HAL
open science

Analyse de la performance hydraulique d'un nouveau type de bloc artificiel utilise pour la protection côtière

Iman Safari

To cite this version:

Iman Safari. Analyse de la performance hydraulique d'un nouveau type de bloc artificiel utilise pour la protection côtière. Interfaces continentales, environnement. Université de Caen, 2011. Français. NNT : . tel-00705242

HAL Id: tel-00705242

https://theses.hal.science/tel-00705242v1

Submitted on 7 Jun 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITE DE CAEN BASSE-NORMANDIE

U.F.R. des SCIENCES

ECOLE DOCTORALE "Structure, Information, Matière et Matériaux"

THESE

Présentée par

M. Iman SAFARI

le 21 Décembre 2011

en vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE CAEN

Spécialité : Mécanique des Milieux Fluides

(Arrêté du 7 août 2006)

Analyse de la performance hydraulique d'un nouveau type de bloc artificiel utilisé pour la protection côtière

JURY :

M. J.K. Vrijling	Professeur, Université de Delft, Pays-Bas	(Rapporteur)
M. P. Sergent	Ingénieur, HDR, CETMEF, Compiègne	(Rapporteur)
M. S. Dupray	Ingénieur, CETMEF, Compiègne	(Examinateur)
M. J. Brossard	Professeur, Université du Havre	(Examinateur)
M. D. Levacher	Professeur, Université de Caen	(Examinateur)
M. F. Ropert	Ingénieur, Reportex, Compiègne	(Examinateur)
M. A. Ezersky	Professeur, Université de Caen	(Directeur de thèse)
M. D. Mouazé	Maître de conférences, Université de Caen	(Co-directeur de thèse)

Human beings are members of a whole,
In creation of one essence and soul.
If one member is afflicted with pain,
Other members uneasy will remain.
If you have no sympathy for human pain,
The name of human you cannot retain.

Saadi (1184-1283)

Les enfants d'Adam font partie d'un corps,
Si une peine arrive à un membre du corps,
Les autres aussi, perdent leur aisance.
Si, pour la peine des autres, tu n'as pas de souffrance,
Tu ne meriteras pas d'être dans ce corps

Saadi (1184-1283)

Remerciements

A l'issue de la rédaction de ce travail de recherche, je suis convaincu que la thèse est loin d'être un travail solitaire. En effet, je n'aurais jamais pu réaliser ce travail doctoral sans le soutien d'un grand nombre de personnes dont la générosité, la bonne humeur et l'intérêt manifesté à l'égard de ma recherche m'ont permis de progresser dans cette phase délicate de "l'apprenti chercheur".

Mes plus vifs remerciements s'adressent en tout premier lieu aux deux instigateurs du projet dans lequel s'est inscrite cette thèse dans laquelle je me suis épanoui : M. Dominique Mouazé et M. François Ropert. Je pense avoir énormément appris à leur contact, j'ai sincèrement apprécié de travailler avec eux et je leurs suis reconnaissant pour le temps qu'ils m'ont consacré et pour toutes les opportunités qu'ils m'ont données pour la réussite et l'avancée du projet.

Je tiens à remercier mon directeur de recherche, M. Alexander Ezersky pour son aide et ses précieux conseils au cours de ces années.

Je suis également très reconnaissant à Monsieur Hans Vrijling, d'avoir accepté la fonction de rapporteur de ce mémoire malgré ses multiples occupations. De même, je suis particulièrement reconnaissant à Monsieur Philippe Sergent de l'intérêt qu'il a manifesté à l'égard de cette recherche en s'engageant à être rapporteur.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à M. Daniel Levacher, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse de doctorat, pour l'intérêt et le soutien chaleureux dont il a toujours fait preuve à mon égard. Ses nombreuses annotations ont permis d'améliorer grandement la qualité de ce manuscrit.

Je remercie particulièrement M. Sébastien Dupray et M. Jérôme Brossard qui ont accepté la tache difficile d'être (les) examinateurs de ce mémoire et aussi pour toutes leurs questions, remarques et suggestions. Leurs remarques et critiques m'ont été particulièrement utiles lors de la refonte de ce texte.

Je voudrais remercier à nouveau M. Dominique Mouazé et M. Francois Ropert de me donner la possibilité de poursuivre ces travaux de recherche dans le cadre d'études post-doctorales.

L'accomplissement de ce travail n'aurait pas été possible sans l'aide précieuse de l'ensemble des techniciens et ingénieurs du Labo notamment Messieurs Sylvain Haquin et Laurent Perez, qu'ils soient remerciés vivement pour leur efficacité et la qualité du travail accompli.

Je souhaite évidemment remercier les différentes personnes du Labo pour leur soutien

scientifique mais aussi et surtout pour avoir réussi à créer une superbe ambiance au sein et en dehors du labo. Un remerciement tout particulier est adressé à Massi pour ses aides pendant ces quatre années mais aussi pour sa bonne humeur.

Ma gratitude s'adresse aussi à ceux qui ont été tour à tour mes collègues de bureau, Benoit, Simon et cette dernière année Lucille qui a ajouté une touche féminine à ce bureau masculin et contribué à la bonne humeur du bureau.

Je remercie aussi tous les autres thésards que j'ai pu côtoyer et avec qui des discussions à la pause café m'ont permis d'élargir ma culture et d'essayer de combler ma curiosité : Sophie, Stella, Lucile, Yoann, Emilie, Guillaume. Je terminerais par les anciens thésards et post-doctorants que j'ai toujours plaisir à côtoyer : Pierre, Ernesto, Philippe...

Un remerciement spécial à Robinson qui m'a appris les bases de LATEX il y a quelques années de cela.

Ces remerciements seraient incomplets si je n'en adressais pas à l'ensemble des MEMBRES du Labo pour leur soutien logistique et moral ainsi que pour la très bonne ambiance que j'ai toujours trouvée au centre.

Ces remerciements ne seraient pas complet sans une pensée pour deux amis de longue date, Said et Christelle. Merci de m'avoir aidé, encouragé, et pour m'avoir changé les idées quand j'en avais besoin.

Mes plus profonds remerciements vont à mes parents. Tout au long de mon cursus, ils m'ont toujours soutenu, encouragé et aidé. Ils ont su me donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de ma plus affectueuse gratitude.

Enfin merci à toutes les personnes que je n'ai pas citées ici et qui se reconnaîtront dans ces quelques lignes.

Table des matières

Table des matières **5**

I Etude bibliographique **9**
I.1 La houle et ses déformations . . . 9
I.1.1 Différentes théories de houle régulière et spectrale . . . 9
I.1.2 Le déferlement . . . 14
I.2 Les ouvrages à la mer . . . 18
I.2.1 Les différents types de digues . . . 18
I.2.2 Digues à talus classique . . . 20
I.3 Phénomènes physiques et outils de dimensionnement . . . 26
I.3.1 Performance hydraulique . . . 27
I.4 Historique des enrochements naturels et des blocs artificiels utilisés dans les digues à talus . . . 46
I.4.1 Réponse structurelle aux actions hydrauliques . . . 54
I.4.2 La formule d'Iribarren . . . 55
I.4.3 La formule d'Hudson . . . 55
I.4.4 Les formules dites nordiques . . . 56
I.4.5 Autres formulations . . . 56
I.4.6 Recoupement des formulations . . . 57
I.5 Définition des dommages . . . 58
I.6 Synthèse . . . 61

II Dispositif expérimental, acquisition et traitement des données **63**
II.1 Dispositif expérimental . . . 63
II.1.1 Les installations expérimentales . . . 63
II.1.2 Instrumentation . . . 64
II.1.3 Dispositif de visualisations . . . 69
II.1.4 Dispositif de mesure du franchissement . . . 71
II.1.5 Mesure des vitesses . . . 72
II.1.6 La mesure des efforts . . . 77
II.2 Conclusion . . . 80

III Modélisation physique d'une digue en enrochements **81**
III.1 Effet d'échelle . . . 82
III.1.1 Conditions d'échelle de la digue à talus . . . 83
III.2 Paramètres . . . 85
III.2.1 Paramètres environnementaux . . . 87
III.2.2 Paramètres structuraux . . . 88
III.3 Procédure générale des expériences . . . 91
III.3.1 Construction du modèle . . . 91

III.3.2 Production des blocs 94
III.4 Caractéristique de la carapace 97
III.4.1 Géométrie du bloc 98
III.4.2 Techniques de pose 102
III.4.3 Calcul de la porosité suivant l'épaisseur de la carapace 106
III.5 Conclusion 109

IV Etude des paramètres hydrauliques et de stabilité de la carapace 111
IV.1 Première partie : analyse des résultats pour la forme originelle du bloc . . 111
IV.1.1 Stabilité de la carapace 112
IV.1.2 Paramètres hydrauliques 125
IV.1.3 Conclusions 132
IV.2 Deuxième partie : analyse des résultats pour la forme modifiée du bloc . . 138
IV.2.1 Houle irrégulière 139
IV.2.2 Cas de la houle régulière 160
IV.3 Conclusion 173

V Etude hydrodynamique d'un bloc isolé placé sur la carapace 177
V.1 Mesure de la vitesse d'écoulement proche de la carapace 178
V.1.1 Champs de vitesses 180
V.2 Mesure des efforts sur un bloc situé dans la zone critique 192
V.3 Conclusion 202

VI Conclusion et perpectives 205

Bibliographie 211

Table des figures 219

Liste des tableaux 225

A Mise à l'échelle du matériau du noyau 227
A.1 Mise à l'échelle du noyau 227
A.2 Résultats sur les effets d'échelle 229

B Perméabilité des matériaux de la digue 231
B.1 Introduction 231

C Champs de vitesses 237

D Paramètres des différents assemblages 257
D.1 Résultat expérimentaux 261
D.1.1 Réflexion 261
D.1.2 Run-up/Run-down 262
D.1.3 Franchissement 263
D.1.4 Critère de dommage 264

Introduction générale

Parmi l'ensemble des différentes parties composant une digue à talus maritime, la carapace représente l'élément clé de la stabilité de la structure. Elle se compose soit d'enrochements naturels soit de blocs artificiels en béton lorsque l'intensité de la houle requiert des poids d'éléments naturels que les carrières disponibles ne sont pas en mesure de fournir.

Le développement des blocs artificiels performants a fait l'objet de multiples travaux de la part de chercheurs du monde entier. Il s'agissait principalement de proposer des formes optimisées conduisant à une grande stabilité hydraulique autorisant par-là de faibles consommations de béton et donc des économies substantielles. C'est la raison pour laquelle, les blocs artificiels se comptent aujourd'hui par dizaines, même si, bon nombre d'entre eux n'ont donné lieu qu'à de rares applications en nature.

L'objectif principal de ces travaux de recherche est de mettre au point de nouveaux blocs artificiels de protection des digues à talus soumis à l'action des houles. Le travail contribuera à développer des méthodes d'optimisation des formes des blocs. Les enseignements recueillis à l'issue de la thèse doivent permettre de proposer des formes plus performantes que celles aujourd'hui disponibles sur le marché.

Notre travail se décompose en cinq chapitres. Le premier chapitre du mémoire de thèse a logiquement été consacré en priorité au travail bibliographique. Ce travail concerne une étude des phénomènes liés à l'interaction entre les digues à talus et la houle, surtout la partie extérieure de la digue (carapace), afin d'avoir une meilleure connaissance dans ce domaine.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons le dispositif expérimental relatif à nos essais réalisés en modèle réduit (canal à houle, $1/57^{éme}$), les moyens de mesures utilisés au cours de ces travaux de recherche comme les sondes de surface libre et la vélocimétrie Doppler Laser. Grâce aux moyens de mesures utilisés, différentes techniques de traitement de données sont présentées en fonction de la configuration.

Dans le chapitre 3, on présente tout d'abord les effets d'échelle et les artéfacts expérimentaux que l'on peut rencontrer en modélisation physique. Dans la seconde partie, nous présentons les conditions expérimentales et les différentes variables considérées dans la présente étude comme : la hauteur et la période de la houle, la profondeur d'eau, etc.

Ensuite, nous nous attachons à une description de la géométrie de la digue conçue pour ces travaux. En particulier, nous présentons les différentes parties structurelles telles que la carapace, les sous-couches etc., et aussi les méthodes de dimensionnement de chaque partie. La fin de ce chapitre est consacrée à la construction du modèle réduit et une procédure plus détaillée employée au cours de l'ensembles des travaux.

A la fin de ce chapitre, nous présenterons une définition de la porosité dans la carapace et de certains assemblages à l'aide d'un logiciel DAO. Ensuite, on exposera les méthodes de détermination d'un certain nombre de paramètres comme : la porosité surfacique et volumique, l'épaisseur de la carapace, le nombre de blocs, la densité de pose et etc.

L'objectif du quatrième chapitre est l'étude expérimentale de l'action de la houle (régulier et irrégulière) afin d'examiner les deux paramètres importants : la stabilité hydraulique de la carapace (dommages, ...), et les performances hydrauliques (run-up/run-down, franchissement, et réflexion). Ces études expérimentales ont été réalisées en deux phases. La première phase expérimentale est réalisée afin de mieux comprendre le comportement des paramètres mentionnés sur une carapace constituée d'un nouveau type de bloc. La deuxième phase est consacrée d'abord à la modification du bloc testé grâce aux résultats obtenus en première partie (optimisation).

Après une étude globale sur les paramètres influençant le profil stable de la carapace, nous abordons le cinquième chapitre par l'étude de la visualisation de l'écoulement avec des paramètres de houle régulière. Nos travaux s'appuient sur la mesure de champs de vitesses autour d'un bloc. A l'aide de la Vélocimétrie Doppler Laser (VDL), qui nous permet une mesure non intrusive des vitesses instantanées suivant deux directions.

La deuxième partie de ce chapitre est consacrée à l'étude hydrodynamique de la houle sur un bloc isolé posé sur la carapace. Les travaux sont réalisés avec des houles régulières en mesurant les efforts induits par la houle sur un bloc dans les deux directions (tangentielle et normale au talus), grâce à des jauges de contraintes placées sur une balance d'effort.

Pour compléter l'étude, une analyse approfondie des résultats est effectuée afin de déterminer les coefficients hydrodynamiques à partir de nos mesures expérimentales et aussi à l'aide par de mesure des vitesses. L'effet d'impact, "slamming", subi par un bloc isolé positionné au voisinage du niveau de l'eau au repos est ensuite présenté et commenté.

Nous concluons ce mémoire avec une synthèse des différents résultat acquis (travaux entrepris) et exposons plusieurs perspectives de recherche.

Chapitre I

Etude bibliographique

Avant étudier les phénomènes spécifiques aux blocs artificiels, dont nous visons l'optimisation de la forme, nous avons débuté ce travail par une revue bibliographique des outils mathématiques, schématisant l'hydraulique générée par la houle d'une part, et des structures et des différents éléments de construction dans lesquels les blocs artificiels sont mis en œuvre, d'autre part.
La première partie du présent chapitre est ainsi consacrée aux diverses théories de la houle. La seconde partie porte sur la composition des digues à talus et s'attarde sur les différents types de blocs artificiels disponibles sur le marché.

I.1 La houle et ses déformations

I.1.1 Différentes théories de houle régulière et spectrale

La surface de la mer est caractérisée par une ondulation de l'interface air-eau de façon quasiment symétrique et se propageant vers le rivage. On appelle "houle" ou "vague" cet ensemble d'oscillations.

Connaître et prévoir les caractéristiques des vagues lors de leur propagation vers la côte est un besoin important pour les activités marines, et en particulier la protection côtière afin de dimensionner un ouvrage tel qu'une digue.

Les principaux paramètres hydrauliques qui caractérisent la dynamique des vagues sont :

- la hauteur crête à creux H (m) ;
- la longueur d'onde L (m) ;
- la période de la houle T (s) ;
- la profondeur d'eau h (m) ;
- la vitesse angulaire $\omega(=\frac{2\pi}{T})$ (rad.s^{-1}) ;
- le nombre d'onde $k(=\frac{2\pi}{L})$(rad.m^{-1}).

La vitesse moyenne de propagation des crêtes ou "célérité", C (m.s^{-1}), est définie par :

$$C = \frac{L}{T} \tag{I.1}$$

Les mouvements des vagues peuvent être exprimés en fonction des termes adimensionnels suivants H/L, H/h, h/L, qui renvoient respectivement aux effets non linéaires et aux effets de dispersion.

$$\epsilon = \frac{H}{L} \qquad \text{Cambrure de la vague} \tag{I.2}$$

$$\gamma = \frac{H}{h} \qquad \text{Hauteur relative de la vague} \tag{I.3}$$

$$\mu = \frac{h}{L} \qquad \text{Profondeur relative} \tag{I.4}$$

Différentes théories de houle ont été établies grâce à des fonctions mathématiques pour expliquer et calculer les houles régulières. Il est important de préciser que la surface de la mer est beaucoup plus complexe et aléatoire du fait de son caractère non linéaire. Cependant, différents modèles mathématiques de la houle ont été établis dès le $XIX^{éme}$ siècle par *Gerstner* (1802), puis *Airy* (1845), et *Miche* (1944).

Des modèles plus complexes apparaissent par la suite tels que la houle de *Stokes* (1847), la théorie cnoïdale (*Kortweg et de Vries* (1985)), et d'onde solitaire (*Russell* (1844)). Dans la partie suivante, on présentera un certain nombre de ces modèles avec leurs domaines de validités.

La houle d'Airy (1845)

La théorie la plus fondamentale a été établie par *Airy* (1845), caractéristique des petites amplitudes ou théorie linéaire. L'onde d'Airy correspond à un mouvement dont l'équation est donnée par des fonctions sinusoïdales. Cette théorie est donc prise en compte en remplaçant l'approximation d'Airy, au premier ordre, par une approximation périodique d'ordre supérieur.

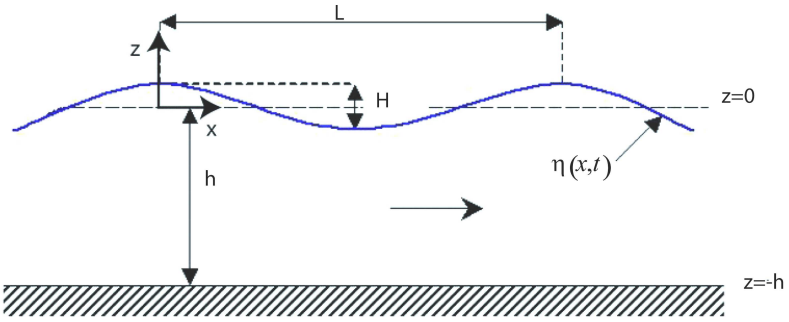


FIG. I.1: Représentation spatiale de $\eta(x,t)$

Les hypothèses importantes suivantes sont implicitement prises en compte :

- Le fluide est parfait, incompressible et pesant ;
- L'écoulement est irrotaionnel ;
- La tension superficielle peut être négligée ;
- La pression atmosphérique au-dessus de la surface libre est constante.

D'après ces différentes hypothèses, les expressions du potentiel et de la surface libre sont montrées sous les formes suivantes (avec x et t comme défini en figure I.1) :

$$\phi = \frac{gH}{2\omega}\frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh}\sin(kx-\omega t) \tag{I.5}$$

$$\eta = \frac{H}{2}\cos 2\pi(\frac{x}{L}-\frac{t}{T}) \tag{I.6}$$

où ω est la fréquence angulaire de la houle ($\omega = \frac{2\pi}{T}$). Dans ces conditions, les composantes de la vitesse orbitale des particules d'eau et l'expression de la pression sont obtenues à partir de :

$$u = \frac{\partial\phi}{\partial x} = \frac{\pi H}{T}\frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh}\cos(kx-\omega t) \tag{I.7}$$

$$w = \frac{\partial\phi}{\partial z} = \frac{\pi H}{T}\frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh}\sin(kx-\omega t) \tag{I.8}$$

$$p = -\rho g z + \frac{\rho g H}{2}\frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh}\cos(kx-\omega t) \tag{I.9}$$

Houle spectrale

La houle réelle n'est pas monochromatique, c'est-à-dire simplement définie par une seule période, une seule hauteur et une seule direction. Il faut donc utiliser une représentat -ion élaborée de la houle que l'on appelle encore houle 'aléatoire' ou houle 'réelle'.

Toutefois, les tests réalisés dans le cadre de notre travail ayant été menés en canal, c'est-à-dire en générant des houles suivant une direction unique de propagation, nous ne présentons pas ici les modèles traitant du caractère multidirectionnel du phénomène. Nous décrivons en revanche les diverses analyses du caractère irrégulier des vagues composant une houle réelle.

Il existe deux approches d'analyse d'un train de vagues :

- une analyse statistique qui consiste à identifier, caractériser et effectuer un traitement stochastique des différentes vagues qui se succèdent ;
- une analyse spectrale qui s'attache à décomposer l'évaluation de la surface libre en une superposition d'onde sinusoïdales, et à en déduire la répartition de l'énergie en fréquence.

C'est cette dernière méthode que nous employons.
Elle repose sur la notion de densité spectrale notée E(f) qui représente la répartition de l'énergie de la houle suivant la fréquence (f). Les différentes caractéristiques de la houle, périodes et hauteurs, se font par l'intermédiaire des moments d'ordre 'n' définis comme suit :

$$m_n = \int f^n E(f) df \tag{I.10}$$

Il existe plusieurs formulations mathématiques de spectre. Parmi les plus connues, citons le spectre de Pierson-Moskowitz (*Pierson et Moskowitz* (1964)) et le spectre de JONSWAP (*Hasselmann et al.* (1973)).

L'analyse spectrale consiste à déterminer la distribution d'énergie pour chaque bande de fréquence de la houle. Il s'agit d'une transformation du domaine temporel vers le domaine fréquentiel, pour laquelle la technique de la FFT (Fast Fourier Transform), appliquée à une série chronologique de niveaux de surface libre en un point, s'avère bien adaptée.

Ces spectres sont formulés à l'aide d'une fonction de puissance, par rapport à la fréquence f (ou à la fréquence angulaire $\omega = 2\pi f$), qui contient plusieurs paramètres d'échelle et plusieurs constantes. Ces formulations théoriques sont exprimées soit en fonction de la la vitesse du vent, U_w, à une hauteur donnée au-dessus du niveau moyen de la mer et d'une longueur de fetch, F, soit de la hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre, H_{m0}, et de la fréquence de pic, f_p.

Densité spectrale d'énergie des états de mer

En règle générale, un champ de houle irrégulier est décrit avec une densité spectrale. Le spectre fournit une description statistique des fluctuations de l'élévation de la mer provoquées par le vent. L'élévation de la surface η en fonction du temps peut être vue comme une somme d'un nombre infini de vagues périodiques.

$$\eta(t) = \sum a_i cos(2\pi f_i t + \phi_i) \tag{I.11}$$

Pour couvrir les effets d'une mer formée en eau peu profonde, le spectre de Pierson-Moskowitz a été développé (*Pierson et Moskowitz* (1964)). La forme originale du spectre suggérée par Pierson et Moskowitz sur la base de leurs observations dans l'Atlantique Nord, lors d'états de mer «pleinement développés », s'écrit de la façon suivante :

$$E_{PM}^{original}(f) = \alpha \frac{g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} exp\left[-1,25\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right] \tag{I.12}$$

où $\alpha = 0,0081$, le niveau d'équilibre déterminé de manière empirique, appelé constante de Philips (-) ; $f_p = \frac{g v_{19,5}^{PM}}{U_{19,5}}$ et $v_{19,5}^{PM} = 0,14$ comme étant respectivement la fréquence de pic d'équilibre adimensionnelle, et $U_{19,5}$ la vitesse du vent à une hauteur de 19,5 m au-dessus du niveau moyen de la mer.

Il est apparu ultérieurement que, pour les fetchs limités, la forme du spectre pouvait être assez différente, en particulier le pic est plus étroit pour une fetch court.

Un ensemble de mesures plus complet portant sur l'évaluation du spectre en fonction du fetch, a été obtenu au cours de l'expérience 'JONSWAP' en 1968 et 1969, réalisée en mer du Nord (JOint North Sea Wave Project, *Hasselmann et al.* (1973)). Sa formulation d'origine inclut un terme supplémentaire par rapport au spectre de PM d'origine et dépend également de la longueur du fetch, F.

La forme originelle du spectre de JONSWAP est présentée comme suit :

$$E_J^{original}(f) = \alpha \frac{g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} exp\left[-1,25\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right] \gamma^{\delta} \tag{I.13}$$

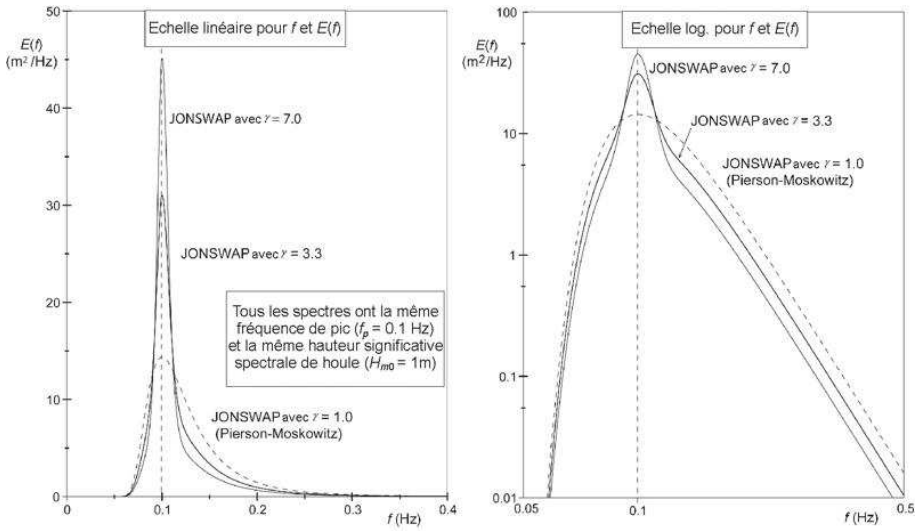


FIG. I.2: Spectres de Pierson-Moskowitz et de JONSWAP, (*CETMEF* (2007))

où

$$\alpha = 0,076\left(\frac{gF}{U_{10}^2}\right)^{-0,22} \quad (\text{-})\,; \qquad f_p = 3,5\frac{g}{U_{10}}\left(\frac{gF}{U_{10}^2}\right)^{-0,33} \quad (s^{-1})\,;$$

$$\delta = exp\left(\frac{(f/f_p-1)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (\text{-})\,; \qquad \sigma = \begin{cases} 0{,}07 & \text{si} \quad \text{f}\leq f_p \\ 0{,}09 & \text{si} \quad \text{f}> f_p \end{cases}$$

Le pic de spectre JONSWAP est donc d'autant plus élancé que le paramètre γ est élevé (Figure I.2). En pratique, on se restreint à des valeurs de γ comprises entre 1, qui correspond au spectre de Pierson-Moskowitz, et 7, avec une valeur moyenne de 3,3.
La hauteur significative de la houle, peut être déterminée à partir de la relation entre les paramètres statistiques et les paramètres spectraux :

$$H_{m0} = H_s = 4\sqrt{m_0} \tag{I.14}$$

avec la surface totale du spectre étant égale à la variance totale :

$$m_0 = \int_{f_{min}}^{f_{max}} E(f)df \tag{I.15}$$

Dans nos travaux, nous avons principalement utilisée un spectre de JONSWAP avec un facteur d'élancement (γ=3,3). Toutefois certains tests ont été réalisés avec des facteurs variant entre 5 et 7 afin de mesurer son éventuelle influence.

Onde solitaire

L'onde solitaire est définie lorsque la longueur d'onde est très grande par rapport à la profondeur. L'onde qui se situe alors entièrement au-dessus du niveau au repos ne présente plus de périodicité. Ce phénomène a été observé pour la première fois par *Russell* (1844), dans le canal de l'Union qui relie Edimbourg à Forth-Clyde.

Ce mode de propagation d'une vague sur de longues distances explique aussi la propagation des tsunamis (ou raz-de-marée). Ceux-ci se déplacent pratiquement sans effet notoire en eaux profondes.

En général, l'onde solitaire est définie par deux paramètres : la profondeur de la mer et la hauteur de l'onde.

Il existe aussi des vagues extrêmement hautes qui apparaissent de façon inattendue sur une mer relativement calme. Ces vagues rarissimes sont dites "scélérates" car elles sont parfois à l'origine de naufrages. On peut les caractériser par la hauteur «crête-creux», supérieure à deux fois la hauteur significative de l'état de mer (Figure I.3).

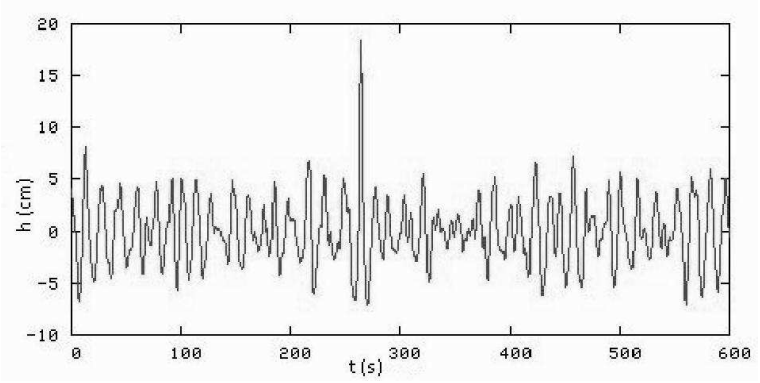


Fig. I.3: Formation d'une vague scélérate

Mathématiquement, elles correspondent à l'onde solitaire, c'est-à-dire des vagues à forme singulière qui se propagent sans que leur forme ne change. Cette évolution non-linéaire est bien vérifiée dans un canal à houle pour des vagues se propageant dans une seule direction. Mais la complexité de telles équations rend difficile la résolution dans le cas à deux dimensions.

