

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

GUIDE METHODOLOGIQUE

GICC N° G.9-0006812 – SAOPOLO

COORDINATEUR : PHILIPPE SERGENT

AOUT 2012

Résumé

Avec la remontée du niveau moyen de la mer, des centaines de kilomètres de digues côtières seront probablement exposées à des vagues dont la hauteur sera plus grande que la valeur de dimensionnement, notamment toutes les structures construites en faibles profondeurs où la profondeur impose l'amplitude maximale à cause du déferlement bathymétrique. De plus la remontée du niveau moyen de la mer associée avec des fortes houles induira de plus forts franchissements. La remontée du niveau moyen de la mer provoquera donc des problèmes en termes de fonctionnement, stabilité mécanique et sécurité des biens et des personnes. Schématiquement, avec l'augmentation progressive des dommages, le gestionnaire adoptera un des scénarios suivants selon la sévérité des changements : a) réparer l'ouvrage à l'identique b) renforcer l'ouvrage c) changer les dimensions de l'ouvrage et l'occupation de l'espace à proximité d) lancer un repli stratégique et démolir l'ouvrage. Ce document fournit d'une part des recommandations pour les scénarios intermédiaires (b ou c) et d'autre part une méthodologie de sélection parmi les quatre scénarios.

Les principaux impacts du changement climatique sur des structures côtières sont d'abord présentés avec les conséquences sur l'actualisation des dimensions (scénario c) des ouvrages situés en zone de déferlement avec une bathymétrie régulière et une houle normale à la côte. Ces résultats sont commentés en montrant les processus qui peuvent modérer les conclusions.

Une liste des technologies de renforcement des ouvrages de défense existants (scénario b) est ensuite exposée en présentant des options variées à la disposition du gestionnaire. Les principales formules existantes dans la littérature sont rappelées. Des exemples d'essais physiques sont montrés pour des géométries complexes. Les principales étapes pour un dimensionnement du renforcement sont présentées pour une digue à talus en enrochements. La durée de vie de l'ouvrage étant donnée ainsi que les contraintes géométriques et environnementales, les critères de performance pour le franchissement et la stabilité et le changement climatique attendu, le dimensionnement optimal au niveau économique est trouvé parmi l'ensemble des alternatives en considérant le coût total durant la vie de l'ouvrage.

Une méthodologie de sélection parmi les quatre scénarios (a-b-c-d) est enfin présentée et illustrée par une étude cas sur le quartier Malraux de la ville du Havre.

Abstract

With the expected sea level rise, hundredths of kilometres of coastal dikes will be probably exposed in France to waves with height greater than the design value, in particular all the structures built in shallow water where the depth imposes the maximal amplitude because of wave breaking. Moreover the sea level rise associated with large waves will lead to greater overtopping. Sea level rise will therefore provoke problems in terms of function, mechanical stability and safety of goods and persons. Schematically, with the progressive increase of damages, the stakeholders will adopt one of the several scenarios according to the severity of the changes: a) repairing as they presently are, b) upgrading technology of the existing defences or c) changing structure dimensions and occupation in protected areas, d) managing realignment and decommissioning. This document gives on the one hand some guidelines for intermediate scenarios (b or c) and a methodology of selection between these four scenarios.

The main impacts of climate change on coastal structures are first presented with the consequences for updating the dimensions (scenario c) of structures located in breaking zone with regular bathymetry and shore-normal wave. These results are commented by showing the processes that can moderate the conclusions.

A list of upgrading technology of the existing defences (scenario b) is then exposed with the various options that are offered to the stakeholders. The main formulae existing in literature is recalled. Some examples of laboratory tests are shown for complex geometries. The procedure and steps in upgrading design are then presented for rubble mound structures. Giving the service lifetime for the structure, geometrical and environmental restrictions, performance criteria of overtopping and stability for the upgraded structure and expected climate change, the preferred design is found among all the alternatives considering total costs in service lifetime.

Finally a methodology of selection between four scenarios (a-b-c-d) is presented and illustrated by a study case (Malraux district in Le Havre City).

Ont contribué au projet :

Chapitre 1 : Guirec Prévot², Philippe Sergent², Nicolas Guillou², Marilyne Luck³, Michel Benoit³, François Ropert¹, François Bouttes², Céline Trmal², Céline Perherin², Xavier Kergadallan², Jean-Jacques Trichet²

Chapitre 2 : Jérôme Brossard⁴, Giovanni Mattarolo³, Dang Trinh Nguyen⁴, François Ropert¹, Marilyne Luck³, Michel Benoit³, François Ropert¹, Jean-Romain Delisle³, Jean-Michel Menon³, Guirec Prévot², Philippe Sergent²

Chapitres 3 et 4 : Gilles Morel⁵, Ndeye-Fatou Mar^{5,7}, Pascal Mallet⁶, Guirec Prévot², Nassima Voyneau⁵, Michel Lam², Gérard Le Banner², François Ropert¹, Philippe Sergent²

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 :	REDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES.....	- 9 -
1.1	Introduction.....	- 9 -
1.2	Recensement des ouvrages	- 9 -
1.2.1	Recensement des digues portuaires.....	- 9 -
1.2.2	Recensement des digues côtières.....	- 10 -
1.3	Changement climatique	- 10 -
1.3.1	Remontée du niveau moyen de la mer	- 10 -
1.3.2	Evolution des houles	- 10 -
1.4	Propagation des vagues à la côte.....	- 11 -
1.4.1	Modélisation numérique.....	- 11 -
1.4.2	Approche simplifiée	- 11 -
1.4.3	Comparaison entre les modèles numériques et l'approche simplifiée	- 12 -
1.5	Impact du changement climatique	- 12 -
1.5.1	Franchissement.....	- 12 -
1.5.2	Stabilité	- 13 -
1.5.3	Conclusions.....	- 14 -
1.6	Analyse préliminaire du nouveau dimensionnement des ouvrages.....	- 14 -
1.6.1	Revanche	- 14 -
1.6.2	Taille des blocs.....	- 15 -
1.7	Nouveau dimensionnement avec une approche statistique	- 16 -
1.7.1	Le site de Deauville	- 16 -
1.7.2	La méthode	- 17 -
1.7.3	Confrontation des résultats de l'étude analytique et de l'étude statistique.....	- 19 -
1.7.4	Conclusions.....	- 19 -
CHAPITRE 2 :	RENFORCEMENT DES OUVRAGES.....	- 21 -
2.1	Etude A – Solutions de renforcement de l'ouvrage maritime.....	- 21 -
2.1.1	Conditions expérimentales	- 21 -
2.1.2	Résultats : franchissements.....	- 22 -
2.1.3	Résultats : stabilité de la carapace	- 22 -
2.1.4	Effets d'une surélévation du niveau moyen de 0,5 m sur les franchissements et le taux d'endommagement ...	- 23 -
2.1.5	Les solutions de renforcement.....	- 23 -
2.1.6	Renforcement par rehausse du mur de couronnement	- 23 -
2.1.7	Renforcement par digue détachée submergée	- 24 -
2.1.8	Renforcement par construction d'une berme	- 26 -
2.1.9	Renforcement par mise en place d'une troisième couche de BCR.....	- 26 -
2.1.10	Renforcement par mise en place d'une troisième couche de BCR et rehausse du mur de couronnement	- 27 -
2.1.11	Conclusion sur le renforcement des ouvrages maritimes	- 28 -
2.2	Etude B – Solutions de renforcement d'un perré maçonné imperméable	- 29 -
2.2.1	Le modèle réduit.....	- 29 -
2.2.2	Renforcement avec mise en place d'un parapet	- 29 -
2.2.3	Renforcement avec mise en place d'enrochements.....	- 30 -
2.2.4	Renforcement avec mise en place d'un bassin de déversement.....	- 31 -
2.2.5	Conclusions sur le renforcement des perrés maçonnés imperméables.....	- 32 -
2.3	Etude C - Solutions de renforcement d'une protection de haut de plage en enrochements avec noyau perméable.....	- 32 -
2.3.1	Le modèle réduit.....	- 32 -
2.3.2	Séries d'essais	- 33 -
2.3.3	Performances de l'ouvrage en termes de franchissement.....	- 34 -
2.3.4	Performance de l'ouvrage en termes de stabilité	- 34 -
2.3.5	Les solutions de renforcement.....	- 35 -
2.3.6	Mise en place d'un parapet.....	- 35 -
2.3.7	Mise en place d'une troisième couche et d'un parapet.....	- 35 -
2.3.8	Changement de pente sans et avec parapet.....	- 37 -
2.3.9	Mise en place d'une berme.....	- 38 -
2.3.10	Conclusions sur le renforcement des ouvrages de haut de plage	- 39 -
2.4	Procédure pour la définition du renforcement des ouvrages	- 40 -
2.4.1	Définir la durée de service de l'ouvrage	- 40 -
2.4.2	Définir les contraintes géométriques et environnementales	- 40 -
2.4.3	Définir les statistiques conjointes futures de houle au large et de niveau des hautes eaux	- 40 -
2.4.4	A partir de la houle au large déterminer la houle au pied de l'ouvrage	- 41 -
2.4.5	Définir les critères de performance de la structure renforcée	- 41 -
2.4.6	Déterminer les faiblesses de l'ouvrage vis-à-vis des critères de performance.....	- 42 -
2.4.7	Dimensionner le renforcement de l'ouvrage.....	- 42 -
2.4.8	Pour chaque alternative calculer le coût de construction du renforcement.....	- 42 -
2.4.9	Pour chaque alternative calculer le coût des dommages à l'ouvrage	- 42 -
2.4.10	Sélection du dimensionnement le plus économique durant la vie de l'ouvrage parmi les alternatives	- 43 -

CHAPITRE 3 :	SELECTION DE LA STRATEGIE DE DEFENSE.....	- 44 -
3.1	Méthode pour le recensement des enjeux.....	- 44 -
3.2	Croisement aléa - enjeux	- 45 -
3.3	Taux d'endommagement des biens.....	- 45 -
3.4	Calcul du coût du dommage aux biens.....	- 45 -
3.5	Données pour la valeur des biens immobiliers	- 45 -
3.6	Stratégies et scénarios.....	- 45 -
3.7	Principe de l'annualisation des coûts pour la comparaison des stratégies	- 46 -
3.8	Autres critères de décision.....	- 46 -
CHAPITRE 4 :	APPLICATION A LA VILLE DU HAVRE.....	- 47 -
4.1	Aléa submersion sur la ville du Havre.....	- 47 -
4.2	Sites de l'agglomération du Havre	- 47 -
	4.2.1 Zones soumises au débordement.....	- 47 -
	4.2.2 Zones soumises au franchissement et à la surverse.....	- 48 -
4.3	Données de base pour l'évaluation de la submersion	- 48 -
4.4	Travail préparatoire sur la topographie – Modèle numérique de terrain.....	- 49 -
4.5	Cartes de submersion par franchissement / surverse (Sainte-Adresse et Malraux)	- 49 -
	4.5.1 Calcul des débits franchissants à une cote donnée	- 49 -
	4.5.2 Calcul des volumes franchissant totaux	- 50 -
	4.5.3 Calcul des cartes d'inondation à partir des volumes d'eau et du MNT.....	- 51 -
4.6	Dommmages sur la carapace de la digue du quartier Malraux	- 51 -
4.7	Données pour la valeur des biens immobiliers	- 52 -
4.8	Stratégies d'adaptation	- 52 -
4.9	Résultats pour la zone Malraux (dommages aux biens seuls)	- 53 -
4.10	Résultats pour la zone Malraux (dommages aux biens et à l'ouvrage).....	- 53 -
	4.10.1 Stratégies et scénarios retenus	- 53 -
	4.10.2 Résultats du calculs des dommages.....	- 55 -
	4.10.3 Coût des dommages pour les scénarios de référence	- 55 -
CHAPITRE 5 :	CONCLUSIONS, LIMITES DE L'ETUDE ET PERSPECTIVES.....	- 58 -
5.1	Conclusions.....	- 58 -
5.2	Limites.....	- 58 -
	5.2.1 Production et homogénéisation des scénarios et cartes de submersion	- 58 -
	5.2.2 Prise en compte des dommages indirects et systémiques	- 58 -
	5.2.3 Meilleure prise en compte du facteur temps dans l'évaluation économique et des stratégies d'aménagement	- 58 -
	5.2.4 Optimisation du retrait partiel.....	- 58 -
	5.2.5 Intégration des incertitudes dans la chaîne de modélisation	- 59 -
	5.2.6 Poids des événements rares dans le calcul des dommages	- 59 -
5.3	Perspectives.....	- 59 -
	5.3.1 Développement d'une base de données des probabilités houle - niveau	- 59 -
	5.3.2 Système expert pour le renforcement d'un ouvrage.....	- 59 -
	5.3.3 Formules de dimensionnement.....	- 59 -
	5.3.4 Ouvrage dans un système de danger	- 59 -
CHAPITRE 6 :	REFERENCES.....	- 60 -

