnement, soit d'une seconde couche d'enrochements plus stable avec un mur de couronnement. Il faudra dans le calcul final tenir compte de la limitation des franchissements/submersion et donc prendre le chiffrage des dégâts pour une augmentation nulle du niveau de la mer.
- Il faut aussi étudier la stratégie du laisser-faire, qui revient dans le principe des coûts annualisés à reconstruire l'ouvrage à l'identique et à supporter les coûts des dégâts matériels en arrière de la digue.

Stratégies	Scénarios - Période de retours (ans)												Coûts annualisés
	20	40	100	111	125	143	167	200	250	333	500	1000	
Stratégies du laisser-faire (dégâts matériels dus aux franchissements/submersion) Coûts en MEuros	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7,7	15	27,1	0,050
Stratégies du laisser-faire (dommages à l'ouvrage) Coûts en MEuros	2	2	2	24	24	24	24	24	24	24	24	24	0,222
Total de la stratégie du laisser-faire	0,272 Millions d'Euros ans												
Total de la stratégie du nouvel ouvrage	0,024 Millions d'Euros ans												
Stratégie du renforcement (dégâts matériels dus aux franchissements/submersion) Coûts en MEuros	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,07	0,10	3,12	0,003
Total de la stratégie de renforcement (avec coût du renforcement de l'ouvrage (6M))	0,009 Millions d'Euros ans												

Tableau 28 : Comparaison des coûts de trois stratégies pour une hausse de 2 m du niveau moyen de la mer.

Pour une **augmentation du niveau de la mer de 1,50m**, la digue est en dommages importants pour toutes les périodes de retour. Trois stratégies se proposent aux maîtres d'ouvrages :

- Supprimer l'ouvrage existant et en construire un nouveau répondant aux nouvelles sollicitations;
- Renforcer l'ouvrage en changeant la morphologie de l'ouvrage (berme ou bassin de déversement) ;
- Conforter l'ouvrage en ajoutant une nouvelle couche d'encrochements a priori stables.

Ces différentes solutions vont avoir différents effets sur les franchissements. Le nouvel ouvrage sera dimensionné pour avoir des dommages quasi-nuls et des franchissements limités. Le coût est estimé à 30 000 € HT/ml et sans dégâts matériels dus aux franchissements ou aux surverses. Le renforcement permettra un gain de stabilité et des performances hydrauliques meilleures. Le coût est 7 500 € HT/ml. Il faudra dans le calcul final tenir compte aussi de la limitation des franchissements/submersions et donc prendre le chiffrage des dégâts aux biens. Le confortement de l'ouvrage permettra un gain de stabilité sans avoir d'influence sur les franchissements. Il serait estimé à 2 500 € HT. Les coûts de la stratégie du laisser-faire sont aussi repris dans le Tableau 29.

Stratégies	Scénarios - Période de retours (ans)												Coûts annualisés
	20	40	100	111	125	143	167	200	250	333	500	1000	
Stratégies du laisser-faire (dégâts matériels dues aux franchissements/submersion) Coûts en MEuros	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7,7	15	27,1	0,050
Stratégies du laisser-faire (dommages à l'ouvrage) Coûts en MEuros	0,4	0,4	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	0,021
Total de la stratégie du laisser-faire	0,071 Millions d'euros ans												
Total de la stratégie du nouvel ouvrage	0,024 Millions d'euros ans												
Stratégie du renforcement (dégâts matériels dues aux franchissements/submersion) Coûts en MEuros	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,07	0,10	3,12	0,003
Total stratégie de renforcement (avec coût du renforcement de l'ouvrage (7500 €/ml x 800m d'ouvrage = 6M€))	0,009 Millions d'euros /ans												
Stratégie du confortement (dégâts matériels dues aux franchissements/submersion) Coûts en MEuros	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7,7	15	27,1	0,050
Total stratégie de confortement (avec coût du confortement de l'ouvrage (2500 €/ml x 800m d'ouvrage = 2M€))	0,052 Millions d'euros ans												

Tableau 29 : Comparaison des coûts de trois stratégies pour une hausse de 1,5 m du niveau moyen de la mer.

Pour une augmentation du niveau de la mer de 1m, la digue est en dommages intermédiaires pour toutes les périodes de retour. L'étude des franchissements montre que les dégâts matériels sont mineurs. La réflexion du coût s'articule donc autour des réparations sur l'ouvrage :

- Stratégie du laisser-faire ;
- Confortement de l'ouvrage.

Stratégies	Scénarios - Période de retours (ans)												Coût annualisés
	20	40	100	111	125	143	167	200	250	333	500	1000	
Stratégies du laisser faire (ouvrage)	0	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	2	0,006
Total de la stratégie du laisser-faire	0,006 Millions d'euros /ans												
Total stratégie de confortement (avec coût du confortement de l'ouvrage (2M))	0,002 Millions d'euros /ans												

Tableau 30 : Comparaison des coûts de deux stratégies pour une hausse de 1 m du niveau moyen de la mer.

Pour une augmentation du niveau de la mer de 0,50 cm les dégâts sont mineurs : dommages intermédiaires pour les périodes de retours 1000 ans et 500 ans et nuls pour les suivantes. Comme pour une augmentation de 1m, la réflexion porte uniquement sur les travaux sur l'ouvrage : réparations mineures (500 € HT/ml). La stratégie du laisser-faire est d'un coût annualisé de 800 Euros et le confortement de 2000 Euros.

Dans tous les cas, les stratégies de confortement ou de renforcement sont plus intéressantes économiquement que la stratégie du laisser-faire. On remarquera que pour cet ouvrage particulier, le renforcement sera préféré pour des augmentations du niveau de la mer forte (entre 1 et 2 m) et le confortement pour des augmentations plus faibles (entre 0 et 1m). L'anticipation est dans ce cas la meilleure des solutions pour le maître d'ouvrage.

On ne peut toutefois pas en tirer de conclusions générales et ce type d'évaluation doit être réalisé pour chaque cas particulier dans la mesure où chaque site est particulier. Nous rappelons aussi que les chiffrages des renforcements, confortements et nouvel ouvrage sont des estimations.

8.14 Conclusions, limites de l'étude et perspectives

Le principal résultat et apport de cette étude réside dans la mise en œuvre d'un processus complet et chiffré d'analyse et de comparaison des scénarios d'aléa, des dommages et des stratégies d'adaptation concernant une ville côtière soumise à l'aggravation des submersions littorales par le changement climatique.

Le calcul des cartes de submersion (par débordement ou par franchissement) puis des dommages induits sur les secteurs occupés permet de détecter jusqu'à quel niveau d'événement extrême (période de retour) et d'élévation du niveau de la mer les protections existantes (ou l'absence de protection) peuvent raisonnablement suffire et d'évaluer dans le cas contraire l'impact qualitatif et quantitatif du renforcement de ces ouvrages, comme l'a bien montré l'exemple de Sainte-Adresse.

Ce travail a permis dans le même temps d'évaluer sur un cas réel les difficultés de traitement de chacune des tâches de ce processus présenté en introduction du rapport et modélisé en Figure 85. Nous allons maintenant en guise de conclusion récapituler les forces et faiblesses de notre proposition selon les différents volets de ce processus, et examiner les pistes et perspectives d'amélioration, dans le cadre du site du Havre mais aussi et surtout sur un plan plus général de la méthode et des outils.