I.1.2 Le déferlement

Le déferlement des vagues est la déformation rapide du profil de l'onde, associé à la production de turbulence. Le déferlement de la houle se produit principalement pour deux raisons différentes : soit la cambrure ($s = H/L$) de la houle devient trop importante, soit c'est sa hauteur relative (H/h) qui devient excessive. En eau peu profonde, le déferlement induit par la profondeur est généralement le facteur dominant tandis que la limite de cambrure est à prendre en compte essentiellement dans le processus de formation de la houle (au large de l'ouvrage), (*CETMEF* (2007)).

Pour les houles progressives irrotationnelles, le déferlement est lié à une valeur maximale de la cambrure. Les formules simples proposées, dans le cas où la plage a une pente faible ($< 5\%$), sont :

* $H/L < 0,142$ en eau profonde (Michell 1893),
* $H/L < 0,142 \tanh(2\pi h/L)$ (Miche 1944),
* $H/L < 0,78$ en eau peu profonde (Munk 1949).

Prévision du déferlement

L'occurrence des différentes formes de déferlement dépend de la pente des plages mais également et surtout de la cambrure des vagues incidentes. Quantitativement, on peut définir un paramètre, le nombre d'Irribaren ξ_m (*Battjes* (1974) défini par :

$$\xi_m = \tan\beta / \sqrt{H_b/L_0} \tag{I.16}$$

où $\tan\beta$ est la pente de la plage et H_b la hauteur maximale de la houle à la ligne de déferlement et l'indice '0' dénote la condition en eau profonde. Les petites valeurs ξ_m sont atteintes quand la plage a une pente faible et le champ de vague incident est caractérisé par une grande hauteur de vague et une longueur d'onde courte (ou une période de vague courte).
De telles conditions peuvent être paramétrisées par $\xi_m < 0,5$ et promouvoir la formation du déferlement glissant. De grandes valeurs de ξ_m sont constatées quand la plage est "raide" (pente forte) et le champ de vague incident est caractérisé par une petite hauteur de vague et une grande longueur d'onde (ou une grande période). De telles conditions peuvent être paramétrisées par $\xi_m > 3,3$ et favoriser la formation du déferlement gonflant. Le déferlement plongeant apparaît quand $0,5 \leq \xi_m \leq 3,3$ (*CEM* (2002)).

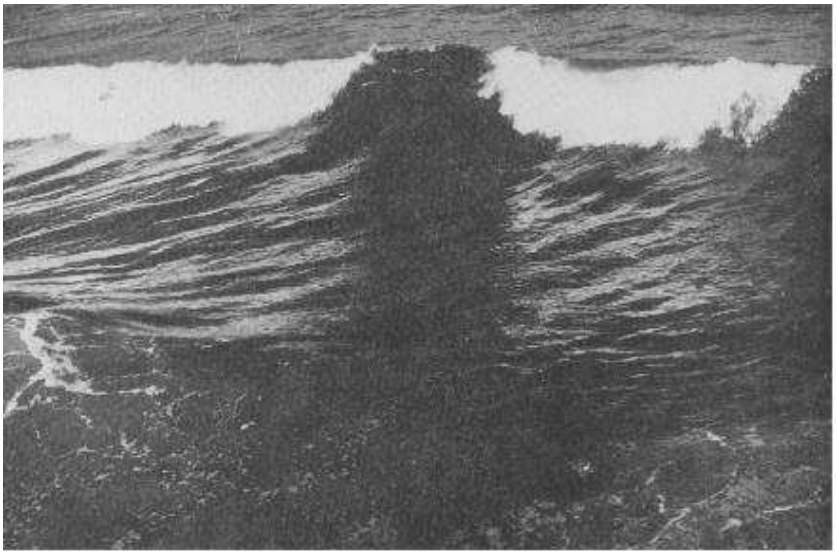


Fig. I.4: Déferlement glissant (*SPM* (1984))

En résumé, le déferlement peut, en prenant des formes diverses, être classé en quatre catégories, dépendant principalement de la pente du fond marin :

Le déferlement glissant

Le déferlement glissant est caractérisé par l'écume et la turbulence à la crête de la vague (Figure I.4). Il commence à une certaine distance de la côte et est provoqué quand une plus grande quantité d'eau à la crête avance plus rapidement que la vague dans l'ensemble.

Le déferlement plongeant

Le brisant plongeant est le type le plus spectaculaire. Il tend à se produire sur des plages plus raides que le brisant glissant, avec des vagues de cambrure intermédiaire. Ils

se distinguent par une incurvation prononcée de la vague sur son côté on-shore, qui se développe en plongeant (Figure I.5).
Les déferlements plongeants sont le type le plus souhaitable de brisant pour des surfeurs, parce qu'ils offrent les turbulences les plus rapides et produisent des 'tubes'.

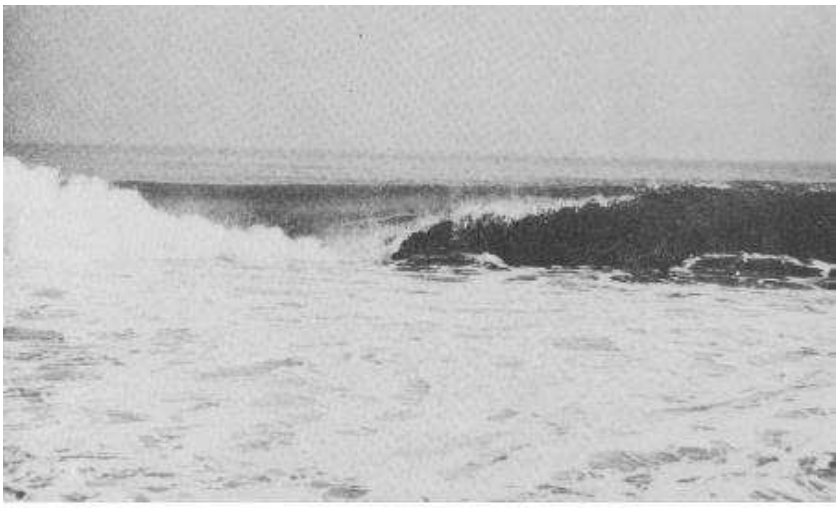


Fig. I.5: Déferlement plongeant (*SPM* (1984))

Le déferlement d'effondrement

Ce type de déferlement est semblable aux déferlements plongeants. Au lieu que la crête se courbe plus, la face avant s'effondre (Figure I.6). Certains brisants se produisent sur les plages avec des pentes relativement raides, et sous des états modérés de vent.

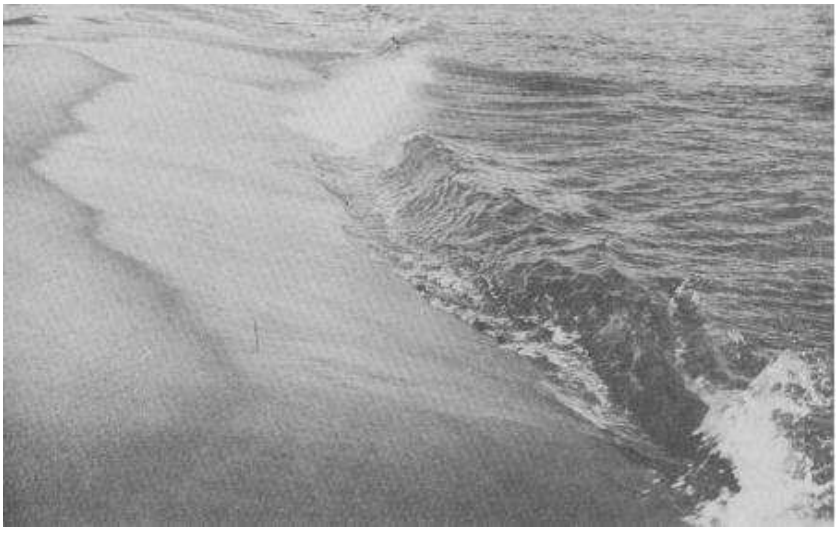


Fig. I.6: Déferlement effondrant (*SPM* (1984))

Le déferlement gonflant

Les brisants gonflants sont observés sur les plages raides avec des vagues de faibles cambrures. Dans les déferlements gonflants, la face avant et la crête de la vague restent relativement lisses et la vague glisse vers le haut de la plage directement sans déferlement. Dans les déferlements gonflants une grande proportion de l'énergie de vague incidente se réfléchit sur la plage (Figure I.7). En général, les plages avec des déferlements gonflants et d'effondrement sont définies comme réfléchissantes.

FIG. I.7: Déferlement gonflant (*SPM* (1984))

Dans notre canal, outre les diverses formes de déferlement sur notre digue, nous avons été confrontés au déferlement glissant se produisant tout au long du canal. Ce phénomène était d'autant plus marqué que les houles étaient courtes. La conséquence en a été une certaine limitation de sa capacité à générer des houles fortes présentant un nombre d'Iribarren inférieur à 4. Il faut, à cet égard, souligner la difficulté d'estimer *a priori*, la hauteur significative maximale qui pourra être générée pour une période et une profondeur donnée. Les formules de déferlement proposées par les auteurs concernent des houles se propageant sur des grandes distances et en l'absence d'ouvrage. Les dimensions réduites du canal et la réflexion dues à l'ouvrage nous placent hors du domaine de validité des formulations proposées. Aussi, nous n'avons pas mentionné ici les formules usuelles.
Dans le premier paragraphe, nous avons jugé utile de rappeler les différentes théories de houle en nous efforçant de cerner leurs limites de validité respectives afin de pouvoir faire le parallèle entre ces modèles mathématiques et la houle générée lors des essais menés tout au long de notre recherche.

I.2 Les ouvrages à la mer

Les blocs artificiels dont nous examinons, dans le cadre du présent travail, le comportement sous l'action de la houle sont les éléments qui composent les protections principales des digues à talus ; un type de structure important en grand nombre parmi l'ensemble des ouvrages de protection.

Ces ouvrages qualifiés tantôt de digues, jetées ou brise lames regroupent un ensemble de structures côtières pouvant jouer divers rôles :
- protéger le rivage contre les actions des vagues et des courants,
- protéger le littoral de l'érosion côtière,
- et enfin créer une zone d'eau calme pour plus de sûreté d'ancrage, de mouillage et de points d'accès, notamment dans les zones portuaires ; quelqu'en soient les activités industrielles, commerciales, de pêche ou touristiques.

I.2.1 Les différents types de digues

En général, les digues sont classées, suivant leur géométrie comme : digues à talus, digues verticales, digue mixtes, digues spéciales comme les digues flottantes, les digues pneumatiques, etc.

Les principaux facteurs qui influent sur le choix du type de structure prennent en compte :
- les conditions hydrauliques ;
- les conditions géotechniques ;
- les conditions d'exploitation du port ;
- les conditions de constructions.

La suite de cette section comporte des considérations générales relatives à la conception des digues à talus. Elle inclut également une synthèse de l'expérience acquise dans le dimensionnement des digues à talus grâce aux essais sur modèles réduits mais aussi grâce à la construction récente de grands ouvrages de protection. Les aspects hydrauliques du dimensionnement sont particulièrement étudiés (stabilité des blocs de la carapace, étude du franchissement, etc.), mais les autres aspects du dimensionnement (profils types d'une digue, choix des blocs) sont également présentés et discutés.

Les digues à talus sont des ouvrages principalement constitués soit avec des enrochements naturels soit avec des blocs artificiels pour la carapace 'côté mer' dont le rôle est de protéger l'ouvrage de l'attaque de la houle. Les blocs d'enrochement naturel ou artificiel sont généralement placés avec soin afin d'obtenir une imbrication efficace et, de fait, renforcer la stabilité.

Parmi les ouvrages les plus utilisés, on distingue différents types de digues à talus (*CETMEF* (2007)) :

* **Digue à talus conventionnelle** (Figure 1.8.1)
  Elle présente un profil simple trapézoïdal. Elle se compose de diverses couches de matériaux de calibre différent reposant sur un noyau central. La carapace qui est la couche de protection extérieure peut recouvrir la crête ainsi qu'une partie du talus arrière (côté port) de même que le talus 'côté mer'. Ce type d'ouvrage est très fréquent.

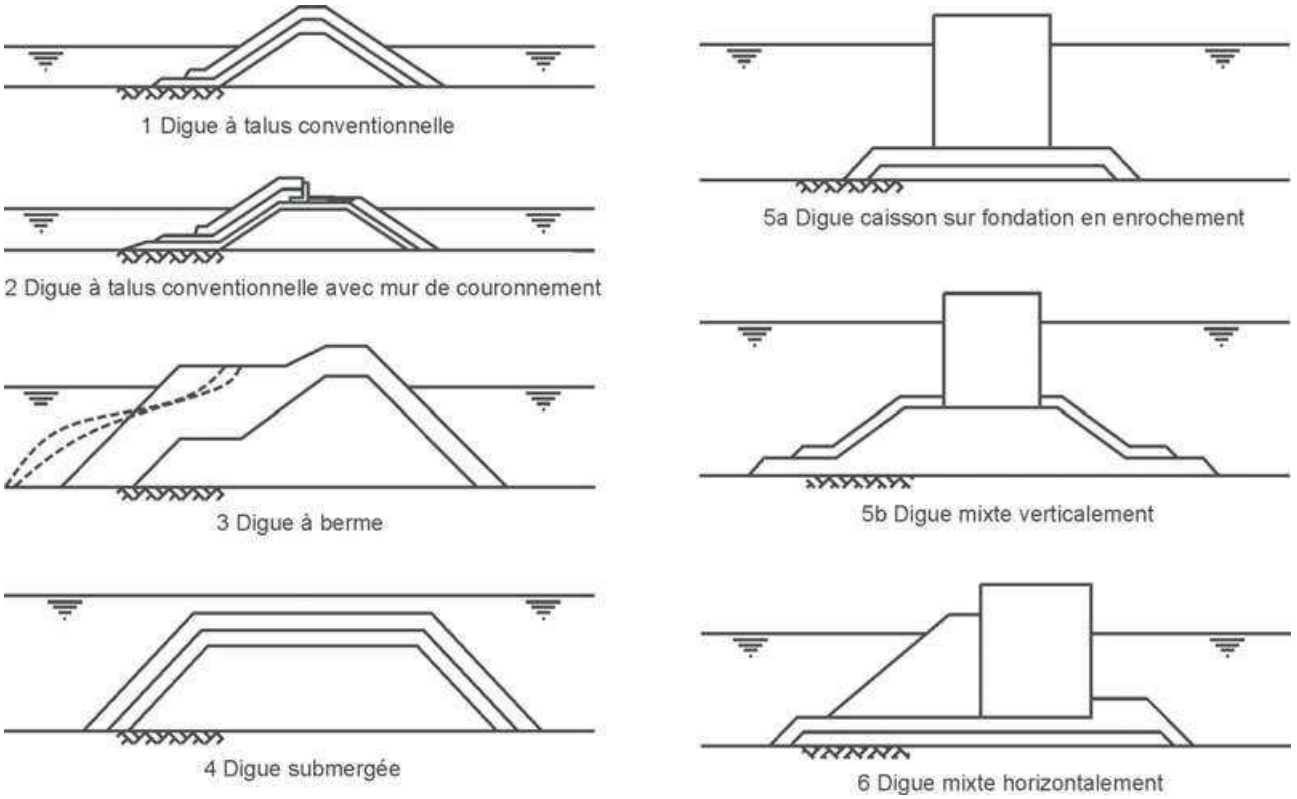


FIG. I.8: Coupes-types de différents types de digues (*CETMEF* (2007))

* **Digue à talus conventionnelle avec mur de couronnement** (Figure 1.8.2)
  Les digues à talus dotées d'un mur de couronnement sont généralement conçues comme des digues à talus conventionnelles. Les murs de couronnement sont des superstructures composées d'un bloc de couronnement en béton ou d'un mur chasse mer.
  Cette caractéristique est essentielle lorsque le côté port est le lieu d'opérations portuaires, telles que l'amarrage (quai) ou le stockage (plate-forme). Si l'ouvrage n'intègre ni quai ni plate-forme, le mur de couronnement fournit un accès au musoir et pour les opérations de maintenance de la digue.

* **Digue à berme** (Figure 1.8.3)
  Dans ce cas, le talus 'côté mer' présente une berme en enrochement naturel. Il existe trois types de digues à berme définis en fonction du niveau de stabilité de l'enrochement :

  - digue non-reprofilable statiquement stable, pour laquelle peu de mouvements de blocs sont autorisés ;
  - digue à berme reprofilable statiquement stable : lors de violentes tempêtes, la répartition de l'enrochement est modifiée par la houle pour former un profil naturellement stable dans lequel chaque bloc d'enrochement est stable ;
  - digue à berme reprofilable dynamiquement stable : lors de violentes tempêtes, la répartition de l'enrochement est modifiée par la houle pour former un profil en S naturellement stable dans lequel les blocs individuels continuent de se déplacer sur le talus.

* **Digue à crête abaissée** (Figure 1.8.4)
  Un ouvrage à crête abaissée peut servir de protection dans des sites où les conditions de houle doivent être atténuées mais où le franchissement est acceptable ou dans les sites où la visibilité horizontale est un impératif, par exemple pour des raisons esthétiques. Ces ouvrages permettent généralement un franchissement significatif de la houle et peuvent être semi-émergés ou totalement immergés, en fonction de la marée.

* **Digue en caisson ou digue mixte verticalement** (Figure 1.8.5)
  Une digue verticale est un ouvrage massif constitué par une muraille verticale, posée soit directement sur le fond s'il est inaffouillable et pas trop profond, soit sur un tapis d'enrochements.

  On distingue des différences entre la digue verticale et la digue à talus par l'interaction entre la structure et le sous-sol et aussi par le comportement en rupture. Les ruptures des grands ouvrages sont souvent totales ou presque. Elles arrivent de surcroît de façon brutale dans bien des cas. Les réparations s'apparentent alors à une reconstruction. De plus, la mise en œuvre de structures verticales requiert généralement des moyens très lourds.

* **Digue mixte** (Figure 1.8.6)
  En eau profonde, une conception économique est peut être d'adopter un caisson placé sur un massif d'enrochement.

  La partie basse de l'ouvrage s'apparente à une digue à talus et la partie haute à une digue verticale, d'où le terme de 'mixte'. De plus, en mer à marée, le comportement de l'ouvrage à marée basse est bien celui d'une digue à talus et à marée haute, d'une digue verticale.

En résumé, ces ouvrages sont réalisés selon des situations qui dépendront de plusieurs facteurs dont les coûts, la construction, la disponibilité des matériaux localement ainsi que les préférences du maître d'ouvrage. Il existe toutefois des situations pour lesquelles certaines options sont préférables.

I.2.2 Digues à talus classique

Les digues à talus classiques utilisent un plus grand volume de matériau naturel comparé à d'autres ouvrages tels que les digues verticales. Malgré une grande quantité de matériaux de construction et des coûts d'entretien associés aux digues à talus, ces ouvrages offrent une grande sécurité car leur ruine est progressive. Parallèlement, ces types de protection côtière présentent l'avantage d'être relativement aisés à réaliser et à réparer, ainsi que de réfléchir modérément la houle.

a) Description du profil d'une digue

Le dimensionnement d'une digue à talus résulte de la prise en considération d'une multiplicité de caractéristiques et de contraintes telles que la nature et la pente de l'ouvrage, la hauteur et la largeur de la crête, les conditions de fondation, la disponibilité en matériaux, etc. La figure I.9 montre une coupe-type d'une digue à talus, avec ses divers

éléments.

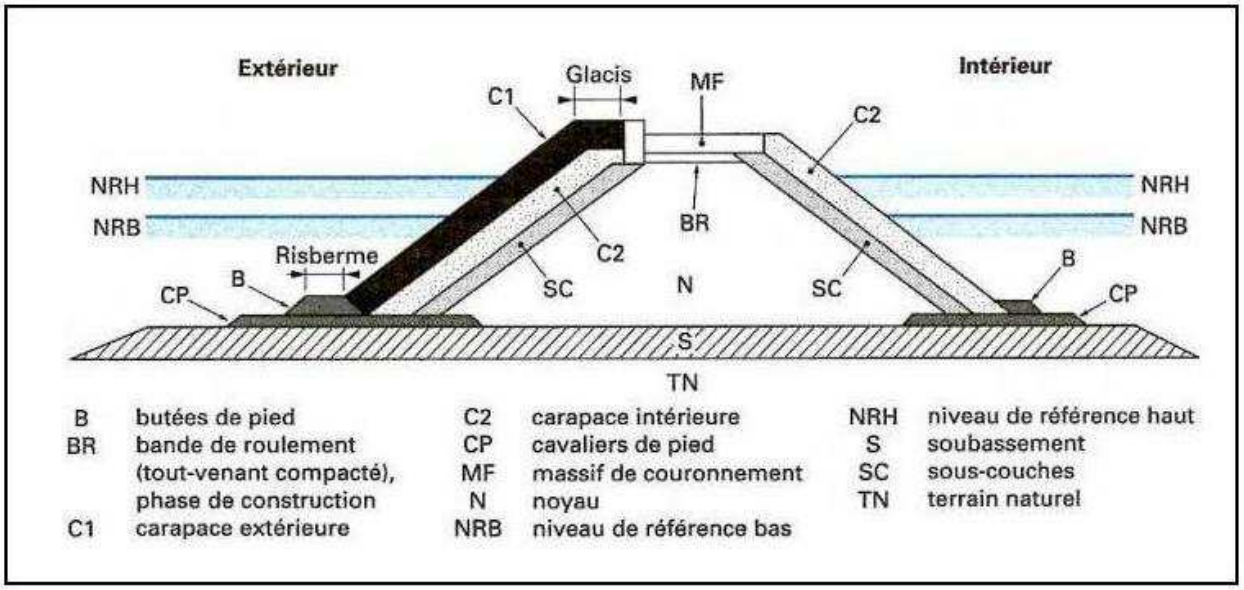


FIG. I.9: Schéma d'une digue à talus (*Bonnefille* (1992))

◇ **Carapace**

Le rôle de la carapace, qui fait l'objet principal des études de dimensionnement, est de protéger la digue de l'action de la houle et donc la dissipation de l'énergie de la houle. Les matériaux utilisés en carapace peuvent être constitués :

∗ d'enrochements naturels ;
∗ de blocs artificiels massifs en béton.

Les blocs artificiels qui constituent la carapace sont disposés, soit sur deux couches comme dans le cas du Tétrapode, ou du Dolos, soit sur une seule couche comme pour l'Accropode® ou le Core-loc.

La stabilité des enrochements naturels est assurée en grande partie par leur poids propre. Par contre, certains blocs artificiels (Tétrapode, Accropode®) résistent autant à l'action de la houle par leur enchevêtrement que par leur poids propre.

Le poids des blocs peut être estimé par le biais de formules de stabilité telles que la formule d'*Iribarren* (1938, 1965), d'*Hudson* (1958, 1959), de *Van der Meer* (1988a) etc. (Voir la section I.4.1), ou pour des ouvrages importants par des essais de stabilité sur modèle réduit, en fonction des caractéristiques de la houle de projet, de la géométrie de la digue, et des dommages admissibles par l'ouvrage.

Le système en deux couches utilisé jusqu'à présent pour construire la carapace est de plus en plus remplacé par un système monocouche pour des raisons principalement économiques, de facilité et de temps de pose.

◇ **Le couronnement**

Le couronnement qui surmonte la digue a pour objet d'assurer la protection de la partie supérieure de la digue et de protéger le talus arrière de l'impact des franchissements. Le couronnement est en général constitué d'une dalle horizontale et d'un mur de garde appelé aussi mur anti-franchissement, mur déflecteur, ou mur chasse-mer.

◇ **Le noyau**

Le noyau est le 'cœur', la partie centrale d'une digue à talus, il repose directement sur le substrat ou sur un soubassement. En volume, le noyau est la partie la plus importante d'une digue à talus.

Le matériau du noyau est généralement constitué de la catégorie de blocs la moins chère, puisqu'il s'agit de tout-venant d'abattage. Cependant, il n'est pas souhaitable d'utiliser des matériaux trop fins pour limiter le tassement ultérieur et l'exfiltration. Pour réduire la durée d'étanchéité, il peut donc parfois être avantageux d'utiliser des blocs plus gros et par conséquent plus chers pour construire le noyau si la houle dépasse la limite acceptable pour le tout-venant d'abattage. Par contre, un minimum de matériaux 'fins' doit être utilisé afin d'éviter la transmission de la houle à travers l'ouvrage (*CETMEF* (2007)).

En pratique, les conditions à respecter dépendent largement des dimensions de l'ouvrage en particulier sa hauteur, des tassements admissibles compte-tenu de l'exploitation envisagée de la structure, des caractéristiques des autres éléments constituant la digue (la hauteur de la crête, la pente) ainsi que des conditions de sollicitation de l'ouvrage.

Nous voulons souligner ici que la représentation correcte de l'influence des matériaux du noyau sur l'hydraulique affectant l'ouvrage et notamment la carapace, constitue une différence particulière de la modélisation physique. Ce thème a été traité par exemple par *Burcharth et al.* (1998) lors d'une étude en modèle réduit sur des Accropodes®. C'est sur la base de ses conclusions que nous avons choisi les matériaux de notre noyau. Nous y reviendrons dans l'annexe 227.

◇ **Les sous couches**

Le filtre, que l'on désigne aussi comme sous-couche, doit réaliser un certain nombre de fonctions à l'intérieur de la digue comme :

* le rôle de filtre granulométrique entre le noyau et la carapace ;
* la fonction de fondation pour la carapace externe ;
* le rôle de filtre hydraulique et dissipation de l'énergie de la houle après son passage à travers la carapace ;
* la protection du noyau pendant la construction de l'ouvrage.

D'une façon générale, les couches peuvent être composées :

- de matériaux graveleux naturels de granulométrie progressive ;
- de géotextiles ;
- de matériaux bitumineux, etc.

On calcule l'épaisseur moyenne d'une seule couche, t_a, en utilisant la formule générale (*CEM* (2002)) :

$$t_a = nk_t(\frac{W}{w_a})^{1/3} \tag{I.17}$$

et la 'densité de pose' (nombre de blocs par surface unitaire) est estimée par la relation :

$$\frac{N_a}{A} = nk_t(1 - \frac{P}{100})(\frac{W}{w_a})^{2/3} \tag{I.18}$$

où n est le nombre de couches de blocs, k_t le coefficient d'épaisseur de couche, W poids moyen des éléments constitutifs, w_a poids volumique des éléments, et N_a le nombre de blocs nécessaires à la couverture d'une surface A, et P porosité de la sous-couche exprimée en %. L'épaisseur de la sous-couche doit être égale au moins à deux fois le diamètre nominal du bloc moyen.

Le rôle de filtre est assuré si les conditions de Terzaghi sont vérifiées, établies pour des matériaux de faible dimension : d'une manière plus globale, le *CEM* (2002) préconise que les poids moyens respectifs des enrochements des diverses couches soient :

$$\begin{gathered} \frac{d_{15(filtre)}}{d_{85(fondation)}} < 4-5 \\ 4-5 < \frac{d_{15(filtre)}}{d_{15(fondation)}} < 20-25 \\ \frac{d_{50(filtre)}}{d_{50(fondation)}} < 15-20 \end{gathered} \tag{I.19}$$

Avec les indices 15, 50 et 85 indiquant le pourcentage pondéral en poids des matériaux de diamètre inférieur à d.

Dans le cas d'un filtre constitué de matériaux de large graduation, la stabilité interne qui correspond à une limitation de l'ouverture du fuseau granulométrique est exprimée par :

$$\frac{d_{60(filtre)}}{d_{10(fondation)}} < 10 \tag{I.20}$$

Le poids des enrochements à placer sous les blocs de carapace s'exprime sous la forme d'un rapport de poids entre les éléments des deux couches :

$$\frac{M_{50u}}{M_{50a}} = \frac{1}{15} \text{ à } \frac{1}{10} \tag{I.21}$$

où M_{50u} est le poids moyen de l'enrochement naturel de la sous-couche, et M_{50a} celle de l'enrochement naturel de la carapace. Ce critère est plus strict que les règles relatives aux filtres granulométriques. Il donne, pour le ratio entre le diamètre nominal de l'enrochement naturel de la carapace, D_{n50a}, et le diamètre nominal de l'enrochement naturel de la sous-couche, D_{n50u},

$$\frac{D_{n50a}}{D_{n50u}} = 2,2 \text{ à } 2,5 \tag{I.22}$$

◇ **Le soubassement**

Pendant 'la durée de vie' d'une digue, le soubassement est réalisé afin de limiter l'enfoncement des fondations et les mouvements qui peuvent être tolérés sans affecter les capacités fonctionnelles de la structure.