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Répartition des types sur les ports métropolitains (hors Corse)	- 9 -
Figure 2 : Evolution de la hauteur de houle du large à la côte selon Goda.	- 12 -
Figure 3 : dH_m0/dh en fonction de la pente des fonds évalué à partir de Goda (2000) et calculé par BEACH et SWAN.....	- 12 -
Figure 4 : Augmentation de la cote d'arase en fonction de l'ENM et de la profondeur initiale en pied d'ouvrage (h_0).	- 14 -
Figure 5 : Rehausse en fonction de l'élévation de l'ENM et du débit de franchissement q	- 15 -
Figure 6 : Evolution des masses des enrochements sur faible pente.....	- 15 -
Figure 7 : Evolution des masses des enrochements sur forte pente.	- 16 -
Figure 8 : Digue de Deauville.	- 16 -
Figure 9 : Explications graphiques des résultats.....	- 18 -
Figure 10 : Résultats sur Deauville.....	- 18 -
Figure 11 : Analyse pour le cas de Deauville.....	- 19 -
Figure 12 : Section droite de la digue (en italique : valeurs à l'échelle nature).	- 21 -
Figure 13 : Débits de franchissement pour la digue et le niveau d'eau de référence.....	- 22 -
Figure 14 : Taux de dommage de la carapace pour la digue et niveau moyen de référence.....	- 23 -
Figure 15 : Evolution des franchissements et du taux d'endommagement pour une élévation du niveau moyen de 0,5 m.....	- 23 -
Figure 16 : Configuration avec une rehausse de 2,1 m et béquet à 45°.....	- 24 -
Figure 17 : Disposition dans le canal pour la digue détachée.	- 24 -
Figure 18 : Configuration avec une digue détachée renforcée par des BCR.....	- 25 -
Figure 19 : Profil de la digue principale avec une berme de BCR sur 2 couches.	- 26 -
Figure 20 : Disposition dans le canal de la digue renforcée par une troisième couche de BCR.	- 26 -
Figure 21 : Section de la digue avec carapace de 3 couches de BCR et rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.....	- 27 -
Figure 22 : Débit de franchissement pour une carapace BCR à 3 couches et rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.	- 28 -
Figure 23 : Taux de dommage de la carapace.	- 28 -
Figure 24 : Vue longitudinale de l'installation d'essais dans le canal 12 (Attention : cette figure n'est pas à l'échelle).....	- 29 -
Figure 25 : Perré après mise en place du parapet de hauteur 1.5 m avec un béquet à 45° sur les 0.6 m supérieurs.....	- 29 -
Figure 26 : Débit de franchissement mesuré en configuration initiale et après mise en place du parapet de hauteur 1 m.....	- 30 -
Figure 27 : Perré après mise en place d'une (à gauche) ou deux (à droite) couches d'enrochements de calibre 4-6 T.....	- 31 -
Figure 28 : Photographies du perré après mise en place du bassin de déversement.	- 31 -
Figure 29 : Débit de franchissement mesuré en configuration initiale et après mise en place du bassin de déversement.....	- 32 -
Figure 30 : Vue longitudinale de l'installation d'essais (pas à l'échelle) et schéma détaillé de l'ouvrage original (en bas).	- 33 -
Figure 31 : Photographies du Canal 12 et du modèle réduit sans renforcement.	- 33 -
Figure 32 : Photographies de l'ouvrage après mise en place du parapet de 1 m.	- 35 -
Figure 33 : Débit de franchissement mesuré avant et après mise en place 3 ^{ème} couche et parapet avant et après ENM.	- 36 -
Figure 34 : Schéma et photos de l'ouvrage renforcé avec une 3 ^{ème} couche de blocs de 5-6 t et parapet de 2 m.....	- 37 -
Figure 35 : Schéma et photo de l'ouvrage avec un changement de pente (1:3 au lieu de 1:2) et un parapet de 1 m.	- 38 -
Figure 36 : Schéma et photo de l'ouvrage renforcé avec berme et parapet de 1 m.....	- 39 -
Figure 37. Débit de franchissement mesuré sur l'ouvrage renforcé avec changement de pente et berme avant et après ENM.-	- 39 -
Figure 38 : Enregistrements des hauteurs de houle au large et des niveaux des hautes eaux. Extrait du Rock Manual.	- 41 -
Figure 39 : Cartographie des bâtiments submergés par franchissement à Malraux (+1,5 m).....	- 45 -
Figure 40 : Les sites de l'agglomération du Havre.	- 48 -
Figure 41 : Le parapet de la plage de Sainte – Adresse.	- 48 -
Figure 42 : Coût moyen du m ² du résidentiel (AURH, 2009).....	- 52 -

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Répartition des types de digues par façade.	- 9 -
Tableau 2 : Formules de franchissement (TAW 2002) et leurs domaines de validité.	- 13 -
Tableau 3 : Evolution des périodes de retours pour Deauville.	- 18 -
Tableau 4 : Evolution des cotes d'arase pour Deauville.	- 19 -
Tableau 5 : Stabilité de l'ouvrage sans renforcement : résultats des essais.	- 34 -
Tableau 6 : Franchissements et stabilité avec 3 ^{ème} couche et parapet dans les conditions de houle les plus pénalisantes.	- 36 -
Tableau 7 : Seuils de dommages pour les réparations et les coûts associés.	- 42 -
Tableau 8 : Tableau de synthèse des alternatives.	- 43 -
Tableau 9 : Hypothèse d'évolutions globales en cm (Observatoire national sur les effets du réchauffement climatique).	- 49 -
Tableau 10 : Débits franchissants au profil n°4 (Sainte Adresse) selon différents scénarios (unité : m ³ /s/ml) et ENM.	- 50 -
Tableau 11 : Débits franchissant au point du profil A (Sainte Adresse) selon différents scénarios (unité : m ³ /s/ml).	- 50 -
Tableau 12 : Volumes d'eau franchissants (en m ³) sur Sainte-Adresse selon les 3 périodes de retour et 2 niveaux d'ENM.	- 50 -
Tableau 13 : Volumes d'eau franchissant (en m ³) sur Malraux selon les 3 périodes de retour et 4 niveaux d'ENM.	- 51 -
Tableau 14 : Valeurs du coefficient de stabilité K_s selon les toutes les périodes de retour étudiées et 4 niveaux d'ENM.	- 51 -
Tableau 15 : Coûts des dommages (en M€) pour trois périodes de retour et cinq stratégies sur Malraux (ENM +1,5 m).	- 53 -
Tableau 16 : Correspondance des valeurs de K_d avec le niveau de dommage et le pourcentage de blocs déplacés.	- 54 -
Tableau 17 : Correspondance entre le niveau de dommage, pourcentage de blocs déplacés et coûts des réparations.	- 54 -
Tableau 18 : Estimations du coût des renforcements.	- 54 -
Tableau 19 : Niveau de dommage en fonction de la période de retour.	- 55 -
Tableau 20 : Comparaison des coûts de trois stratégies pour une ENM de 2 m.	- 56 -
Tableau 21 : Comparaison des coûts de trois stratégies pour une ENM de 1,5 m.	- 57 -
Tableau 22 : Comparaison des coûts de deux stratégies pour une ENM de 1 m.	- 57 -

CHAPITRE 1 : REDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

1.1 Introduction

Avec la remontée du niveau moyen de la mer, des centaines de kilomètres de digues côtières seront probablement exposées à des vagues dont la hauteur sera plus grande que la valeur de dimensionnement, notamment toutes les structures construites en faibles profondeurs où la profondeur impose l'amplitude maximale à cause du déferlement bathymétrique. De plus la remontée du niveau moyen de la mer associée avec des fortes houles induira de plus forts franchissements. La remontée du niveau moyen de la mer provoquera donc des problèmes en termes de fonctionnement, stabilité mécanique et sécurité des biens et des personnes. Schématiquement, avec l'augmentation progressive des dommages, le gestionnaire adoptera un des scénarios suivants selon la sévérité des changements : a) réparer l'ouvrage à l'identique b) renforcer l'ouvrage c) changer les dimensions de l'ouvrage et l'occupation de l'espace à proximité d) lancer un repli stratégique et démolir l'ouvrage.

Les principaux impacts du changement climatique sur des structures côtières sont présentés dans ce chapitre avec les conséquences sur l'actualisation des dimensions (scénario c) des ouvrages situés en zone de déferlement avec une bathymétrie régulière et une houle normale à la côte. Ces résultats sont commentés en montrant les processus qui peuvent modérer les conclusions.

1.2 Recensement des ouvrages

1.2.1 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.

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.

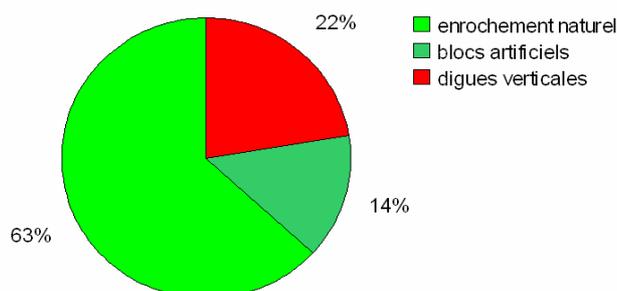


Figure 1 : Répartition des types sur les ports métropolitains (hors Corse).

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'enrochements naturels (cas le plus fréquent) soit de blocs artificiels.

1.2.2 Recensement des digues côtières

Classement retenu

Nous retenons 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 enrochements ;
- Perré imperméable de maçonnerie ou de béton ;
- Mur à parement vertical ou présentant un fruit.

Linéaire sur le littoral métropolitain

L'inventaire des ouvrages relevés par Lalaut (1992) 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%).

Les quelques 400 km de défense de haut de plage présentent 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%).

1.3 Changement climatique

1.3.1 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.

1.3.2 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 océanique 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 significatif.

1.4 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.

1.4.1 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).

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) 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 deconservation 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 (Izumiyama 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.

1.4.2 Approche simplifiée

Pour la propagation du large à la côte, une méthode empirique est utilisée : la méthode de Goda (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 2 suivante qui met en évidence trois zones : zone de shoaling, zone intermédiaire et zone de déferlement.

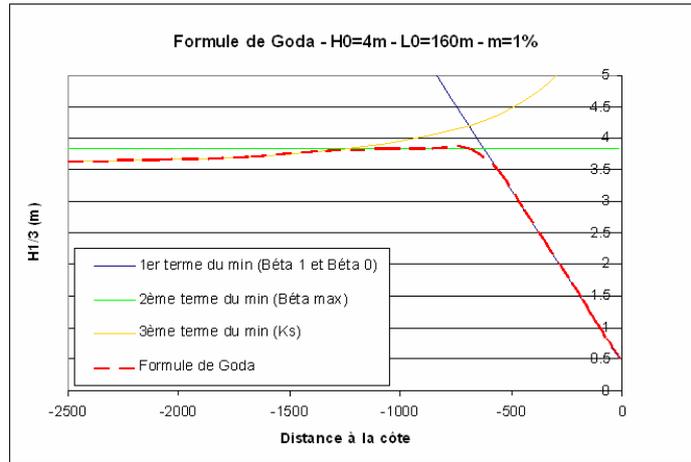


Figure 2 : Evolution de la hauteur de houle du large à la côte selon Goda.

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

1.4.3 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. Sur la Figure 3, 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 % les résultats des différents modèles divergent.

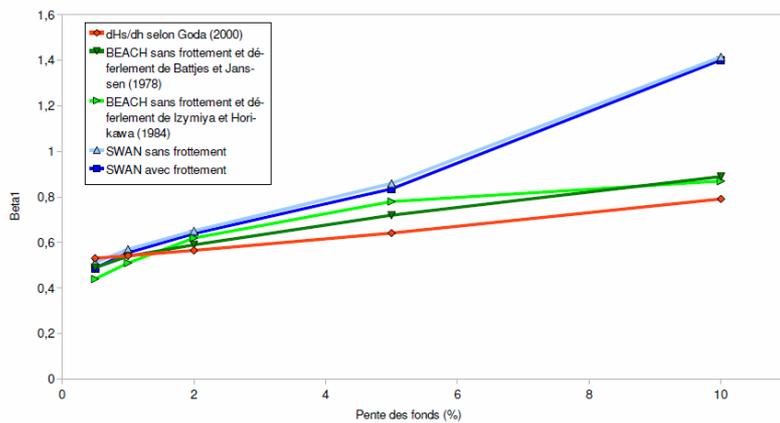


Figure 3 : $dHm0/dh$ en fonction de la pente des fonds évalué à partir de Goda (2000) et calculé par BEACH et SWAN.

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.

1.5 Impact du changement climatique

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 de l'élévation du niveau de la mer (ENM) 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 d'arase des digues entre 1,50 m et 3 m selon les débits et les ouvrages considérés.

1.5.1 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_f) 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 à partir 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 ;
- 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.

1.5.2 Stabilité

En utilisant la formule de Van Gent (2004) en très faibles profondeurs :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,75 \sqrt{\cot \alpha} \left(1 + \frac{D_{n50c\grave{a}re}}{D_{n50}} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0,2}$$

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.

1.5.3 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.

1.6 Analyse préliminaire du nouveau dimensionnement des ouvrages

1.6.1 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. L'élévation de la cote d'arase de l'ouvrage entre l'état final (avec élévation du niveau d'eau) et l'état actuel, avec un développement limité à l'ordre 1, s'exprime sous la forme de la formule simple suivante pour des débits faibles (i.e. $q < 5 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{ml/s}$).

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

Validation 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.