8.14.1 Production et homogénéisation des scénarios et cartes de submersion

L'absence d'un modèle hydraulique n'a pas permis d'avoir une vision fine et globale du phénomène de submersion à l'échelle de l'agglomération, nous obligeant à travailler par secteur homogène mais avec un risque de négliger des phénomènes de transfert entre ces zones. En particulier, l'étude ne tient pas compte de la vitesse du courant qui, conjuguée à la hauteur de submersion, peut jouer un rôle déterminant à la fois dans la dégradation des biens mais également la sécurité des personnes.

Cette expérience aura contribué à faire prendre conscience de cette nécessité et le CETMEF et la CODAH ont décidé de collaborer pour développer un modèle hydraulique global de la submersion, condition nécessaire à la production de multiples scénarios et cartes d'aléa local. En effet, une production plus systématique et automatique des cartes permettrait de détecter plus facilement les combinaisons de conditions limites et les effets de seuil dont l'importance a été révélée sur l'exemple de Sainte Adresse. Il conviendra de se rapprocher de la Direction Eaux et Assainissement de la CODAH qui dispose déjà d'outils de modélisation prenant en compte à la fois les écoulements en surface et les interactions avec le réseau d'assainissement (système unitaire : assainissement et pluvial) afin de déterminer, en complément, les zones immergées uniquement par débordements des réseaux ainsi que les durées d'immersion. Une expérimentation a déjà été menée avec succès sur le quartier Saint-François (M. Deglaire, 2010).

Il existe toutefois une alternative intermédiaire et « low-cost » entre une approche purement topographique (source d'erreur et d'imprécisions) et la modélisation hydraulique (coûteuse) qui consisterait à propager la submersion à partir d'un front de mer vers l'intérieur des terres en tenant compte du terrain (propagation « géométrique » d'un écoulement). Cette solution peut être mise en œuvre a priori avec un SIG et fournirait une solution « par défaut » mais intéressante pour tous les sites disposant d'un LIDAR notamment, de plus en plus répandu dans le monde. Certains SIG comme GRASS fournissent des fonctions qui vont dans ce sens.

8.14.2 Prise en compte des dommages indirects et systémiques

Nous avons présenté dans le tableau 6 tous les types de vulnérabilité qu'il conviendrait de prendre en compte dans l'absolu. L'étude réalisée sur le Havre a été aussi loin et précise que possible dans la prise en compte et le chiffrage des dommages directs d'une submersion sur les bâtiments, qui représente le dommage le plus couramment pris en compte et indemnisé par les assurances. Si l'on écarte de la topologie les vulnérabilités non quantifiables, il reste à affiner le chiffrage des dommages en intégrant notamment les atteintes directes et indirectes sur les réseaux, sur les activités économiques et plus généralement les effets systémiques d'une catastrophe sur les infrastructures et les services de l'agglomération. Une telle étude exigerait toutefois des investigations et des moyens

beaucoup plus importants à la fois pour l'identification de données qui ne sont pas immédiatement disponibles (entreprises, réseau) mais aussi pour modéliser les atteintes et les dommages qui ne peuvent pas se résumer à une simple formule. On peut remarquer à ce niveau que les dommages de second niveau sur les activités dépendent en partie de la capacité de résilience de la ville et de gestion de crise des organisations responsables (Dispositif ORSEC, Plan Communal de Sauvegarde, Plans de Continuité d'Activité).

8.14.3 Meilleure prise en compte du facteur temps dans l'évaluation économique et des stratégies d'aménagement – Optimisation du retrait partiel

L'évaluation des dommages a été réalisée sur la base de la connaissance des enjeux actuels. L'étude portant sur des événements extrêmes et des scénarios prospectifs du changement climatique, il conviendrait de mieux prendre en compte l'évolution dans le temps et à échelle au moins de quelques décennie du territoire et de ces enjeux

Il est toutefois très difficile de faire des prospectives de développement économique et urbain, a fortiori dans une période de très grande incertitude, d'autant que l'augmentation naturelle du développement et donc de la vulnérabilité en zone côtière devrait être compensée par le souci et des actions concrètes visant à diminuer cette vulnérabilité ! Il serait par conséquent intéressant de travailler sur des scénarios d'évolution de la ville et du territoire qui prennent en compte ces deux tendances, la tendance naturelle du développement et la contrainte du risque dans les plans d'urbanisme. Dans notre étude, nous avons simplement et un peu brutalement introduit la notion de « retrait » des zones à risques.

Dans le cadre de zones fortement urbanisées, un retrait et une délocalisation totale des zones à risques est difficilement justifiable dans la mesure où la mise en danger des personnes n'est pas clairement établie et que l'étude économique montre comme sur le cas du Havre que la stratégie du renforcement est de loin plus rentable. Il conviendrait donc d'étudier des scénarios plus fins de reconversion de ces zones en termes d'occupation du sol et d'activité, avec une difficulté toutefois pour le chiffrage des conséquences directes et indirectes.

Cela constitue toutefois une piste de recherche intéressante et prometteuse susceptible d'enrichir l'aide à la décision.

8.14.4 Intégration des incertitudes dans la chaîne de modélisation

L'incertitude sur l'apparition de tel ou tel scénario est classiquement intégrée de manière statistique dans les modèles sur les conditions de forçage (paramètres météo et maritimes) et conduit à définir des périodes de retour intégrant en partie le changement climatique.

Toutefois, cette incertitude, ajoutée à l'imprécision des données et des modèles, est plus générale que cela et se niche potentiellement dans toutes les étapes de l'évaluation du risque : impact du changement climatique sur le niveau de la mer et des tempêtes, évaluation des surcotes, connaissance du terrain et des enjeux (et de leur évolution), précision des modèles de propagation et d'écoulement, fiabilité et adéquation des formules de franchissement, résistance des ouvrages de protection, capacité de résilience des infrastructures et des organisations.

Cette problématique de la prise en compte des incertitudes dans la chaîne de traitement du risque et en particulier des conséquences du changement climatique est considérée de manière unanime comme un enjeu majeur de recherche. Elle se pose à un niveau scientifique et technique mais également comme un enjeu en matière de prise de décision et de communication qui fait appel à des critères autres que techniques. Cette question a inspiré une thèse actuellement en cours à l'UTC (laboratoires AVENUES-GSU et HEUDIASYC) qui tente d'élargir le point de vue probabiliste des incertitudes via les « fonctions de croyance ».

8.14.5 Indicateurs et outils pour l'aide à la décision

La capacité à chiffrer économiquement les dommages induits sur le territoire par une submersion selon différents scénarios d'aléa, puis à évaluer l'impact et le coût du renforcement des ouvrages de protection, constitue une première étape pour fournir aux décideurs des indicateurs précis pour l'aide à la décision prenant en compte le changement climatique.

Un outil plus complet d'aide à la décision devra :

1. intégrer les améliorations de fond de la méthodologie citées plus haut : meilleure prise en compte de l'hydraulique de la submersion, des atteintes indirectes, de l'évolution du territoire et des incertitudes
2. développer l'automatisation et l'ergonomie d'une plateforme qui faciliterait l'évaluation et la comparaison visuelle et immédiate des scénarios en jouant sur les paramètres variables de l'aléa et du territoire. Cela exigerait l'intégration et le couplage des différents modèles dans une

plateforme SIG (ou équivalent) et le développement d'interfaces de pilotage de la chaîne de calcul et de visualisation des résultats, comme cela a déjà pu se faire dans le périmètre plus restreint des modèles hydrauliques (TELEMAC, MIKE).