Un aspect important à la réalisation d'un soubassement est la stabilité du substrat et la possibilité de tassement, d'érosion et d'affouillement sous l'action des vagues et courants. En fait, les différentes causes de tassement de la fondation d'une digue sont (*BS 6349* (1991)) :

- la compression ou la rupture des matériaux de la fondation ;
- l'affouillement des matériaux comme les sables 'fins' engendré par l'action sismique ;
- l'affouillement des mêmes matériaux en raison des gradients hydrauliques provoqués par l'action de vague en pied d'ouvrage.

Le soubassement peut être composé de matériaux de carrière de faible granulométrie ou de matériaux extraits sur le site par dragage.

h_t/h	$H_s/\Delta D_n$
0,5	3,3
0,6	4,5
0,7	5,4
0,8	6,5

Tab. I.1: Stabilité de la butée de pied

Il y a deux avantages à ce que la taille de l'enrochement de la sous-couche soit relativement importante. En premier lieu, la surface de la sous-couche est moins lisse lorsqu'elle est constituée de blocs de grande taille, ce qui permet une meilleure imbrication avec la carapace. Ceci est particulièrement vrai lorsque la carapace est constituée d'enrochement artificiel. En second lieu, une sous-couche de grandes dimensions permet à l'ouvrage d'être plus perméable, ce qui est favorable à la stabilité des blocs de carapace (*CIRIA/CUR* (1991)).

◇ **La butée de pied**

L'objet d'une butée de pied est d'assurer la stabilité de la carapace principale pour éviter sa ruine par glissement et ainsi d'offrir une sécurité supplémentaire vis-à-vis des affouillements du fond marin devant l'ouvrage qui affecterait la stabilité de la digue. Elle agit également comme filtre entre les blocs inférieurs de la carapace et la couche sous-jacente.

La stabilité de la butée de pied dépend d'un certain nombre de paramètres tels que la hauteur significative de la houle, H_s, la hauteur d'eau au-dessus de la butée de pied, h_t, la largeur de la butée de pied, B_t.

Le *SPM* (1984) a présenté un lien entre le ratio h_t/h et le nombre de stabilité $H_s/\Delta D_{n50}$ (ou N_s), où h_t est la profondeur à laquelle se trouve la butée de pied par rapport au niveau

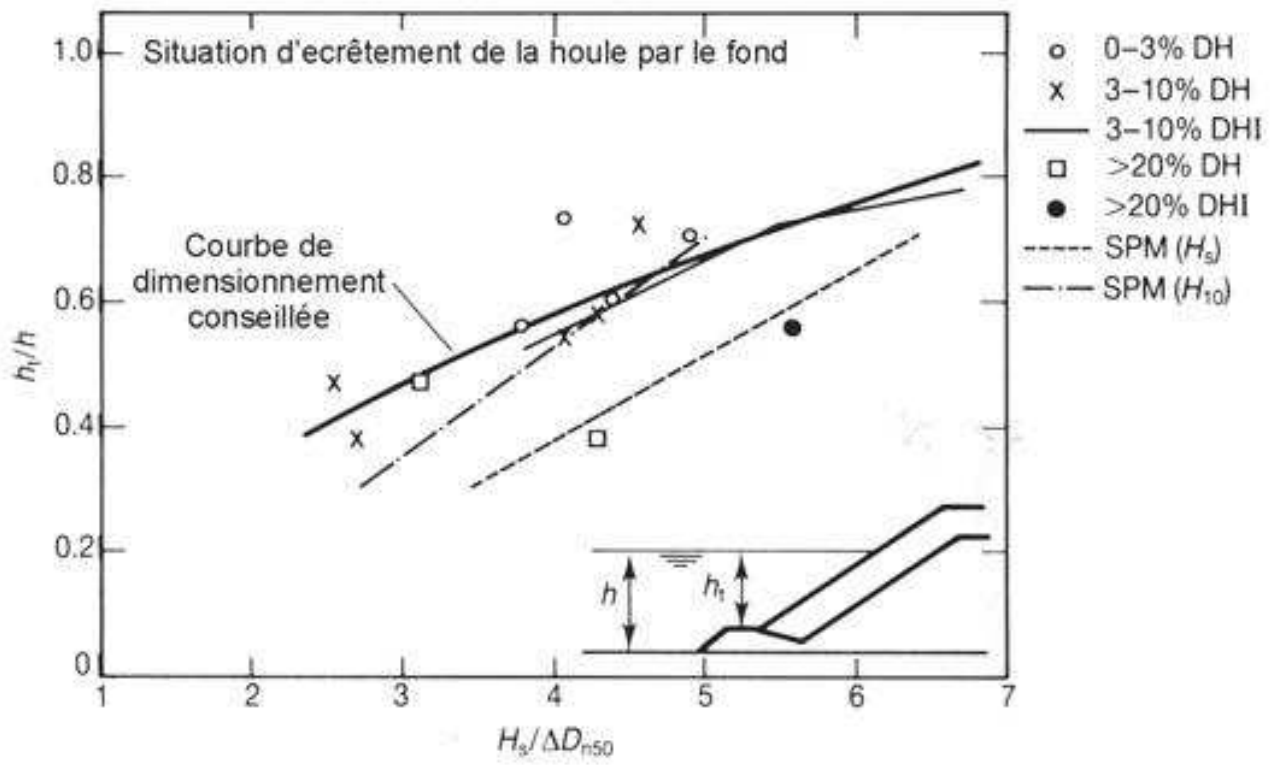


FIG. I.10: Stabilité de la butée de pied en fonction de h_t/h (*CETMEF* (2007))

de l'eau, h la hauteur d'eau devant l'ouvrage, Δ la densité relative déjaugée des enrochements, et D_{n50} le diamètre nominal médian de l'enrochement (Figure I.10).

Pour un dommage faible ou acceptable (de 0 à 10%), les valeurs de dimensionnement sont resumées dans le tableau (I.1). Il existe, en outre, une expression analytique :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 8,7\,(h_t/h)^{1.43} \text{ si } h_t/h > 0,5 \tag{I.23}$$

Les essais on été menés pour un rapport H_s/h voisin de $0,5$.

Van der Meer et al. (1995) ont montré une approche plus générique, avec le paramètre N_{od}, défini comme le nombre réel de blocs d'enrochements déplacés sur une bande de largeur D_{n50} dans le sens de la longueur :

$N_{od} = 0,5$ début de dommage ;
$N_{od} = 2$ léger aplanissement ;
$N_{od} = 4$ butée de pied complètement arasée.

Ces données s'appliquent à une butée de pied géométrique standard d'une largeur de 3 à 5 blocs et d'une épaisseur de 2 à 3 blocs.

De manière générale, une conception classique adopte pour la profondeur de la butée de pied côté mer, h_t, une valeur d'au moins de H_s ou 1,5 H_s au-dessous du niveau des basses eaux, dans la mesure du possible.

◇ **La risberme (cavalier de pied)**

La risberme est mise en place pour empêcher les blocs de la carapace de rouler jusqu'au pied de l'ouvrage et assurer une protection de la digue contre l'affouillement de pied. Dans certains cas, cette risberme a une fonction différente : elle a pour but de diminuer la hauteur d'eau devant l'ouvrage et de provoquer ainsi le déferlement des houles en amont de la carapace. Elles sont réalisées en enrochement dont la granulométrie est identique à celle des sous-couches.

Enfin, il faut vérifier sur modèle réduit que la risberme n'a pas un rôle de renforcement du déferlement.

Dans le présent paragraphe, nous nous somme attachés à situer l'ouvrage sur lequel nous avons travaillé par rapport à l'ensemble des types de structures côtières et préciser les différentes parties composant la structure ainsi que leur fonction respective.

I.3 Phénomènes physiques et outils de dimensionnement

Les deux paragraphes suivants présentent les phénomènes physiques qui déterminent la performance hydraulique et la réponse structurelle de la digue. La performance hydraulique et la réponse structurelle sont souvent représentées par des formules (semi) empiriques. Ces formules sont des outils adéquats pour les études de définition (étude préliminaire) à condition que l'utilisateur soit conscient de l'influence des incertitudes. En fait, la dispersion autour des tendances générales des données expérimentales, et aussi le domaine de validité de chaque formule, qui dépend souvent de la qualité et de la quantité des données sur lesquelles est basée la formule, doivent être pris en compte.

Les performances hydrauliques que représentent l'action de la houle et des courants sur l'ouvrage sont mesurées avec différents paramètres comme le run-up, le franchissement, la transmission et la réflexion.

Par ailleurs, la stabilité d'une digue talus est essentiellement liée à la stabilité hydraulique des blocs d'enrochement naturel ou artificiel. Parmi l'ensemble des paramètres qui jouent un rôle dans la réponse de l'ouvrage à la houle, on peut notamment citer :

- l'attaque de la houle (nombre de stabilité, paramètre de déferlement) ;
- les caractéristiques de l'enrochement naturel (masse volumique apparente, forme des enrochements, etc.) ;
- la section transversale de l'ouvrage (revanche de la crête de l'ouvrage, largeur de l'ouvrage, etc.) ;
- la réponse de l'ouvrage (évaluation du dommage).

I.3.1 Performance hydraulique

Même si une digue est stable sous l'action des houles, il y a des interactions hydrauliques entre la houle et l'ouvrage hydraulique. Du point de vue du concepteur, ces interactions apparaissent sous les aspects suivants :

- run-up (et run-down) ;
- franchissement ;
- transmission ;
- réflexion.

La réflexion de la houle joue un rôle important devant l'ouvrage. Le run-up (et le run-down) de la houle se produit sur le talus, et le franchissement et la transmission de la houle sont importants pour la zone derrière l'ouvrage (Figure I.11).

Ces différents types de performance hydraulique ont fait l'objet de multiples recherches, qui ont débouché sur une grande variété de relations hautement empiriques.

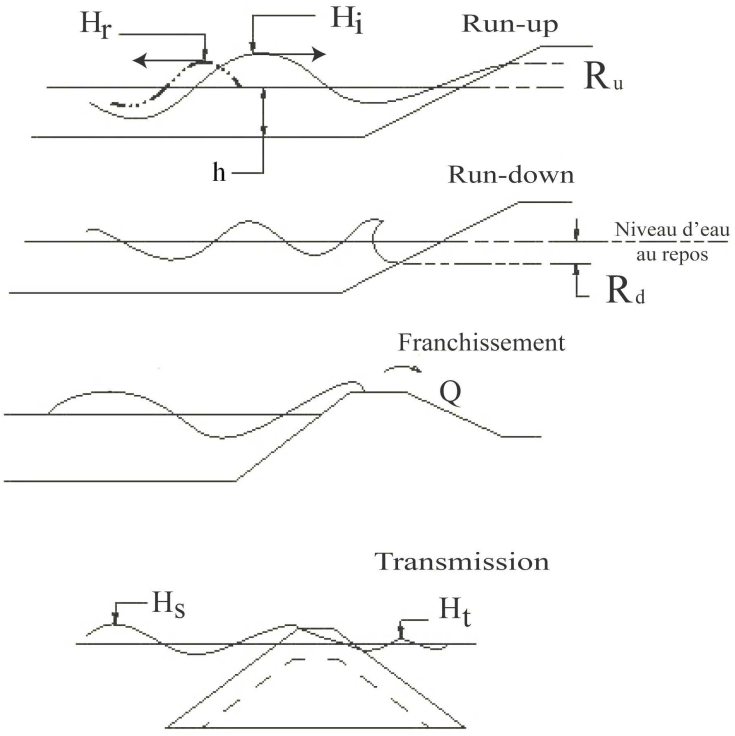


Fig. I.11: Interactions hydrauliques liées à la houle et paramètres dimensionnants

Les méthodes d'estimation ne sont généralement applicables qu'à un nombre limité de cas standards, soit parce que les essais n'ont été menés que pour un nombre limité de conditions de houle, soit parce que la géométrie de l'ouvrage testé est une simplification d'ouvrages réels. Il sera donc nécessaire d'évaluer la performance en situation réelle à partir des estimations faites sur des configurations d'ouvrages apparentées. Lorsque des estimations plus précises sont requises, il faudra effectuer des essais sur modèles physiques.

La suite du chapitre présente des développements relatifs aux différents types de performance hydraulique liée à la houle, ainsi que les paramètres qui les régissent.

Définitions et des paramètres dimensionnants
Conditions de houle

Les conditions de houle sont principalement représentées par :
- la hauteur de la houle incidente au pied de l'ouvrage, $H_i(m)$, généralement exprimée par la hauteur significative de la houle, $H_s(m)$;
- la période de la houle exprimée en période moyenne, T_m(s), en période moyenne énergétique, $T_{m-1,0}(s)$ ou en période de pic, $T_p(s)$;
- l'angle d'incidence de la houle par rapport à l'ouvrage, $\beta(^\circ)$;
- la hauteur d'eau locale, h(m).

Le *CETMEF* (2007) a proposé d'utiliser soit la hauteur significative issue de l'analyse dans le domaine temporel $H_s = H_{1/3}$, soit la hauteur significative calculée à partir du spectre $H_s = H_{m0}$. Dans le cas des spectres à pic unique, avec un pic clair, il propose aussi l'équation suivante pour la conversion d'une période de pic donnée, $T_p(s)$, en une période spectrale pour un spectre à pic unique, $T_{m-1,0}(s)$, en eau relativement profonde (c'est-à-dire h/$H_{s-enpied} > 3$, où h est la hauteur d'eau en pied d'ouvrage (m)).

$$T_p = 1.1\ T_{m-1,0} \tag{I.24}$$

En eaux profondes, la distribution des hauteurs de houle peut être suivie par la distribution de Rayleigh et donc la distribution est intégralement définie par un paramètre unique, qui peut être soit la hauteur moyenne de la houle, H_m, soit la hauteur quadratique moyenne de la houle, H_{rms}.

L'influence de la période est souvent exprimée en utilisant la cambrure nominale de la houle, s_0, calculée à partir de la hauteur de la houle locale, H(m), et de la longueur d'onde théorique (ou mesurée) de la houle au large, L_0(m), ou de la période de la houle, T(s).

$$s_0 = \frac{H}{L_0} = \frac{2\pi H}{gT^2} \tag{I.25}$$

Le paramètre le plus utile pour décrire l'action de la houle sur un talus, ainsi que certains de ses effets, est le paramètre de déferlement, ξ, également connu sous le nom de nombre d'Iribarren, obtenu par l'équation suivante :

$$\xi = \tan\alpha/\sqrt{s_0} \tag{I.26}$$

Le paramètre de déferlement a souvent été utilisé pour décrire la forme de la houle ou de la déferlante qui déferle sur une plage ou sur un ouvrage (voir la section I.1.2).

⋆ Run-up (et run-down) de la houle

Les niveaux extremums atteints sur la carapace par chaque vague sont respectivement appelés run-up, R_u, et run-down, R_d, et sont définis par rapport au niveau de l'eau au repos. Le run-up et run-down sont souvent donnés sous forme adimensionnelle en divisant leur valeur par la hauteur significative de la houle à l'ouvrage, par exemple $R_{un\%}/H_s$ et $R_{dn\%}/H_s$.

Il existe différentes approches pour calculer le run-up. En général, la formulation de base du run-up est fonction du niveau de run-up dépassé par 2% des vagues d'une part, $R_{u2\%}$, et le paramètre de déferlement d'autre part :

$$R_{u2\%}/H_s = A\xi + B \tag{I.27}$$

où 'A' et 'B' sont des coefficients d'ajustement définis ci-dessous (Tableau I.2). Certains résultats disponibles sur l'application de cette formule concernent des talus imperméables et essentiellement lisses. Les méthodes d'estimation élaborées pour les talus lisses peuvent cependant servir pour les talus rugueux, en appliquant un facteur de rugosité.

	ξ_p	A	B
Ahrens (1981)	$\xi_p < 2,5$	1,6	0
	$\xi_p > 2,5$	-0,2	4,5
Allsop et al. (1985)	$2,8 < \xi_p < 6$	-0,21	3,39

Tab. I.2: Valeurs des coefficients A et B pour l'équation (I.27) (*CETMEF* (2007))

En houle irrégulière, l'équation (I.27) est présentée dans une forme générale avec des facteurs de correction :

$$R_{u2\%}/H_s = (A\xi + B)\gamma_b\gamma_f\gamma_h \tag{I.28}$$

où γ_b est le facteur d'influence de la berme, γ_f celui de la rugosité du talus, et enfin γ_h est le facteur d'influence de la profondeur d'eau. Dans le cas d'un talus de pente constante et lisse en houle perpendiculaire, ces facteurs sont tout égaux à 1.0.

Le *TAW* (2002) a proposé l'équation suivante pour la détermination du run-up, en utilisant le paramètre de déferlement $\xi_{m-1,0}$, déterminé d'après la hauteur significative spectrale de la houle ($H_s = H_{m0}$) et de la période moyenne énergétique de la houle, $T_{m-1,0}$, au lieu de la hauteur significative de la houle calculée par analyse dans le domaine temporel ($H_s = H_{1/3}$) et de la période de pic, T_p :

$$R_{u2\%}/H_{mo} = A\gamma_b\gamma_f\xi_{m-1,0} \tag{I.29}$$

avec une limite maximale ou supérieure pour les valeurs de $\xi_{m-1,0}$ les plus élevées de :

Coefficients	Valeur avec marge de sécurité Calculs déterministes	Valeur sans marge de sécurité Calculs probabilistes
A	1,75	1,65
B	4,3	4,0
C	1,6	1,5

Tab. I.3: Valeurs des coefficients A, B, et C des équations (I.29) et (I.30) (*CETMEF* (2007))

$$R_{u2\%}/H_{mo} = \gamma_b\gamma_f(B - C/\sqrt{\xi_{m-1,0}}) \tag{I.30}$$

où les coefficients A, B, et C sont des coefficients empiriques avec $B = A.\xi_{tr} + C/\sqrt{\xi_{tr}}$, ξ_{tr} est le paramètre de transition entre l'occurence du déferlement et l'absence de déferlement.

Ces formules sont valables pour $0,5 < \gamma_b\ \xi_{m-1,0} < 8$ à 10. Dans le cas d'un talus de pente constante et lisse en houle perpendiculaire, ces facteurs sont tous égaux à un. Le tableau I.3 présente des valeurs calculées pour les deux cas : le calcul déterministe et le calcul probabiliste. La principale différence entre ces deux calculs réside dans l'utilisation d'une marge de sécurité.

Pour des talus perméables, *Van der Meer et Stam* (1992) ont effectué plusieurs essais sur des talus à carapace en enrochements naturels avec un noyau imperméable, caractérisé par un coefficient de perméabilité nominale P=0,1, et des talus perméables d'une perméabilité relativement élevée, pour lesquelles P=0,5 et 0,6 (Figure I.12).

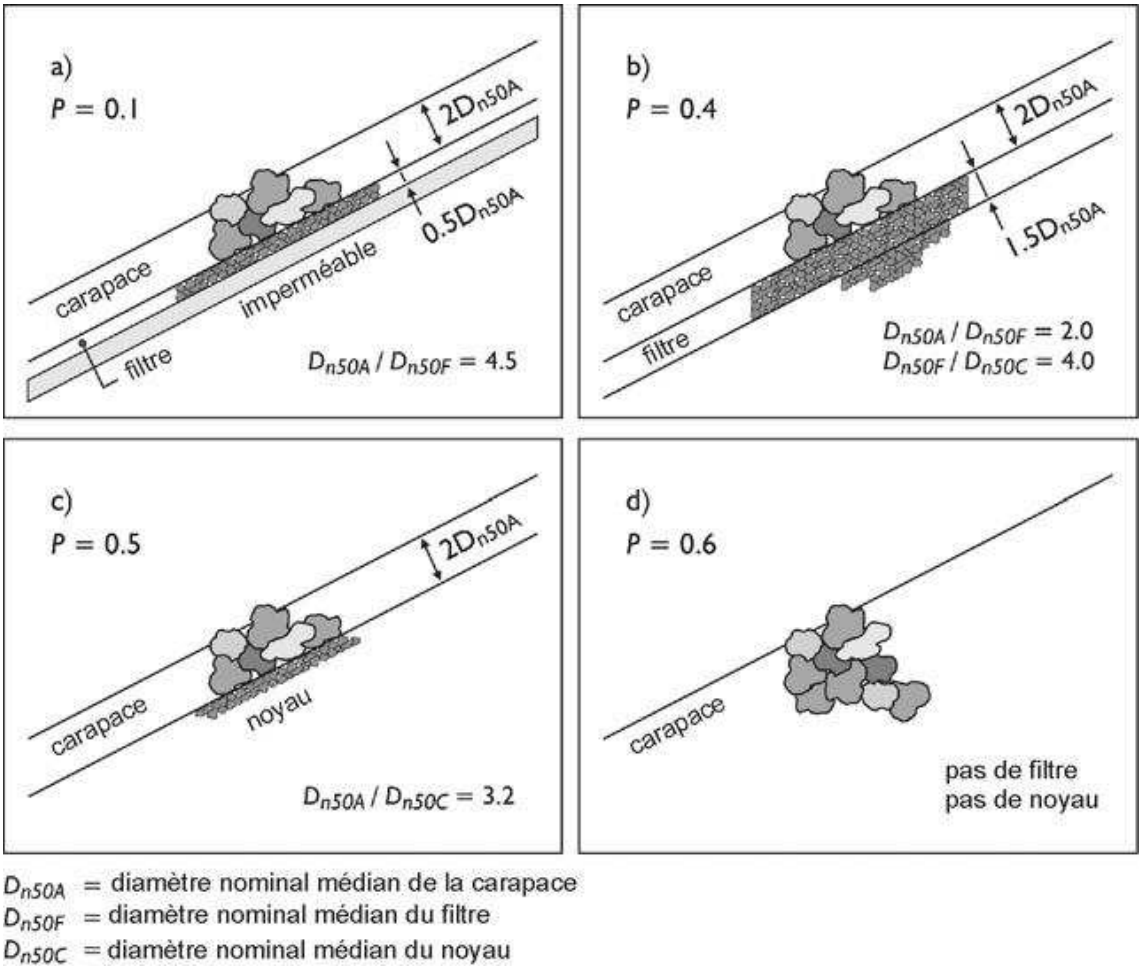


FIG. I.12: Paramètre de perméabilité nominale P pour la formule de *Van der Meer* (1988a) (*CETMEF* (2007))

Il faut noter que les formules d'estimation proposées sont dépendantes du critère de déferlement, ξ_m, :

$$R_{un}/H_s = a\xi_m \qquad \text{pour} \quad 1 < \xi_m \leq 1,5 \tag{I.31}$$

$$R_{un}/H_s = b\xi_m^c \qquad \text{pour} \quad 1,5 < \xi_m < (d/b)^{1/c} \tag{I.32}$$

Le run-up pour les ouvrages perméables ($P > 0,4$) est limité par un maximum :

$$R_{un}/H_s = d \quad \text{pour} \quad (d/b)^{1/c} < \xi_m < 7,5 \tag{I.33}$$

Les valeurs des coefficients a, b, c, et d ont été déterminées pour différents niveaux de dépassement de run-up (Tableau I.4).

Run-up dépassé par $n\%$ des vagues	a	b	c	d
0,1	1,12	1,34	0,55	2,58
1	1,01	1,24	0,48	2,15
2	0,96	1,17	0,46	1,97
5	0,86	1,05	0,44	1,68
10	0,77	0,94	0,42	1,45
33	0,72	0,88	0,41	1,35
50 (valeur médiane)	0,47	0,60	0,34	0,82

TAB. I.4: Coefficients des équations (I.31) à (I.33) (*EurOtop* (2007))

Récemment, les recherches du programme CLASH ont démontré que les valeurs de $R_{u,2\%}$ pour de petites valeurs du paramètre de déferlement ne sont pas identiques dans le cas de sous-couches perméables et dans le cas de sous-couches imperméables (Figure I.13).

Ces résultats d'essais sont établis pour trois talus avec noyau imperméable et trois talus avec noyau imperméable. Les valeurs du coefficient de correction de rugosité, γ_f, est de 0,55 pour les talus en deux couches en enrochements avec un noyau imperméable et de 0,4 dans le cas d'un noyau perméable.

Dans cette méthode, le coefficient de rugosité, γ_f, n'est applicable que pour $\gamma_b\xi_{m-1} < 1,8$. Pour des valeurs plus importantes, le coefficient de correction de rugosité augmente de manière linéaire jusqu'à 1 pour $\xi_{m-1} = 10$ et reste égal à un pour des valeurs plus grandes.

La phase, dite de run-down, est le plus bas du niveau de l'eau par rapport au niveau de l'eau au repos et sera positif s'il est inférieur au niveau de l'eau au repos.
Il existe en général moins d'informations pour calculer le niveau de run-down. Ce dernier correspondant à $R_{d2\%}$ peut être calculé par l'équation suivante sur des talus lisses et de pente constante :

$$R_{d2\%}/H_s = 0,33\xi_p \qquad \text{pour} \quad 0 < \xi_p < 4 \tag{I.34}$$

$$R_{d2\%}/H_s = 1,5 \qquad \text{pour} \quad 1,5 < \xi_p \tag{I.35}$$

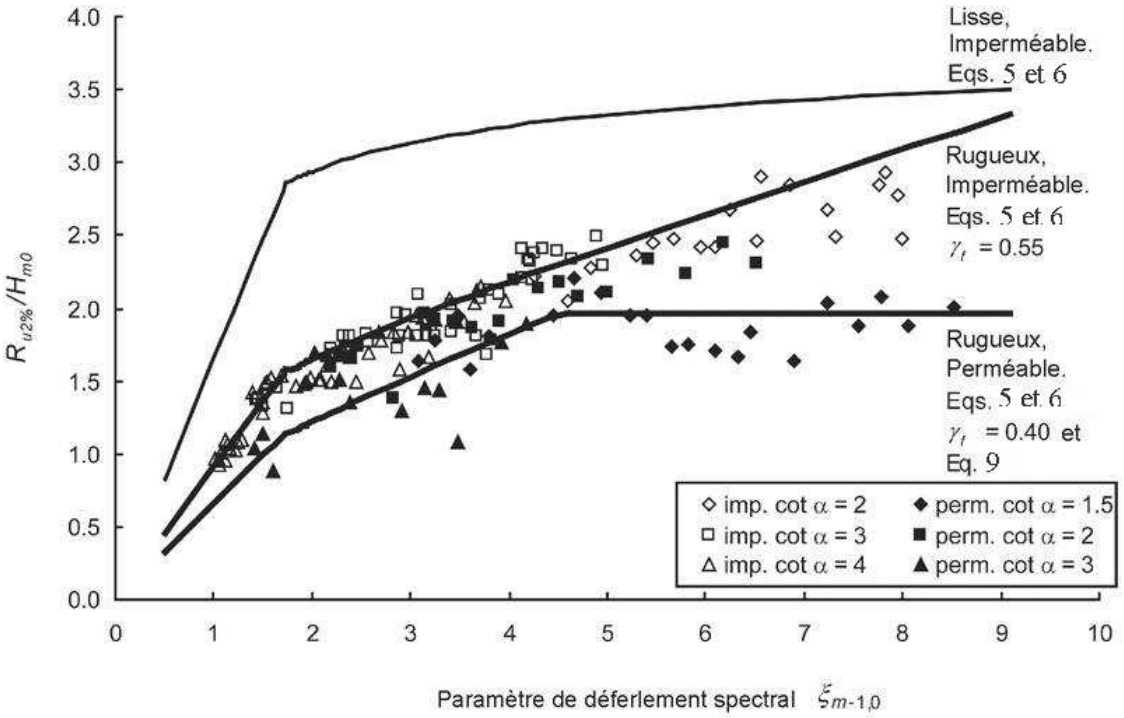


FIG. I.13: Run-up relatif sur des talus en enrochement en fonction de la perméabilité du noyau, déterminé à l'aide du paramètre de déferlement, calculé à partir des valeurs spectrales de la houle, $\xi_{m-1,0}$, et des équations (I.29), (I.30) et (I.33) (*CETMEF* (2007))

Le niveau de run-down sur des talus perméables en enrochement est influencé par la perméabilité de l'ouvrage et par le paramètre de déferlement. Pour une carapace en enrochement à granulométrie étalée ou pour un riprap sur un talus imperméable, une expression simple du run-down, considérée comme étant celui dépassé par 1% des vagues, a été établie à partir d'essais menés par *Thompson et Shuttler* (1975) :

$$R_{d1\%}/H_s = 0,34\,\xi_p - 0.17 \tag{I.36}$$

L'analyse de run-down par *Van der Meer* (1988a) a donné une relation qui inclut les effets de la perméabilité de l'ouvrage, P, de l'angle du talus, α, et de la cambrure nominale de la houle s_{om} (déterminé d'après la hauteur de la houle locale, H_s, et la période moyenne, T_m) :

$$R_{d2\%}/H_s = 2,1\sqrt{\tan\alpha} - 1,2\,P^{0,15} + 1,5\,exp(-60\,s_{om}) \tag{I.37}$$

Les résultats d'essais de *Van der Meer* (1993) produisent un coefficient de 1,2 au lieu de 1,3 dans l'équation ci-dessus. Les résultats sont présentés dans la figure I.14 pour un talus avec un noyau imperméable et un talus avec un noyau perméable. La position des points montre clairement l'influence de la perméabilité de l'ouvrage.