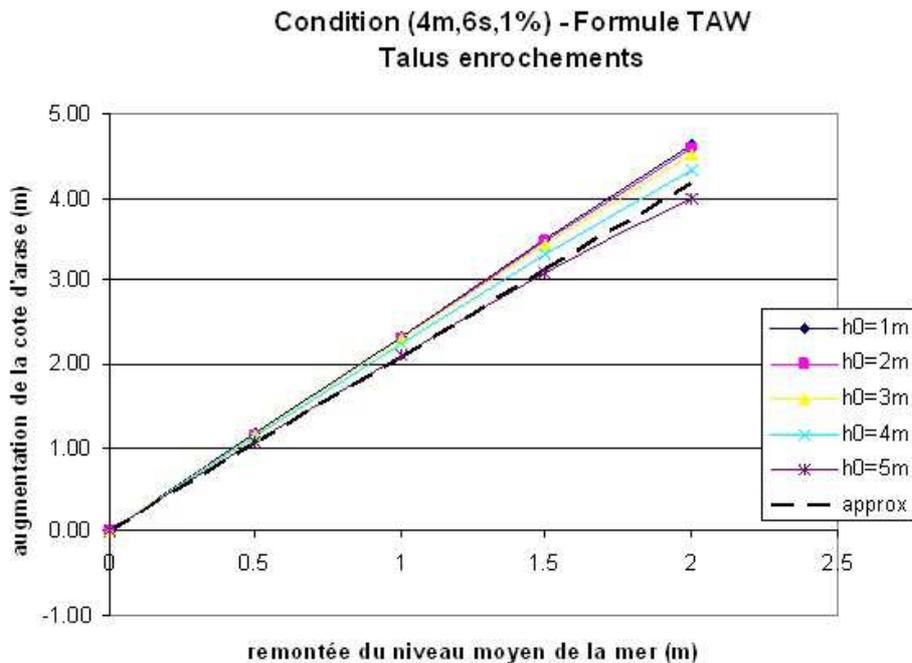


Figure 4 : Augmentation de la cote d'arase en fonction de l'ENM et de la profondeur initiale en pied d'ouvrage (h_0).

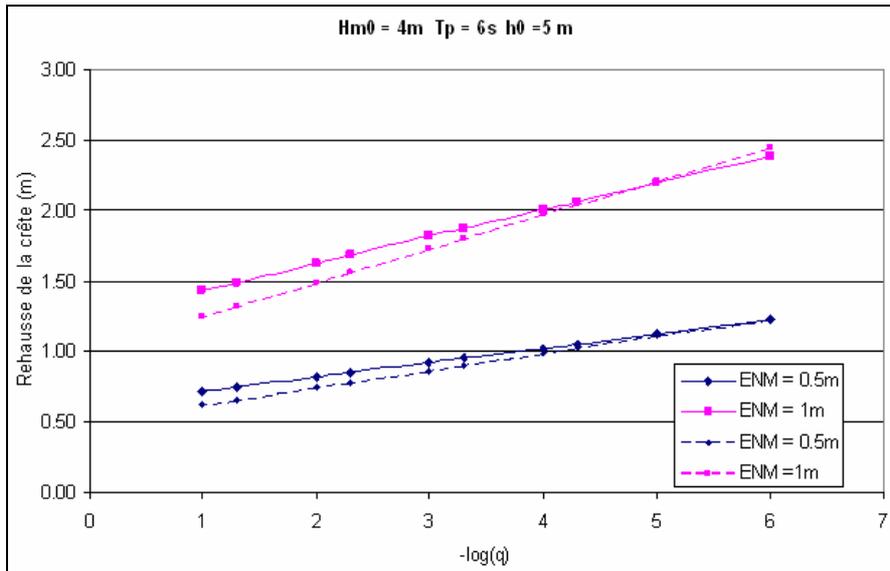


Figure 5 : Rehausse en fonction de l'élévation de l'ENM et du débit de franchissement q .

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 ENM d'un mètre. Pour des ouvrages imperméables, l'ouvrage devrait être rehaussé de 3 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.

1.6.2 Taille des blocs

Quelles que soient les conditions de houles au large, les ouvrages implantés dans des zones très peu profondes : hauteur en pied de 0 à 2 m risquent d'après les calculs de subir de très forts dommages sur leur carapace. 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 (1988)

Une fois de plus, un caractère linéaire (évolution du poids des blocs) se dégage des résultats sur des pentes de 1% sur la Figure 6. Le poids nécessaire des blocs augmente donc linéairement avec la remontée du niveau moyen de la mer.

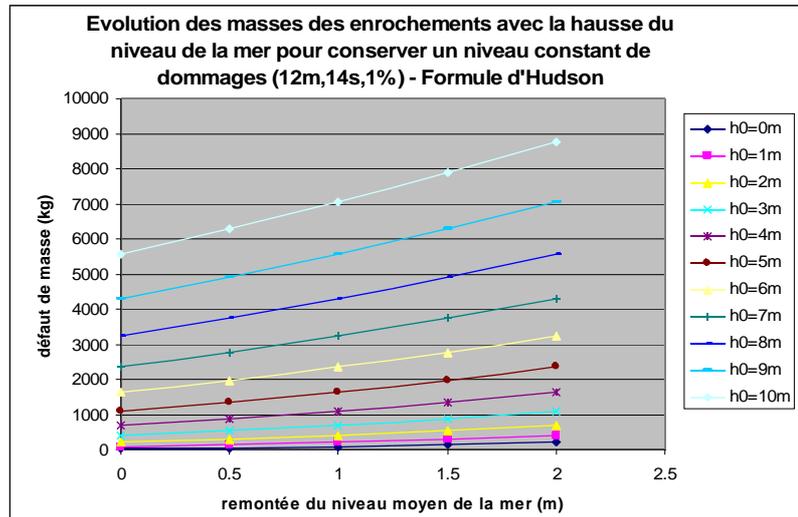


Figure 6 : Evolution des masses des enrochements sur faible pente.

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.

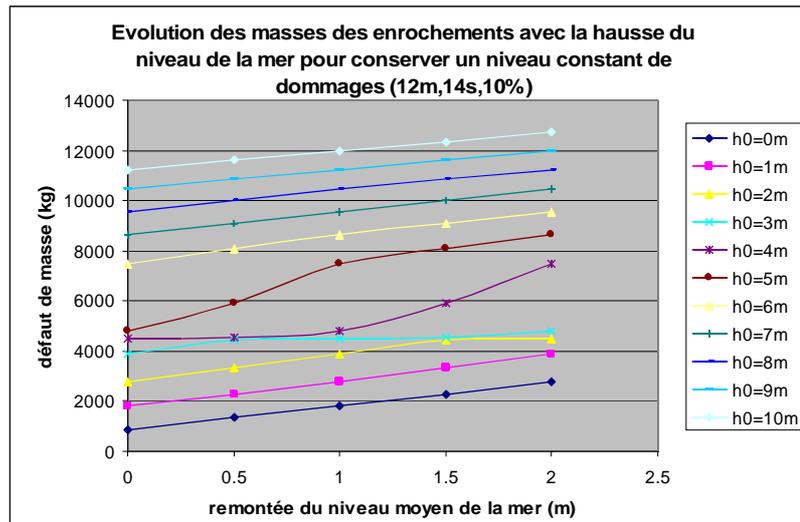


Figure 7 : Evolution des masses des enrochements sur forte pente.

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 : $\Delta W_{50} = 1,5 \frac{W_{50initial}}{h} \Delta h$

1.7 Nouveau dimensionnement avec une approche statistique

Dans cette section, 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. Sur la base de ces méthodes, des bases de données (Houle, Niveau) ont été construites sur le site d'étude de Deauville. Ces bases de données représentent 10 000 ans de données de pleines mers soit 7 060 000 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, cette section présente d'abord 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.

1.7.1 Le site de Deauville

Nous avons testé la méthode sur un ouvrage réel : la digue de Deauville près du Havre.

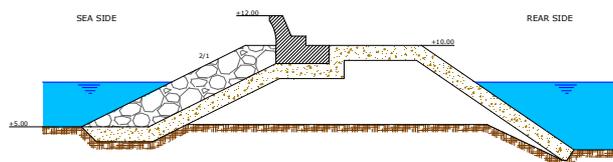


Figure 8 : Digue de Deauville.

1.7.2 La méthode

Génération des houles et des niveaux

La méthode mise en œuvre est décrite par Hawkes (Hawkes, 2002). Le principe de cette méthode repose sur la modélisation de la dépendance vague/surcote à partir d'un échantillon d'observations simultanées 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, nous avons fixé la durée de simulation 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 du 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 de vague 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.

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 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).

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 9), en ordonnées sont représentées les hauteurs de houles au large (H_s) et en abscisses les niveaux d'eau ($N = \text{marée} + \text{surcotes}$). Une première famille de courbes représente les courbes d'isoprobabilité des

couples (hauteur de houle, niveau). Tous les couples (Hs, N) situés sur une même courbe ont la même période de retour. Par exemple, le couple (H1, N1) et (H2, N2) ont la même période de retour : 20 ans.

La seconde famille de courbes représente 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 calcul.

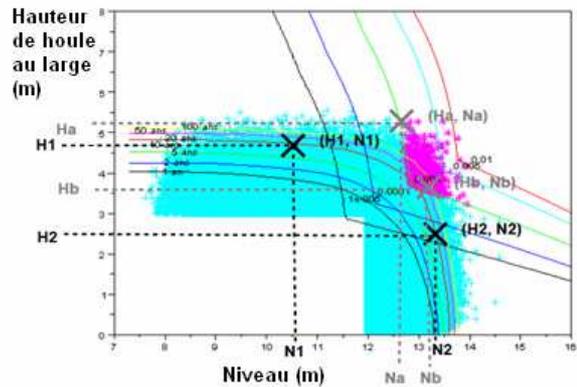


Figure 9 : Explications graphiques des résultats.

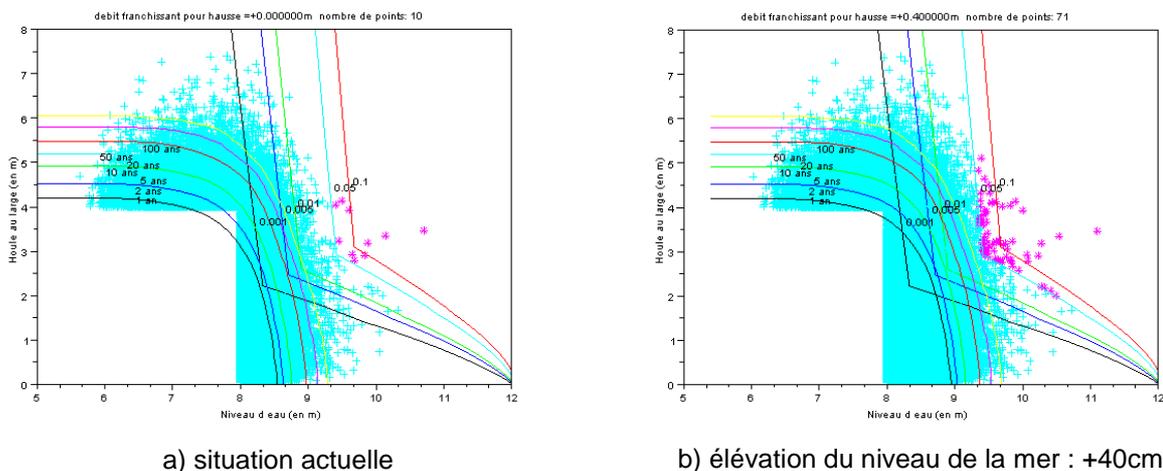
Les débits de franchissement avec l'augmentation du niveau moyen des mers

Les résultats pour la digue de Deauville sont rassemblés dans le tableau suivant (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

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 3 : Evolution des périodes de retours pour Deauville.

Le débit d'étude pour Deauville est fort ($5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$), débit provoquant le naufrage des plus petits navires en arrière de la digue à cause des franchissements. 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. 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 brutale pour les périodes de retour pour le cas de Deauville (facteur 7) qui est expliquée par la densité de points ou de conditions (H,N) concernée par des débits supérieurs aux débits d'étude.



a) situation actuelle

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

Figure 10 : Résultats sur Deauville.

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). L'évolution de la hauteur de la digue, afin de conserver le débit pour un niveau d'eau inchangé, est étudiée. Les courbes d'iso-débit remplacent les 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'occurrences est conservé quel que soit le niveau d'eau.

Les résultats pour Deauville sont rassemblés dans le tableau suivant (Tableau 4).

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 4: Évolution des cotes d'arase pour Deauville.

1.7.3 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 $5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$, la rehausse est comprise entre 1,65m et 1,85m.

Les résultats de l'analyse statistique modèrent donc ces résultats car la rehausse prévue est de 1,40 m à Deauville pour $5.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

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-arase, les résultats de l'étude analytique peuvent être retrouvés. On obtient donc pour Deauville, une rehausse de 1.74m pour une élévation du niveau d'eau d'un mètre. Ces résultats sont concordant avec ceux cités juste avant. La Figure 11 illustre les résultats pour Deauville. Pour un événement en condition de déferlement, la rehausse serait de 1,74 m et pour un événement en condition de shoaling de 1 m. L'approche moyenne statistique qui intègre tous les événements donne un résultat intermédiaire soit 1,40 m.

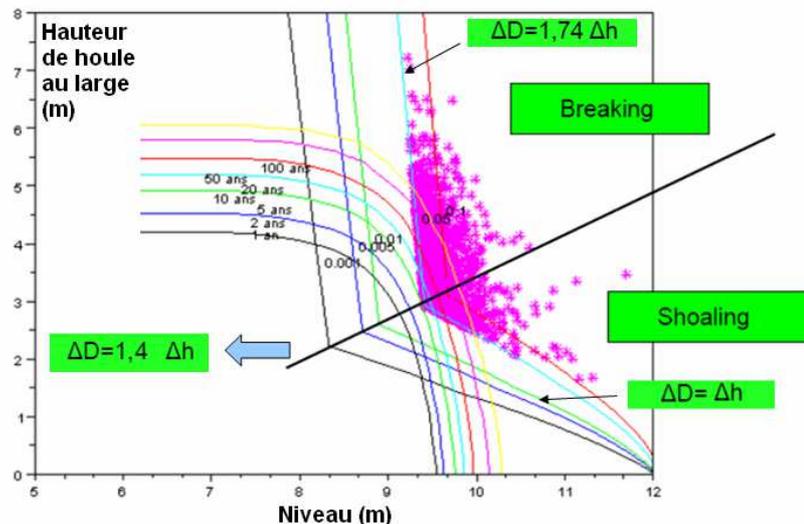


Figure 11 : Analyse pour le cas de Deauville.