8.15 Eléments méthodologiques pour la gestion optimisée d'une stratégie de retrait partiel

L'étude a globalement montré - et illustré sur le cas de la ville du Havre – que pour une zone littorale fortement urbanisée soumise à une élévation significative du niveau de la mer (de l'ordre de 1 ou 2 m), la solution du renforcement des protections structurelles atteignait ses limites à partir d'un certain seuil (situé entre 0,5 et 2 m selon les secteurs), mais que, à l'inverse, le retrait total des zones vulnérables constituait une solution inadaptée et irréaliste aussi bien sur le plan économique que social.

Cela nous amène à conclure que cette étude et le projet Sao Polo pourrait avoir des prolongements dans le sens d'une étude plus approfondie sur le plan technique et économique des stratégies de retrait partiel. Ce type de stratégie n'a pas pu être définie et encore moins chiffrée dans le cadre de ce projet car il implique une approche complexe, fine et systémique de la prise en compte du risque et du dommage dans l'aménagement urbain, ce qui pourrait donner lieu à un thème de recherche à part entière.

La réflexion proposée ici vise à poser les bases et proposer quelques éléments pour initier l'élaboration d'une méthode d'analyse et d'optimisation du retrait partiel face au risque submersion.

Tout d'abord, nous avons pu voir que les secteurs étudiés sur le Havre ne pouvaient pas être délocalisés globalement, pour différentes raisons. Si l'on voulait résumer la problématique, il s'agirait de définir pour une agglomération soumise à un risque extrême (la submersion en l'occurrence), quelles sont les zones dont il serait réellement souhaitable de transférer l'occupation et les activités pour des raisons à la fois de sécurité et de rentabilité de la protection sur le long terme.

Cette méthode devrait s'appuyer a minima sur :

1. une analyse spatiale multi-critères locale puis la reconstitution de périmètres cohérents dans lesquels le retrait s'avère globalement positif au regard de ces critères.
2. Une évaluation des coûts indirects de la relocalisation ou des différentes options de relocalisation

8.15.1 1^{ère} étape : analyse locale

Le premier niveau local d'analyse spatiale pourrait soit s'appuyer sur les objets physiques (bâtiments, réseaux), soit sur une unité de grille spatiale dans laquelle se trouve ces éléments. Si l'on reste sur une approche proche de celle proposée dans l'étude Sao Polo, on pourrait proposer une analyse locale basée sur :

- La hauteur et la vitesse du courant pour la sécurité des personnes : des niveaux de danger sont définis en fonction du couple hauteur-vitesse
- Pour la rentabilité du retrait des objets physiques (bâtiment, réseau) : le ratio entre le coût du bâtiment (auquel il faudrait éventuellement ajouter des coûts indirects d'activité) et le coût du dommage cumulé et annualisé (prenant en compte période de retour, hauteur d'eau, surface au sol, type de bâtiment, coût du bâti dans le secteur) – Il faudrait définir une échelle de niveau d'intérêt du retrait selon ce ration (échelle de 1 à 5 par exemple).

Cette première étape devrait permettre de reconstituer les secteurs les plus vulnérables et dans lesquels la stratégie du retrait est envisageable et paraît intéressante à ce premier niveau d'analyse.

8.15.2 2^{ème} étape : analyse fonctionnelle et systémique – coût réel de la relocalisation

Retenir des secteurs à protéger sur la base d'une analyse purement locale n'est pas suffisant car il existe par ailleurs des interdépendances fonctionnelles et systémiques à l'intérieur et entre les différentes parties d'une ville : fonctionnement des réseaux, présence d'éléments stratégiques, effets domino potentiel à partir d'une crise majeure.

La délocalisation et la relocalisation de bâtiments et de services ne peuvent pas par conséquent répondre à une logique aveugle liée à la situation locale de ses éléments. Lorsqu'une zone aura été identifiée comme potentiellement à délocalisée car soumise à un risque majeure et non protégeable par les moyens conventionnels, il conviendra d'étudier les conséquences fonctionnelles d'une délocalisation et les solutions de relocalisation minimisant les conséquences négatives selon les critères de fonctionnement qui auront été identifiés : transports, activité économique et sociale, formes

urbaines, tourisme Pour compléter le chiffrage de premier niveau de la délocalisation basée sur une analyse basique de la sécurité des personnes et des dommages aux biens, on peut donc imaginer de modéliser [le chiffrage de] la délocalisation des services et des réseaux et d'intégrer ce chiffrage dans la méthode d'aide à la décision finale, la principale difficulté étant de prendre en compte certains critères importants mais difficilement chiffrables économiquement.

8.15.3 Conclusion provisoire et proposition d'approche

Une méthode pour intégrer tous les paramètres consisterait à les normaliser sur une échelle de valeur commune et d'appliquer une méthode de type logique floue pour orienter la décision finale. Une méthode de ce type est actuellement à l'étude pour décider les zones à évacuer en cas de submersion, un contexte de gestion de crise mais qui pourrait être a priori être transposé au contexte de l'aménagement urbain face au risque à long terme.

Dans l'état de Rio de Janeiro, cette approche de logique floue sur des critères spatiaux a été appliquée avec succès dans le but d'optimiser la localisation de nouvelles industries ou activités sur le territoire, une problématique que l'on peut rapprocher à celle de la relocalisation préventive.

CHAPITRE 9 : SYNTHÈSE DE LA MÉTHODE

Cette synthèse a pour objectif dans une première partie de présenter une procédure de sélection de la stratégie de défense parmi le laisser-faire, le renforcement des ouvrages ou le repli stratégique. Dans une seconde partie, la stratégie de renforcement des ouvrages est traitée plus en détails. La méthode exposée permet de sélectionner l'option la plus économique parmi les différentes solutions de renforcement.

9.1 Procédure de sélection de la stratégie de défense

9.1.1 Méthode pour le recensement des enjeux

Il existe deux grands types d'approches pour recenser les enjeux dans un contexte de risque d'inondation ou de submersion :

- L'approche par zonage homogène
- L'approche par entité de biens

L'approche par entités de bien est plus précise pour caractériser les enjeux physiques vulnérables aux inondations, et notamment les bâtiments publics et privés.

9.1.2 Croisement aléa - enjeux

Il s'agit ici de croiser les cartes d'aléa avec celle des enjeux sur les différentes zones et d'analyser les niveaux de risque (en particulier la hauteur d'eau).

9.1.3 Le taux d'endommagement des biens

Ce taux se rapporte au pourcentage qui caractérise l'endommagement du bâtiment. Deux types d'endommagement sont considérés : l'endommagement par rapport à la valeur totale de l'habitation (E_b = endommagement brut) et l'endommagement ramené à la valeur d'un niveau d'habitation (E_e = endommagement à l'étage ou au sol).

Toutefois, comme l'endommagement E_b qui prend en compte tout le bâtiment a été calculé uniquement pour des types de bâtiments de même niveau (résidence individuelle), il ne correspond pas à des bâtiments avec des hauteurs hétérogènes. Ainsi, la seule façon de prendre en compte plusieurs types de bâtiment, c'est de ramener tous les cas à l'endommagement à l'étage (E_e), ce qui correspond en réalité à considérer la surface au sol. C'est donc ce type de courbe que nous avons choisi pour calculer l'endommagement sur l'ensemble des bâtiments dans les différentes zones d'étude au Havre.