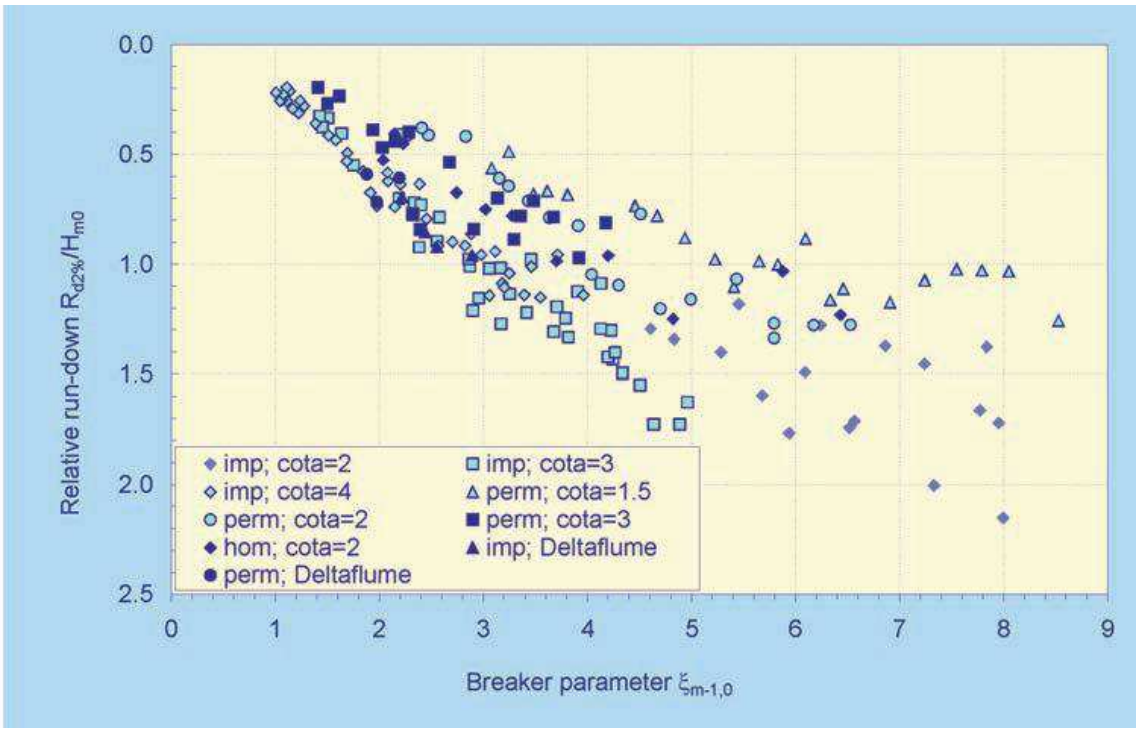


FIG. I.14: Run-down relatif sur les talus en enrochement avec un noyau imperméable, un noyau perméable et pour un ouvrage homogène (*EurOtop* (2007))

Généralement, les auteurs présentent la porosité globale de la carapace comme un paramètre important représentatif de la capacité de dissipation des blocs constituant cette carapace. Ainsi, les comparaisons des blocs et de leur performance en termes de stabilité hydraulique prennent en compte ce paramètre. Cette attitude est tout à fait logique, une grande porosité favorise la pénétration de l'écoulement à travers la carapace et dans le filtre, l'ouvrage est donc davantage perméable, les run-up et run-down sont plus faibles.

⋆ **Franchissement de la houle**

Si les niveaux de run-up dépassent le niveau de crête de l'ouvrage, celui-ci sera franchi. Ceci peut se produire pour un nombre relativement faible de vagues pendant une tempête. Cependant, un faible taux de franchissement peut souvent être accepté sans que cela n'entraîne de graves conséquences pour l'ouvrage ou pour la zone protégée. Lors de la conception d'ouvrages hydrauliques, la cote d'arase de la crête est déterminée pour un débit de franchissement.

Le débit de franchissement est souvent exprimé, soit par un débit moyen q (m/s par mètre linéaire), soit par le volume franchissant maximum critique V_{max} (m^3 par mètre linéaire). En général, le débit de franchissement moyen (q) est fonction de différents paramètres comme :

$$q = f(H_s, T_{op}, \sigma, R_c, h_s, g, \text{géométrie d'ouvrage}) \tag{I.38}$$

où

- H_s : Hauteur de vague significative ;
- T_{op} : Période pic de la houle en eau profonde ;

- σ : Distribution de houle courte ;
- R_c : Revanche de la crête (franc-bord) ;
- h_s : Profondeur de l'eau au pied de l'ouvrage ;
- g : Accélération de la gravité.

En pratique, la formule de franchissement est representée par une des expressions suivantes, basée sur des données expérimentales :

$$Q^* = Q_0(1 - R^*)^b \qquad \text{ou} \qquad Q^* = Q_0 exp(-bR^*) \tag{I.39}$$

où Q^* est le débit franchissant spécifique adimensionnel, R^* est la revanche adimensionnelle, Q_0 décrit le franchissement de la houle pour le cas $R_c = 0$, et le coefficient b dépend de paramètres qui se rapportent à l'ouvrage tels que l'angle du talus, la largeur de la berme, etc.

Comme pour le run-up de la houle, il existe différentes méthodes pour prédire le franchissement en fonction des types de carapace (talus lisses ou rugueux, perméable ou imperméable) basées sur l'équation (I.39). Le tableau I.5 présente une vue d'ensemble des méthodes utilisées pour calculer le débit franchissant avec les définitions associées des débits et franc-bord adimensionnels. Il est également possible de prendre en compte des situations plus complexes, telles qu'une houle oblique, des conditions d'eau peu profonde ou une berme dans le talus, soit en utilisant des facteurs de correction soit par le biais de formules explicites.

∗ **Talus lisses**

Pour les talus lisses et imperméables, il existe deux méthodes générales d'estimation du franchissement. La principale différence entre les deux méthodes réside dans le domaine de validité relatif à la cambrure de la houle et au paramètre du déferlement.

- Méthode d'Owen (1980)

Owen (1980) associe le paramètre adimensionnel de franchissement Q^* à un paramètre adimensionnel de franc-bord R^*, par une équation de forme exponentielle définie comme :

$$Q^* = a exp(-bR^*/\gamma) \tag{I.40}$$

Les paramètres 'a' et 'b' présentés ci-dessous sont calculés de manière empirique dépendant de la section de l'ouvrage. Les paramètres Q^* et R^* définis par *Owen* (1980) sont exprimés par :

$$R^* = R_c/(T_m\sqrt{gH_s}) = R_c/H_s\sqrt{s_{om}/(2\pi)} \tag{I.41}$$

$$Q^* = q/(T_m g H_s) \tag{I.42}$$

où R_c est la revanche de l'ouvrage (franc-bord), c'est-à-dire la hauteur de la crête par rapport au niveau de l'eau au repos, s_{om}, la cambrure nominale de la houle, T_m, la période moyenne de la houle, H_s la hauteur significative de la houle au pied de l'ouvrage et, q, le débit franchissant spécifique moyen (m^3/s par m).

L'équation (I.41) est valable pour $0{,}05 < R^* < 0{,}3$ et $0{,}035 < s_{om} < 0{,}055$, où $s_{om} = 2\pi H_s/(gT_m^2)$ (*CETMEF* (2007)). Pour des talus lisses et de pente constante, le domaine d'application de la méthode d'Owen peut être étendu à $0{,}05 < R^* < 0{,}6$ selon de nouveaux résultats d'essais rapportés par *CETMEF* (2007).

Auteurs et références	Ouvrages	Formules générales	Débit adimensionnel Q	Franc-bord adimensionnel R*
Owen (1980, 1982)	talus lisses ou rugueux, imperméables, et de pente constante ou à berme	$Q = aexp(-bR)$	$\frac{q}{gH_sT_{om}}$	$\frac{R_c}{H_s}\left(\frac{s_{om}}{2\pi}\right)^{0,5}\frac{1}{\gamma}$
Bradbury et al. (1988)	talus rugueux imperméables avec murs de couronnement	$Q = aR^{-b}$	$\frac{q}{gH_sT_{om}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s}^2\right)\left(\frac{s_{om}}{2\pi}\right)^{0,5}$
Aminti et Franco (1988)	talus rugueux avec murs de couronnement	$Q = aexp(-bR)$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s^2 L_{op}{}^{1/3}}$
Ahrens et Heimbaugh (1988a)	différents murs chasses-mer et revêtements	$Q = aR$	$\frac{qT_{om}}{L_{om}^2}$	$\frac{H_s}{R_c}$
Pedersen et Burcharth (1992)	talus rugueux avec mur de couronnement	$Q = aR$	$\frac{qT_{om}}{L_{om}^2}$	$\frac{R_c}{H_s}$
Van der Meer et Janssen (1995)	talus lisses ou rugueux, imperméables, et de pente constante ou à berme	$Q = aexp(-bR)$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}\sqrt{\frac{s_{op}}{\tan\alpha}}\xi_{op} < 2$ $\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}\xi_{op} > 2$	$\frac{R_c}{H_s}\frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan\alpha}\frac{1}{\gamma}\xi_{op} < 2$ $\frac{R_c}{H_s}\frac{1}{\gamma}\xi_{op} > 2$

Auteurs et références	Ouvrages	Formules générales	Débit adimensionnel Q	Franc-bord adimensionnel R*
Franco et al. (1994)	digues verticales	$Q = aexp(-bR)$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_s}\frac{1}{\gamma}$
Pedersen (1996)	talus rugueux perméables avec mur de couronnement	$Q = R$	$\frac{qT_{om}}{L_{om}^2}$	$3,2 * 10^{-5}\frac{H_s^2 \tan\alpha}{R_c^3 A_c B}$
Hedges et Reis (1998)	talus lisses ou rugueux, imperméables, et de pente constante ou à berme	$Q = a(1-R)^b \; 0 \leq R \leq 1$	$\frac{q}{\sqrt{gRu_{max}^3}}$	$\frac{R_c}{Ru_{max}}$
Hebsgaard et al. (1998)	talus rugueux avec ou sans mur de couronnement	$Q = ae^{bR}$	$\frac{q}{\ln S_p\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c^*}{H_s}\frac{1}{\gamma}$
Schüttrumpf et al. (2001)	talus lisses imperméables sans mur de couronnement	$Q = ae^{bR}$	$\frac{q}{\sqrt{2gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{\xi H_s}$

TAB. I.5: Différentes méthodes pour calculer le débit franchissant moyen basé sur l'Eq. I.39 (*CEM* (2002))

Coefficient Eq. (I.43) et (I.44)	Calculs déterministes	Calculs probabilistes
A	0,067	0,067
B	4,3	4,75
C	0,20	0,20
D	2,30	2,60

TAB. I.6: Valeurs des coefficients A, B, C et D dans les équations (I.43) et (I.44)

- Méthode du TAW (2002)

En fonction du paramètre de déferlement, ξ, le *TAW* (2002) a proposé deux formules développées par Van de Meer : l'une pour les vagues déferlantes ($\gamma_b \xi_{m-1,0} \leq 2$) pour lesquelles le franchissement de la houle augmente avec l'accroissement du paramètre de déferlement, et l'autre pour les vagues non-déferlantes ($\gamma_b \xi_{m-1,0} \geq 2$), pour lesquelles le franchissement maximal est atteint.

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

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{A}{\sqrt{\tan\alpha}} \gamma_b . \xi_{m-1,0} . exp(-B \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} . H_{m0} . \gamma_b . \gamma_f}) \tag{I.43}$$

avec un maximum (pour la houle non-déferlante $\gamma_b \xi_{m-1,0} \geq 2$) :

$$\frac{q}{\sqrt{g.H_{m0}^3}} = Cexp(-D \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} . H_{m0} . \gamma_f}) \tag{I.44}$$

où γ_b, γ_f sont des facteurs de correction pour prendre en compte la présence de la berme, et de la rugosité du talus, et $\xi_{m-1,0}$ est le paramètre de déferlement calculé à partir de la hauteur significative spectrale, H_{m0}, et la période énergétique moyenne, $T_{m-1,0}$, toutes deux issues du spectre de la houle en pied d'ouvrage.

Les valeurs des coefficients A, B, C et D ont été calculées de la même manière que pour la méthode de calcul du run-up par le TAW. Ces valeurs sont présentées au tableau I.6.

La figure I.15 propose également un exemple de calcul du débit franchissant de la houle à l'aide de la méthode du TAW. Trois courbes sont données pour trois talus de pente différente. Pour ces courbes, le débit franchissant adimensionnel ne dépend pas du paramètre de déferlement pour les vagues non-déferlantes.

∗ **Talus rugueux**

Dans le cadre du programme de recherche européen CLASH, des essais ont été réalisés afin de calculer les coefficients de rugosité pour l'enrochement naturel et pour divers enrochements artificiels sur des talus perméables. Le franchissement a été mesuré sur un talus perméable de pente 3/2 à un point de référence situé à $3D_n$ à partir du bord de la crête, où D_n est le diamètre nominal.

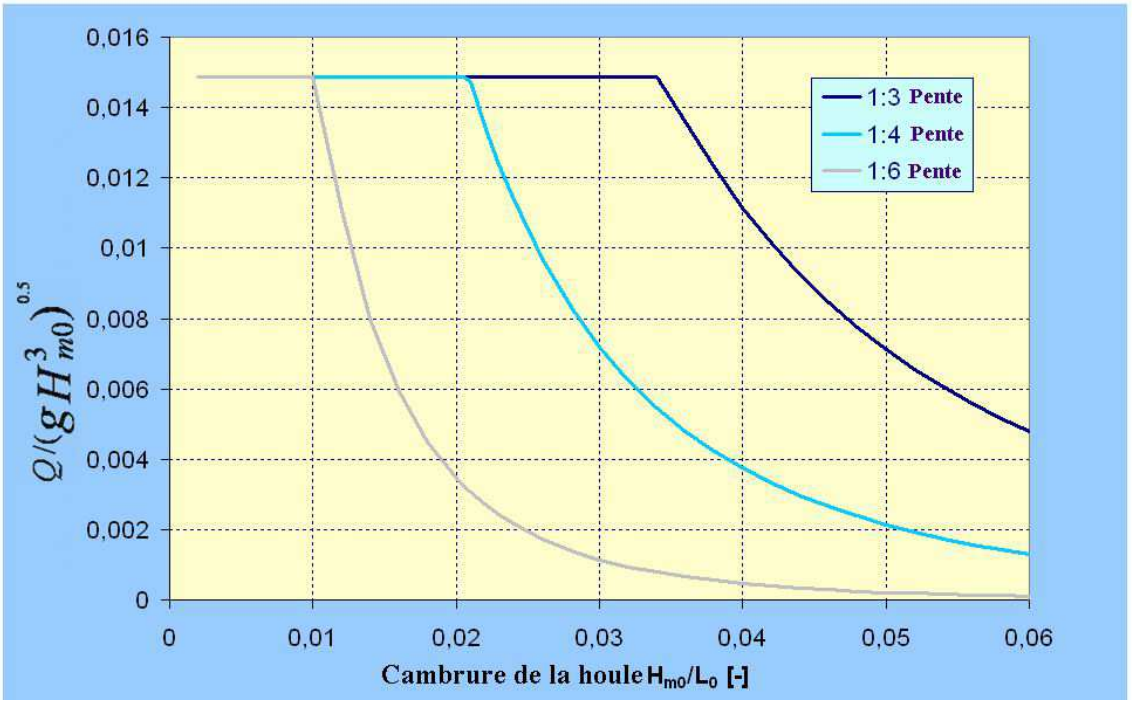


FIG. I.15: Franchissement de la houle en fonction du paramètre de déferlement et de la pente de talus (*EurOtop* (2007))

Les résultats présentés dans le tableau I.7 et à la figure I.16 sont applicables pour estimer le franchissement des ouvrages perméables composés d'un talus de pente 3/2 avec différents types de carapaces. Les courbes montrées sur la figure I.16 incluent les résultats pour un talus lisse et un talus rugueux. La courbe correspondant à un talus lisse est basée sur $\gamma_f = 1$ et la courbe correspondant à un talus rugueux est basée sur $\gamma_f = 0,45$.

La ligne inférieure montre clairement la très grande influence de la rugosité et de la perméabilité sur le franchissement de la houle. Pour les talus rugueux, la revanche est au moins diminuée de moitié par rapport à celle correspondant aux talus lisses, pour un même débit de franchissement.

Sur la figure I.16 les données pour les carapaces composées d'enrochements en mono-couche, comme l'Accropode, le Core-loc, le X-bloc, sont marquées avec des symboles pleins. Par contre, des carapaces composées d'enrochements en deux couches sont marquées par des symboles ouverts.

Les courbes présentent une légère tendance, le système de mono-couche entraîne plus de franchissement que les systèmes en deux couches. Les valeurs présentées au tableau I.7 sont également applicables aux calculs du run-up (*Pearson et al.* (2004)).

Pearson et al. (2004) ont découvert aussi que les paramètres de correction de rugosité varient selon les carapaces perméables composées d'enrochements avec différentes pentes.

pour	1 :1,3 ;	γ_f=0,52
	1 :1,5 ;	γ_f=0,42
	1 :2,0 ;	γ_f=0,38
	1 :3,5 ;	γ_f=0,33

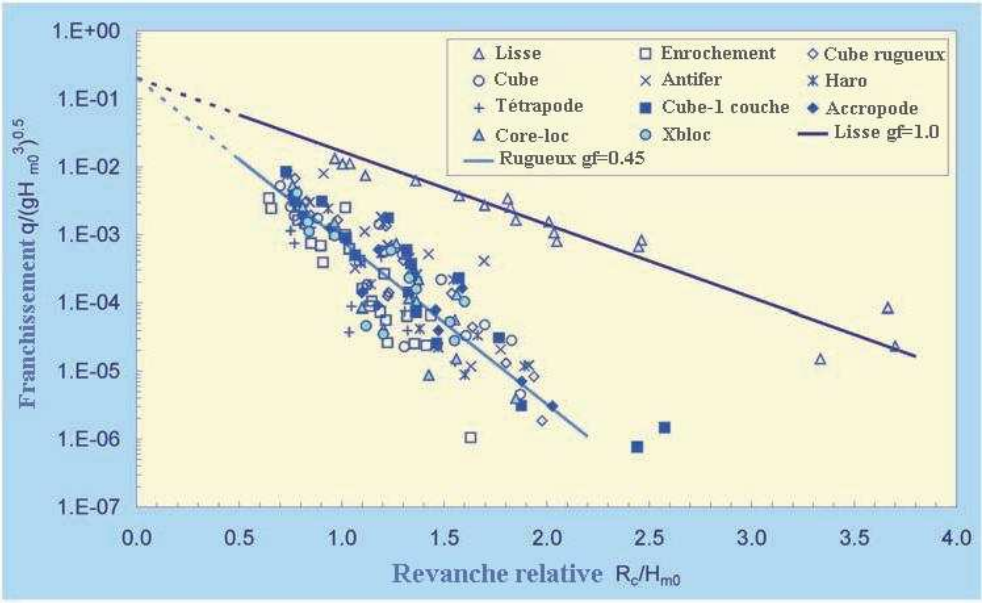


FIG. I.16: Débit franchissant moyen pour les pentes lisses 1 :1,5 et des pentes rugueuses (*EurOtop* (2007))

Des valeurs légèrement différentes sont produites par *Stewart et al.* (2003) à partir d'essais sur des talus en enrochements perméables. Selon la méthode d'Owen, ces auteurs ont trouvé des valeurs de γ_f= 0,54 et 0,48 pour des carapaces en enrochements en simple et double couche, respectivement, placées sur un noyau perméable. Ces valeurs légèrement différentes ont été comparées avec les données du tableau I.7 soit $\gamma_f = 0{,}50$ et 0,43 pour des carapaces en enrochements en mono et double couche respectivement, placées sur un noyau perméable, avec $\gamma_b \xi_{m-1,0} \leq 2$. Ces résultats ont été obtenus à partir d'essais effectués sur des modèles de talus de pente 3/2, 2/1 et 3/1 ; ils sont raisonnablement comparables aux données du tableau I.7.

- **Talus rugueux avec murs de couronnement**

Le talus à carapace inclut un mur de couronnement, destiné à retenir la carapace avec une largeur de crête égale à 3 ou 4 fois le diamètre nominal médian, D_{n50}, et permettant de réduire le franchissement (Figure I.17). Il est possible de réduire ce franchissement avec une crête d'autant plus que l'énergie peut être dissipée sur une plus grande distance.

Besley (1999) a décrit une méthode simple qui peut servir à estimer le débit franchissant sur ces ouvrages. Suivant ce procédé, le franchissement peut être calculé pour un talus simple, avec une largeur de crête G_c jusqu'à $3D_n$. Le facteur de réduction C_r, suivant peut être appliqué pour le franchissement :

$$C_r = 3,06\, exp(-1,5 G_c/H_{m0}) \quad \text{avec un maximum de } C_r = 1 \tag{I.45}$$

Il faut noter que l'équation (I.45) ne donne aucune réduction pour une largeur de crête plus petite d'environ $0{,}75H_{m0}$. C'est assez près environ de $3D_n$ et, donc, logique. Pour une largeur de crête de H_{m0}, le débit franchissant est réduit jusqu'à 68%, une largeur de crête de $2H_{m0}$ donne une réduction de 15% et pour une crête large de $3H_{m0}$, le franchissement est réduit à seulement 3,4%. Dans tous les cas la revanche du mur de couronnement a la même taille que la crête de la carapace (*EurOtop* (2007)).

Type d'enrochement ou d'ouvrage	Nombre de couche	γ_f pour la méthode du TAW
Enrochement naturel	2	0,40
Cube	2	0,47
Cube	1	0,50
Cube Antifer	2	0,47
Haro	2	0,47
Tétrapode	2	0,38
Dolos	2	0,43
Seabee	1	0,50
Shed	1	0,50
Accropode	1	0,46
Core-loc	1	0,44
Xbloc	1	0,45
Digue à berme	2	0,40

TAB. I.7: Valeurs du coefficient de réduction de rugosité, pour les ouvrages perméables (*CETMEF* (2007))

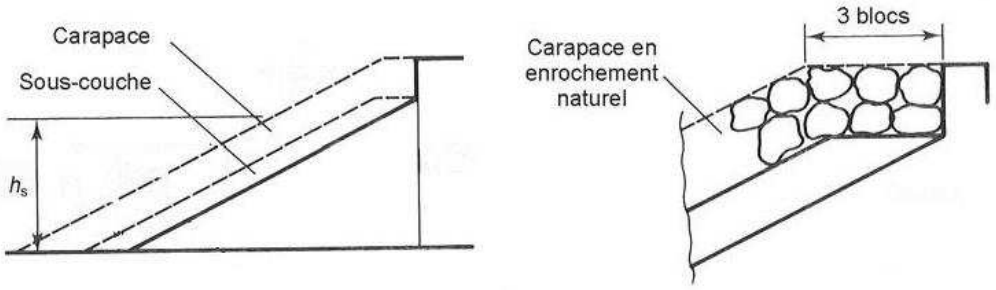


FIG. I.17: Ouvrages en enrochement avec mur de couronnement (*CETMEF* (2007))

L'équation (I.45) a été déterminée à l'origine avec un talus en enrochement naturel et doit être utilisée avec précaution, dans le cas d'une carapace en enrochement artificiel comme l'Accropode une réduction plus élevée a été observée.

⋆ **Transmission de la houle**

Les ouvrages tels que les digues à crête abaissée transmettent l'énergie de la houle dans la zone protégée. Le résultat de la transmission est exprimé par un coefficient de transmission, K_t, défini comme étant le rapport entre la hauteur de la houle transmise, H_t, et la hauteur de la houle incidente, H_i :

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = (\frac{E_t}{E_i})^{1/2} \tag{I.46}$$

où E est l'énergie totale moyenne de la houle par unité de surface (J/m^2), égale à 1/8 $\rho_w g H^2$ (en houle régulière), avec ρ_w la masse volumique de l'eau (kg/m^3).

Si la cote de la crête est trop basse, alors les franchissements de l'ouvrage seront importants. Cela signifie qu'une partie de l'énergie passe au-dessus de l'ouvrage et que la carapace sera moins sollicitée. La stabilité des blocs de ce fait est alors supérieure à la référence.
En revanche, si la crête est très haute, le nombre de rangées de blocs hors d'eau crée, en modèle réduit, une sorte de compression (un peu comme une précontrainte) qui augmente artificiellement la stabilité des blocs. En nature, un nombre important de rangées de blocs entraîne petit à petit des tassements de la carapace préjudiciable à la stabilité en crête d'ouvrage.

La transmission des digues dépend de la géométrie de l'ouvrage, principalement de la revanche de la crête, R_c, de la largeur de la crête, B, et de la hauteur d'eau, h, mais également de la perméabilité, P, et des conditions de houle, principalement la période de la houle, habituellement incluse dans le paramètre de déferlement, ξ.

Plusieurs travaux de recherche par (*Seeling* (1980); *Powell et Allsop* (1985); *Daemrich et Kahle* (1985); *Van der Meer* (1990)) ont été effectués sur les effets de la transmission de la houle.

Les résultats ont été présentés dans le rapport du *CIRIA/CUR* (1991) et les relations ajustées qui liaient le franc-bord relatif R_c/H_i au coefficient de transmission K_t peuvent être résumées par les équations suivantes :

$$K_t = 0,8 \qquad \text{pour} \qquad -2,0 < R_c/H_s < -1,13 \tag{I.47}$$

$$K_t = 0,46 - 0,3R_c/H_s \qquad \text{pour} \qquad -1,13 < R_c/H_s < 1,2 \tag{I.48}$$

$$K_t = 0,1 \qquad \text{pour} \qquad 1,2 < R_c/H_s < 2,0 \tag{I.49}$$

Ces relations donnent une description simpliste, mais qui peut parfois être suffisante pour une évaluation préliminaire de la performance de l'ouvrage (Figure I.18). Les limites supérieures et inférieures des données étudiées sont matérialisées par les courbes à ±0,15 par rapport à l'ajustement moyen basé sur les équations (I.47) à (I.49).

Daemen (1991) a proposé une relation entre le coefficient de transmission et la hauteur relative de crête (R_c/D_{n50}), la hauteur relative de vague (H_s/D_{n50}), et la cambrure de la houle (s_{op}). La dispersion des résultats est plus faible que celle de l'approximation présentée à la figure I.18 :

$$K_t = a\frac{R_c}{D_{n50}} + b \tag{I.50}$$

avec :

$$a = 0,031\frac{H_s}{D_{n50}} - 0,24 \tag{I.51}$$

$$b = -5,42s_{op} + 0,0323\frac{H_s}{D_{n50}} - 0,0017(\frac{B}{D_{n50}})^{1,84} + 0,51 \tag{I.52}$$

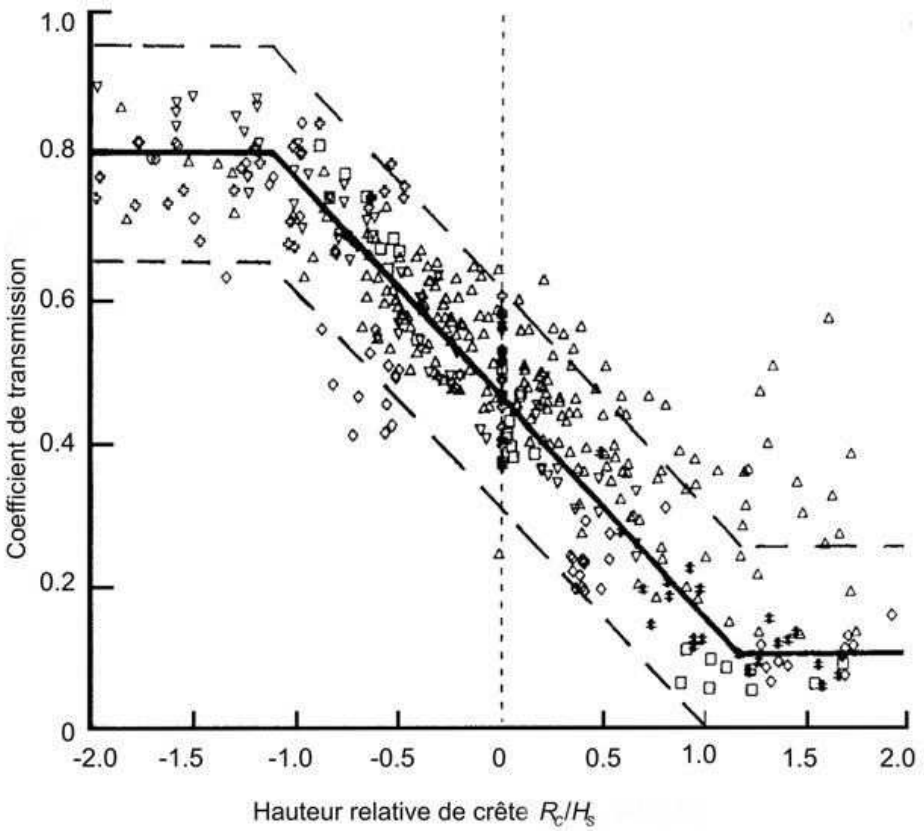


FIG. I.18: Transmission de la houle au-dessus et à travers les ouvrages à crête abaissée (*CETMEF* (2007))

Pour des valeurs maximales et minimales de K_t= 0,75 et K_t= 0,075, respectivement et les limites suivantes : $1 < H_s/D_{n50} < 6$; $0,01 < s_{op} < 0,05$ et $-2 < R_c/D_{n50} < 6$.