1.7.4 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 corollaire, 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 avec une approche statistique 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 un rehaussement 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).

CHAPITRE 2 : RENFORCEMENT DES OUVRAGES

Nous rappelons les stratégies d'adaptation proposées à un gestionnaire : a) réparer l'ouvrage à l'identique b) renforcer l'ouvrage c) changer les dimensions de l'ouvrage et l'occupation de l'espace à proximité d) lancer un repli stratégique et démolir l'ouvrage. Le redimensionnement de l'ouvrage est une opération coûteuse. Le gestionnaire se contentera souvent d'un renforcement (scénario b).

Le renforcement a été étudié sur trois types d'ouvrage à l'aide d'essais physiques.

L'étude A a été réalisée en canal à houle au Laboratoire Ondes et Milieux Complexes FRE-CNRS 3102 de l'Université du Havre en 2010 et 2011 pour caractériser quelques options de renforcement pour un ouvrage maritime à talus en enrochements.

L'étude B a été réalisée en canal à houle au Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement en 2011 pour étudier expérimentalement 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.

L'étude C a été réalisée en canal à houle au Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement en 2011 et 2012 pour étudier expérimentalement différentes solutions 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.

Une procédure pour le choix le plus économique du renforcement d'un ouvrage est proposée à la fin de ce chapitre.

2.1 Etude A – Solutions de renforcement de l'ouvrage maritime

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.

2.1.1 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 12 présente la section de la digue.

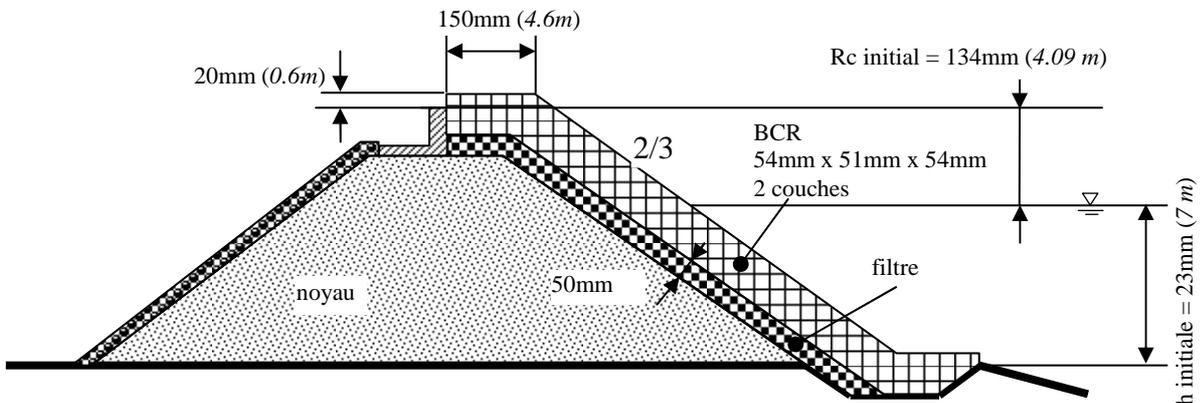


Figure 12 : Section droite de la digue (en italique : valeurs à l'échelle nature).

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.

2.1.2 Résultats : franchissements

La Figure 13 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.

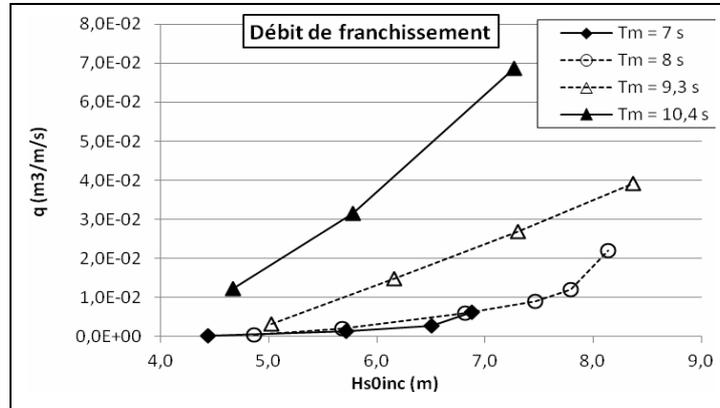


Figure 13 : Débits de franchissement pour la digue et le niveau d'eau de référence.

2.1.3 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 :

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

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 utilisée pour dimensionner la digue de référence.

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 vue de la stabilité de la carapace pour les différentes configurations nous avons choisi cette définition du taux de dommage. La Figure 14 présente les évolutions du taux de dommage en fonction de la hauteur des vagues au large pour les quatre périodes testées.

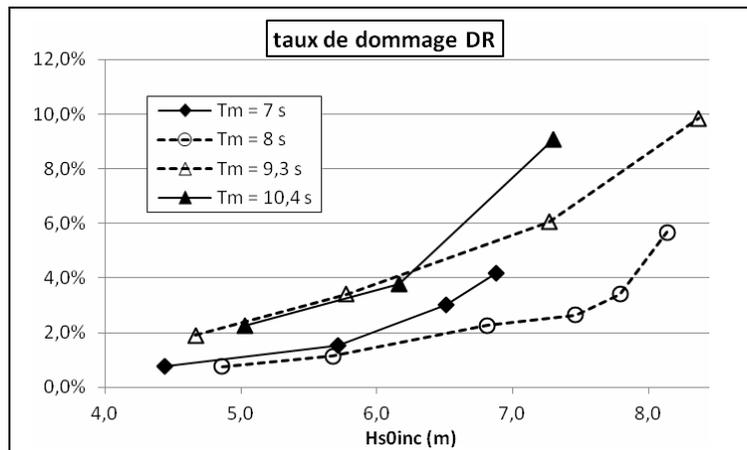


Figure 14 : Taux de dommage de la carapace pour la digue et niveau moyen de référence.

2.1.4 Effets d'une surélévation du niveau moyen de 0,5 m sur les franchissements et le taux d'endommagement

Des essais ont été réalisés pour mesurer les effets d'une élévation du niveau moyen de 0,5 m 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. Les débits de franchissement sont fortement accrus pour cette surélévation de 0,5 m du niveau moyen. L'élévation du niveau moyen a des conséquences importantes également sur la stabilité de la carapace. Les résultats Figure 15 montrent bien la nécessité de renforcer le type d'ouvrage étudié ici dans l'éventualité d'une remontée du moyen des mers et océans.

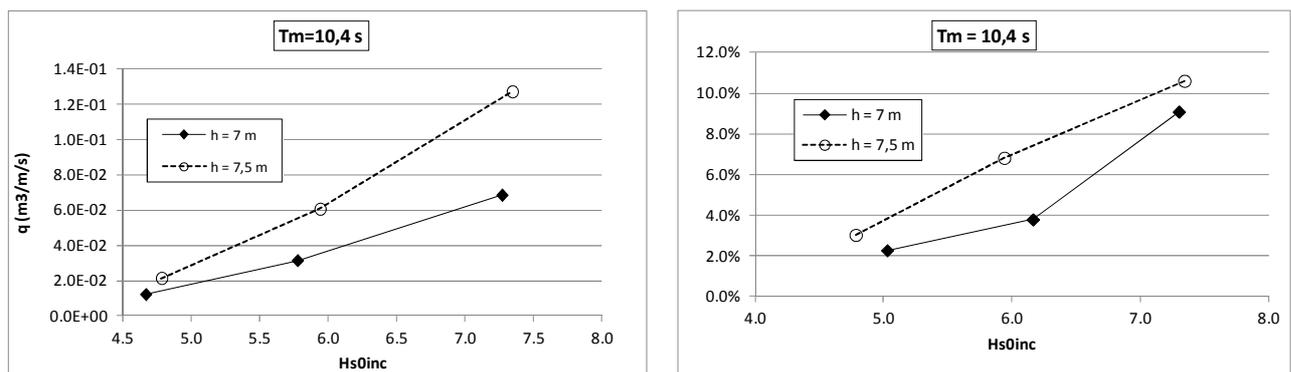


Figure 15 : Evolution des franchissements et du taux d'endommagement pour une élévation du niveau moyen de 0,5 m.

2.1.5 Les solutions de renforcement

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 cherchons 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 [$Hs_{0inc} = 4$ m ; $Hs_{0inc} = 8$ m] en présence d'une surélévation du niveau moyen.

2.1.6 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.

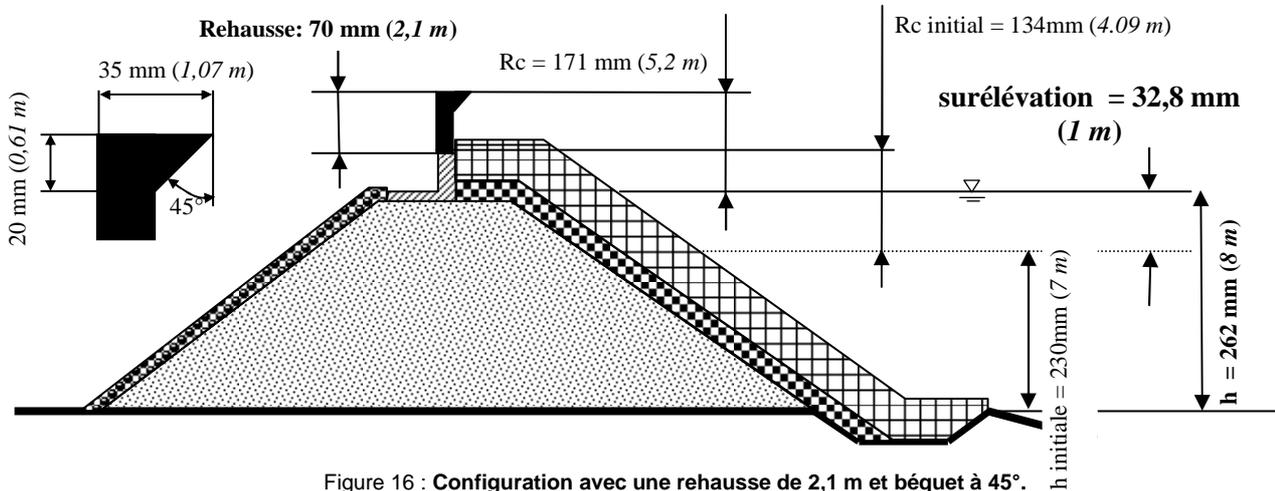


Figure 16 : Configuration avec une rehausse de 2,1 m et béquet à 45°.

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.

2.1.7 Renforcement par digue détachée submergée

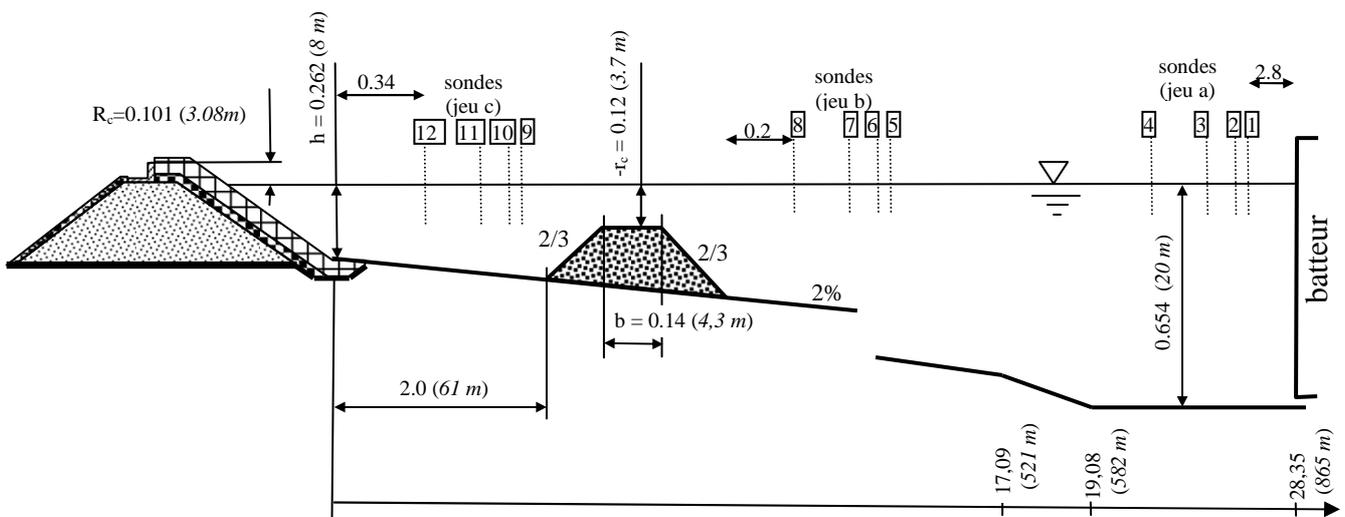


Figure 17 : Disposition dans le canal pour la digue détachée.

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.



La Figure 17 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.

Résultats pour une digue détachée en enrochements seuls

La hauteur de la digue détachée réduit assez peu la transmission de la houle donc les débits de franchissement. Ceux-ci restent très supérieurs à ceux de la configuration de référence ($h = 7 \text{ m}$ et digue principale seule). 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.