La formule du taux (ou %) d'endommagement est : $E_e = 5,68 H + 16,45$ (%)

Source (Torterotot, 1993 ; Christophe, 2008)

Où H représente la hauteur d'eau au niveau du bâtiment, estimé grâce au géo-référencement du bâtiment, la connaissance du MNT et la cote de l'eau du scénario considéré.

9.1.4 Le calcul du coût du dommage aux biens

Après l'étape d'évaluation du pourcentage d'endommagement par bâtiment selon chaque scénario d'inondation, le calcul du coût économique du dommage est réalisé selon la formule suivante :

$$CE = E_e * S_e * C_s$$

CE = coût du dommage pour un bâtiment

E_e = taux d'endommagement au bâtiment

S_e = surface du bâtiment au sol (calculée à partir de la hauteur du bâtiment et de la surface totale)

C_s : coût du m² du bâtiment

9.1.5 Données retenues pour la valeur des biens immobiliers

L'évaluation du prix moyen d'un bâti au m² est l'étape qui permet de connaître la valeur des biens concernés en terme monétaire.

9.1.6 Stratégies et scénarios retenus

Les scénarios finaux retenus pour l'étude économique et la comparaison des stratégies d'adaptation sont les suivants chronologiquement en fonction de la sévérité du changement climatique :

- le laisser-faire (coût des dommages aux biens) ;
- le renforcement de l'ouvrage (coût de construction + coût des dommages à l'ouvrage + coût des dommages aux biens) ;
- le repli stratégique (coût du repli + coût de dommages aux biens).

La troisième stratégie a un coût qui dépend largement de la zone de repli choisie. Ces scénarios doivent comme dit plus haut être adoptés successivement en lien avec l'augmentation du danger provoquée par le changement climatique. Les projets de renforcement et de repli peuvent en outre être découpés en plusieurs phases. Le renforcement en particulier ne pourra pas toujours être mis en place rapidement compte tenu du coût mais aussi de la disponibilité de la ressource en personnel et en matériaux. Il est donc recommandé d'anticiper de manière appropriée (adaptation ni trop rapide ni trop lente) le changement climatique.

9.1.7 Principe de l'annualisation des coûts pour la comparaison des stratégies

Le principe général de l'annualisation est décrit ci-dessous :

- Pour le coût du « laisser faire », de considérer tous les scénarios à partir de la millénale et à pondérer leur coût selon leur probabilité ramenée sur un an (la millénale / 1000, la 500 ans / 1000, la 333 ans / 1000, etc.), puis à sommer tous les coûts des scénarios qui créent effectivement un dommage (seulement les trois premiers pour Sainte-Adresse par exemple : 1000, 500, 333 ans). Chaque événement de période de retour 1000/i ans a un poids égal dans le calcul de coût sur la période de référence de 100 ans à savoir 1/10 et de 1/1000 pour un coût annualisé.
- Pour le coût des stratégies de renforcement, de considérer l'amortissement des travaux sur cette même période de 100 ans et donc de diviser le coût total par 100 pour se ramener à un coût annualisé ;
- Même principe pour le repli partiel ou total (on divise le coût total par 100 pour se ramener à un coût annualisé).

9.1.8 Autres critères de décision

L'étude économique proposée n'est pas suffisante lorsque la sécurité est mise en jeu. De manière générale, d'autres critères de décision entrent en jeu :

- les coûts économiques indirects ;
- la sécurité ;
- l'acceptabilité ;
- l'environnement ;
- ...

9.2 Procédure pour la définition du renforcement des ouvrages

Cette synthèse a bénéficié des apports du projet Européen THESEUS du 7^{ème} Programme Cadre notamment de Hans Burcharth de l'Université d'Aalborg (Danemark).

Cette procédure comporte dix étapes.

9.2.1 Définir la durée de service de l'ouvrage

Le maître d'ouvrage choisit la durée de service de l'ouvrage (par exemple *N* années).

9.2.2 Définir les contraintes géométriques et environnementales

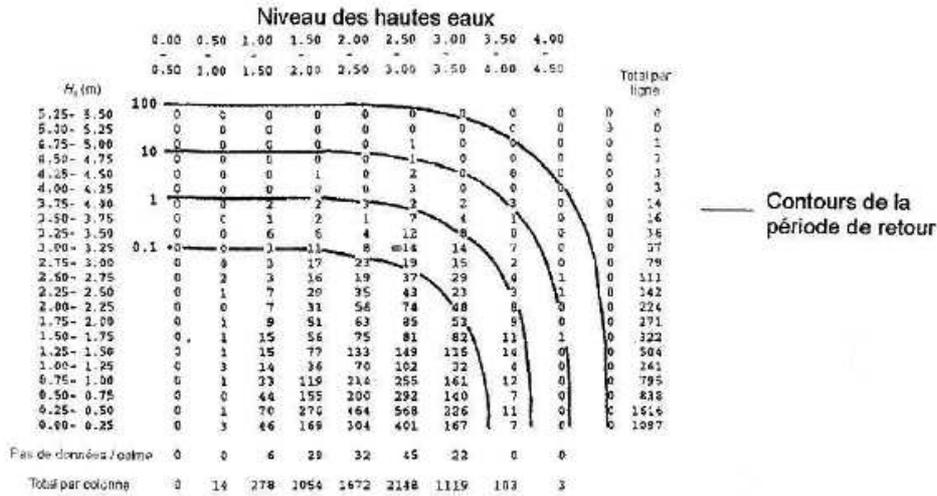
Les contraintes géométriques et environnementales sont par exemple un niveau de crête maximal pour limiter l'impact paysager ou bien l'interdiction d'utiliser des blocs artificiels.

9.2.3 Définir les statistiques conjointes futures de houle au large et de niveau des hautes eaux

Définir le nouveau scénario d'état de mer en termes de statistiques conjointes de houle au large (hauteur, période et angle d'incidence) et de niveau des hautes eaux.

Définir les statistiques actuelles

La Figure 98 présente un modèle de tableau regroupant les enregistrements des hauteurs de houle au large et des niveaux des hautes eaux. Ce tableau est construit avec 706 enregistrements simultanés des niveaux des hautes eaux et hauteurs de houle au large. Il peut être construit : 1) à partir de mesures 2) à partir d'une probabilité conjointe extrapolée (Hawkes, 2002). La variabilité de la période de houle (ou de la cambrure de houle) peut aussi être introduite. De même la variabilité de la direction de la houle peut être ajoutée.



Analyse des enregistrements du 1er janvier 1981 au 31 mars 1990
 Nombre d'enregistrements analysés : 6525

Figure 98 : Enregistrements des hauteurs de houle au large et des niveaux des hautes eaux. Extrait du Rock Manual.

Définir le changement climatique

Le changement climatique est défini par la variation du niveau moyen de la mer et des tempêtes. En attendant des informations fiables sur des changements significatifs de l'évolution des tempêtes, il est possible de réduire l'effet du changement climatique à la remontée du niveau moyen de la mer.