Pour les ouvrages plus étroits (B/H_s <10), *d'Angremond et al.* (1996) ont proposé une relation entre le coefficient de transmission, le franc-bord adimensionnel, et la hauteur de la houle incidente :

$$K_t = -0,4\frac{R_c}{H_s} + c(\frac{B}{H_s})^{-0,31}(1 - e^{-0,5\xi_p}) \tag{I.53}$$

$$c = \begin{cases} 0{,}64 & \text{pour l'ouvrage perméable,} \\ 0{,}8 & \text{pour l'ouvrage imperméable.} \end{cases}$$

et avec des valeurs maximale et minimale de K_t= 0,8 et K_t=0,075, respectivement.

Briganti et al. (2004) ont analysé les données du projet européen DELOS afin d'examiner la fiabilité des formules existantes de dimensionnement en améliorant la description de la dépendance de la transmission de vague sur des paramètres structuraux et hydrauliques. Le résultat est donné par l'équation suivante pour les ouvrages larges (B/H_s >10) :

$$K_t = -0,35\frac{R_c}{H_s} + 0,51\frac{B}{H_s}^{-0,65}(1 - exp(-0,41\xi_p)) \tag{I.54}$$

avec une valeur minimale de K_t=0,05 et une valeur maximale qui peut être décrite en supposant une dépendance linaire de la largeur de la crête, B (m), de l'ouvrage :

$$K_{t,max} = -0,006\frac{B}{H_s} + 0,93 \tag{I.55}$$

⋆ **Réflexion de la houle**

La houle est réfléchie par la plupart des ouvrages à talus. Pour les talus imperméables, près de 100% de l'énergie de la houle incidente peut être réfléchie. Par contre, les talus en enrochement réfléchissent généralement beaucoup moins que des talus imperméables ou lisses.

La réflexion de la houle est exprimée par un coefficient de réflexion, K_r, défini comme étant le rapport entre la hauteur de la houle réfléchie, H_r, et la hauteur de la houle incidente, H_i, ou d'énergie de la houle incidente, E_i et de la houle réfléchie, E_r :

$$K_r = \frac{H_r}{H_i} = \sqrt{\frac{E_r}{E_i}} \tag{I.56}$$

En houle aléatoire, les valeurs de K_r peuvent être déterminées en utilisant les hauteurs significatives de la houle incidente et de la houle réfléchie, représentatives de l'énergie de la houle incidente et de la houle réfléchie (*CETMEF* (2007)).

L'estimation de la réflexion de houle sur une plage a été introduite la première fois par *Miche* (1951). Pour les pentes lisses et imperméables, il a défini ce coefficient à partir de paramètres comme l'angle de la pente, l'amplitude de la houle et la hauteur de la houle au large.

Battjes (1974) a redéfini l'hypothèse de Miche en incluant le paramètre d'Iribarren, par le biais de l'équation suivante :

$$K_r = a * \xi^b \tag{I.57}$$

avec un choix recommandé de a=0,1 et b=2,0.

Seeling et Ahrens (1981) ont présenté une formule différente, basée sur le paramètre de déferlement :

$$K_r = c * \xi^2/(d + \xi^2) \tag{I.58}$$

Pour des talus lisses et imperméables et des talus rugueux, plusieurs recherches ont été réalisées afin de déterminer les valeurs c et d. Les principaux résultats de ces travaux qui lient le coefficient de réfléxion à la cambrure de la houle sont rassemblés dans le tableau I.8.
Dans le cas d'un déferlement, *Postma* (1989) a présenté une autre équation, basée sur l'idée que le paramètre de déferlement, ne rendait pas suffisamment compte de l'influence combinée de l'angle du talus α et de la cambrure de la houle s. Par conséquent, ces derniers paramètres ont été traités séparément, ce qui a eu pour résultat la relation empirique suivante :

$$K_r = 0,081P^{-0,14}\cot\alpha^{-0,78}s_{op}^{-0,44} \tag{I.59}$$

où P est le coefficient de perméabilité nominale, et s_{op}, la cambrure nominale basée sur la période pic.

Plus récemment, pour les talus lisses ou rugueux et les pentes perméables ou imperméables, *Zanuttigh et Van der Meer* (2006) ont présenté une nouvelle formulation, qui est basée sur l'influence d'un paramètre de rugosité :

$$K_r = \tanh(a * \xi_o^b) \tag{I.60}$$

les coefficients a et b sont définis comme :

$$\begin{aligned} a &= 1,67 \cdot [1 - exp(-3,2\gamma_f)], \\ b &= 1,49 \cdot (\gamma_f - 0,38)^2 + 0,86 \end{aligned} \tag{I.61}$$

dépendant du facteur de rugosité et validée pour les pentes rectilignes dans les conditions suivantes :

$$s_{op} \geq 0,01 \ , \ H_s/D_{50} \geq 1.0 \ , \ R_o/H_s \geq 0,5$$

Le présent paragraphe a été l'occasion de présenter les différents critères permettant d'évaluer les performances hydrauliques d'un ouvrage et l'influence de ces divers composants. Parmi les divers paramètres hydrauliques, nous retiendrons pour la suite de notre travail particulièrement ceux en relation avec le run-up et le run-down, les débits franchissants moyens et le coefficient de réflexion de l'ouvrage. En revanche, les aspects liés à la transmission ne seront pas étudiés.
Beaucoup d'auteurs ont proposé des formules analytiques pour estimer les paramètres mentionnés ci-dessus. Nous privilégierons celles du TAW pour des raisons liées à leur très large utilisation parmi les professionnels.

Auteurs et références	Paramètre de déferlement	Ouvrages	c	d
Seeling (1983)	$2 < \xi_p < 6$	talus lisses imperméables, pente constante, vagues régulières	1,0	5,5
Allsop et Hettiarachchi (1988)	1 :1,5, 1 :2, 1 :3	Dolos, vagues régulières	0,56	10
		Cobs, vagues régulières	0,50	6,54
	1 :1,33, 1 :1,5, 1 :2	Tétrapodes et Stabit, vagues irrégulières	0,48	9,62
	1 :1,33, 1 :1,5, 1 :2	Shed et Diode, vagues irrégulières	0,49	7,94
Allsop (1990)	$3 < \xi_p < 6$	talus lisses imperméables	0,96	4,8
		talus imperméables avec une couche d'enrochements (P=1)	0,64	7,22
		talus imperméables avec deux couches d'enrochements (P=1)	0,64	8,85
Benoît et Teissen (1994)	talus rugueux 1 :1,33, 1 :1,5, 1 :2, $2,7 < \xi_p < 7$	H_s :0,03-0,09, T_p=1,3s et h=0,4m	0,6	6,6
Davidson et al. (1994)	$8 < \xi_p < 50$	talus rugueux, profondeur d'eau h>3,25m	0,65	25
		2,5<h<3,25	0,60	35
		h<2,5	0,64	80

TAB. I.8: Paramètres des équations de réflexion pour les ouvrages infranchissables basés sur l'équation de *Seeling* (1983)

I.4 Historique des enrochements naturels et des blocs artificiels utilisés dans les digues à talus

La carapace se compose soit d'enrochements naturels soit de blocs artificiels en béton lorsque l'intensité de la houle requiert des poids d'éléments naturels que les carrières disponibles ne sont pas en mesure de fournir.

On considère que le Tétrapode, conçu et breveté par Neyrpic en 1950, représente le premier bloc artificiel si l'on exclut les formes simples telle que le cube ou le parallélépipède.

Plutôt que de résister grâce au poids propre, Neyrpic a cherché à améliorer la perméabilité et l'imbrication entre les unités. C'est le bloc le plus utilisé dans le monde. Placé en deux couches d'une porosité voisine de 50%, il présente des performances remarquables en matière de limitation de franchissement (Tableau I.9).

A la fin des années 1950, les États-Unis ont développé le Tribar qui ressemble à un trépied en béton (Figure I.19). De nombreux autres types de blocs ont suivi comme le 'cube modifié' (1959, US), l'Hexapode (1959, US), le Stabit (U.K., 1962), l'Akmon et le Tripode (Pays-Bas, 1962), le Dolos (Afrique de Sud, 1963) et le Cube rainuré (Antifer, France, 1973).

Bloc Artificiel	*Pays*	*Année*	*Bloc Artificiel*	*Pays*	*Année*
Cube	-	-	Accropode®	France	1980
Tétrapode	France	1950	Shed	Angleterre	1982
Tribar	États-Unis	1958	Haro®	Belgique	1984
Modified Cube	États-Unis	1958	Hollow Cube	Allemagne	1991
Stabit	Angleterre	1961	Ecopode	France	1996
Akmon	Pays-Bas	1962	Core-loc®	États-Unis	1996
Tripode	Pays-Bas	1962	A-Jack	États-Unis	1998
Dolos	Afrique du Sud	1963	Diahitis	Irlande	1998
Cob	Angleterre	1969	Accropode II®	France	1999
Cube Antifer	France	1973	Samoa Blocks	États-Unis	2002
Seabee	Australie	1978	Xbloc®	Pays-Bas	2003

Tab. I.9: Evolution des blocs artificiels

Dans un premier temps, les ingénieurs et chercheurs se sont en priorité concentrés sur la performance hydraulique des blocs. Il s'agissait de proposer des formes permettant d'atteindre une forte stabilité d'équilibre des éléments vis-à-vis des sollicitons hydrauliques générées par la houle, le plus souvent au moyen d'une forte imbrication de blocs composant une couche présentant une porosité aussi grande que possible. Un bloc performant signifiait donc une consommation réduite de béton.

De la même façon, les performances du bloc vis-à-vis du franchissement étaient égaleme -nt prises en considération puisqu'elles influençaient la hauteur de l'ouvrage. De fait, les blocs aux formes élancées bénéficiaient d'un grand intérêt de la part des praticiens. Toutefois, les dommages subis, en 1978 au Portugal, par la digue de Sines composée de Dolos allaient souligner l'importance d'un problème jusqu'alors trop largement ignoré. Il s'agit de la vulnérabilité structurelle des grands blocs aux formes élancées susceptibles de subir

des ruptures. Ainsi, depuis cette époque, il semble que la tendance se soit orientée vers des formes plus compactes beaucoup plus aptes à résister aux chocs que les blocs sont amenés à subir (Accropode®, Core-loc®).

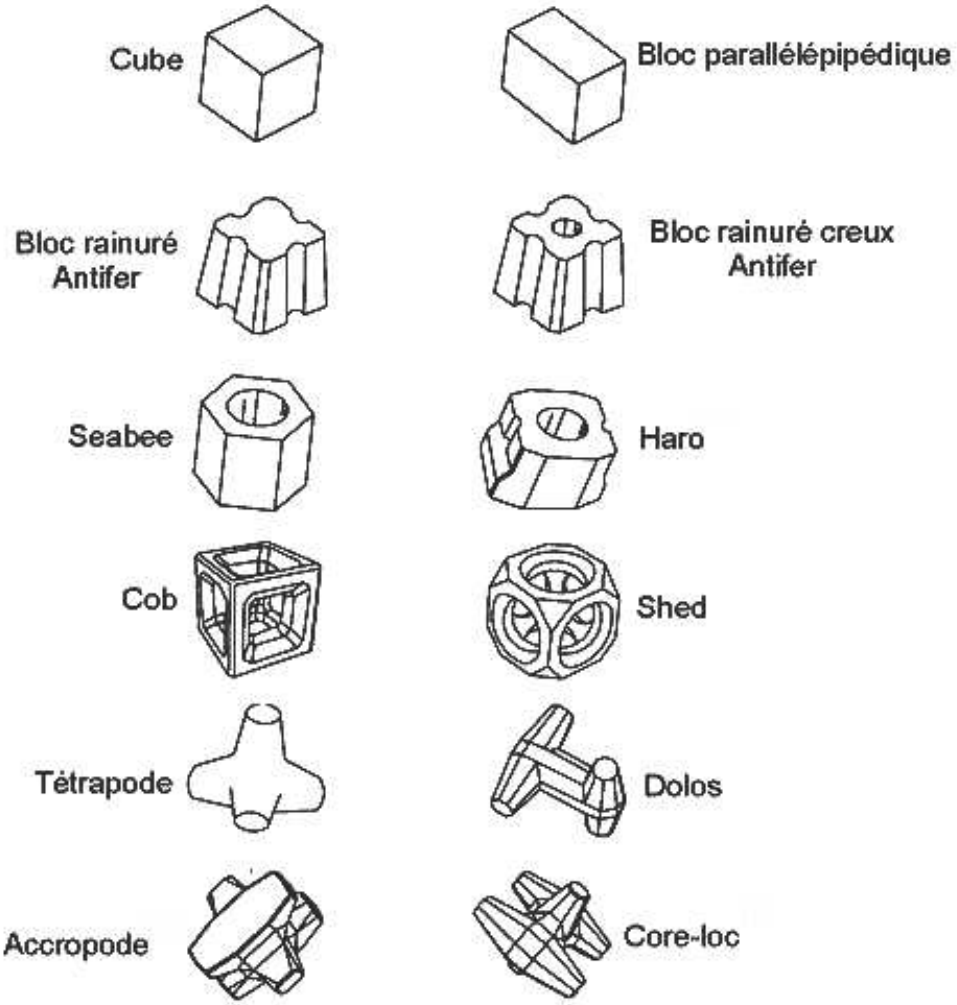


FIG. I.19: Blocs artificiels fréquemment utilisés (*CETMEF* (2007))

Principaux blocs artificiels en béton

Dans cette partie plusieurs blocs artificiels les plus communs sont présentés en utilisant les classifications comme indiqué dans la section précédente.

∗ **Blocs de type cubique**

♦ **Blocs cubiques**

Le bloc cubique ou cube est le produit de remplacement des enrochements naturels le plus simple et sa stabilité principale provient de sa masse (Figure I.20). La stabilité résulte aussi de la friction entre les blocs.

La résistance du frottement contre l'action des vagues dépend principalement du poids du bloc et du degré d'enchevêtrement avec les blocs adjacents. Les blocs sont généralement

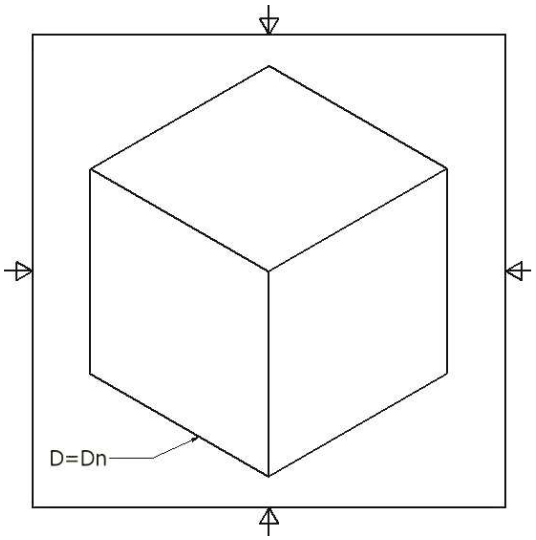


Fig. I.20: Schéma d'un cube artificiel

posés en multiples couches. Cependant, *Van Gent et al.* (2001) ont réalisé un grand nombre d'essais avec des cubes suivant deux aspects :

- une carapace constituée d'une seule couche du cube ;
- une carapace constituée de blocs plus denses.

Une réduction en coût comparée à la couche traditionnelle (deux couches) a été considérée en tant qu'un des aspects les plus importants. Un autre avantage des cubes en comparaison des blocs imbriqués est que le placement des cubes au-dessous de l'eau est plus facile, spécialement pour des régions où la visibilité sous-marine est trop faible pour employer les outils facilitant le placement des blocs imbriqués (*Van Gent* (2003)).

La méthode de placement des cubes est importante pour la performance hydraulique et la réponse structurelle de la carapace. Le placement irrégulier des cubes mène à améliorer la performance hydraulique du fait que le franchissement et la réflexion peuvent être réduits.

Les cubes en simple couche ont récemment fait l'objet de recherches (*Van Gent et al.* (2000, 2001) et *Van Gent* (2003)) qui suggèrent que, dans certains cas, cette disposition présente des avantages par rapport à une carapace en double couche.

♦ Blocs cubiques rainurés (type Antifer ou 'BCR')

Le bloc Antifer est un bloc cubique de forme simple qui présente sur les quatre faces non parallèles une rainure semi-circulaire (Figure I.21). Les rainures permettent une meilleure circulation de l'eau à l'intérieur de la carapace et une réduction des surpressions. De plus, elles facilitent un arrimage des blocs entre eux qui améliore leur tenue et leur donne un comportement de 'groupe'.
Il est disposé en deux couches sur des pentes de talus comprises généralement entre 4/3 et 2/1. La couche inférieure agit en tant que séparateur avec les blocs de la couche supérieure.

La méthode de placement des blocs cubiques rainurés est un paramètre important qui

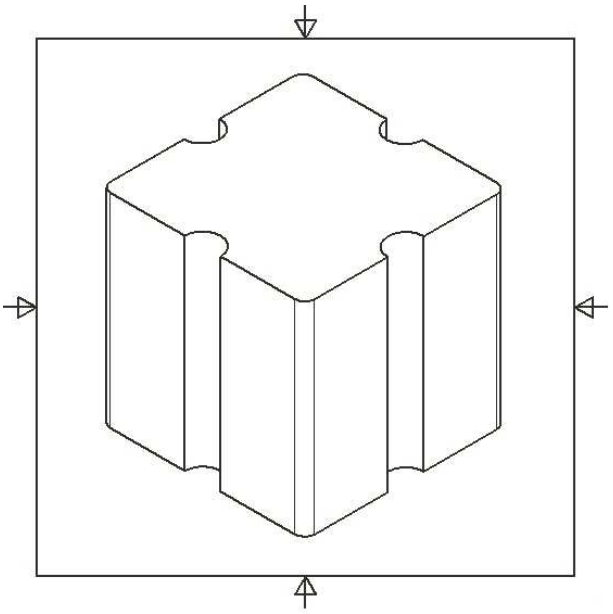


Fig. I.21: Schéma du cube Antifer

a été récemment développé par plusieurs études. *Yagci et Kapdasli* (2003); *Yagci et al.* (2004) ont analysé la stabilité du BCR avec différentes techniques de plan de pose comme : la technique de placement régulier, la technique de placement irrégulier et la technique de placement avec paroi inclinée (parallèle à la pente de carapace).

En parallèle, ils ont présenté une nouvelle technique de placement nommée 'la technique de placement alternatif' et ont réalisé une comparaison avec les méthodes existantes. Les résultat de ces recherches ont montré que 'la technique de placement régulier' produit une stabilité bien inférieure comparativement à d'autres techniques de placement. Par contre, la 'technique de placement alternatif' s'est avérée supérieure à d'autres techniques existantes de placement.

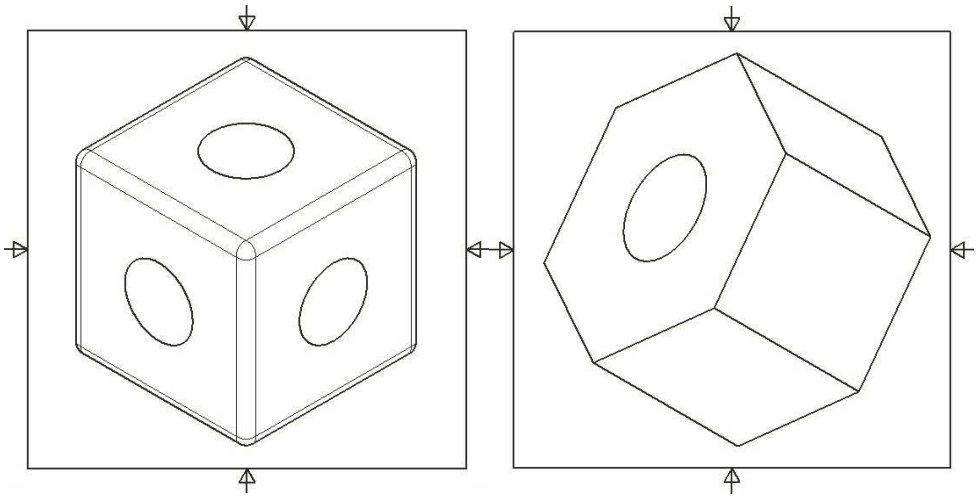
∗ **Blocs perforés**

♦ **Cob, Shed, Diode, Seabee et Haro®**

Les types alternatifs de blocs différents de ceux plutôt conventionnels se distinguent de deux manières fondamentales. Premièrement, l'énergie de la vague est dissipée principalement par la grande ouverture au centre du bloc et dans une moindre mesure dans les vides entre les blocs adjacents. Deuxièmement, ces blocs sont placés suivant un mode serré et régulier qui forme une couche structurale stable de porosité élevée et constante (Figure I.22).

Ces éléments sont denommés comme 'blocs perforés' : Cob, Shed, Diode, Seabee, etc. Le bloc n'est pas déplacé individuellement par les vagues et donc ne se comporte pas comme d'autres types de blocs. Le mouvement d'un élément entraîne celui des autres. Cette stabilité spécifique permet l'utilisation de blocs plus petits placés en une seule couche au lieu de deux ; cela ayant pour conséquence une consommation considérablement réduite de béton.

L'utilisation de ces unités représente une potentiel considérable d'économie sur le coût



(a) Shed (b) Seabee

Fig. I.22: Exemples de blocs perforés

de la carapace. Ces unités permettent également une utilisation sur des pentes plus raides que celles adoptées pour les blocs posés de façon aléatoire. Les avantages de ce bloc creux percé peuvent être récapitulés ainsi :

- utilisation de pentes plus raides sur le côté mer avec une économie conséquente en volume de matériaux de base (noyau, sous-couches) ;
- une seule couche de blocs percés est exigée pour la carapace ;
- le poids des unités est considérablement plus faible que les unités alternatives de carapace pour un même dimensionnement. En conséquence, le volume global de blocs est réduit en grande partie, de ce fait fournissant une solution économique ;
- la géométrie et le poids réduit des blocs sont tels qu'ils permettent une construction plus facile, un stockage et une plus grande flexibilité concernant le transport sur chantier.

En revanche, un des désavantages principaux d'utilisation des blocs perforés est d'assurer qu'ils sont étroitement disposés en lignes parallèles. Cette opération peut donc être difficile et lente ; les musoirs et les courbes exigent un soin particulier. En outre, le positionnement sous-marin des blocs creux exige un contrôle par des plongeurs, qui est très critique avec une visibilité limitée et sous l'action de vagues ou courants continus.

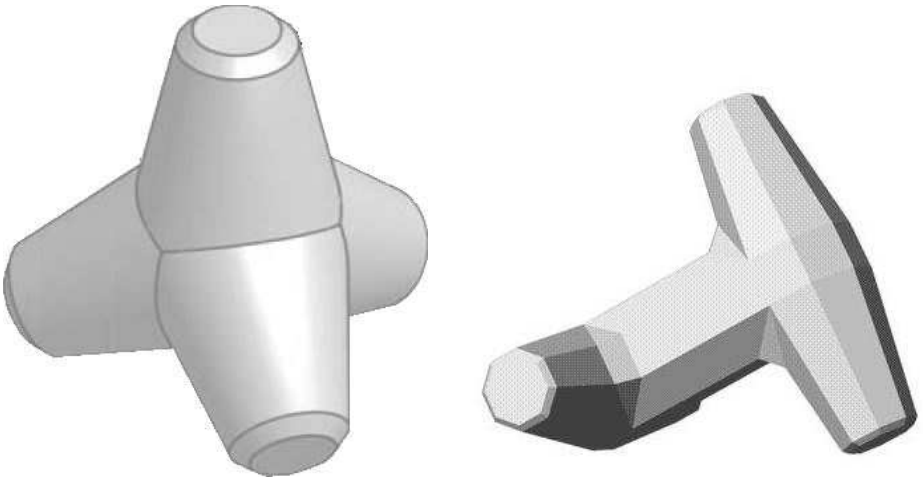
∗ **Blocs à imbrication en double couche**

♦ **Tétrapode**

L'un des blocs les plus anciens et aussi le plus répandu dans le monde, est le Tétrapode breveté par Neypric en 1950. Ces blocs sont construits à partir des quatre rayons partant du centre vers les quatre sommets d'un tétraèdre régulier (Figure I.23).

Les Tétrapodes permettent de réaliser des carapaces particulièrement rugueuses, qui absorbent l'énergie de la houle ayant un faible pouvoir réfléchissant : ils permettent donc de limiter l'amplitude du clapotis partiel formé par la réflexion de la houle sur le parement des digues, et par conséquent de réduire les risques de franchissement.

Ce bloc est posé en deux couches : la première est constituée de Tétrapodes posés à plat selon un plan de pose rigoureux, une des arêtes étant perpendiculaire au plan local de la digue. La deuxième couche est, elle aussi, positionnée très précisément, chaque Tétrapode étant posé de façon inverse de ceux de la couche précédente. L'utilisation de Tétrapodes est notamment très répandue au Japon en système multicouches.



(a) Tétrapode (b) Dolos

Fig. I.23: Exemples de blocs à imbrication en double couche

♦ **Dolos**

Le Dolos est constitué de deux enclumes perpendiculaires reliées par un bras. Les blocs sont placés en deux couches selon un plan de pose pêle-mêle avec un indice des vides très élevé (Figure I.23).

La forme de ce type de blocs est particulièrement propice à un bon enchevêtrement. De ce fait, l'enchevêtrement des blocs entre eux assure la stabilité de la carapace.

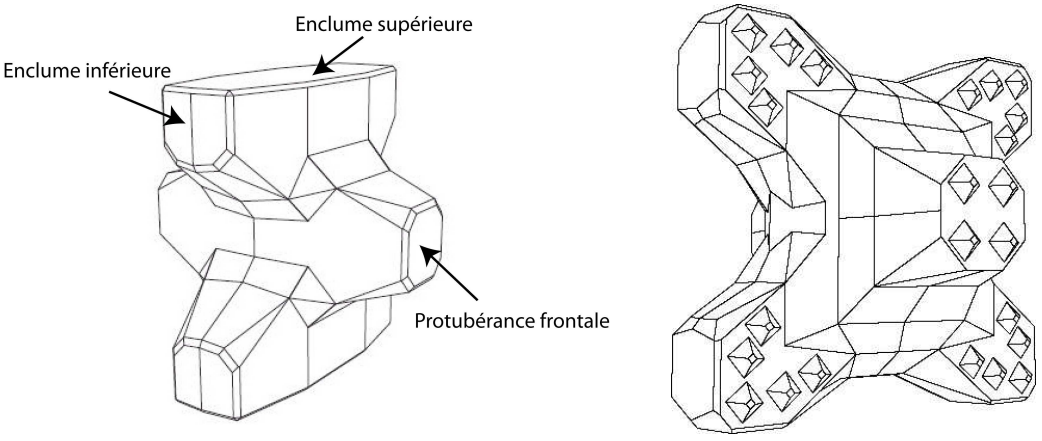
Le Dolos avait initialement été développé avec du béton non-armé. Néanmoins, ce type de bloc est particulièrement fragile aux chocs et ce défaut de robustesse est à l'origine de la rupture de la digue de Sines en 1979. En réponse aux dommages observés, l'armature en acier a été utilisée par la suite.
Les problèmes potentiels sont la corrosion de l'armature, qui peut mener à une fissuration et également une augmentation du coût de fabrication.

∗ **Blocs à imbrication en mono-couche**

♦ **Accropode®**

L'Accropode a été développé à la fin des années 70 par Sogreah à partir de l'expérience sur les Tétrapodes et de l'observation que les systèmes bicouches peuvent permettre un mouvement non désiré dans la couche supérieure. En fait, l'Accropode est le premier bloc artificiel monocouche. Une économie de béton allant jusqu'à 40% par rapport aux techniques bicouches traditionnelles est revendiquée par ses concepteurs (Figure I.24).

En ce qui concerne le placement, ce bloc peut être posé en deux façons :
- soit une position avec 3 points de contact (2 extrémités d'enclumes et un nez (extrémité d'axe)),
- soit 1 point et une ligne de contact (un nez et une arête d'enclume).



(a) Accropode® (b) Accropode II®

FIG. I.24: Exemples de bloc Accropode® (CLI)

Enfin toujours à la fin des années 90, Sogreah a proposé une nouvelle forme de bloc, Accropode II, qui est une évoluation de bloc Accropode (Figure I.24).
La forme optimisée et l'accroissement du frottement entre les blocs grâce à des pyramides sur certaines faces de ce bloc de carapace a pour objet de favoriser l'imbrication des blocs en présentant également de nouvelles caractéristiques :
- tassements réduits au minimum sur le talus,
- meilleure dissipation de l'énergie,
- réflexion de la houle et franchissement réduits,
- résistance structurelle améliorée.

L'ensemble des analyses portées sur la résistance structurelle du bloc et sa stabilité hydraulique a conduit à des mesures très complètes pour la fabrication du coffrage et des blocs, le stockage et les positions respectives de blocs (*CETMEF* (2007)).