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.

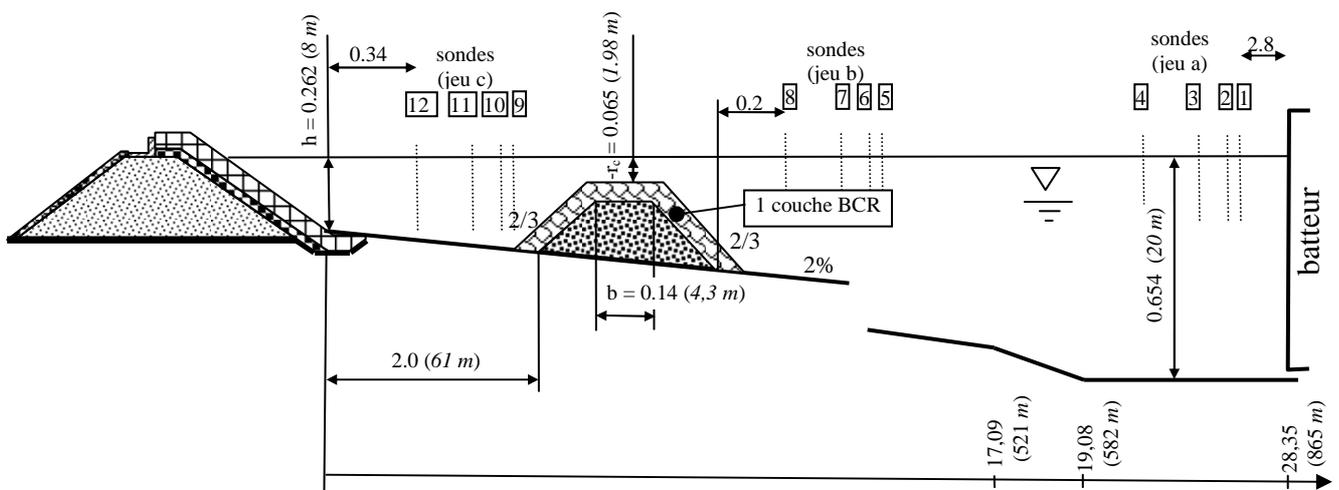


Figure 18 : Configuration avec une digue détachée renforcée par des BCR.

Néanmoins, la présence de la digue détachée ne permet pas de retrouver les conditions initiales de franchissement. 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. 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.

2.1.8 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 19.

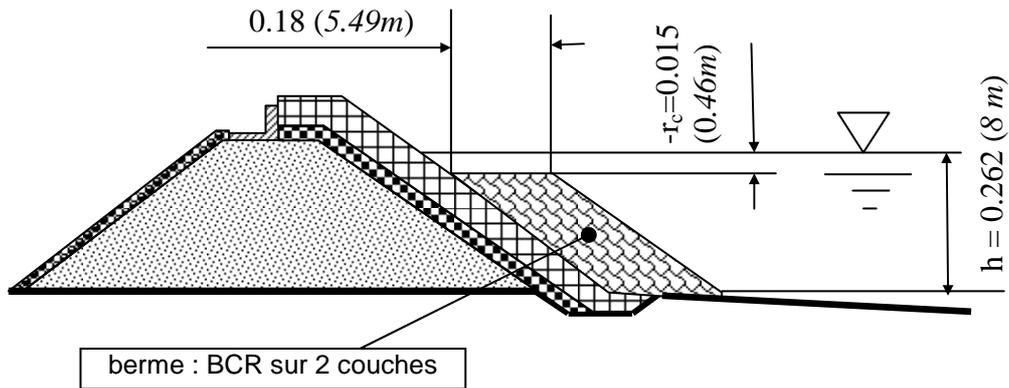


Figure 19 : Profil de la digue principale avec une berme de BCR sur 2 couches.

Ce 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. Ce comportement peut s'expliquer par la perméabilité accrue et une dissipation plus importante.



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

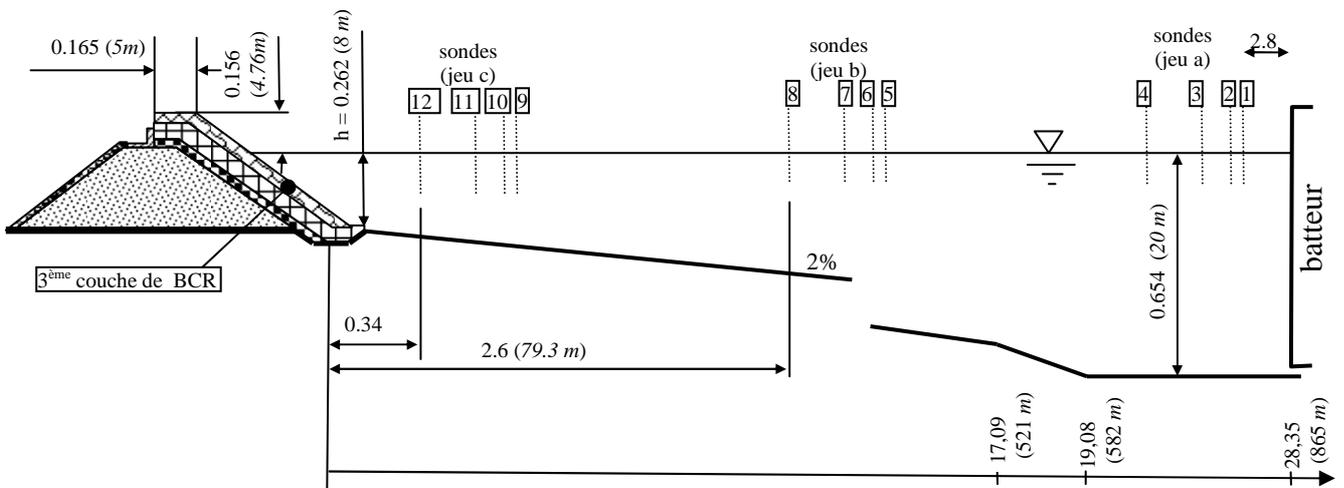


Figure 20 : Disposition dans le canal de la digue renforcée par une troisième couche de BCR.

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 20. 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.

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

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 21 précise la section de la digue ainsi réalisée.

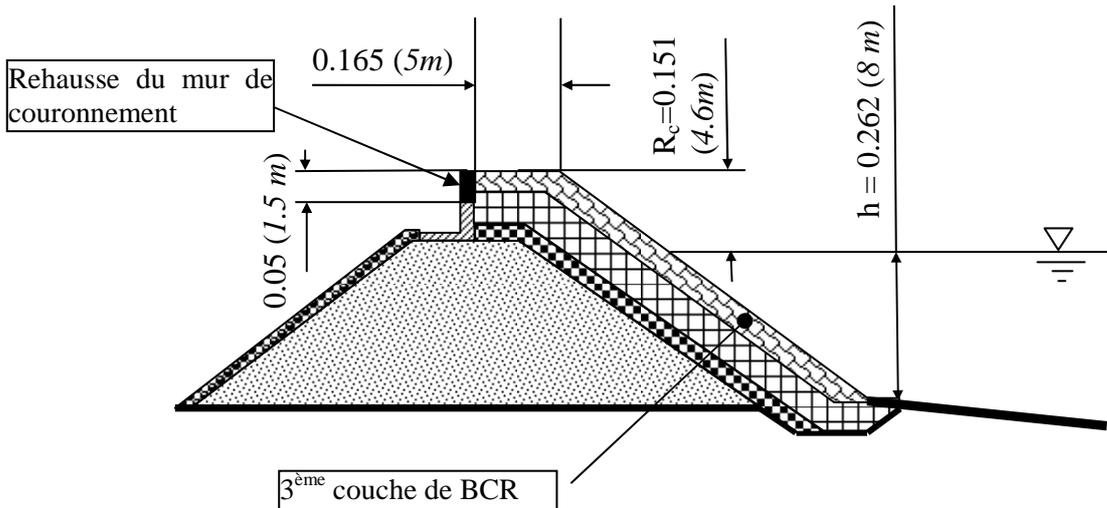
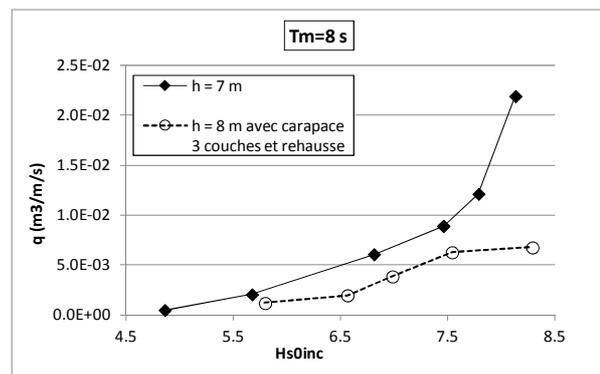
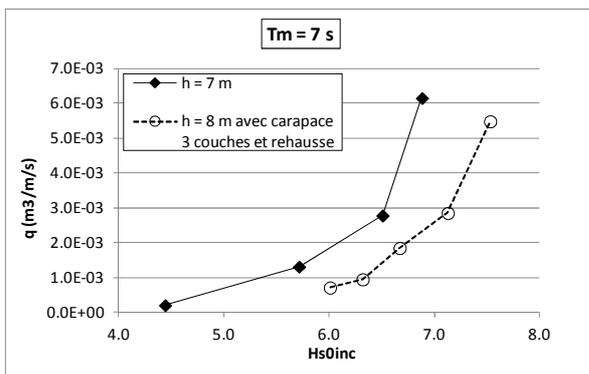


Figure 21 : Section de la digue avec carapace de 3 couches de BCR et rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.

Les résultats pour le franchissement sont présentés sur la Figure 22. 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.



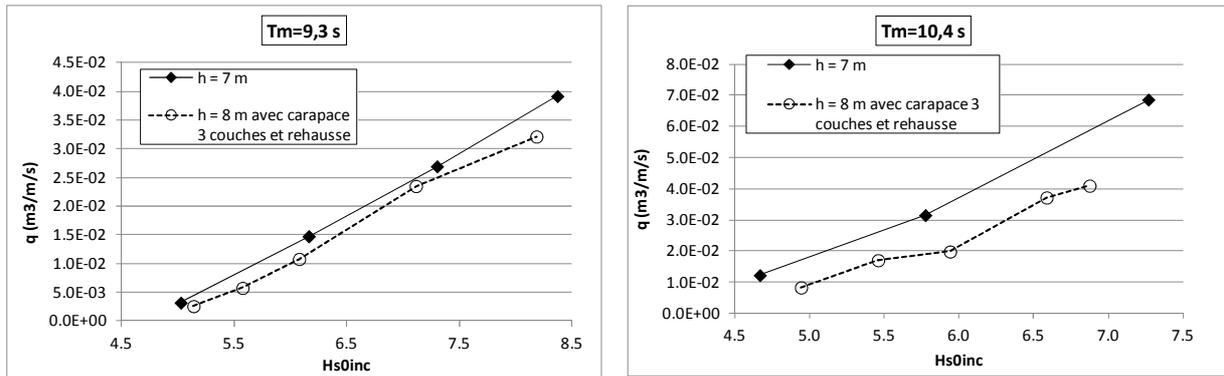


Figure 22 : Débit de franchissement pour une carapace BCR à 3 couches et rehausse du mur de couronnement de 1,5 m.

Du point de vue de la réflexion de l'ouvrage nous obtenons des coefficients légèrement supérieurs à ceux correspondants à la solution de renforcement de la carapace par la troisième couche seule. Cependant la réflexion reste inférieure à celle observée pour la digue de référence (carapace à deux couches) et le niveau moyen normal ($h = 7$ m). Ces résultats confirment que la carapace avec trois couches de BCR accroît la perméabilité et la dissipation par rapport à la carapace initiale à deux couches. Le rehaussement du mur permet de réduire nettement les débits de franchissement en augmentant peu le coefficient de réflexion. Avec la géométrie testée le mur n'émerge pas au-dessus de la berme supérieure de la digue ; il est protégé par les blocs de la troisième couche. Cette solution doit permettre de réduire assez fortement les efforts sur le mur de couronnement.

La Figure 23 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.