9.2.4 A partir de la houle au large déterminer la houle au pied de l'ouvrage

A partir des données sur la houle au large (hauteur de houle H'_0 , longueur d'onde L_0 et direction θ_0) la hauteur de houle $H_{1/3}$ et H_{m0} est calculée en pied d'ouvrage. Un modèle de propagation de houle du large à la côte peut être utilisée ou bien une formule empirique comme celle de Goda (2000) :

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'_0 & \text{pour } h/L_0 > 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{\max} H'_0, K_s H'_0\} & \text{pour } h/L_0 < 0.2 \end{cases}$$

9.2.5 Définir les critères de performance de la structure renforcée

Sur la durée de service (N années) donner la probabilité d'occurrence attendue p_i de l'impact $N^\circ i$ et définir la période de retour attendue de cet évènement (M_i années)

$$p_i = 1 - \left(1 - \frac{1}{M_i}\right)^N$$

Remarque : Cette méthode est basée sur une approche probabiliste de type période de retour de l'impact sur l'ouvrage. Elle est différente de la méthode classique qui consiste à choisir un évènement historique de référence ou à reconstituer l'aléa le plus préjudiciable pour les dimensionnements structurels ou les niveaux limites d'urbanisation des plans de prévention des risques.

Impacts type 1 : débit spécifique de franchissement

Les débits spécifiques de franchissement et leur probabilité associée pour plusieurs scénarios de dimensionnement : états limites ultimes et états limites de service.

Impacts type 2 : stabilité de la structure

Types de dommages, les niveaux de dommages et leur probabilité associée.

- Déplacement des enrochements de butée de pied, crête, de couche avant ou arrière
- Glissement, basculement ou rupture du mur de couronnement
- Stabilité globale géotechnique et tassements

9.2.6 Déterminer les faiblesses de l'ouvrage vis-à-vis des critères de performance

Explorer les faiblesses actuelles et futures de la structure existante vis-à-vis des critères de performance (franchissement et stabilité) étant données les statistiques de climat actuelles et futures.

9.2.7 Dimensionner le renforcement de l'ouvrage

Dimensionner le renforcement de l'ouvrage en utilisant des formules. Plusieurs alternatives de construction existent :

- 1) Parapet (ou mur de couronnement droit)
- 2) Béquet
- 3) Bassin réservoir avant
- 4) Structure détachée
- 5) Berme attachée
- 6) Réduction de la pente de la couche d'enrochement extérieure
- 7) Couche supplémentaire d'enrochements
- 8) Solutions (5 – 6 – 7) + Parapet

9.2.8 Pour chaque alternative calculer le coût de construction du renforcement

Calculer les volumes et définir les coûts unitaires pour les divers matériaux. (A noter que les coûts unitaires varient fortement en fonction du volume et du site).

Le coût total de l'ouvrage est estimé comme la somme des coûts de construction et des coûts de dommage. Le coût de construction direct est écrit à partir des variables de dimensionnement :

$$I_{cons} = I(z) = L(S_{Couche1}(z)I_{Couche1}(z) + S_{Couche2}(z)I_{Couche2}(z) + S_{Noyau}(z)I_{Noyau}(z))$$

où z est le vecteur des variables de dimensionnement, L est la longueur de l'ouvrage, $S_{Couche1}$, $S_{Couche2}$, S_{Noyau} sont les section de la première couche, de la seconde couche et du noyau tandis que $I_{Couche1}$, $I_{Couche2}$, I_{Noyau} sont les coûts volumiques respectifs.

9.2.9 Pour chaque alternative calculer le coût des dommages à l'ouvrage

Le coût des dommages est calculé pour la durée totale de service de l'ouvrage (c.a.d. N années) et représente le dommage économique en cas de rupture ainsi que les coûts de réparation. La formule donnant le coût des dommages est la suivante :

$$I_{dommages} = \sum_{j=1}^N \frac{C_{ELU} P_{ELU}}{(1+r)^j}(z) + 365 \frac{C_{ELS} P_{ELS}}{(1+r)^j}(z)$$

où C_{ELU} et C_{ELS} sont les coûts de dommages, P_{ELU} et P_{ELS} sont les probabilités de dommages en cas de ELU et ELS respectivement, r est la taux d'intérêt et N la durée de vie de service de l'ouvrage. La probabilité de dommage pour les ELU est exprimée à l'échelle annuelle tandis que la probabilité pour les ELS est exprimée à l'échelle journalière.

Plus généralement, il s'agit de définir la politique de réparation et les coûts associés (généralisation de l'ELU). Le Tableau 31 donne un exemple de politique de réparation ainsi que les coûts.

Dommage initial	0 - 5 %	0 € TTC/ml
Dommage intermédiaire	5 – 10 %	500 € TTC /ml
Dommage important	10 – 15 %	2 500 € TTC/ml
Rupture	15 – 20 %	30 000 € TTC/ml

Tableau 31 : Seuils de dommages pour les réparations et les coûts associés.

9.2.10 Sélection du dimensionnement le plus économique durant la vie de l'ouvrage parmi les alternatives

	Débit spécifique moyen de franchissement	Stabilité de la carapace		Coût estimatif (CETMEF)
		Stabilité du mur de couronnement		
Dimensionnement initial	TAW (2002) - <i>Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken</i> Technical Advisory Committee on Water Defences, Delft, 50p - Van der Meer (1998) – Owen (1980) γ_b : coefficient de réduction de berme / γ_f : coefficient de réduction de rugosité / γ_β : coefficient de réduction d'angle d'incidence	Hudson (1953) Van der Meer (1988) Van Gent (2004)		
Parapet (Mur de couronnement droit)	Coefficient de réduction γ_v pour le mur de couronnement Tuan et al. (2009) Essais Sao Polo	La stabilité de la couche d'enrochements est réduite Essais Sao Polo		1 500 euros TTC/ml Réhausse de 50cm du mur
Béquet	Reduction factor γ_v for crown wall Tuan et al. (2009) Essais Sao Polo	La stabilité de la couche d'enrochements est réduite Essais Sao Polo		1 500 euros TTC/ml Réhausse de 50cm du mur
Bassin réservoir avant	Essais Sao Polo			7 000 euros TTC/ml
Structure détachée	Réduction de la houle incidente Pina and Valdes, coastal engineering (1990) Essais Sao Polo	Réduction de la houle incidente Pina and Valdes, coastal engineering (1990) Essais Sao Polo		25 000 euros TTC/ml
Berme attachée	Coefficient de réduction de berme γ_b Rock Manual (CIRIA, CUR, CETMEF, 2009) Essais Sao Polo	Formules du Ciria Cur pour les bermes		5 000 euros TTC/ml
Réduction de la pente de la couche d'enrochements	TAW (2002) - <i>Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken</i> (Technical report on wave run-up and wave overtopping at dikes). Technical Advisory Committee on Water Defences, Delft, 50p - Van der Meer (1998)	Hudson (1953) Van der Meer (1988) Van Gent (2004)		5 000 euros TTC/ml
Couche d'enrochements supplémentaire	Franchissement réduit par dissipation accrue Essais Sao Polo	Stabilité accrue par la couche d'enrochements Essais Sao Polo		2 500 euros TTC/ml
3 solutions précédentes + Parapet	Franchissement réduit par dissipation accrue et par le parapet Essais Sao Polo	Stabilité accrue par les 3 solutions Stabilité réduite par le parapet Essais Sao Polo		Coût solution de base + coût du parapet

Tableau 32 : Tableau de synthèse des alternatives.