♦ Core-loc®

Le 'Core-loc', qui est breveté par le laboratoire hydraulique de l'U.S. Army Corps of Engineers au milieu des années 1990, représente un nouveau type de bloc de protection en béton (Figure I.25). Ce bloc de carapace a notamment été conçu pour faciliter la réparation ou le renfoncement des carapaces en Dolos.
Le bloc Core-loc a été développé pour produire une utilisation efficace du bloc avec la solidité et la robustesse suffisante pour réaliser une structure rentable et fortement stable. La philosophie de conception du Core-loc est basée sur une utilisation en monocouche.

Les performances du bloc sont légèrement supérieures à celles de l'Accropode® tant en matière de stabilité que du franchissement. Il apparaît toutefois moins robuste avec ses formes plus élancées. De plus, sa construction nécessite une moule assez complexe.

Fig. I.25: Exemple de Core-loc® (CLI)

♦ **Xbloc®**

Le Xbloc, un nouveau type de bloc artificiel (2004), a été développé par la société d'ingénieurs hollandaise DELTAMARINE avec le support du laboratoire Delft (Figure I.26).
Ses performances en termes de stabilité et du franchissement sont intermédiaires entre celles de l'Accropode et du Core-loc. Sa robustesse est très proche de celle de l'Accropode, tout comme sa facilité de construction. En revanche, la mise en place des blocs sur le talus est simplifiée par rapport à celle de l'Accropode.

Contrairement à l'Accropode, la pose du Xbloc n'est pas soumis à une longue liste de règles rigoureuses au sujet de l'orientation de chaque unité sur une pente de digues. Sa forme particulière serait favorable à une imbrication quasiment automatique, d'après leurs concepteurs.

Fig. I.26: Exemple de Xbloc® (Delta Marine Consultants)

♦ **Performances et dispersions**

Nous venons de passer en revue différentes formes de blocs. Pour certains blocs comme le Tétrapode, la pose est bien définie (une patte vers le haut pour la première couche, une patte vers le bas pour la seconde couche). En revanche, pour un bloc comme l'Accropode, les configurations de pose des blocs les uns par rapport aux autres sont innombrables en dépit des recommandations de la Sogreah. Plus les possibilités de variations sont grandes et logiquement plus la dispersion des résultats pour la stabilité devrait être importante. C'est, du point de vue pratique, un élément crucial. En effet, la pose sur chantier n'est jamais aussi bonne que celle ayant servi de test sur les modèles réduits.

I.4.1 Réponse structurelle aux actions hydrauliques

Les formules de stabilité représentent des relations entre les paramètres de la houle et les caractéristiques minimales des blocs susceptibles de maintenir leur équilibre vis-à-vis de son action. Les forces auxquelles sont soumis les blocs composant une carapace résultent de phénomènes hydrauliques complexes difficiles à modéliser ou à schématiser ou même à mesurer.

Il s'agit d'écoulements externes et internes à l'ouvrage particulièrement variables dans le temps et dans l'espace et dont les grandeurs sont influencées par une multitude de paramètres qu'une seule formule analytique peut difficilement prendre totalement en considération.
Les champs d'écoulement dans la carapace notamment au voisinage du niveau de repos et plus particulièrement en cas de déferlement plongeant restent difficiles à appréhender tout comme leur évolution au cours d'une période. Ces obstacles théoriques pénalisent la fiabilité des évaluations des efforts hydrauliques s'exerçant sur les éléments.

De même, la représentation des contacts entre les divers éléments de carapace relève d'un exercice délicat dans la mesure où le nombre, la nature et l'intensité des contacts d'un bloc isolé qui dépendent des arrangements ou dispositions particulières d'assemblage des éléments voisins, varient de façon aléatoire dans de larges proportions.

En dépit de ces difficultés théoriques, des auteurs ont pu proposer des formulations assez simples dont certaines fournissent des résultats relativement fiables à condition toutefois, qu'elles soient effectivement utilisées dans leur domaine de validité.

Certaines formules peuvent relever d'une analyse théorique s'appuyant sur des schématis -ations simplifiées de fonctionnement du système eau-structure. D'autres se présentent davantage comme une exploitation de résultats expérimentaux obtenus sur modèle.

D'un point de vue général, les formulations se sont, au cours des décennies, progressivement enrichies en intégrant l'influence d'un nombre croissant de paramètres. Au minimum, les formules prennent en compte la hauteur de la houle, les poids ou les masses volumiques des matériaux, les caractéristiques dimensionnelles des blocs, la forme des blocs et généralement l'angle que fait le talus de pose avec l'horizontale.

Que les éléments représentent des enrochements naturels ou des blocs artificiels n'affecte en rien les approches intellectuelles suivies par les producteurs des formules. C'est pourquoi les expressions présentent généralement des formats sensiblement voisins ou strictement identiques.

Nous avons ici jugé utile de nous arrêter plus particulièrement sur la formule d'Irribaren pour son intérêt historique et sur celle d'Hudson encore largement usitée de nos jours.

I.4.2 La formule d'Iribarren

Iribarren (1938) fut l'un des tous premiers à proposer une formule de stabilité. Sa formulation résulte d'une approche théorique. Il a considéré qu'une houle de hauteur donnée générait une vitesse proportionnelle à la racine carrée de cette hauteur. Estimant ensuite que l'effort hydrodynamique était proportionnel au carré de cette vitesse, il conclut donc à une proportionnalité entre la hauteur de la houle et la force déstabilisatrice de l'enrochement. Equilibrant cette force avec la projection sur le talus du poids déjaugé du bloc et le frottement de ce dernier sur son assise, il a proposé l'expression suivante :

$$W = \frac{K\rho_s g H^3}{(\mu\cos\alpha \pm \sin\alpha)^3(\rho_s/\rho_w - 1)^3} \tag{I.62}$$

où W est le poids du bloc, H la hauteur de la houle incidente au pied de la digue, μ un coefficient de frottement, ρ_s la masse volumique du bloc, α l'angle du talus, K un coefficient sans dimension dépendant de la forme du bloc, ρ_w la masse volumique de l'eau, et g l'accélération de la pesanteur..

Utiliser la formule d'Iribarren revient, en somme, à réaliser un calcul statique de limite d'équilibre au glissement d'un bloc frottant sur son assise sous des efforts de trainée induits par des vitesses sensiblement parallèles au talus que génèrent la houle.
Bien qu'il s'agisse d'une formule théorique, les coefficients K et μ devaient être obtenus à partir de mesures expérimentales. En 1965, Iribarren a fourni des jeux de coefficients K et μ à utiliser pour des enrochements, des cubes et des Tétrapodes, avec des valeurs de K très différentes en fonction du sens de mouvement (montée, descente) de la vague sur le talus.

La formule peut également être écrite sous le format suivant :

$$\frac{H}{\Delta D_n} = K(\mu\cos\alpha \pm \sin\alpha) \tag{I.63}$$

où Δ est la densité déjaugée du bloc soit $(\rho_s/\rho_w - 1)$ et D_n son diamètre nominal donné par la racine cubique de son volume.

I.4.3 La formule d'Hudson

Hudson (1958, 1959) a réalisé toute une batterie d'essais en modèle réduit en houle régulière non déferlante sur des enrochements naturels et des tétrapodes. Dans sa recherche de détermination expérimentale des coefficients à utiliser dans la formule d'Iribarren (à la descente de la vague), il a constaté, outre la dispersion du coefficient de frottement, une grande variabilité du coefficient K en fonction de la pente. Après exploitation de ses résultats expérimentaux, il a modifié dans l'équation d'Iribarren le terme représentant l'influence de l'angle du talus, pour finalement proposer la formulation alternative suivante :

$$W = \frac{\rho_r g H^3}{\Delta^3 K_D \cot\alpha} \tag{I.64}$$

où K_D est un coefficient sans dimension caractérisant la performance hydraulique du bloc. Il dépend notamment de la forme du bloc et du taux de dommage subi par la carapace. Cette formule d'après son auteur serait applicable pour des ouvrages de pente allant de 5/4 à 4/1. La modification apportée par Hudson conduit à transformer une équation théorique en une formule empirique.

En utilisant D_n le diamètre nominal des blocs et N_s le nombre de stabilité, la formule de Hudson peut être réécrite sous la forme :

$$\frac{H}{\Delta D_n} = \sqrt[3]{K_D \cot \alpha} = N_s \tag{I.65}$$

La formule d'Hudson reste encore aujourd'hui l'expression la plus utilisée en raison de sa facilité d'utilisation et de la richesse de l'accumulation des données relatives aux valeurs de K_D portant sur de multiples blocs et dans de nombreuses configurations différentes.

I.4.4 Les formules dites nordiques

Les ingénieurs du nord de l'Europe ont développé, depuis la fin des années 80, toute une série de formules de stabilité de blocs sous le format général suivant :

$$\frac{H}{\Delta D_n} = f\left(N, s_{om}, N_{od}, \phi\right) \tag{I.66}$$

Il s'agit de formulations purement empiriques, s'appliquant spécifiquement à des blocs de nature donnée placés suivant une pente déterminée, celle-ci associée le plus souvent au type de blocs concerné. La formule donne l'influence de la durée de la tempête via N, le nombre de vagues, de la période par l'intermédiaire de s_{om} la cambrure, du nombre de dommage N_{od} et éventuellement de ϕ la densité de pose. Les coefficients et exposants intervenant dans les formules résultent de calages réalisés à partir des résultats obtenus sur modèles réduits.

A titre d'exemples, nous donnons à nouveau ci-dessous les formules développées par *Van der Meer* (1988b) pour les cubes et les tétrapodes :

$$\text{Cubes} \qquad \frac{H}{\Delta D_n} = \left(6,7\frac{N_{od}^{0,4}}{N^{0,3}} + 1,0\right) s_{om}^{-0,1} \tag{I.67}$$

$$\text{Tétrapodes} \qquad \frac{H}{\Delta D_n} = \left(3,75(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}})^{0,5} + 0,85\right) s_{om}^{-0,2} \tag{I.68}$$

I.4.5 Autres formulations

Nous venons de voir que les formules de stabilité sont très largement empiriques. Toutefois, des tentatives de modélisation plus théoriques sont régulièrement menées par divers chercheurs. Les efforts hydrodynamiques sont alors généralement estimés à l'aide de la formule de Morrison :

$$F = \frac{1}{2}\rho_w A C_D U^2 + \rho_w V C_M dU/dt \tag{I.69}$$

où A est la section du maître-couple du bloc, V son volume, C_D et C_m les coefficients de trainée et de masse ajoutée, U étant la vitesse du fluide et dU/dt son accélération. Cette approche nécessite une connaissance précise des champs de vitesse et de leur évolution au cours du temps. Les auteurs y ont accès soit directement par la mesure sur modèle réduit *Melby et Kobayashi* (1996) soit par l'intermédiaire de modèles numériques (*Hattori et al.* (1999)).
Dans les deux cas, la détermination des coefficients de trainée et de masse ajoutée constitue une difficulté majeure, notamment à cause de leur variation en fonction du nombre de Reynolds. Si dans le cas des enrochements naturels, des mesures d'efforts en modèle réduit *Tørum* (1994) ont pu contribuer à mieux cerner les valeurs à appliquer, en revanche, les grandeurs relatives aux blocs artificiels demeurent très incertaines.

Les travaux menés par *Hattori et al.* (1999) qui ont développé un modèle de stabilité de blocs Hamabit illustre cette difficulté. Les chercheurs ont utilisé un simple modèle monodimensionnel pour la simulation des écoulements à l'extérieur et à l'intérieur de la structure afin de déterminer, pour chaque pas de temps, les efforts hydrodynamiques exercés sur les blocs. Considérant un mouvement en rotation autour des points de contact entre les blocs, les auteurs ont pu déterminer les moments et zones critiques de rupture d'équilibre en précisant le nombre de stabilité en cohérence avec leurs résultats expérimentaux obtenus en canal à houle.
Ce type de calcul qui a été réalisé avec succès grâce à l'utilisation de paramètres judicieusement choisis porte sur un bloc monocouche en pose rangé, c'est-à-dire avec une géométrie de contacts définis. On imagine aisément la dispersion des résultats qui résulterait de calculs faits sur une pose aléatoire. Dans le même esprit, *Van Gent* (1996), en recourant à un modèle numérique bidimensionnel d'écoulement, a pu estimer la stabilité des enrochements composant l'enveloppe d'une digue à berme et reconstituer la forme d'équilibre de l'ouvrage sous l'influence d'une houle.
En dépit des incertitudes liées à sa mise en œuvre, le type de démarche mentionnée ci-dessus représente une voie prometteuse vers une meilleure compréhension du comportement spécifique des divers blocs. Toutefois, cette approche théorique semble devoir rester confinée au domaine de la recherche encore quelque temps avant que des outils numériques opérationnels puissent réellement évaluer, avec la fiabilité requise, la stabilité des blocs artificiels.

I.4.6 Recoupement des formulations

En reprenant le modèle physique de frottement adoptée par Iribarren, il est possible de démontrer la formule d'Hudson. On utilise la formule de Morrison en négligeant le terme d'inertie, considérant que l'instant critique d'instabilité correspond au maximum de la vitesse. Cette dernière grandeur est estimée, non plus proportionnelle à la racine carrée de la hauteur de la houle, mais à celle d'un run-up évalué suivant le format suivant (*EDF-LNH* (1987)) :

$$\frac{Ru}{H} = A\left(\frac{tan\alpha}{\sqrt{s_0}}\right)^{0,5} \tag{I.70}$$

où $s_0 = H/L_0$ représente la cambrure de la houle.

En considérant la phase critique de la montée de la vague sur le talus, les développements conduisent à la formule de stabilité suivante (*Safari et al.* (2008)) :

$$\frac{H}{\Delta D_n} = C\sqrt[4]{s_0}\left(\frac{cos\alpha + sin\alpha}{\sqrt{tan\alpha}}\right) \tag{I.71}$$

En étudiant, sur la plage de variation retenue par Hudson, le terme fonction de α, on s'aperçoit qu'il reste très sensiblement proche (moins de 3%) de une fois et demi la racine cubique de $cot\alpha$, ce qui conduit à :

$$\frac{H}{\Delta D_n} = 1,5C\sqrt[4]{s_0}\sqrt[3]{cot\alpha} \tag{I.72}$$

On reconnaît l'expression d'Hudson :

$$\frac{H}{\Delta D_n} = \sqrt[3]{K_D cot\alpha} \tag{I.73}$$

avec $K_D = 3,4C^3\left(s_0\right)^{3/4}$.

Il faut, d'autre part, observer que, dans la formule de *Van der Meer* (1988a) relative à la stabilité des enrochements naturels en déferlement plongeant, il apparaît un terme correspondant à l'inverse de la racine carrée du paramètre d'Iribarren. Or ce paramètre est lui-même inversement proportionnel à la racine carrée de la cambrure. On retrouve ainsi l'exposant égal à un quart de la cambrure figurant dans la formule de Van der Meer. Les travaux de Iribarren, de Hudson et de Van der Meer peuvent donc se recouper de cette façon.

I.5 Définition des dommages

Pendant la durée de vie supposée des blocs artificiels, des dommages peuvent avoir lieu à la suite de l'action de la houle.

Il existe plusieurs façons de mesurer le dommage : (a) mesure du profil : décrire le dommage dans la zone érodée du talus auteur du niveau de l'eau au repos et (b) analyse visuelle : par le nombre de blocs d'enrochements ou artificiels déplacés (par ex. de 2 à 4 fois supérieure à D_{n50}). La première méthode s'utilise généralement pour des blocs naturels, tandis que les deux techniques peuvent être employées dans le cas de blocs naturels et artificiels, avec toutefois une préférence pour la seconde (*CETMEF* (2007)).

- **Méthode du volume érodé**

Une possibilité de décrire le dommage porte sur l'évaluation de la zone d'érosion autour du niveau de l'eau au repos. Lorsque cette zone d'érosion est liée à la taille des enrochements, il est possible de calculer un niveau de dommage adimensionnel, indépendant de

l'angle de talus, de la longueur et de la hauteur de l'ouvrage.

Broderick et Ahrens (1982) ont proposé une définition qui est basée sur la surface érodée :

$$S_d = A_e/D_{n50}^2 \tag{I.74}$$

où S_d est le niveau de dommage adimensionnel, et A_e est la surface érodée auteur du niveau de l'eau au repos.

La figure I.27 représente le profil d'un ouvrage endommagé. Une description physique du dommage, S_d, est le nombre de carrés de côtés D_{n50} qui entrent dans la surface érodée. Une autre description est le nombre d'enrochements cubiques de côtés de D_{n50} perdus dans une bande de l'ouvrage ayant une largeur de D_{n50}.

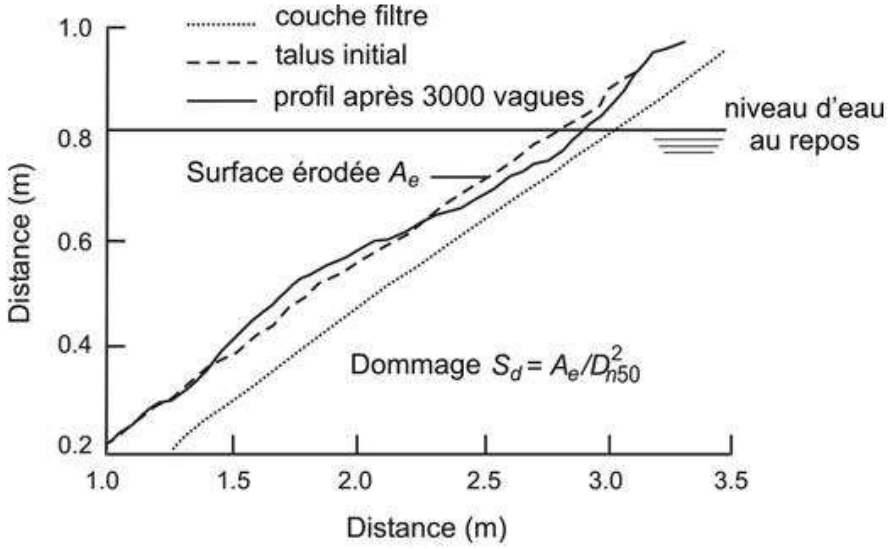


FIG. I.27: Dommage, S_d, sur la base d'une zone érodée, A_e, (*CETMEF* (2007))

Le nombre réel d'enrochements perdus au sein de cette bande peut différer de S_d, en fonction de la porosité, de la blocométrie de l'enrochement et de la forme des enrochements. En règle générale, le nombre réel d'enrochements perdus dans une bande de largeur D_{n50} est inférieur à la valeur de S_d (jusqu'à 0.7 S_d), du fait des facteurs exposés ci-dessus (*CETMEF* (2007)).

Les limites de S_d en ce qui concerne la stabilité de la carapace dépendent principalement de l'angle du talus de l'ouvrage.
Dans la littérature, un certain niveau de dommage est défini par l'équation I.74 (Tableau I.10).

La méthode de déplacement de bloc

Les déplacements de blocs de carapace sous l'action de la houle représentent le mode le plus courant d'apparition des dommages ou de destruction pour les digues à talus, et c'est aussi celui que l'on simule en modèle réduit ou que l'on cherche à approcher par les formules de stabilité.

Aucun dommage	Aucun bloc ayant subi un déplacement. Notons que S ne pourrait pas être égal au zéro à cause du tassement.
Début de dommage	Le taux de dommage est conforme au critère d'Hudson.
Dommage intermédiaire	Les blocs sont déplacés mais sans provoquer l'exposition de la sous-couche directement à l'action de la houle.
Rupture	Exposition de la sous-couche.

Tab. I.10: Classification des dommages et des valeurs de dommages moyens S_d (*Burcharth et Hughes* (2000))

Le coefficient de dommage, S_d, est moins approprié dans le cas de blocs artificiels complexes, à cause de la difficulté à définir un profil de surface. Dans ce cas, le dommage peut être exprimé sous la forme d'un nombre de blocs déplacés, N_{od} (-), ou sous la forme d'un pourcentage de dommage, $N_d(\%)$. Le nombre de blocs déplacés dans une bande de largeur D_n est défini par l'Équation suivante (*CETMEF* (2007)) :

$$N_{od} = \frac{\text{nombre de blocs déplacés hors de la carapace}}{\text{largeur de la section testée}/D_n} \tag{I.75}$$

Le pourcentage de dommage (ou déplacement relatif dans une zone donnée) est déterminé par l'Équation I.76. Il s'agit du rapport entre le nombre de blocs déplacés et le nombre total de blocs initialement présents dans la carapace.

$$N_d = \frac{\text{nombre de blocs déplacés hors de la carapace}}{\text{nombre total de blocs dans la surface de référence}} \tag{I.76}$$

La zone de référence doit être définie soit comme étant la totalité de la carapace, soit comme étant la zone entre deux niveaux, par exemple de la crête à $1H_s$ en dessous du niveau de l'eau au repos, sur une certaine largeur.
L'équation (I.77) relie les nombres de blocs déplacés N_{od} au niveau de dommage subi par les carapaces en enrochement naturel :

$$N_{od} = G(1 - n_v)S_d \tag{I.77}$$

où n_v est la porosité de la carapace et G le facteur de graduation qui dépend de la graduation de l'enrochement. $G = 1$ pour les blocs artificiels et G=1,2-1,6 pour les enrochements naturels. En outre, la porosité n_v est $0,45 - 0,55$ pour un enrochement artificiel.

En règle générale, la valeur de S_d est trouvée environ deux fois supérieures à la valeur de N_{od}. Bien que l'équation (I.77) dépende de la pente de la carapace, elle n'est pas généralement applicable.

Le tableau I.11 présente les valeurs classiques pour certaines niveaux de dommage. Avec cette méthode, certaines valeurs de début de dommage par rapport aux travaux de *Van der Meer* (1988b) sont modidiées (*CETMEF* (2007)).

Type d'enrochement	Nombre de blocs déplacés	Niveau de dommage		
		Début de dommage	Dommage intermédiare	Rupture
Cube	N_{od}	0,2-0,5	1	2
Tétrapode		0,2-0,5	1	1-5
Accropode		0	-	>0,5
Cube	N_d	0	4%	-
Dolos		0%-2%	-	$\geq$ 15%
Accropode		0%	1%-5%	$\geq$ 10%

Tab. I.11: Niveaux de dommages caractéristiques pour différents types d'enrochements artificiels, (*CETMEF* (2007))

I.6 Synthèse

Nous avons vu dans les deux paragraphes précédents les notions permettant d'appréhender les performances des blocs du point de vue de leur stabilité. Des formules analytiques ont été développées et des coefficients caractéristiques de chaque type du bloc ont été proposés. Ces formules sont très approximatives et des essais en laboratoire spécifiques aux cas traités permettent d'obtenir des résultats plus fiables. Toutefois, dans la continuité des propos évoqués précédemment, nous voulons insister sur les incertitudes qui demeurent même en cas de recours aux modèles physiques réduits.

Les premiers essais de stabilité qu'avait menés *Van der Meer* (1988b) sur les Accropodes® par exemple, l'avaient conduit à retenir une valeur du nombre de stabilité N_s de 3,7 pour le début de dommage. Or la Sogreah recommande un Ns de 2,7 pour le dimensionnement. Comme l'Accropode® se place suivant une pente de 4/3, ces nombres de stabilité correspondent à des K_d respectivement de 38 (N_s de 3,7) et de 15 (N_s de 2,7).

L'énorme différence entre les valeurs mesurées et les valeurs recommandées s'explique par ce que la Sogreah appelle les aléas du chantier (pose approximative). Cet écart pose un problème de fond. En effet, avant la construction d'ouvrages d'importance, des essais sur modèle réduit sont réalisés. Ce sont les résultats de ces essais qui servent de référence pour le dimensionnement. S'il peut se produise des aléas de chantier dans les propositions prévues par la Sogreah, quelle est la pertinence des formules de dimensionnement. Quelle confiance peut-on accorder aux résultats des essais sur modèle menés à l'occasion de projet associant des blocs présentant une telle dispersion de performance ?

Chapitre II

Dispositif expérimental, acquisition et traitement des données

Ce chapitre est consacré en premier lieu à la présentation du dispositif expérimental utilisé au cours des essais. Ensuite, nous présentons la chaîne d'instrumentation, la technique d'acquisition et le traitement des données.
Dans un premier temps, nous décrivons les installations du laboratoire qui nous ont servi aux essais. Cette partie inclut tous les éléments tels que le canal à houle et le générateur de houle, et aussi le dispositif expérimental mis en œuvre au cours de nos travaux.

La deuxième partie de ce chapitre porte sur la description des différents instruments de mesure qui ont permis d'acquérir de données hydrodynamiques de houle au cours de nos expériences. Elle concerne, tout d'abord, le principe de mesure des profils de surface libre par sondes résistives puis la caméra haute vitesse.
Dans le troisième sous chapitre, nous évoquerons les traitements des données, ainsi que notre méthode d'analyse des données expérimentales. Ce traitement dépend évidemment des types de données que nous avons obtenues.

II.1 Dispositif expérimental

II.1.1 Les installations expérimentales

Notre étude expérimentale a été divisée deux parties. La première partie des essais est réalisée en canal de recirculation sur un bloc artificiel soumis à l'action de la houle. Ensuite, la majeure partie de nos essais a été d'étudier les performances d'une digue à talus en canal à houle.

Canal à houle

Le canal à houle du laboratoire, dans lequel la majorité des essais ont été réalisés présente une longueur totale L_c de 22 m, une largeur l_c de 0,8 m et une profondeur h_c de 1 m. Il se compose de onze modules de 2 m du longueur. Les parois latérales sont constituées de vitres de 10 mm d'épaisseur permettant la visualisation des phénomènes hydrodynamiques via l'utilisation de caméra ou d'appareils de mesure optiques telle que la Vélocimétrie Doppler Laser. Le fond du canal est horizontal et constitué de plaques de PVC de 25 mm, à l'exception des modules 6, 8, 9 où le fond est en verre feuilleté de 19 mm (Figure II.1).

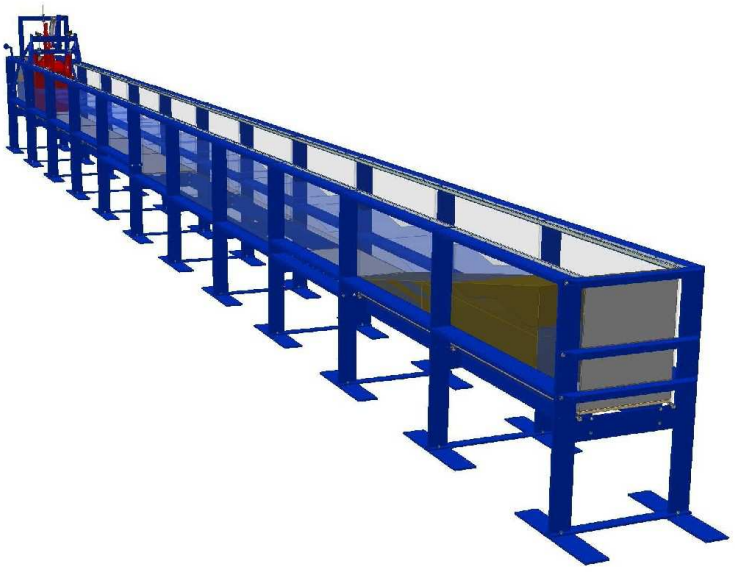


Fig. II.1: Canal à houle (dessin S. Haquin)

Le batteur à houle aléatoire

La houle est générée par un batteur à houle de type piston (Figure II.2). Conçu par Edingurgh Design, il a été installé en 1999 dans le canal à houle.
L'intérêt le plus remarquable de cet outil qui peut générer des houles régulières ou des houles aléatoires, réside dans sa capacité d'absorption des ondes réfléchies. Cette propriété résulte d'une part, du contrôle des efforts hydrodynamiques et hydrostatiques sur les parties mobiles du générateur, et d'autre part de la forme et du mouvement composé de ces dernières.

L'équipementpermet de générer des houles de périodes comprises entre 1 et 3 secondes et des hauteurs crête/creux de vagues (H) peuvant atteindre une dizaine de centimètres (selon la période).

II.1.2 Instrumentation

a) Mesure de la surface libre

L'acquisition de la surface libre constitue un élément base de notre travail expérimental. Pour mesurer la surface libre, nous pouvons utiliser différentes méthodes (hydrostatiques, électriques).

La méthode que nous utilisons est la méthode résistive. Cette technique utilise les propriétés conductrices des liquides dont on cherche à connaître le niveau moyen.

Les limnigraphes

Les variations de la surface libre au cours du temps sont mesurées à l'aide de perches résistives. Elles sont constituées de deux fines tiges verticales d'inox de 3,2 mm de diamètre éloignées de 15 mm, sous une différence de potentiel électrique(Fig. II.3).

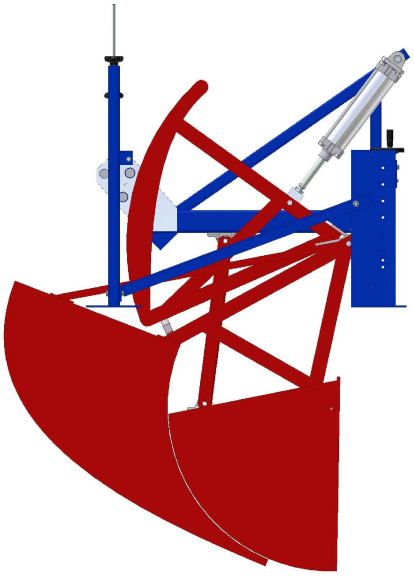


Fig. II.2: Schéma du batteur (source : dessin S. Haquin)

En mesure continue, les perches sont placées verticalement et leur longueur s'étend sur toute la plage de variation de niveau d'eau. Le courant électrique qui circule est d'amplitude proportionnelle à la longueur d'électrode immergée, mais sa valeur dépend de la conductivité du fluide et varie entre $\pm 10V$, reproduisant les variations de la surface libre.