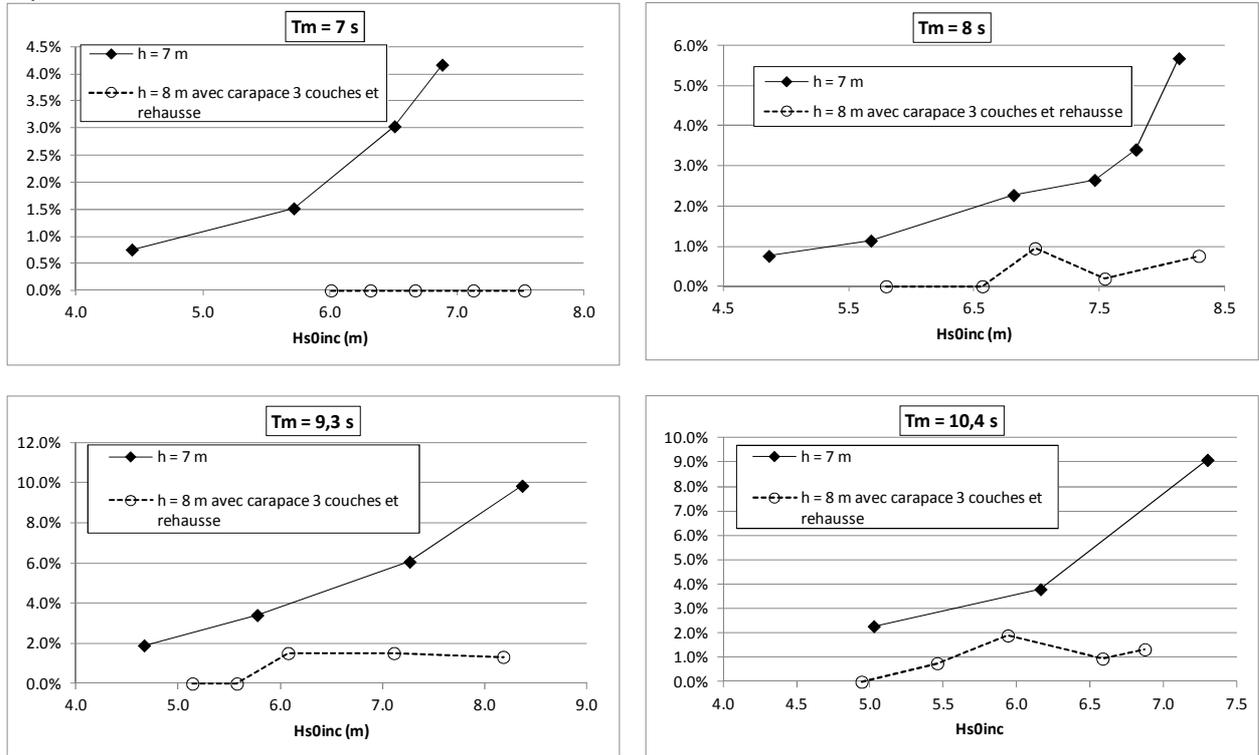


Figure 23 : Taux de dommage de la carapace.

2.1.11 Conclusion 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 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.

2.2 Etude B – Solutions de renforcement d'un perré maçonné imperméable

2.2.1 Le modèle réduit

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 et hauteur d'eau maximale 0.6 m devant le batteur. Ce canal (cf. Figure 24) 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. 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. 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, 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 : $T_m = 12$ s, $H_s = 6$ m au large et $d = 3$ m en pied d'ouvrage. Un bac de franchissement de dimensions $L \times l \times h = 1 \times 0.6 \times 0.42$ m³ (capacité voisine de 250 l) est implanté après la crête de l'ouvrage, à une distance de 0,1 m.

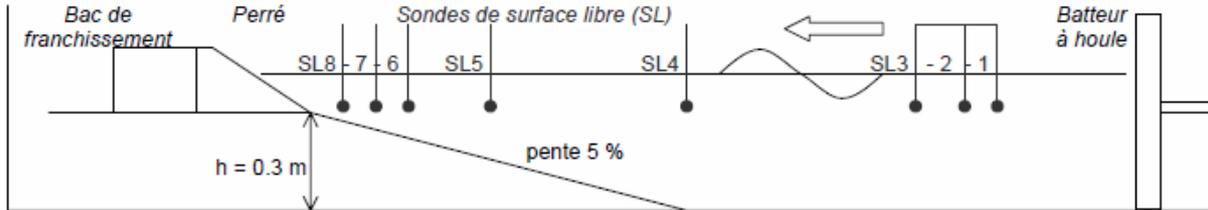


Figure 24 : Vue longitudinale de l'installation d'essais dans le canal 12 (Attention : cette figure n'est pas à l'échelle).

2.2.2 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 25).



Figure 25 : 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 26).

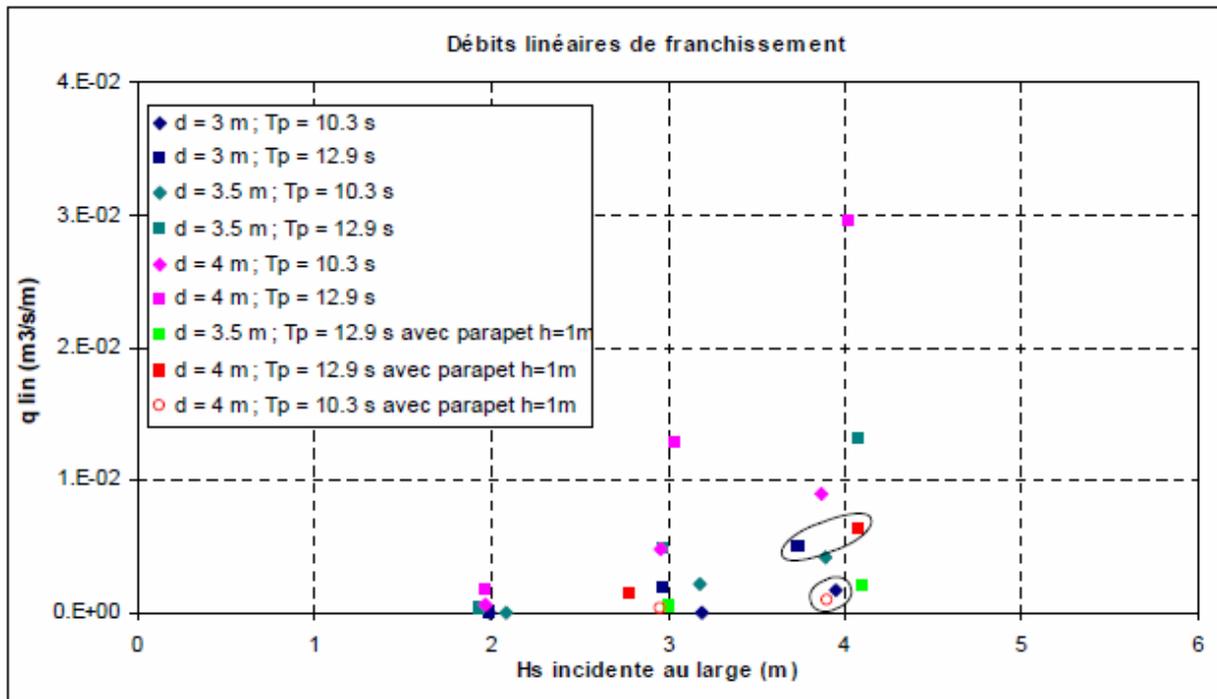


Figure 26 : Débit de franchissement mesuré en configuration initiale et après mise en place du parapet de hauteur 1 m.

2.2.3 Renforcement avec mise en place d'enrochements

Le second type de renforcement examiné concerne la mise en place d'enrochements sur la pente du perré (Figure 27). Nous avons choisi des enrochements de calibre 4-6 T (sur le modèle, les enrochements sont de calibre 120-190 g). Un essai de « tassement » (ou plutôt de « positionnement ») a été réalisé avant le démarrage des essais.



Figure 27 : Perré après mise en place d'une (à gauche) ou deux (à droite) couches d'engrèvements de calibre 4-6 T.

Les engrèvements 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.

Les engrèvements 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 lui aussi rapidement abandonné, bien que les quelques essais réalisés aient aussi mis en évidence une diminution très importante des débits linéaires de franchissement.

2.2.4 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 28).

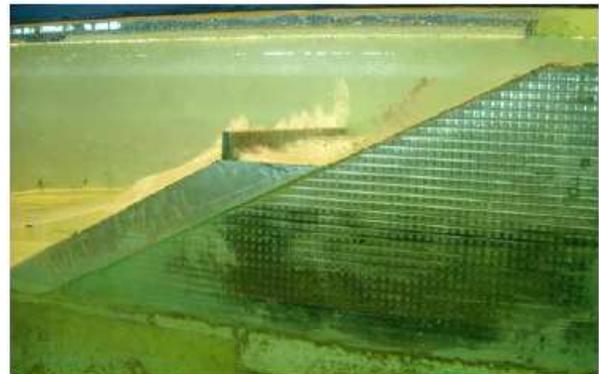


Figure 28 : Photographies du perré après mise en place du bassin de déversement.

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.

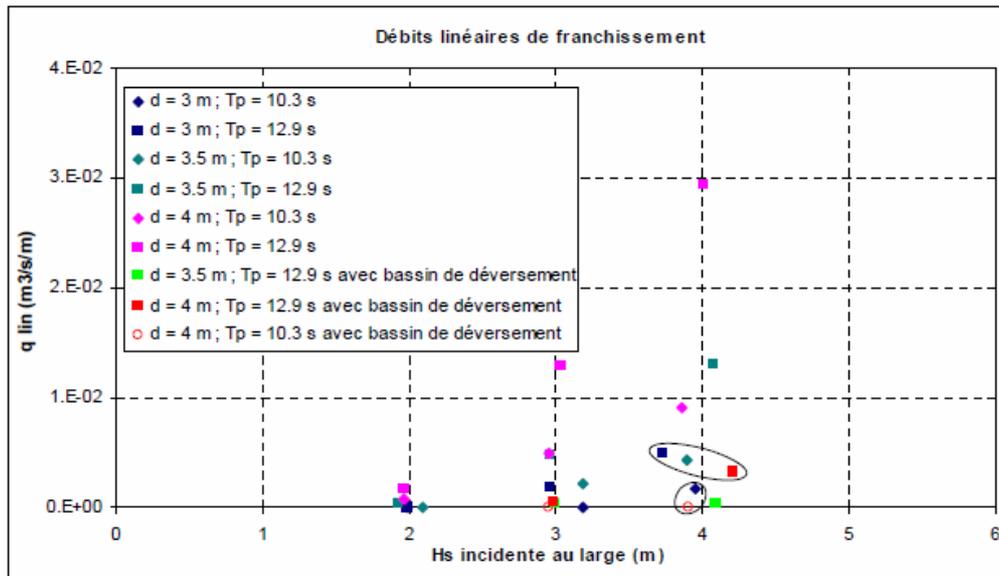


Figure 29 : Débit de franchissement mesuré en configuration initiale et après mise en place du bassin de déversement.

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.

2.2.5 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'encochements 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 encochements 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).

2.3 Etude C - Solutions de renforcement d'une protection de haut de plage en encochements avec noyau perméable

2.3.1 Le modèle réduit

Les installations expérimentales sont identiques à celles de l'étude B. 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 encochements 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 $10^{-3} m^3/s/m$ 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 30 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 sur la Figure 31.

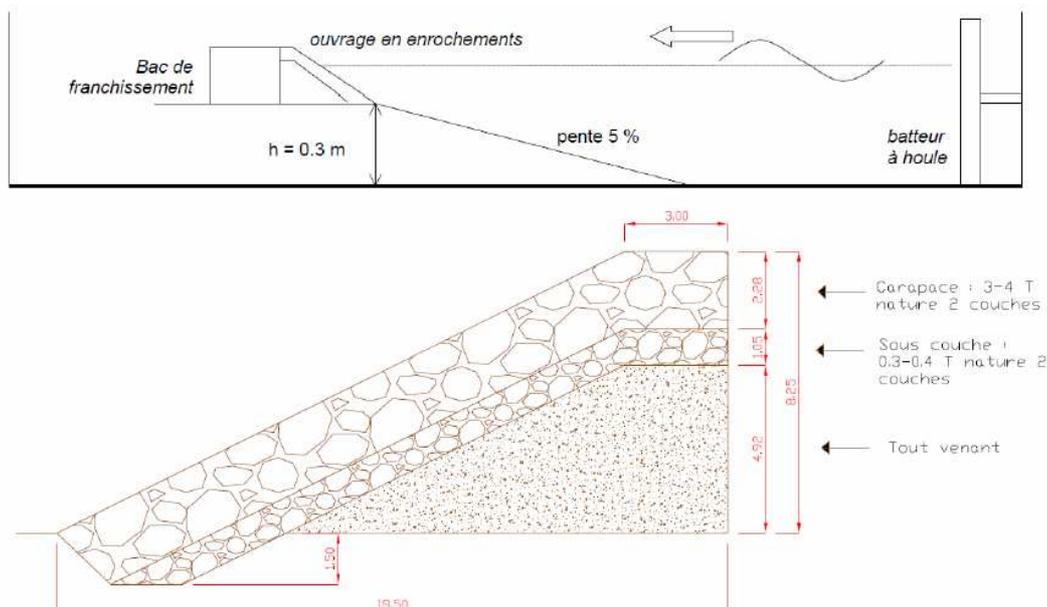


Figure 30 : Vue longitudinale de l'installation d'essais (pas à l'échelle) et schéma détaillé de l'ouvrage original (en bas).



Figure 31 : Photographies du Canal 12 et du modèle réduit sans renforcement.

2.3.2 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.

2.3.3 Performances de l'ouvrage en termes de franchissement

En termes de franchissement, l'ouvrage sans renforcement présente les performances suivantes :

- 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 $4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/m}$, 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 $1.10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/m}$, 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 ;
- 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 $3,7 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s/m}$. En termes 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.

2.3.4 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 5 : 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 5: 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.

2.3.5 Les solutions de renforcement

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).

2.3.6 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 32).

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

2.3.7 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 ($d=4$ m ; $T_p=12.9$ s ; $H_{m0}=4$ m)		Stabilité ($d=4$ m ; $T_p=12.9$ s ; $H_{m0}=2, 3, 4$ m)	
	Débit linéaire (m ³ /s/m)	Probabilité de franchissement	N. blocs déplacés	Pourcentage de dommage
Blocs 3ème couche : 3-4 t Hauteur parapet : 1.0 m	11.10 ⁻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 6 : Franchissements et stabilité avec 3^{ème} couche et parapet dans les conditions de houle les plus pénalisantes.

Le Tableau 6 et la Figure 33 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 donnés 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.