CHAPITRE 10 : PERSPECTIVES

10.1 Développement d'une base de données des probabilités houle - niveau

Le projet a mis en évidence l'intérêt de disposer d'une base de données des probabilités conjointes houle – niveau sur le littoral français. Cette base de données peut être issue soit de mesures de houle soit d'une reconstitution des états de mer (projet ANEMOC) associées à des mesures marégraphiques (base RONIM). Elle doit être complétée par une extrapolation de ces probabilités conjointes pour les événements rares. La méthode d'extrapolation doit être validée et automatisée.

10.2 Système expert pour le renforcement d'un ouvrage

Le guide méthodologique présente une méthode pour sélectionner la solution de renforcement d'un ouvrage la plus économique. Cette méthode doit être implémentée dans un outil informatique afin de proposer un système expert pour les maîtres d'ouvrage. Contrairement au système expert « EXPORT » développé au début des années 1990s qui n'a pas connu une grande utilisation du fait du faible nombre de constructions d'ouvrages neufs sur le littoral Français, il s'agit ici d'un outil destiné au renforcement d'ouvrages anciens. Cette problématique dans le cadre de la remontée du niveau moyen de la mer intéressera une grande partie des gestionnaires d'infrastructures maritimes.

10.3 Formules de dimensionnement

Les essais menés dans le cadre du projet SAO POLO ont permis de déterminer de manière qualitative les solutions de renforcement les plus prometteuses. Ces essais n'ont pas permis en revanche de déterminer de nouvelles formules de dimensionnement (en ce qui concerne notamment la stabilité de la carapace, la stabilité du mur de couronnement ou bien les franchissements). On s'aperçoit notamment qu'il y a une interaction non négligeable entre renforcement des superstructures et stabilité et, inversement, entre renforcement de la carapace et franchissements. Ces problématiques ont été peu étudiées dans la littérature.

10.4 Ouvrage dans un système de danger

L'approche du projet SAO POLO a consisté à examiner non seulement l'ouvrage mais aussi l'ouvrage dans un système de danger. Le danger se situe en effet à plusieurs échelles (l'échelle de l'ouvrage, l'échelle de la zone directement protégée par l'ouvrage, l'échelle de la zone impactée par le risque de submersion). Cette dernière échelle est, pour le cas du Havre, la zone industrialo – portuaire du Havre. Adoptant une méthodologie générale sur les risques (industriels ou naturels) afin d'examiner le danger, il s'agit de déterminer la source de danger, les flux primaires ou secondaires de danger et les conséquences sur les cibles. La Méthode d'Analyse du Dysfonctionnement du Système (MADS) ou la méthode plus connue à l'étranger Source Pathway Receptor Consequences (SPRC) sont très similaires. L'ouvrage est un élément déterminant pour les flux (ou pathway). Il est donc possible de développer ce type de méthode à l'échelle de la zone industrialo portuaire du Havre afin d'examiner simultanément l'ensemble des solutions de renforcement à mettre en œuvre.

CHAPITRE 11 : REFERENCES

11.1 Approche statistique

- Battjes, J.**, Janssen, J., 1978. Energy loss and setup due to breaking of random waves. In: Proceedings of 16th International Conference of Coastal Engineering. Vol. ASCE. 569–587.
- Becq F.**, Benoit M., 1996. Implantation et comparaison de différents modèles de houle dans la zone de déferlement. Rapport EDF R&D LNH HE42/ 96/037/A.
- Benoit M.**, 1999. Extension de l'équation de réfraction diffraction de Berkhoff pour traiter des bathymétries rapidement variables – Développement et validation d'un algorithme applicable aux cas monodimensionnels pour une houle linéaire. Projet CLAROM ECOMAC (Fiche CEP M06101.99). Rapport EDF R&D LNH HE42/99/049/A.
- Berkhoff J.C.W.**, 1972. Computation of combined refraction diffraction. Proc. 13th Int. Conf. On Coastal Eng., 1, 471490.
- Booij, N.R.C.**, Ris, R.C., Holthuijsen, L.H., 1999. A third generation wave model for coastal regions, part i, model description and validation. Journal of Geophysical Research 104 (C4), 7649–7666.
- CIRIA/CUR/CETMEF**, 2009. Guide Enrochement. Utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques. Traduction française du Rock Manual, PM09.01, CETMEF, 1302 p. <http://www.cetmef.developpementdurable.gouv.fr/uploads/RockManual/intro.pdf>.
- DEFRA**, 2005 - *Use of Joint Probability Methods in Flood Management A Guide to Best Practice*, R&D Technical Report FD2308/TR2 - DEFRA/Environment Agency, 67 pages.
- Goda, Y.**, 2000. Random Seas and Design of Maritime Structures, second ed. World Scientific, Singapore.
- Hawkes P.J** 2002- *The joint probability of waves and water levels in coastal engineering design*, Journal of hydraulic research, Vol.40, N°3.
- Izumiya, T.** Horikawa, K., 1984. Wave energy equation applicable in and outside the surf zone. Coastal Engineering, Japan, 27, 119137.
- Kennedy, A.B.**, Chen, Q., Kirby, J.T., Dalrymple, R.A., 2000. Boussinesq modeling of wave transformation, breaking and runup. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 126 (1), 3948.
- Kirby, J.T.**, Wei, G., Chen, Q., Kennedy, A.B., Dalrymple, R.A., 1998. FUNWAVE 1.0. Fully nonlinear Boussinesq wave model. Documentation and user's manual. Rapport de recherche CACRC9806. Center for Applied Coastal Research, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Delaware.
- Lebreton P** et Trmal C, 2009 - *La houille blanche, Evaluation de l'impact du changement climatique sur le dimensionnement des digues à talus*, N°2, pp 45-51.
- Madsen, O.S.**, Poon, Y.K., Graber, H.C., 1988. Spectral wave attenuation by bottom friction: Theory. In: Proc. 21th Int. Conf. Coastal Engineering, ASCE. 492–504.
- Morellato D.**, 2008. Dynamique des plages sableuses soumises à l'action des vagues, de la marée et des rechargements artificiels. Thèse de l'Université de Bretagne Occidentale, 280 p.
- Morellato D.** et Benoit M., 2010 - *Vagues et changement climatique – Simulation des états de mer dans l'Océan Atlantique de 1960 à 2100 pour trois scénarios de changement climatique*, Journées Scientifiques et Techniques 2010, Brest 2010.
- ONERC**, 2010 – *Synthèse n°2, Prise en compte de l'élévation du niveau de la mer en vue de l'estimation des impacts du changement climatique et des mesures d'adaptation possibles*, 6 pages.
- Prévoit G** et Sergent P, 2010 – *Adaptation des ouvrages de protection marine vis-à-vis de la montée des mers et des océans*, Journées Scientifiques et Techniques 2010, Brest 2010.
- SWAN team**, 2009. SWAN Cycle III version 40.72 AB – scientific and technical documentation. Rapport technique, Delft University of Technology, 107 p.
- Swart, D.H.**, 1974. Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles. Delft Hydraulics Laboratory, Publ. 131.
- TAW**, 2002 - *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken* (Technical report on wave run-up and wave overtopping at dikes - in Dutch). Technical Advisory Committee on Water Defences, Delft, 50 pages
- Van der Meer, J.W.**, 1988. Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Thèse de l'Université de Delft.
- Wei, G.**, Kirby, J.T., Grilli, S.T., Subdramanya, R., 1995. A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves. Part 1. Highly nonlinear unsteady waves. Journal of Fluid Mechanics, 294, 7192.