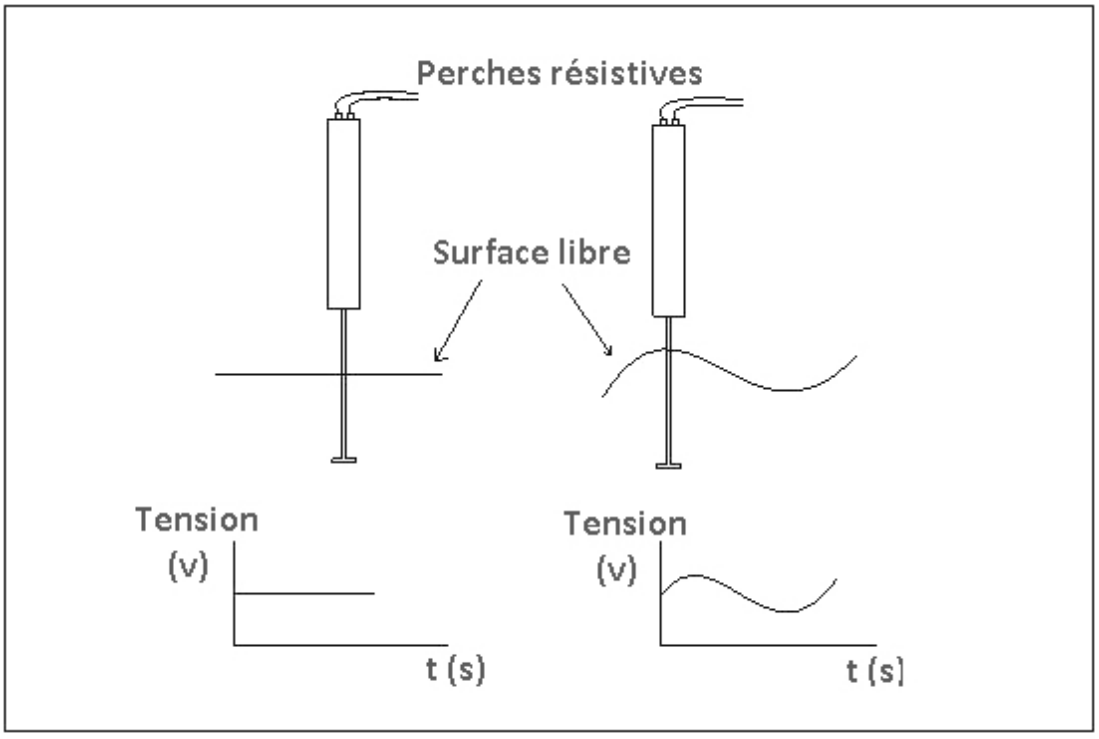


Fig. II.3: Schéma du principe des perches de surface libre

A cause de la sensibilité de la perche aux conditions extérieures, avant d'effectuer une série d'essais, il est nécessaire de procéder à un étalonnage statique pour connaître la relation linéaire entre immersion et tension de sortie .

Etalonnage

Les mesures de la surface libre s'effectuent avec les sondes de surface libre. Avant toute prise de mesure ; deux étalonnages des sondes à surface libre sont effectués chaque jour (au début et à la fin de mesure) dont le but est de déterminer une relation entre la tension de sortie et la profondeur d'immersion de la sonde. Il fournit la relation linéaire qui lie la cote de la surface libre (en mètre) à la tension U (en volt) de sortie :

$$\eta(m) = aU(V) + U_0 \tag{II.1}$$

Cet étalonnage consiste en trois relevés statiques (ou plus) de la surface libre correspondant à trois niveaux d'immersion différents des sondes. Le tracé de la profondeur d'immersion en fonction de la tension enregistrée détermine les termes a et U_0. La corrélation entre tension et cote de la surface libre sera appliquée aux données recueillies.

Estimation des vagues incidentes et réfléchies dans le canal houle

La séparation des vagues incidentes et réfléchies des données expérimentales obtenues en laboratoire impliquant l'interaction des structures émmergées avec les vagues est complexe. Il n'y a aucune méthode directe pour mesurer la vague réfléchie, puisque la vague réfléchie de la structure est combinée avec la vague incidente formant un système de vagues de stationnaires (battement) (*Nallayarasu et al.* (1994)).

Une méthode commune souvent employée en laboratoire est de déplacer une sonde de surface libre suivant la direction de propagation de l'onde pour mesurer l'enveloppe du battement, qui donne alternativement les hauteurs de vague maximum (H_{max}) et minimum (H_{min}) à partir desquelles les hauteurs de vague incidente et réfléchie peuvent être calculées. La hauteur de vague incidente (H_i) et le coefficient de réflexion K sont alors obtenus à partir des formules :

$$H_i = \frac{H_{max} + H_{min}}{2} \qquad K = \frac{H_{max} - H_{min}}{H_{max} + H_{min}} \tag{II.2}$$

Le coefficient de réflexion K est le rapport de la hauteur de vague réfléchie à la hauteur de vague incidente. H_{max} et H_{min} correspondent aux hauteurs de vague respectivement à un ventre et à un nœud de l'onde en battement.

En outre, il est plus commode de maintenir les sondes de vague à une position fixée. Un certain nombre d'études précédentes ont considéré la mesure de la réflexion de vagues en utilisant des sondes fixes dans le contexte d'une mesure de la réflexion en houle aléatoire (*Goda et Suzuki* (1976), *Mansard et Funke* (1980) et *Isaacson* (1991)), et ceux-ci s'appliquent généralement dans la forme simplifiée pour le cas des vagues régulières.

D'autres méthodes peuvent être employées sont les suivantes :
- Méthode I : deux sondes fixes, deux hauteurs et un angle de phase mesurés ;
- Méthode II : trois sondes fixes, trois hauteurs et deux angles de phase mesurés ;
- Méthode II : trois sondes fixes, trois hauteurs mesurées.

Méthode I à deux sondes

Cette méthode se compose de la mesure simultanée des vagues (trains de houle se déplaçant dans deux directions opposées) à deux positions connues dans le canal. Elle nécessite l'utilisation de deux sondes proches l'une de l'autre. L'analyse de Fourier de ces deux signaux produira alors les amplitudes et les phases des composantes de vague à ces deux positions.

Cette méthode, décrite en détails par *Goda et Suzuki* (1976), a été développée en appliquant la théorie linéaire de houle. La méthode à deux sondes est limitée en précision en raison de :

* la gamme de fréquence limitée ;
  - si l'espacement entre les sondes est trop grand, le facteur de cohésion qui estime la stabilité relative de phase dans chaque bande de fréquence spectrale diminue comme la fréquence augmente, de ce fait effectuant les calculs des réflexions moins fiables ;
  - si l'espacement est trop court, il y a une perte de contraste dans l'analyse spectrale ;
* l'espacement critique de sonde ;
  Dans ce cas-ci, la distance entre les deux sondes ne devrait être sensiblement distinctes des valeurs : $\frac{X}{L} = \frac{n}{2}$ =(n=0, 1, 2, etc., L = longueur d'onde), qui correspond aux conditions singulières,
* la sensibilité élevée aux erreurs dans la mesure de la surface libre dues :
  - aux vagues transversales dans le canal ;
  - aux interactions non-linéaires ;
  - aux harmoniques dues aux non-linéarités ;
  - au bruit du signal, aux erreurs de mesure, etc.

Méthode II à trois sondes

L'estimation de la réflexion d'onde est basée sur une technique des moindres carrés appliquée aux mesures à partir de trois sondes et a été décrite par *Mansard et Funke* (1980) (Figure II.4). Il y a une bonne concordance entre le spectre incident calculé par la méthode des moindres carrés et le spectre correspondant mesuré le long du canal.

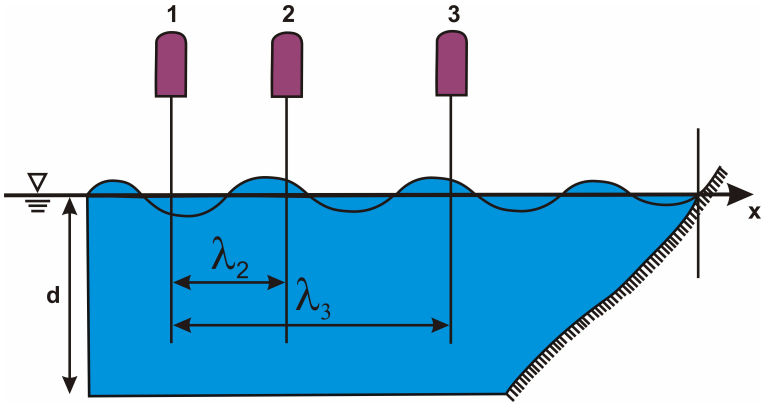


FIG. II.4: Esquisse de définition pour la réflexion normale

Cette méthode peut être considérée supérieure à la méthode I puisqu'elle a :
- une plus grande bande de fréquence ;
- une sensibilité réduite au bruit et à la déviation de la théorie linéaire ;
- peu de sensibilité à l'espacement critique de sonde.

L'effet de variabilité de la taille de la fenêtre de lissage (window smoothing) dans le calcul du spectre incident s'est avéré relativement faible. Cependant la détermination de la meilleure fenêtre de lissage en fonction des propriétés générales du spectre de vague demeure un sujet de recherche.

Des positions appropriées des sondes sont recommandées. L'espacement de ces dernières doivent respecter les conditions suivantes :

$$\lambda_2 = L_{pic}/10, L_{pic}/6 < \lambda_3 < L_{pic}/3 \text{ et } \lambda_3 \neq L_{pic}/5 \tag{II.3}$$

Méthode III à trois sondes fixes

Dans certains cas, les mesures de phase peuvent être relativement imprécises ou peuvent être peu appropriées, par exemple quand les estimations simples de réflexion à l'aide des mesures (hook-and-pointer) sont nécessaires.
Isaacson (1991) a proposé une méthodologie en utilisant les trois sondes fixes qui mesurent uniquement les amplitudes d'onde à trois emplacements. Ensuite, cette méthode a été comparée avec les deux méthodes décrites précédemment.

Isaacson (1991) a précisé que la méthode I échouait lorsque l'espacement entre les sondes adjacentes approche un nombre entier de demi-longueurs d'onde. Dans le cas d'un espacement équidistant des sondes, la méthode II n'est pas efficace quand l'espacement entre les sondes adjacentes approche un nombre entier de demi-longueurs d'onde, alors que la méthode III échoue quand cet espacement approche un nombre entier de $L/4$, ou quand le coefficient de réflexion approche l'unité. Pour le cas d'un espacement inégal de sondes, la méthode II n'est pas valable sur l'onde plus faible et courte, alors que la méthode III échoue à la longueur de vague additionnelle.

En outre, des trois méthodes considérées, la méthode III est généralement la moins précise, à moins que les mesures de phase soient indisponibles et les coefficients de réflexion ne soient pas élévés.
C'est pourquoi, on utilise la méthode II, qui est la méthode la plus générale pour déterminer les hauteurs de vague incidente et réfléchie générées dans le canal à partir des signaux des limnigraphes. Cette technique fut mise au point au laboratoire par *Rousset* (2000).

Le système d'acquisition

Les appareils de mesure décrits précédemment et utilisés au cours de nos essais délivrent une tension de sortie entre $\pm 10V$. Le signal de chaque voie est conditionné et amplifié (provenant des jauges) à un PC de stockage par une carte d'acquisition analogique "National Instrument".
Les paramètres d'échantillonnage (fréquence d'acquisition F_s et durée d'acquisition) sont entrés par l'utilisateur. Le choix de cette fréquence d'échantillonnage est issu d'un compromis entre plusieurs contraintes.

L'évolution de la surface libre est enregistrée à une fréquence de 32 Hz, suivant la cadence de calcul du contrôleur digital du batteur à houle. Cette fréquence d'acquisition reste cependant suffisamment élevée pour ne pas négliger les phénomènes transitoires.

II.1.3 Dispositif de visualisations

Introduction

Pendant la décennie passée, l'enregistrement vidéo est devenu une méthode admise de la capture des enregistrements visuels de la zone littorale. La vidéo a un certain nombre d'avantages potentiels par rapport à d'autres systèmes de mesure, interaction la plus facile avec la surface de l'eau ou la plage, vitesses rapides d'acquisition d'images, équipement relativement peu coûteux.

La collecte de données habituelles pendant les essais de stabilité de la digue à talus comprend l'enregistrement des données des vagues et l'enregistrement des changements du profil de la digue.
Une série de jauges est située en eau profonde près du batteur, et en eau peu profonde plus proche de l'ouvrage. En plus des données de vague, d'autres mesures sont nécessaires pour analyser des phénomènes tels que le run-up, le franchissement et la transmission de vague, les écoulements et les sous-pressions dans la structure, etc.

Le run-up sur les structures lisses est relativement facile à mesurer avec des sondes électroniques intégrées sur la pente. Par contre, il est plus difficile de mesurer avec précision le run-up pour les pentes rugueuses.

L'enregistrement vidéo peut être employé en tant qu'outil qualitatif pour capturer certains phénomènes d'écoulement tels que le run-up de vague et le franchissement.
C'est pourquoi, une caméra a été placée sur le côté du canal pour enregistrer le régime de vague et pour visualiser le run-up de vague et le franchissement sur l'ouvrage. En effet, l'appareil vidéo peut se concentrer sur la digue et enregistre le mouvement de vague à l'interface eau/carapace.

De cette façon le run-up a été enregistré simultanément avec le signal de surface libre. Une relation directe entre le run-up sur la pente et les vagues mesurées a été établie.

La caméra (haute-vitesse)

La caméra utilisée est une caméra AVT Pike IEEE-1394.b modèle F-032, conçue pour des applications à haute vitesse avec des options HD et VGA jusqu'à 4 Mp. Le taux de

Fig. II.5: Caméra haute vitesse 'Pike' et objectif de focal 12.5mm

transfert de 800 Mbits/s du IEEE-1394.b permet à la caméra d'obtenir des taux plus élevés de transfert, une haute résolution et une sensibilité importante (14 bits). Cet appareil est équipé d'un objectif monture c (c mount, M25) COSMICAR 12,5 mm.

Modèle : Pike		F-032
Capteur		CCD
Résolution		640(H)*480(V)
cadence images	en pleine résolution	202i/s
	en pleine résolution verticale	400i/s
Profondeur de pixel		14 bit
Taille de cellule		7.4 μ m
Dimensions (L $\times$ W $\times$ H en mm)		96.8 $\times$ 44 $\times$ 44

Tab. II.1: Spécifications de la caméra rapide

Mesure de run-up

Pour être capable de mesurer le run-up au long de la pente, les images sont capturées à partir du niveau d'eau repos (SWL) au debout de chaque expérience.
Lorsque l'enregistrement vidéo avec les mouvements des vagues sur la pente a été analysé, le niveau de run-up pourrait être observé. Le run-up sur la pente a été mesuré ici sur le côté externe de la pente. Déduire le niveau d'eau au repos du niveau de run-up donne la hauteur de run-up le long de la pente. En multipliant cette hauteur de run-up par $\sin\alpha$, la hauteur de run-up a été déterminée, voir également la figure II.6 en guise d'illustration.

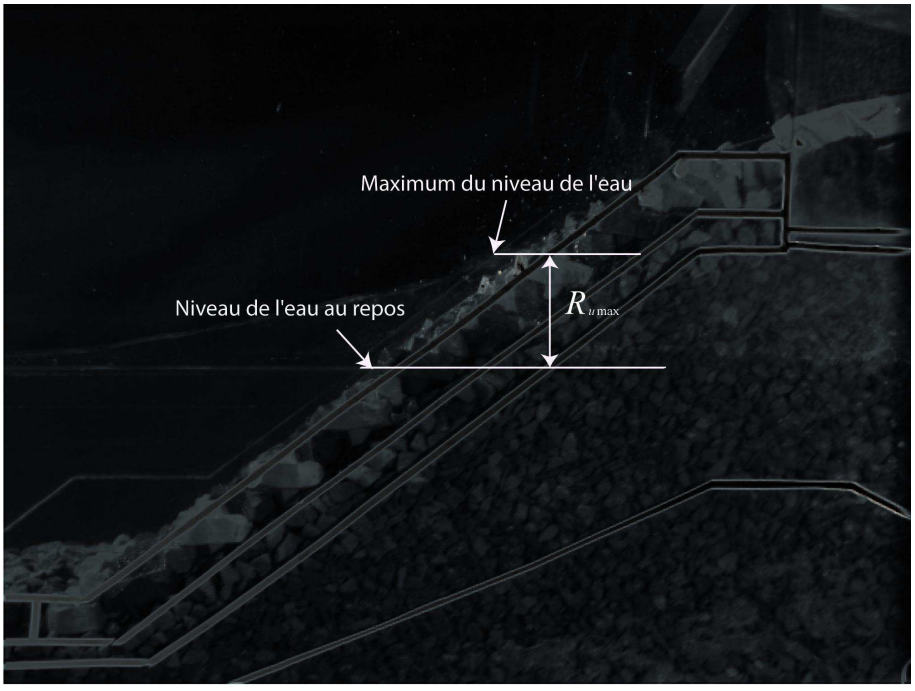


Fig. II.6: Méthode de la mesure de run up\run down maximum

Prise de vues photographiques

Des photographies du talus de la digue sont prises au cours de l'essai complet pour étudier la stabilité hydraulique de la carapace comme la mesure des déplacements des blocs placés sur la carapace. En outre, plusieurs photos de la carapace sont capturées

après chaque série de tests afin de mesurer la progression des dommages (avant, pendant, et après dommages).

Pendant tous les essais, un appareil photo numérique, $NikonD700$, a été placé sur un point fixe au-dessus du canal, pour s'assurer que chaque photo est faite exactement à partir de la même position (Figure II.7). La position de l'appareil photo est perpendiculaire à la pente du modèle de digue. De cette façon, le déplacement des blocs peut être observé sans déformation des dimensions et le dommage de la carapace entre les différentes amplitudes d'onde peut être évalué avec précision.

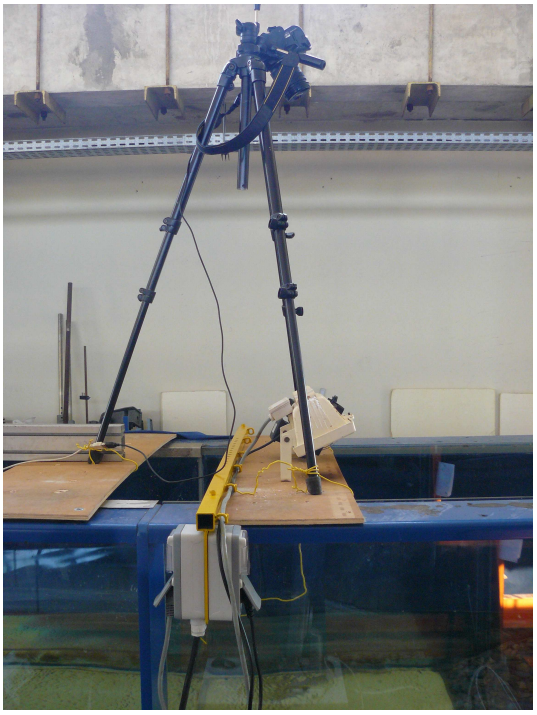


Fig. II.7: Positionnement de l'appareil photo

II.1.4 Dispositif de mesure du franchissement

Pour la mesure du débit de franchissement, un réceptacle est installé derrière la digue et connecté à un réservoir sous le canal (Figure II.8). Il permet de peser le volume d'eau franchi pendant la durée du test (une tempête). Ce réceptacle a des dimensions de 79,5∗78,5∗36 (longueur∗largeur∗hauteur en cm). Le siphon du réceptacle permet d'évacuer l'eau vers un bac placé sous le canal.

Pour mesurer le volume total de l'eau franchie dans le réservoir, nous utilisons une balance électronique avec une précision de 20 gr. Toutefois, il est possible de mesurer le franchissement à l'aide d'une jauge résistive dans le réservoir plutôt que d'utiliser une balance. Cependant, en raison du mouvement de l'eau dans le réservoir et quelques inexactitudes pour les petits franchissements, cette mesure est moins appropriée pour mesurer le débit de franchissement.

De plus, le volume total de l'eau franchi est transféré au canal après chaque test pour maintenir le niveau moyen sur la durée de l'expérience.

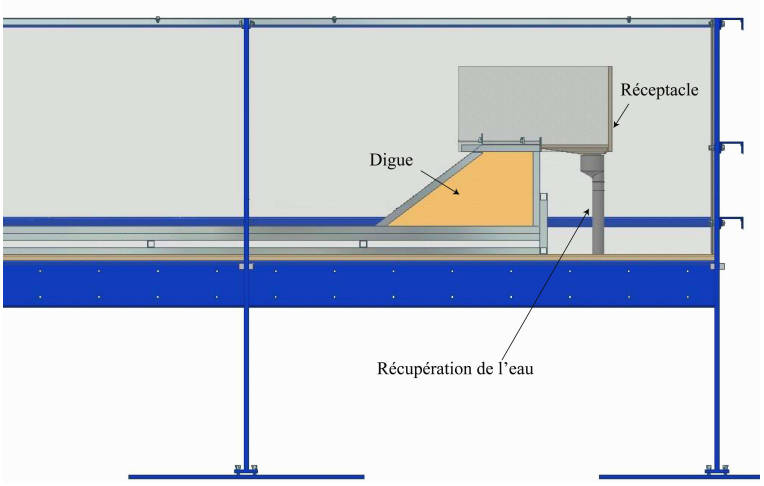


FIG. II.8: Schéma d'installation du réceptacle derrière la digue étudiée et mesure par pesée

Calcul du débit de franchissement

La méthode de mesure du débit de franchissement est la même pour tous les tests et est basée sur des procédures standards qui ont été développées ces dernières années. Les volumes de franchissement ont été mesurés avec un réceptacle situé derrière la digue, présenté dans le paragraphe précédent.

L'analyse de ces données permet de calculer le débit franchissant moyen c'est-à-dire la quantité d'eau collectée dans le réservoir pendant une séquence de N vagues incidentes par unité de longueur au cours d'une tempête (ou de la période considérée).
Pour cela, la mesure de débit, q, est basée sur l'évaluation du volume d'eau franchissant. Le débit moyen de franchissement par mètre linéaire est calculé en utilisant cette méthode :

$$q = \frac{V}{tB} \tag{II.4}$$

où
q : le débit de franchissement ;
V : le volume franchissant par vague ;
t : la durée de l'essai ;
B : la largeur du réservoir de franchissement.

II.1.5 Mesure des vitesses

L'interaction entre un écoulement et un obstacle de grandes dimensions est un problème particulièrement ardu car l'obstacle modifie les caractéristiques de l'écoulement de manière significative.
Puisque plusieurs des phénomènes d'intérêt sont complexes, la compréhension des principes fondamentaux aussi bien que les divers aspects d'interactions fluide-structure exige plus d'informations sur le champ d'écoulement. Il faut donc évaluer la modification du champ de vitesse pour calculer la force, ce qui est souvent une tache complexe et l'objet

de nombreuses incertitudes.

Quand les trajectoires des particules de fluide sont relativement faciles à identifier, à l'aide d'un colorant introduit dans le fluide par exemple, il est bien plus délicat d'accéder aux lignes de champ de vitesse. De plus il est nécessaire de ne pas, ou très peu, perturber l'écoulement du fluide lors de la mesure.

Hughes (1993) a présenté diverses techniques permettant de mesurer la vitesse d'un fluide telles que :

- tube pitot, sonde avec hélice, flotteur Lagrangien ;
- vélocimétrie par image de particules (PIV) ;
- vélocimétrie laser à effet Doppler ;
- ...

Technique de mesure par vélocimétrie Doppler laser

Ce vélocimètre se base comme son nom l'indique sur le principe de l'effet Doppler. Il faut illuminer le fluide ensemencé de fines particules par un plan d'une onde électromagnéti -que dont la fréquence est parfaitement connue (attention ne pas confondre avec une onde magnétique plane). Les particules vont alors diffuser cette onde avec une fréquence différente, qui est mesurée et comparée à celle de l'onde d'origine. La vitesse des particules, donc du fluide, peut être déterminée grâce à cette différence de fréquence.

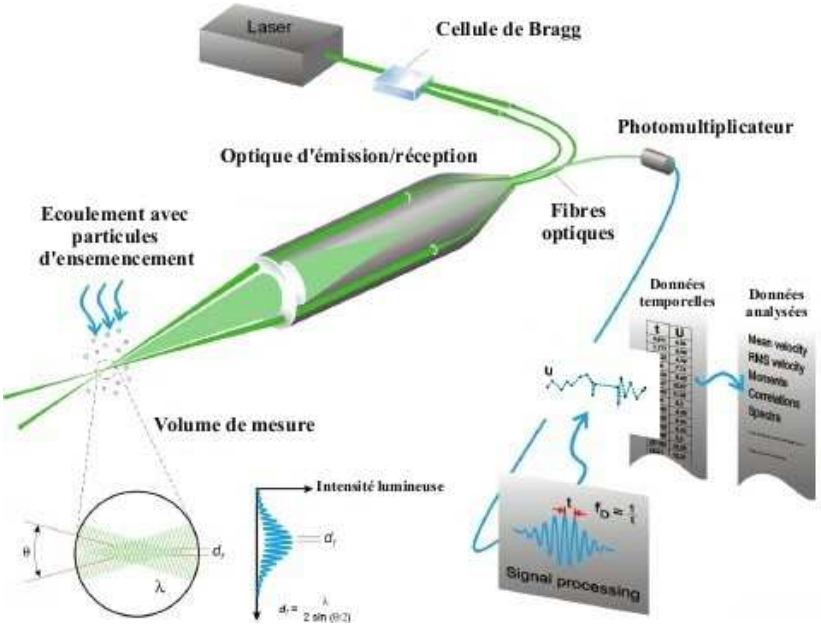


Fig. II.9: Principe de l'anémométrie laser à effet Doppler

On utilise deux faisceaux issus du même laser qui se croisent dans un petit volume de mesure. Les deux faisceaux interfèrent dans le volume de mesure où il se forme un réseau de franges (les plans des franges sombres et brillantes sont perpendiculaires au plan des deux faisceaux). Des particules diffusantes sont placées dans un fluide. Lorsqu'elles traversent le système de franges d'interférence en suivant l'écoulement, elles sont alternativement éclairées et sombres. Un photomultiplicateur permet de détecter la modulation correspondante de l'intensité de la lumière diffusée par les particules : l'influence de la modulation

est directement reliée à la vitesse du fluide.

Pour lever l'ambiguïté de 2 particules de même vitesse, mais de sens opposé, il suffit de faire défiler les franges d'interférence en décalant légèrement la fréquence de l'un des faisceaux par rapport à l'autre. Ceci peut être réalisé au moyen d'un modulateur acousto-optique, tel qu'une cellule de Bragg, intercalé sur le chemin optique de l'un des faisceaux. Afin d'obtenir simultanément plusieurs composantes de la vitesse d'une particule, plusieurs réseaux de franges peuvent être créés en utilisant différentes longueurs d'onde d'un même laser.

Principe de la mesure

L'intersection de deux faisceaux laser (de même longueur d'onde issue de la source unique (Laser à gaz Argon Ion) forme une figure d'interférence dans laquelle la répartition des franges est régulière (Figure II.9). Une particule d'ensemencement traversant cette zone va alors rétro diffuser un signal lumineux recueilli par les photomultiplicateurs (deux composants).