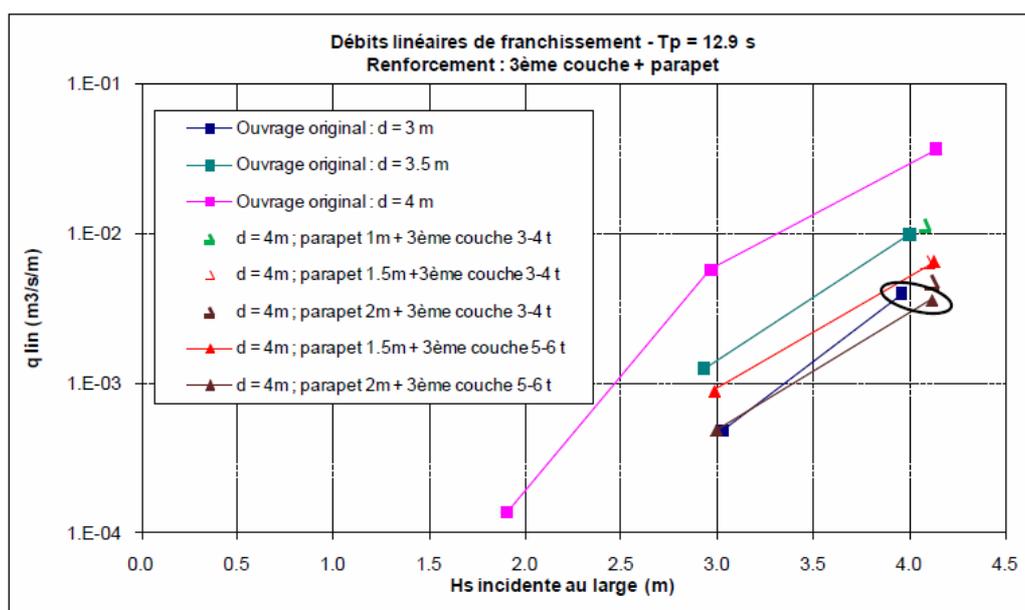


Figure 33 : Débit de franchissement mesuré avant et après mise en place 3^{ème} couche et parapet avant et après ENM.

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 34). Les parties en vert dans le schéma représentent les modifications apportées à l'ouvrage original. 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, le débit de franchissement maximal 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 34 : Schéma et photos de l'ouvrage renforcé avec une 3^{ème} couche de blocs de 5-6 t et parapet de 2 m.

2.3.8 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 35). 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, 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 35 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. 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.

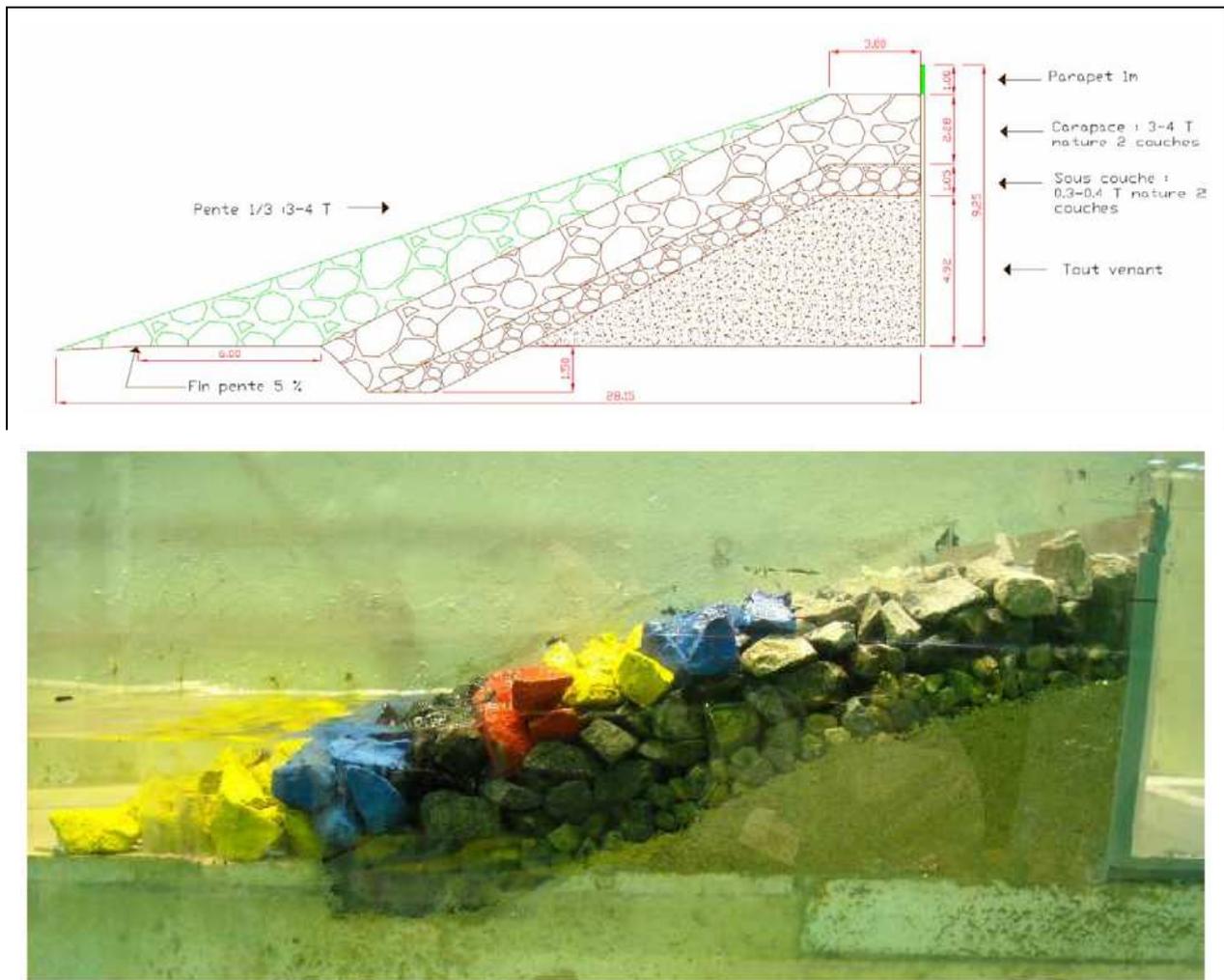


Figure 35 : Schéma et photo de l'ouvrage avec un changement de pente (1:3 au lieu de 1:2) et un parapet de 1 m.

2.3.9 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 36) est mis en place, comme dans le cas de l'ouvrage renforcé avec modification de la pente. 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.

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%.

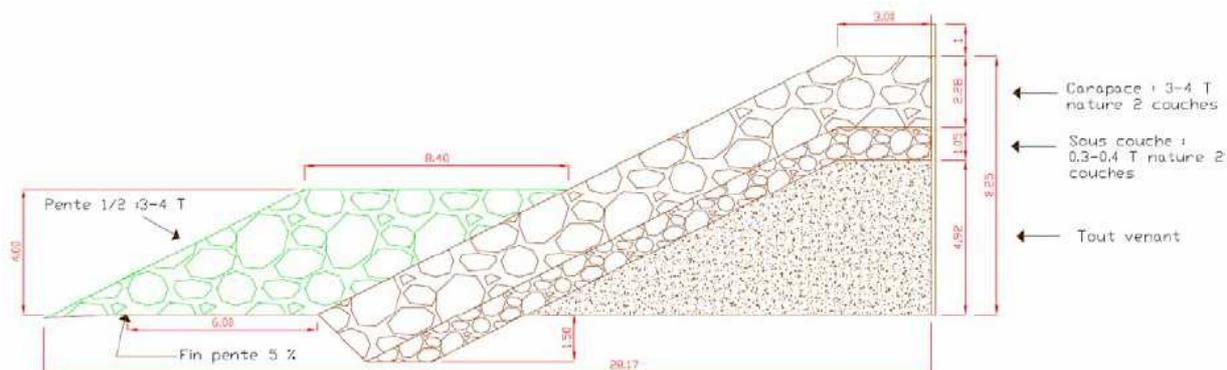


Figure 36 : Schéma et photo de l'ouvrage renforcé avec berme et parapet de 1 m.

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 37 et sont comparés avec les valeurs relatives à l'ouvrage original et à l'ouvrage renforcé avec un changement de pente.

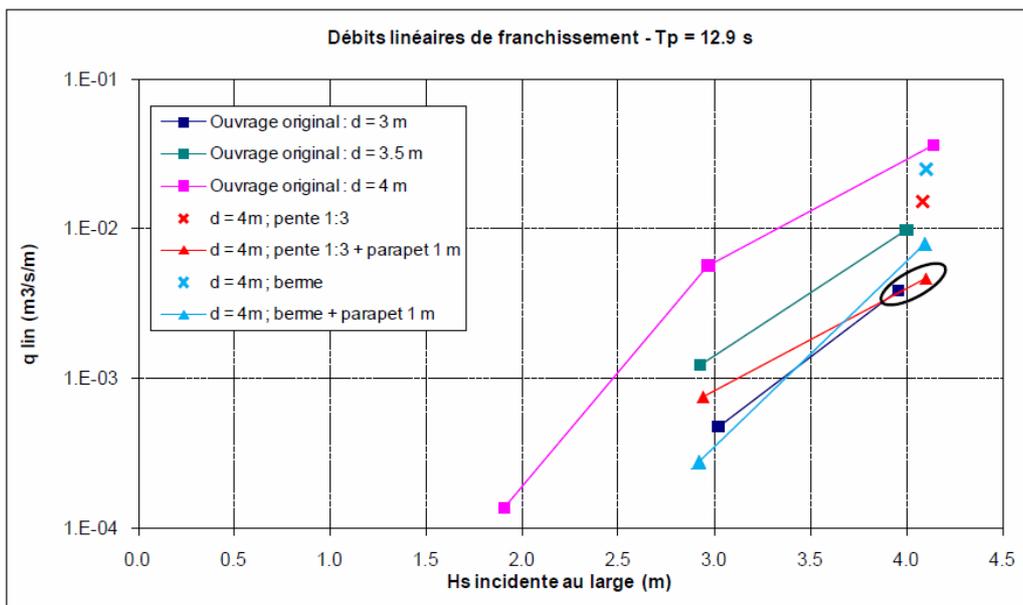


Figure 37. Débit de franchissement mesuré sur l'ouvrage renforcé avec changement de pente et berme avant et après ENM.

2.3.10 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.

2.4 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.

2.4.1 Définir la durée de service de l'ouvrage

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

2.4.2 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.

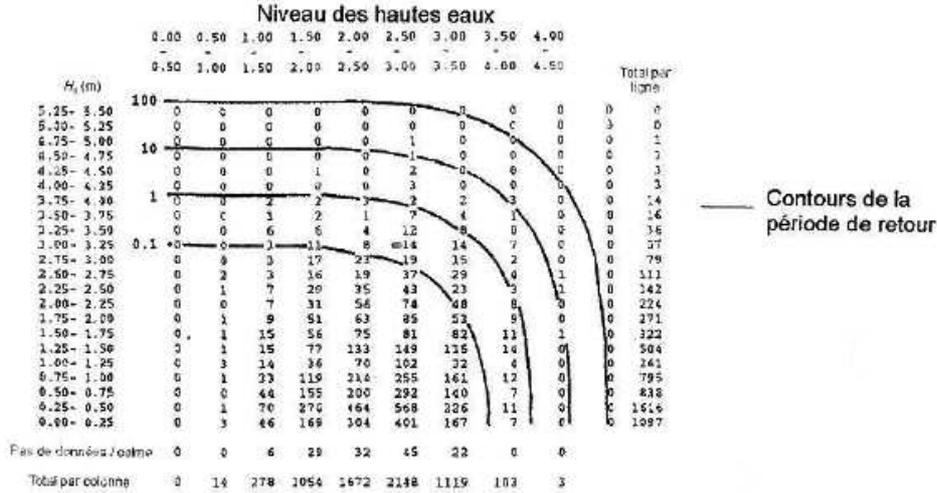
2.4.3 Définir les statistiques conjointes futures de houle au large et de niveau des hautes eaux

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 38 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 (soit une année). 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 38 : 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.

2.4.4 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) :

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

2.4.5 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

2.4.6 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.

2.4.7 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 ou Béquet

2.4.8 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 sections de la première couche, de la seconde couche et du noyau tandis que $I_{Couche1}$, $I_{Couche2}$, I_{Noyau} sont les coûts volumiques respectifs.

2.4.9 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 le 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 7 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 7 : Seuils de dommages pour les réparations et les coûts associés.

2.4.10 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 golfploop 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 reservoir 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 golfploop 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 8 : Tableau de synthèse des alternatives.

CHAPITRE 3 : SELECTION DE LA STRATEGIE DE DEFENSE

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.

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

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 auxquels elles s'appliquent, de mettre en place des fonctions d'endommagement adaptées aux enjeux. Elle propose deux options : l'évaluation des dommages causés au patrimoine actuel ou bien celle des dommages futurs potentiels. Les dommages futurs sont considérés comme étant ceux qui seraient portés aux enjeux si aucune intervention n'est effectuée pour diminuer les risques de submersion.

3.1 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 ERP1 (SDIS 76) : établissement d'enseignement, garderies, restaurants, hôpitaux, ...

¹ ERP : établissements recevant du public

3.2 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**). 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.



Figure 39 : Cartographie des bâtiments submergés par franchissement à Malraux (+1,5 m).

3.3 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 (Eb= endommagement brut) et l'endommagement ramené à la valeur d'un niveau d'habitation (Ee= endommagement à l'étage ou au sol).