11.2 Renforcement des ouvrages maritimes

- Andersen, L. T.**, 2006. Hydraulic Response of Rubble Mound Breakwaters. Scale Effects — Berm Breakwaters. PhD thesis, Aalborg University
- Andersen L.T.**, Burcharth H.F., Gironella X., 2011. Comparison of new large and small scale overtopping tests for rubble mound breakwaters, Coastal Engineering 58, pp. 351-373.
- Besley P.**, 1999. Wave overtopping of Seawalls. Design and Assessment Manual. Hydraulics research Wallingford. R&D Technical Report W178, ISBN 1 85705 069 X.
- Burcharth H.F.**, M. Kramer, Lamberti A., Zanuttigh B., 2006. Structural stability of detached low crested breakwaters. Coastal Engineering 53, pp.381-394.
- Dingemans M.**, 1987. Verification of numerical wave propagation models with laboratory measurements, HISWA verification in the directional wave basin. Technical Report H228, Part 1B, Appendices A-G. Delft Hydraulics, Delft.
- EurOtop** 2007, Wave Overtopping of sea defences and related structures – Assessment manuel, 2007
- Frens A.B.**, 2007. The impact of placement method on Antifer-block stability. Master of Science thesis, Delft University of Technology.
- Goda Y.**, 1985. Random seas and design of maritime structures. University of Tokyo Press, (1° édition)
- Goda Y.**, 2000. Random seas and design of maritime structures. World Scientific Publishing, Advanced Series on Ocean Engineering, vol. 15, (2ème édition)
- Guide Enrochement**, 2009, CETMEF
- Kiran G.S.**, Rao S., Ganesh V., Manu, 2006. Stability of breakwater defenced by a seaward submerged reef. Ocean Engineering 33, issues 5-6, PP. 829-846.

- Mansard E.P.D.**, Funke E.R., 1980. The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. 17th Coastal Engineering Conference, Sidney, Australia, pp. 154–172.
- Molin B.**, 2002. Hydrodynamique des structures offshore, Editions TECHNIP.
- Owen M.W.**, 1980. Design of seawalls allowing for wave overtopping. Hydraulics Research, Wallingford, Report No. EX 924, UK.
- TAW 2002**, Technical Report-Wave run-up and wave overtopping at dikes, Technical Advisory Committee for flood defence in the Netherlands (TAW), Delft.
- Yagci O.**, Kapdasli S., Cigizoglu H.K., 2004. The stability of the antifer units used on breakwaters in case of irregular placement, *Ocean Engineering* 31, 1111-1127
- Van der Meer J.W.**, Daemen I.F.R., 1994. Stability and wave transmission at low-crested rubble-mound structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol. 120, N° 1
- Van der Meer J.W.**, 1988. Stability of cubes, tetrapods and Accropode. Design of breakwaters. Proc. Conf. breakwaters'88, Eastbourne, 4-6 mai 1988, Londres, pp. 59-68.
- Van der Meer, J. W.**, 1998. Wave Run-Up and Overtopping, Chapter 8 in: "Seawalls, dikes and revetments".

11.3 Renforcement des ouvrages côtiers

- Battjes J.A.**, Groenendijk H.W., 2000. Wave height distributions on shallow foreshores. *Coastal Engineering*, vol 40, No3, pp 161-182.
- CETMEF**, 2009. Guide Enrochement.
- Goda Y.**, 2000. Random sea and design of maritime structures. Singapore, World Scientific.
- Molin B.**, 2002. Hydrodynamique des structures offshore. Editions TECHNIP.
- Feuillet J.**, Coëffe Y., Bernier J., Chaloin B., 1987. Le dimensionnement des digues à talus. *Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'EDF, n°64, Editions Eyrolles.*
- Molin B.**, 2002. Hydrodynamique des structures offshore. Editions TECHNIP.
- Nguyen T.**, Brossard J., 2011. Essais sur ouvrages maritimes (Le Havre) : Overtopping in Antifer armoured rubble-mound breakwater. *Rapport Université du Havre.*
- Pearson J**, Bruce T., Franco L., van der Meer J W, Falzacappa, M et Molino, R (2004). Roughness factor. Work package 4.4, D24 Report on additional tests, Part B, CLASH report EVK3-CT-2001-00058.
- Ropert F.**, 2011. SAO POLO – Renforcements des ouvrages : Première phase d'essais en laboratoire. *Compte-rendu de la réunion du 12/04/2011 à Chatou.*
- TAW**, 2002. Wave run-up and wave overtopping at dikes. Technical report, Technical Advisory Committee for flood defence in the Netherlands (TAW), Delft.
- Van der Meer J.W.**, 1988. Rock slopes and gravel beaches under wave attack. *PhD thesis, University of Technology, Delft.*
- Van der Meer J.W.**, 1990. Extreme shallow water wave conditions. Report H198, Delft Hydraulics, Delft.
- Van Gent M.R.A.**, Smale A.J., Kuiper C., 2004. Stability of rock slopes with shallow foreshores. *Proc. 4th Int. Coastal Structures Conf., J.A. Melby (ed), Portland (OR, USA), 26–30 Aug 2003.*

11.4 Vulnérabilité

- AFPCN**, 2010. Vigilance et alerte – Risque tsunami et submersion marine. Journées organisées par l'Association Française pour la Prévention des Catastrophes Naturelles en juin 2010
- Barroca**, Potier et al, 2005. Analyse et évaluation de la vulnérabilité aux inondations du bassin de l'Orge aval, 12p.
- Boulet**, 2008. Etude de la modélisation économique des dégâts de crue en Midi-Pyrénées par les méthodes des hauteurs de submersion et des ratios. Mémoire de fin d'études, Université Paul Sabatier de Toulouse, DIREN MP, 73p
- Bonnifait**, 2005. Développement de courbes submersion-dommages pour l'habitat résidentiel québécois. Mémoire de Maîtrise es science, Université du Québec- INRS-ETE, 71p.
- Caspar** et al, 2007. Fronts froids et submersions de tempête dans le nord-ouest de la France : le cas des inondations par la mer entre l'estuaire de la Seine et la baie de Somme. *La météorologie*, n°57, mai 2007, pp.37-47
- Christophe**, 2008. Vulnérabilité de la communauté urbaine de Strasbourg aux inondations de la Bruche et de l'Ill : estimation économique du coût des inondations, Mémoire de fin d'études, ENGEES, 102p.
- CEPRI**, 2008. Evaluation de la pertinence des mesures de gestion du risque d'inondation. CEPRI, MEEDAT, 194p.
- CIPR**, 2002. Prévention du risque de dommages liés aux inondations: Mesures générales et leur efficacité. Commission Internationale pour la Protection du Rhin, 50p.
- Deboudt**, 2010. Towards coastal risk management in France. *Ocean & Coastal Management*, 53 (7), 366-378
- D4E**, 2007. Evaluation socio économiques des instruments de préventions des inondations, collection études et synthèses. Ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durable, 117p.
- Deglaire**, 2010. Le Havre - Etude sur le risque de submersion marine. Université Paris 1 Panthéon-Sorbonne / DIRM – CODAH, 123 p
- ECODECISION**. 2006. Evaluation économique des dommages liés aux inondations. ECODECISION - Agence de l'eau Artois-Picardie
- FEMA**, 2009. Multi-hazard loss estimation methodology. HAZUS - Technical manual, developed by: Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C; 499p.
- Givone**, 2005. Détermination des risques d'inondation : effets de l'aménagement de l'espace. *Comptes Rendus Geosciences*, 337 (1-2), 229-241
- Larue** et Camphuis, 2010. Développement d'une méthodologie de mise en perspectives des dommages économiques à l'échelle du bassin fluvial de la Loire. Rapport final, CRITERE, EPL, Université de Tours, CEPRI, 177p.
- MEEDDM**, 2010. Plan Adaptation Climat. Rapport des groupes de travail de la concertation nationale, 163p
- ONERC**, 2010. Prise en compte de l'élévation du niveau de la mer en vue de l'estimation des impacts du changement climatique et des mesures d'adaptation possibles. Synthèse n° 2. Direction générale de l'énergie et du climat. 6p.
- Perherin** et al, 2010. Vulnérabilité du territoire national aux risques littoraux. XIème journées nationales Génie Côtier – Génie civil, les Sables d'Olonne, 22-25 juin 2010, pp 617-624.
- Pirazzoli**, 2006. Évolution et projections du niveau moyen des mers et des phénomènes de surcotes. Les hypothèses pour analyser les effets sur l'estuaire de la Seine et le littoral. CNRS – Laboratoire de Géographie Physique, Meudon-Bellevue
- Simon**, 2008. Les niveaux marins extrêmes le long des cotes de France et leur évolution. SHOM/CETMEF
- Torterotot**, 1993. Le coût des dommages dus aux inondations. Estimation et analyse des incertitudes. Thèse de doctorat, ENPC, volume 1, 304p.
- Treich**, N. (2005). L'Analyse Coût-Bénéfice de la prévention des risques. Rapport LERNA-IRNA et Université de Toulouse, 52p.