Toutefois, comme l'endommagement Eb 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, est de ramener tous les cas à l'endommagement à l'étage (Ee), 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 : $Ee = 5,68 H + 16,45$ (%)

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.

3.4 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:

$$CE = Ee * Se * Cs$$

CE = coût du dommage pour un bâtiment

Ee = 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

3.5 Données 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.

3.6 Stratégies et scénarios

Les scénarios finaux proposés pour une 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 à l'ouvrage + coût des dommages aux biens) ;
- le renforcement de l'ouvrage (coût du renforcement + coût des dommages à l'ouvrage + coût des dommages aux biens) ;
- le redimensionnement de l'ouvrage (coût de la reconstruction + coût des dommages à l'ouvrage + coût des dommages aux biens) ;
- le repli stratégique (coût du repli + coût de dommages aux biens).

La quatrième 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.

3.7 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 », considérer tous les scénarios à partir de la millénale et pondérer leur coût selon leur probabilité ramenée sur un an (la millénale / 1000, la 500 ans / 1000, la 333 ans / 1000, etc.), puis 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 redimensionnement, le repli partiel ou total (on divise le coût total par 100 pour se ramener à un coût annualisé).

3.8 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 ;
- ...

Une approche multicritère est ainsi parfois nécessaire.

CHAPITRE 4 : APPLICATION A LA VILLE DU HAVRE

4.1 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. rapport CODAH : 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 aux 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 aux effets de l'élévation du niveau moyen de la mer.

4.2 Sites de l'agglomération du Havre

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. **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). 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.

4.2.1 Zones soumises au débordement

Les quartiers Centre et Saint-François (cf. Figure 40) 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.

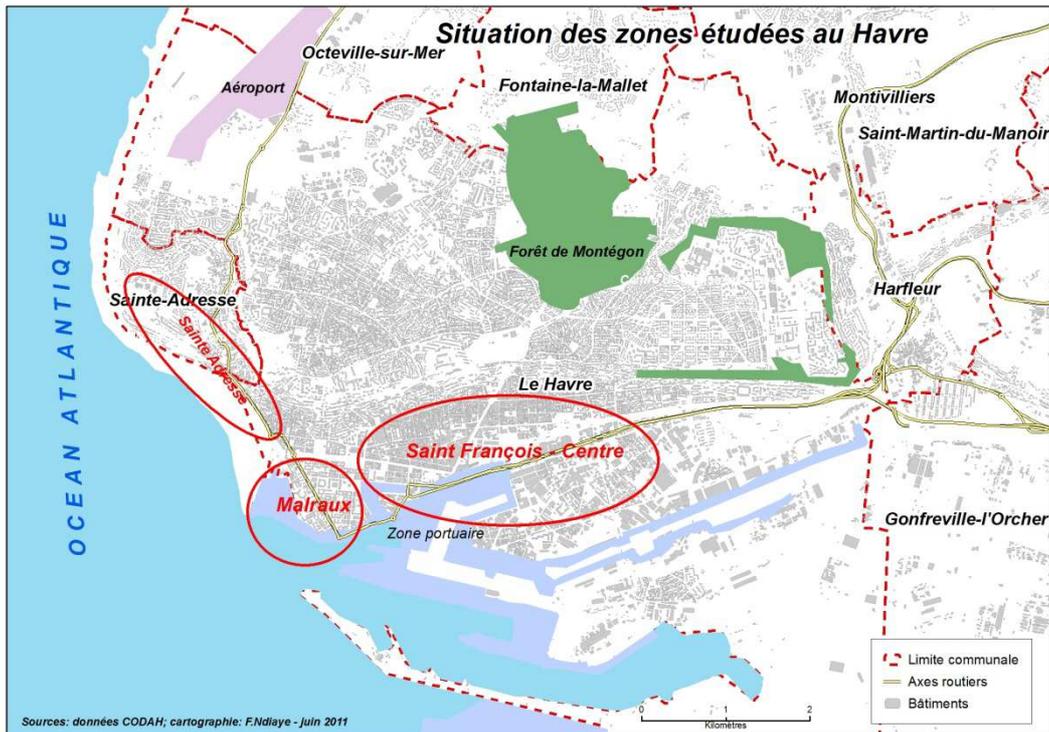


Figure 40 : Les sites de l'agglomération du Havre.

4.2.2 Zones soumises au franchissement et à la 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 1 500 mètres (cf. Figure 41) et d'un ouvrage en galet au sud du port de plaisance sur plus de 800 mètres. Le quartier Malraux est le 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 41 : Le parapet de la plage de Sainte – Adresse.

4.3 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). Ainsi, selon cette étude, l'aléa centennal au Havre se situe à 9,30 mètres CMH. 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 9), 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).

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

Tableau 9 : Hypothèse d'évolutions globales en cm (Observatoire national sur les effets du réchauffement climatique).

4.4 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) 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 350 000 à 600 000 points. Ainsi pour exploiter ce MNT, il a fallu réaliser un travail de prétraitement assez conséquent vu la taille importante du fichier initial.

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

Dans cette section, nous présentons uniquement les résultats des sites de Sainte-Adresse et Malraux qui sont les deux sites soumis à la houle.

4.5.1 Calcul des débits franchissants à une cote donnée

Les débits franchissants et leur période de retour sont calculés à partir de la méthode exposée au chapitre 1. 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 2 m). 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

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

un coût annualisé amorti sur cette période. Le tableau suivant (cf. Tableau 10) 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 m3/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 10 : Débits franchissants au profil n°4 (Sainte Adresse) selon différents scénarios (unité : m³/s/ml) et ENM.

Les premiers calculs en volume cumulé 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 10) 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 prévoient déjà les travaux de (Rahmstorf 2007 et 2009) et c'est la valeur de référence que nous avons retenue 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 11) 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 11 : Débits franchissant au point du profil A (Sainte Adresse) selon différents scénarios (unité : m³/s/ml).

4.5.2 Calcul des volumes franchissant totaux

A partir de ces débits ponctuels (qui ne sont pas très parlants 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 12 et Tableau 13). Pour cela, le débit moyen est d'abord calculé (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 12 : Volumes d'eau franchissants (en m³) sur Sainte-Adresse selon les 3 périodes de retour et 2 niveaux d'ENM.

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 13 : Volumes d'eau franchissant (en m³) sur Malraux selon les 3 périodes de retour et 4 niveaux d'ENM.

4.5.3 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. 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. L'inondation par franchissement sur Malraux est plus étendue et plus conséquente du fait de sa topographie beaucoup moins élevée que celle de la zone de Sainte Adresse.

4.6 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. 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 1, 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/m³), g l'accélération de la pesanteur (m²/s), H la houle significative à l'ouvrage (m), Δ la densité relative déjàugée 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 millénaires, centennaires, etc. sont ainsi déterminés.

Profil Malraux	i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	25	50
Kd (-)	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	6	5	5
	2	7	7	7	7	7	7	7	7	7	6	6	6

Tableau 14 : Valeurs du coefficient de stabilité K_d selon les toutes les périodes de retour étudiées et 4 niveaux d'ENM.

4.7 Données pour la valeur des biens immobiliers

Pour l'évaluation des dommages aux biens, il est nécessaire de connaître la valeur des biens immobiliers sur l'agglomération du Havre.

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 42) ;
- 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.

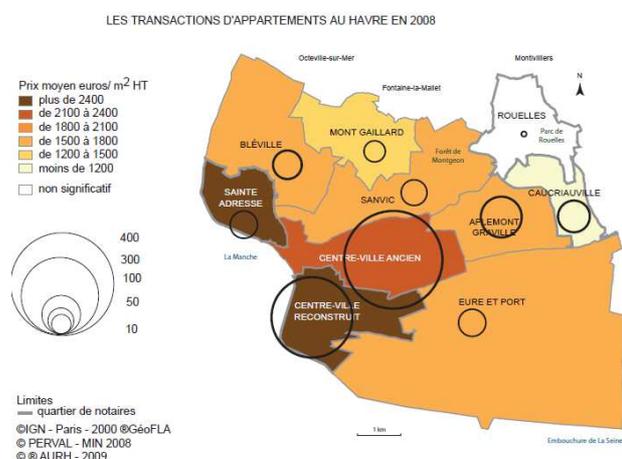


Figure 42 : Coût moyen du m² du résidentiel (AURH, 2009).

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.

4.8 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 1 000 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 disposons 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 redimensionnement des ouvrages de protection est une variante du renforcement. Il s'agit d'une reconstruction complète de l'ouvrage avec un dimensionnement actualisé face aux nouvelles conditions climatiques.
- d. 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 réalisée dans le cadre de ce projet.

Les stratégies d'adaptation seront testées sur le site de Malraux uniquement. C'est le seul site en effet comportant un ouvrage en enrochements pour lequel les dommages à l'ouvrage peuvent être aisément évalués.

4.9 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 de rehaussement de la protection de 50 cm d'une part et de repli total d'autre part. Le coût du rehaussement pour un linéaire de 800 m donne un coût global d'environ 1 M d'euros mais il s'agit de protections en enrochements dont le rehaussement serait sans doute complexe et nous prendrons comme ordre de grandeur 1,5 M. L'ensemble des coûts est récapitulé dans le Tableau 15.

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 15 : Coûts des dommages (en M€) pour trois périodes de retour et cinq stratégies sur Malraux (ENM +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 (1 m) 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.

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

4.10.1 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 16 : Correspondance des valeurs de Kd avec le niveau de dommage et le pourcentage de blocs déplacés.

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	Dommage 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 17 : Correspondance entre le niveau de dommage, pourcentage de blocs déplacés et 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 18 : 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 7 500 € TTC/ml.

4.10.2 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 19 : Niveau de dommage en fonction de la période de retour.

4.10.3 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 (stratégie du redimensionnement).

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 20 : Comparaison des coûts de trois stratégies pour une ENM de 2 m.

Pour une **augmentation du niveau de la mer de 1,50 m**, 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'enrochements 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 21.

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	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 21 : Comparaison des coûts de trois stratégies pour une ENM de 1,5 m.

Pour une augmentation du niveau de la mer de 1 m, 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 22 : Comparaison des coûts de deux stratégies pour une ENM de 1 m.

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 1 m, 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 2 000 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. La stratégie du repli n'est à envisager quant à elle que très localement.

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 chiffres des renforcements, confortements et nouvel ouvrage sont des estimations.

CHAPITRE 5 : CONCLUSIONS, LIMITES DE L'ETUDE ET PERSPECTIVES

5.1 Conclusions

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.

Ce travail a permis dans le même temps d'évaluer sur un cas réel les difficultés de traitement des différentes tâches. Nous allons maintenant 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.

5.2 Limites

5.2.1 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.

5.2.2 Prise en compte des dommages indirects et systémiques

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.

5.2.3 Meilleure prise en compte du facteur temps dans l'évaluation économique et des stratégies d'aménagement

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.

5.2.4 Optimisation du retrait partiel

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.

5.2.5 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.

5.2.6 Poids des événements rares dans le calcul des dommages

Dans le calcul des dommages, les événements rares compte tenu des dommages associés peuvent avoir un poids non négligeables. Il est nécessaire d'examiner au cas par cas jusqu'à quelle période de retour ces événements doivent être pris en compte. Dans le cadre de cette étude, il s'avère que les événements au-delà de l'évènement millénal (avant changement climatique) n'avaient vraisemblablement pas un poids complètement négligeable.

5.3 Perspectives

5.3.1 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.

5.3.2 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.

5.3.3 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.

5.3.4 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 6 : REFERENCES

- 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.
- 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 science, Université du Québec- INRS-ETE, 71p.
- Casparid** 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'Il : estimation économique du coût des inondations, Mémoire de fin d'études, ENGEES, 102p.
- 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.
- 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.
- Deglaire**, 2010. Le Havre - Etude sur le risque de submersion marine. Université Paris 1 Panthéon-Sorbonne / DIRM – CODAH, 123 p
- Frens A.B.**, 2007. The impact of placement method on Antifer-block stability. Master of Science thesis, Delft University of Technology.
- Givone**, 2005. Détermination des risques d'inondation : effets de l'aménagement de l'espace. Comptes Rendus Geosciences , 337 (1-2), 229-241
- 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.
- 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.
- Izumiya**, T. Horikawa, K., 1984. *Wave energy equation applicable in and outside the surf zone*. Coastal Engineering, Japan, 27, 119137.
- Lalaut Y.**, 1992, *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.
- Lebreton P.** et Trmal C., 2009, *Evaluation de l'impact du changement climatique sur le dimensionnement des digues à talus - La houille blanche 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.** 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.
- Perherin C.** et Roche A., 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
- SWAN team**, 2009, *SWAN Cycle III version 40.72 AB – scientific and technical documentation*. Rapport technique, Delft University of Technology, 107 p.
- Simon**, 2008. Les niveaux marins extrêmes le long des cotes de France et leur évolution. SHOM/CETMEF
- 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
- Torterotot**, 1993. Le coût des dommages dus aux inondations. Estimation et analyse des incertitudes. Thèse de doctorat, ENPC, volume 1, 304p.
- USACE**, 1996. Risk-based analysis for flood damage reduction studies. Departement of the army, manuel N°1110-2-1619, 60p.
- Van der Meer**, J.W., 1988, *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. Thèse de l'Université de 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.
- Wei**, G., Kirby, J.T., Grilli, S.T., Subramanya, R., 1995, *A fully nonlinear Boussinesq model for surfaces waves. Part 1. Highly nonlinear unsteady waves*. Journal of Fluid Mechanics, 294, 7192.
- 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