USACE, 1996. Risk-based analysis for flood damage reduction studies. Department of the army, manuel N°1110-2-1619, 60p.
UTC, 2010. Analyse du risque d'inondation en Gironde et constitution d'un référentiel SIG. Rapport Technique, atelier projet GSU-UTC, 98 p.

Waarts et Vrouwenvelder, 2004. Risk management of large scale flooding. Heron, volume 49 N°1, pp 7-32

SITES INTERNET

http://www.mrn.asso.fr/ http://grandeseine2015.fr/ http://georezo.net/ http://www.ign.fr/ http://support.esrifrance.fr/ http://catalogue.prim.net/ http://www.previmer.org/	http://www.cepri.net/ http://www.developpement-durable.gouv.fr/ http://www.cetmef.equipement.gouv.fr/ http://www.shom.fr/ http://www.iksr.org/ http://www.afpcn.org/ http://www.aurh.asso.fr/ http://www.immoprix.com/
---	--

CHAPITRE 12 : DONNEES SUR LE PROJET

12.1 La gouvernance du projet

Le comité de pilotage du projet s'est réuni aux dates suivantes :

- le 15 Décembre 2009 ;
- le 2 Avril 2010 ; le 1er Juillet 2010 ; le 19 Novembre 2010 ;
- le 20 Janvier 2011 ; le 12 Avril 2011 ; le 6 Mai 2011 ; le 5 Octobre 2011 ;
- Le 17 Janvier 2012 ; le 6 Juin 2012.

Le comité d'orientation est constitué de la CODAH (Agglomération du Havre), de l'ORMES (Office des Risques Majeurs de l'Estuaire de la Seine), du CETMEF et de l'UTC. Il s'est réuni aux dates suivantes :

- le 20 Janvier 2011 ; le 24 Juin 2011 ; le 5 Octobre 2011 ;
- Le 17 Janvier 2012 ; le 6 Juin 2012.

A noter les contacts avec la DDTM33, DDTM35 et la DDTM50.

L'ORMES lance une étude à partir de Septembre 2012 sur l'évaluation du risque submersion dans l'estuaire de la Seine à laquelle certains partenaires du projet SAO POLO seront associés. Cette étude associera également le GIP Seine Aval ainsi que le Port du Havre.

12.2 Les actions de transfert

12.2.1 Articles et communications scientifiques

Les communications scientifiques en lien avec le projet SAO POLO sont les suivantes :

Sergent P., Prévot G., Trmal C., (2010), Renforcement des ouvrages situés en faibles profondeurs vis-à-vis de la montée du niveau des mers, JICCRIC, Orléans les 15 et 16 Novembre 2012

Prévot G., Sergent P., Trmal C., (2010), Adaptation des ouvrages de protection marine vis-à-vis de la montée du niveau des mers et des océans, les 8èmes Journées Scientifiques et Techniques du CETMEF, Brest les 9 et 10 Décembre 2012

Prévot G., Kergadallan X. et Sergent P., (2012), Evolution des périodes de retour des événements franchissants avec le changement climatique - Congrès SHF : «Evènements extrêmes fluviaux et maritimes», Paris les 1^{er} et 2 Février 2012

Prévot G., Kergadallan X. et Sergent P., (2012), Influence de la remontée du niveau de la mer sur les franchissements des ouvrages maritimes selon trois approches – les 12èmes Journées Nationales Génie Civil Génie Côtier, Cherbourg du 12 au 14 Juin 2012

Morel G., N'Diaye F. et Prévot G., (2012), Adaptation strategy to climate change and decision support : a cost-benefit approach for coastal cities prone to submersion - 11th Urban Environment Symposium - Urban Futures for a Sustainable World, Karlsruhe, Germany du 16 au 19 September 2012

Sergent P., Prévot G. et Xavier Kergadallan, (2012), Projet SAO POLO – Adaptation des structures côtières au changement climatique, Séminaire du GIS HED², Paris du 3 au 5 Décembre 2012

Mattarolo G., (2012), Etude par essais physiques de solutions de renforcement des digues, Séminaire du GIS HED², Paris du 3 au 5 Décembre 2012

Nguyen D.T. et Brossard J., (2012), Renforcements de digues maritimes vis-à-vis de la remontée du niveau des mers, Paris du 3 au 5 Décembre 2012

Sergent P., Prévot G., Guillou N., Luck M., Benoit M., Ropert F., Bouttes F., Kergadallan X., Trichet J.J., Brossard J., Nguyen D.T., Mattarolo G., Delisle J-G., Menon J-M., Morel G., Mar N-F., Mallet P., Voyneau N., Lam M., Le Banner G., (2013), Projet SAO POLO, Adaptation des structures côtières au changement climatique, Colloque Technique MEDDTL CFBR Irstea, Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions, Aix-en-Provence, du 12 au 14 juin 2013

12.2.2 Interviews de journalistes et audition

Un programme pour mieux protéger les zones côtières – Le Figaro – 5 Mai 2010

Xynthia : une culture du risque pour éviter de nouveaux drames - Audition au Sénat – le 7 Juillet 2010

12.3 Le financement

12.3.1 Montant de l'aide en Euros

EDF R&D	65 000
REPORTEX	57 868
Université du Havre	29 043
Université de Technologie de Compiègne	61 439
<hr/>	
Total TTC	213 350

12.3.2 Coût prévisionnel total en Euros

CETMEF	102 000
EDF R&D	93 289
REPORTEX	72 335
Université du Havre	53 491
Université de Technologie de Compiègne	102 563
CODAH	3 000
ORMES	3 000
<hr/>	
Total TTC	429 678