Si l'on appelle n l'indice de réfraction du milieu de mesure (1,33 pour l'eau), θ_n l'angle de convergence des deux faisceaux et λ la longueur d'onde de la lumière monochromatique émise par le laser, la distance d entre deux plans successifs est donnée par

$$d = \frac{\lambda}{2n\sin(\theta_n/2)} \tag{II.5}$$

Si une particule se déplace avec une composante de vitesse U_0 suivant y (donc normalement au plan des franges), la fréquence des variations d'éclairement de la particule, donc de 1'intensité diffusée par celle-ci, est :

$$f = \frac{U_0}{d} = \frac{2U_0}{\lambda} n\sin(\theta_n/2) \tag{II.6}$$

Caractéristiques de notre système

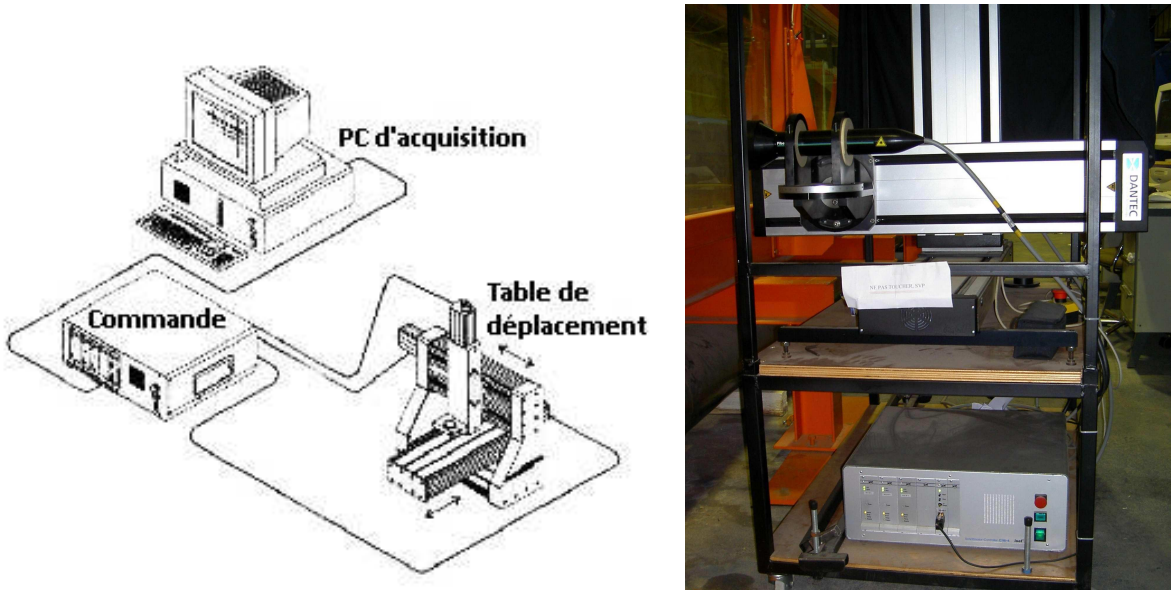
La source optique utilisée est un laser à argon ionisé de puissance maximale de SW émettant sur le mode de polarisation fondamental TEM00 et de longueur d'onde principale, λ_1=514,5 nm, correspondant à la couleur verte et λ_2=488 nm correspondant à la couleur bleu.

Longueur d'onde	Longueur focale (mm)	Diamètre (mm)	Longueur (mm)	Interfranges (μm)	Nombre de franges
488	500	0,141	3,714	6,426	22
514,5	500	0,149	3,915	6,775	22

Tab. II.2: Caractéristiques principales du système de Vélocimétrie Doppler laser (*Mouazé* (2001))

L'un des faisceaux laser est décalé en fréquence au moyen d'une cellule de Bragg placée sur son parcours. Des lentilles de focalisation assurent la convergence des deux faisceaux en sortie de fibre à une distance focale de 500 mm. L'ensemble de ce dispositif, auquel il convient de rajouter le système de réception, est supporté par un système de déplacement tridimensionnel (traverse) permettant le balayage spatial du champ de vitesses avec un

pas jusqu'à 10 μm selon les trois axes (Figure II.10). Le tableau II.2 regroupe l'ensemble des caractéristiques optiques correspondant à nos essais.



(a) Chaîne de mesure des vitesses

(b) Table de déplacement 3D équipée de la sonde de Laser

FIG. II.10: Configuration générale de Vélocimétrie Laser à effet Doppler, (*Mouazé* (2001))

Traitement des données VDL

Les enregistrements des données acquises de LDV sont faits sur un PC par l'intermédiaire d'un logiciel BSA de DANTEC. Grâce à ce logiciel, nous avons pu enregistrer simultanément les composantes de vitesses et de surface libre à l'aide une carte d'acquisition.
Pour chaque point repéré par ses coordonnées x et y, nous avons enregistré les données brutes sur un fichier qui contient les informations suivantes :

- les cordonnées du point de mesure par rapport au point de référence ;
- le temps mis par une particule pour traverser le volume de mesure ;
- le temps écoulé entre deux mesures successives ;
- la moyenne et l'écart-type.

Un enregistrement du signal brut du profil de surface libre et des vitesses horizontales et verticales est présenté sur la figure II.11.

L'enregistrement simultané du signal du surface libre et de la vélocimétrie a été acquise dans un temps pré-défini. Dans cette étude, la durée d'acquisition s'est étendue à 2 minutes avec 254 mesures de vitesse par seconde.

Analyse par vague moyenne

Les données acquises par vélocimétrie laser à effet Doppler ont été analysées à l'aide de la méthode de vague par vague.

Les principales étapes concernant le traitement des données sont (Figure II.12) :

- décomposer le signal brut en période ;
- décomposer chaque période en n phases ;
- superposer les phases de chaque période afin d'obtenir des phases moyennes.

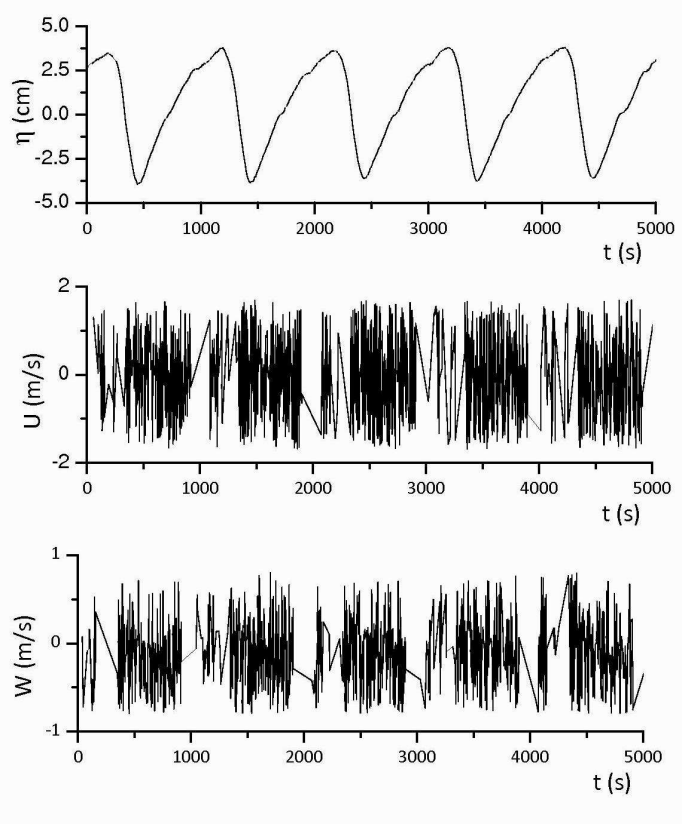


Fig. II.11: Exemple du profil de surface libre et des vitesses mesurées dans un essai particulier (mesures non filtrées)

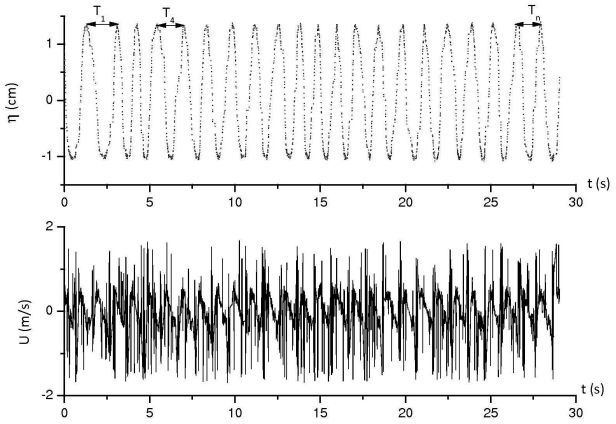


Fig. II.12: Exemple de découpage sur une composante horizontale de vitesse en n périodes

L'ensemble des données de n vagues est calculé à partir des relations suivantes (Figure II.13) :

◇ l'élévation moyenne suivant la phase p :

$$\eta_p = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\eta_{i,p} \tag{II.7}$$

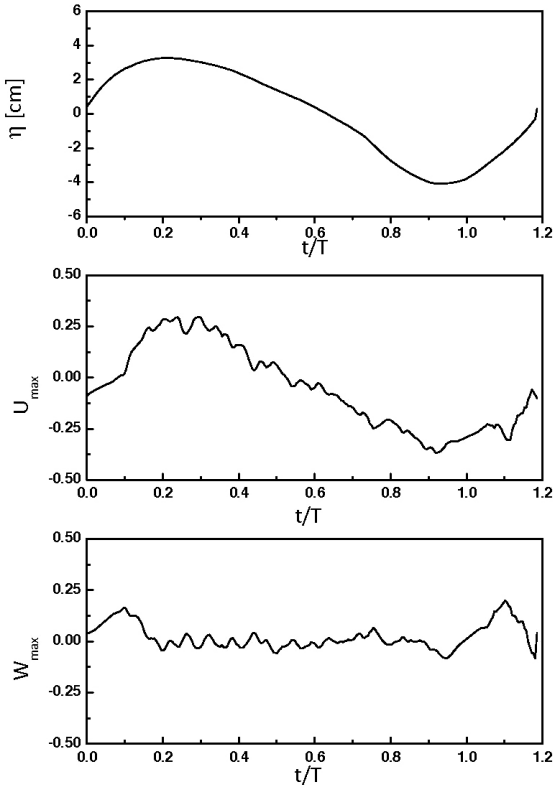


FIG. II.13: Exemple de profil moyen des vitesses longitudinale et transversale

◇ la vitesse longitudinale moyenne suivant la phase p :

$$U_p = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} U_{i,p} \tag{II.8}$$

◇ la vitesse transversale moyenne suivant la phase p :

$$W_p = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} W_{i,p} \tag{II.9}$$

◇ la hauteur moyenne de vague crête à creux :

$$H = \eta_{p,max} - \eta_{p,min} \tag{II.10}$$

◇ la période moyenne de vague :

$$T = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} T_i \tag{II.11}$$

II.1.6 La mesure des efforts

La figure II.14 montre le diagramme schématique d'un capteur d'effort par extensométrie de vague conçu pour cette expérience. Ce capteur se compose d'une tige de

métal déformable en forme de L, relié à deux plaques d'aluminium permettant d'attacher l'ensemble au canal. La tige se compose de deux parties, la partie horizontale de 26 cm de long, 1 cm de large et 1 cm d'épaisseur, et la partie verticale de 76 cm de long, 1 cm de large et 1 cm d'épaisseur.

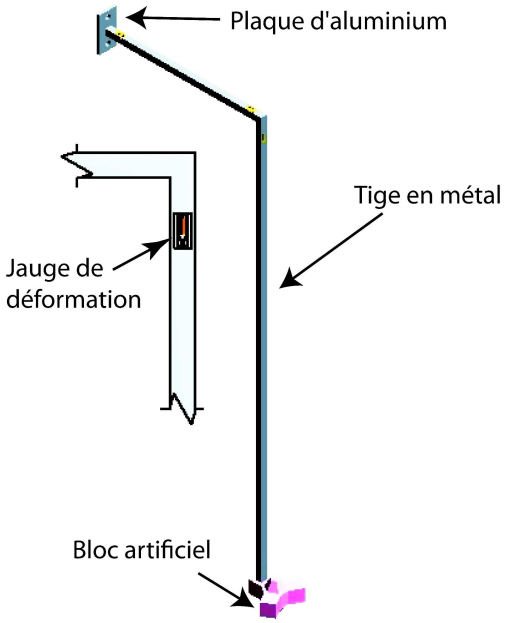


Fig. II.14: Forme de corps de capteur d'effort équipé de jauges de déformation

Deux jauges de déformation, étanches par construction, ont été collées sur les deux faces de la partie horizontale qui mesurent la déformation longitudinale de l'échantillon (son allongement relatif dans le sens de la contrainte) et sur l'autre partie deux jauges collées mesurent la déformation transversale (son allongement relatif dans le sens perpendiculaire à la contrainte). Le bloc artificiel peut être fixé à la tige avec un filtrage à l'extrémité de la partie verticale.

Les deux plaques d'aluminium sont reliées avec une charnière, de telle manière que la tige peut être inclinée dans toutes les orientations désirées. Le bloc modifié peut être positionné avec différentes altitudes et suivant deux angles d'orientation.

Avant que les essais ne soient réalisés, nous avons recherché les fréquences propres en vibration de la tige. La démarche expérimentale comprend des essais de vibrations pour déterminer la fréquence propre de la tige. La méthode d'analyse consiste en l'excitation de la tige et l'enregistrement de sa réponse (en trois positions : bas, milieu et haut de tige). La figure II.15 représente le signal brut et la fréquence d'amortissement, qui est proche de 10 Hz. On note que cette fréquence est très loin des fréquences de vagues testées, ce qui signifie que la houle n'aucune influence sur la tige dans le domaine fréquentiel étudié.

Etalonnage

Afin de connaître les caractéristiques de l'ensemble, ce type d'appareil nécessite un étalonnage avant chaque série de tests. On procède généralement à un étalonnage dynamique en chargant la tige avec des masses (système câble+poulie+masse connues) et en relevant la tension de sortie. Celui-ci est réalisé sur la tige suivant les 2 directions

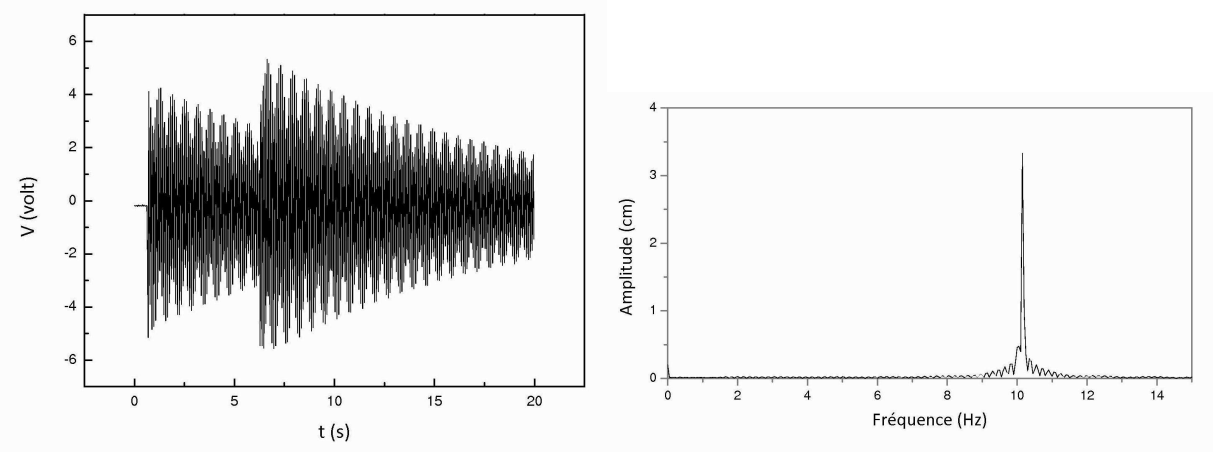


Fig. II.15: Fréquence d'amortissement de la tige (exemple)

principales x′-z′.

La conversion de la tension vers le niveau des efforts se fait à l'aide d'une relation linéaire lors de la phase de prétraitement des données.

Système d'acquisition

Les appareils de mesure décrits précédemment et utilisés au cours de nos essais délivrent une tension de sortie entre -20V et +20V. Chaque voie réceptionne et amplifie le signal provenant des jauges à un pont d'extensométrie Vishay Micromesures 2100 qui est relié à un oscilloscope, un convertisseur analogue-numérique et à un ordinateur.

Fig. II.16: Dispositifs d'acquisition pour la mesure des efforts (oscilloscope, conditionneurs, convertisseur)

La figure II.16 schématise la chaîne d'acquisition employée pour la mesure simultanée des efforts exercés sur le bloc par la houle. L'acquisition est pilotée par un programme informatique analogue. Les paramètres d'échantillonnage (fréquence d'acquisition Fs et durée d'acquisition) sont définis par l'utilisateur.

Traitement des données

Afin de limiter l'influence du bruit parasite, la méthode de traitement de mesures est celle décrite auparavant pour les essais de Vélocimétrie, c'est-à-dire la méthode de vague moyenne (Figure II.17). L'avantage de cette méthode est d'étudier plus facilement l'évolution des efforts en fonction de la surface libre, malgré une perte d'informations

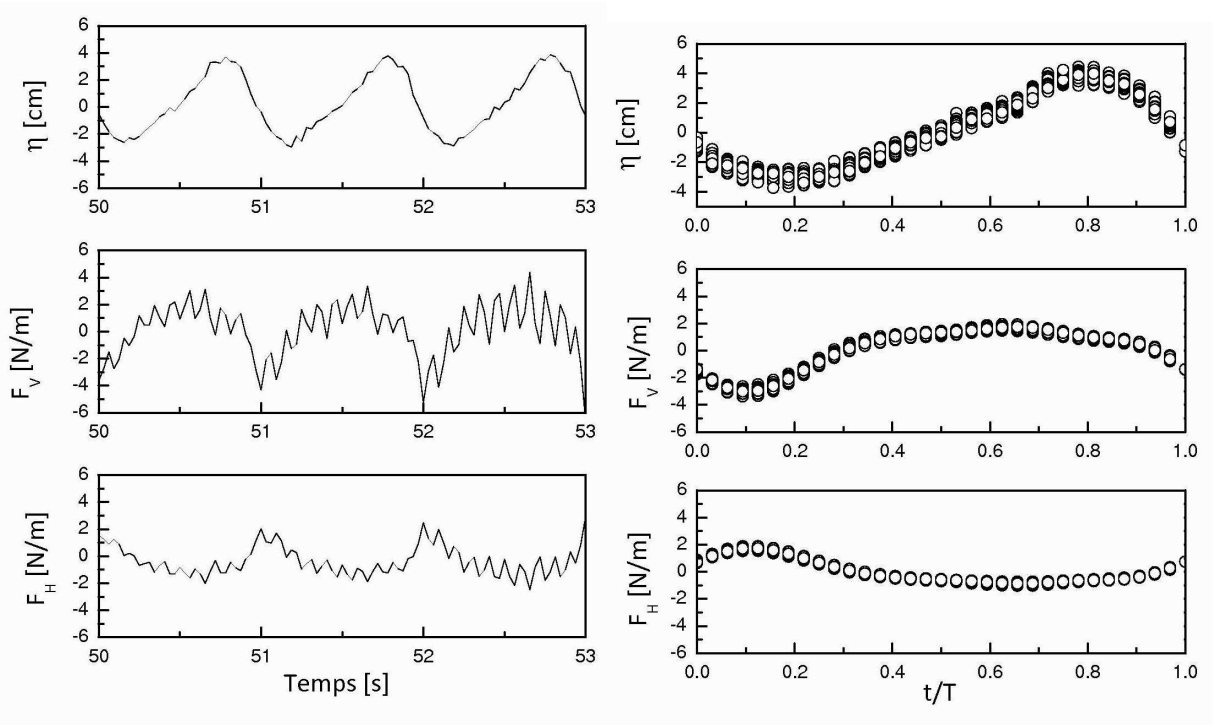


FIG. II.17: Exemple de traitement par vague moyenne sur un profil de la surface libre (η) et des composantes des efforts F_V et F_H

reliant au bruit parasite (*Chevalier* (2000)). La figure suivante présente une illustration du traitement en vague moyenne par superposition de n vagues et calcul des moyennes par phases. En appliquant la deuxième étape, on obtient un nuage de points, consistant la valeur moyenne de n vagues.

II.2 Conclusion

Ce deuxième chapitre a permis de présenter un certain nombre de généralités sur les dispositifs expérimentaux, les chaînes d'instruments, les traitements de données et les caractéristiques de notre système considéré.

Dans un premier temps, nous avons présenté les dispositifs expérimentaux employés pendant ces travaux tels que : canal a houle, batteur, etc. Ensuite, nous avons présenté les chaînes d'instruments employées pour les différentes campagnes de mesures :

- appareil photo et camera pour mesurer le dommage et les run-up/run-down ;
- vélocimétrie Laser Doppler (LDV) pour mesurer les vitesses d'écoulement proche de la carapace ;
- les jauges de déformations pour mesurer les forces subies par un bloc placé et isolé sur la carapace.

Dans chaque partie des outils employés, les caractéristiques de nos systèmes ont été décrit en détail. Ainsi ce chapitre a clairement montré les techniques d'acquisitions et les traitements des données concernant chaque série d'enregistrement. Dans le chapitre suivant, nous allons présenter une maquette de la digue conçue afin de réaliser les différents tests.

Chapitre III

Modélisation physique d'une digue en enrochements

La modélisation en tant qu'outil de dimensionnement peut être définie comme une représentation de la réalité sous une forme qui permet d'effectuer une observation et/ou des mesures précise(s) de phénomènes intéressant la performance de l'ouvrage.

La représentation des phénomènes hydrauliques s'éffectue matériellement, sous forme de modèles réduits ou sous forme de modèles numériques. Parmi ces deux types, la modélisation physique constitue sans doute l'outil privilégié des chercheurs et ingénieurs.

Les paramètres hydrauliques relatifs aux ouvrages en enrochements et qui peuvent faire l'objet d'une modélisation sont les niveaux d'eau, les caractéristiques de la houle, la réflexion, le run-up, le franchissement et la transmission de la houle, les efforts (exercés soit sur un bloc soit sur l'ensemble de la carapace), la stabilité des carapaces, et de certaines parties d'ouvrages constituées d'enrochements naturels.

Dans un premier temps, nous commencerons par un bref rappel sur l'effet d'échelle de notre essai ainsi que les conditions d'échelle de la digue.

Le choix de ces conditions nous permet de minimiser la dissipation d'énergie par déferlement entre le générateur de houle et la digue étudiée. Les observations visuelles durant les essais ont permis de vérifier que les vagues qui déferlaient avant d'atteindre la digue étaient assez peu nombreuses.

Aux paramètres précédemment mentionnés, s'ajoute la masse volumique de l'eau (ρ_w), sa viscosité cinématique (ν) et l'accélération de la pesanteur (g).

Dans la deuxième partie, nous décrivons les conditions hydrodynamiques utilisées pendant nos essais. Ces variables sont la hauteur de vague (H) ; la période de vagues (T) ; la durée de la tempête, représentée par le nombre de vagues (N) ; la hauteur d'eau en pied d'ouvrage qui peut influencer la propagation des vagues (eau profonde, intermédiaire ou peu profonde) ou le genre de sollicitation (condition de franchissement ou non de la crête) et le type de vagues.

Ensuite, nous détaillons la géométrie du modèle de digue et les variables structurelles. Les variables structurelles, quant à elles, sont représentées par la taille et l'épaisseur de

l'enrochement de la carapace et des sous-couches etc.

Enfin, nous terminons par une description approfondie relative à la construction du modèle et une procédure générale d'essai effectuée pendant nos expériences.

III.1 Effet d'échelle

En dépit des avancées dans la modélisation numérique de l'hydrodynamique et des structures côtières, les modèles réduits ou physiques de petite taille restent l'outil le plus fiable pour dimensionner et examiner la plupart des différentes structures côtières.

En fait, les modèles réduits ou physiques représentent les phénomènes physiques dans une situation actuelle ou future à une échelle inférieure à la réalité. Ainsi, le modèle réduit fournit la réplique précise de la réponse hydrodynamique de la structure aux forçages sans compromettre les interactions non-linéaires entre le fluide et la structure.

De manière générale, les modèles physiques de structure côtière peuvent être bidimensionnels (2D) ou tridimensionnels (3D). Les modèles (2D) sont utilisés pour optimiser la section transversale de la digue et les modèles 3D pour vérifier (optimiser) le musoir et d'autres dispositifs de la digue (*HYDRALAB* (2007)).

Conditions de similitude
En général, trois conditions principales doivent être remplies afin de réaliser une similitude adéquate :

- **la similitude géométrique :** elle existe entre deux objets ou systèmes si les rapports de toutes les dimensions linéaires correspondantes sont égaux. Ce rapport est indépendant du mouvement et implique simplement une similitude de forme ;

- **la similitude cinématique :** elle indique une similitude de mouvement des particules fluides entre le modèle et le prototype. La similitude cinématique est réalisée quand le rapport des composantes de tous les mouvements vectoriels entre le prototype et le modèle est le même pour toutes les particules à tout moment.

- **la similitude dynamique :** elle exige que les rapports de toutes les forces vectorielles entre les deux systèmes soient identiques. Cela signifie qu'il doit y avoir des rapports constants de modèle à prototype de toutes les masses et des forces agissant sur le système.

Similitude hydraulique
Les conditions de similitude hydraulique pour les modèles hydrodynamiques côtiers de vague courte peuvent être obtenues à partir de l'équation de continuité et de celles de Navier-Stokes régissant les écoulements incompressibles et de surface libre (*Hughes* (2003)).

Dans ces équations, (III.1)-(III.2), les expressions du côté "gauche" donnent les critères de similitude qui sont également donnés en termes de rapports d'échelle du côté "droit"

1. le modèle doit être géométriquement sans distorsion, c'est-à-dire les échelles horizontales et verticales de longueur sont identiques ;

2. le nombre de Froude, qui est le rapport entre les forces d'inertie et les forces de gravité, doit être le même entre le prototype et le modèle, à savoir :,

$$(\frac{V}{\sqrt{gL}})_p = (\frac{V}{\sqrt{gL}})_m \tag{III.1}$$

3. le nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces d'inertie et les forces visqueuses, doit être le même entre le modèle et le prototype :

$$(\frac{\rho LV}{\mu})_p = (\frac{\rho LV}{\mu})_m \tag{III.2}$$

avec :
V : caractéristique de vitesse (ms^{-1})
g : accélération gravitationnelle (ms^{-2})
L : caractéristique de longueur (m)
ρ : masse volumique (kgm^{-3})
μ : viscosité dynamique (m^2s^{-1})

et les indices inférieurs m et p représentent le modèle et le prototype respectivement.

Pour la plupart des échelles, il est impossible de trouver un 'fluide modèle approprié' et donc une similitude exacte n'est pas possible. Le nombre de Froude est essentiel dans n'importe quel modèle hydraulique de vague, pour assurer la reproduction d'échelle des vagues (surface libre). Lorsqu'il s'agit de modéliser le fluide à travers la structure et les forces de traînée sur les éléments qui la compose, le nombre de Reynolds devient plus représentatif (*Wolters* (2007)).

III.1.1 Conditions d'échelle de la digue à talus

Hughes (1993) a précisé les paramètres importants à considérer dans la problèmatique de stabilité d'une digue à talus, soient :

- h : la profondeur de l'eau au risberme ;
- D : le taux de dommage ;
- g : l'accélération de la pesanteur ;
- H : la hauteur de vague ;
- L_a : la dimension caractéristique linéaire d'un bloc artificiel ;
- V_w : la vitesse de l'eau à proximité de la carapace ;
- α : l'angle de la pente du coté 'large' ;
- Δ : la forme du bloc ;
- θ : la pente du fond depuis la structure vers le large ;
- L : la longueur d'onde ;
- μ : la viscosité dynamique du fluide à proximité de la digue ;
- ξ_a : la dimension caractéristique linéaire de la rugosité superficielle d'un bloc ;
- ρ_a : la masse volumique du bloc ;
- ρ_w : la masse volumique de l'eau.

Hudson et al. (1979) ont établi que l'expression adimensionnelle associée à ces paramètres pour étudier la stabilité d'une digue à talus pouvait être représentée comme suit :

$$f\left(V_w, H, L, h, \theta, g, \rho_w, \rho_a, l_a, \mu, \xi_a, \alpha, \Delta, D\right) = 0 \tag{III.3}$$

Les cinq premiers paramètres caractérisent les données conditionnant les sollicitations hydrodynamiques. Les quatre paramètres suivants permettent de décrire les paramètres de flottabilité ou de résistance du bloc. Les variables μ et ξ_a sont liées aux forces de viscosité et de frottement respectivement, et le paramètre Δ est lié à la géométrie de la structure.

Hughes (1993) a relié les paramètres ci-dessus comme une série complète de rapports sans dimension :

$$f\left(\frac{l_a}{h}, \frac{H}{L}, \frac{h}{L}, \alpha, \Delta, \theta, \frac{V_w}{\sqrt{gL_a}}, \frac{V_w L_a}{\mu/\rho_w}, \frac{\xi_a}{l_a}, \frac{\rho_w}{\rho_a - \rho_w}, D\right) = 0 \tag{III.4}$$

Considérant que le paramètre de dommage est une variable dépendante, les rapports entre des paramètres indépendants sans dimension sont définis sous les formes suivantes (*Hudson et al.* (1979)) :

$$\begin{gathered}(\frac{L_a}{h})_p = (\frac{L_a}{h})_m \qquad (\frac{H}{L})_p = (\frac{H}{L})_m \qquad (\frac{h}{L})_p = (\frac{h}{L})_m \\ (\alpha)_p = (\alpha)_m \qquad (\Delta)_p = (\Delta)_m \qquad (\theta)_p = (\theta)_m\end{gathered} \tag{III.5}$$

$$(\frac{V_w}{\sqrt{gL_a}})_p = (\frac{V_w}{\sqrt{gL_a}})_m \qquad (\frac{V_w L_a}{\mu/\rho_w})_p = (\frac{V_w L_a}{\mu/\rho_w})_m \tag{III.6}$$

$$(\frac{\xi_a}{l_a})_p = (\frac{\xi_a}{l_a})_m \qquad (\frac{\rho_w}{\rho_a - \rho_w})_p = (\frac{\rho_w}{\rho_a - \rho_w})_m \tag{III.7}$$

Les six conditions données dans l'équation (III.5) sont remplies par un modèle géométriquement non-déformé. La condition côté gauche donnée dans l'équation (III.6) précise que l'écoulement du fluide dans le modèle doit être conforme au critère de Froude et la condition côté droit signifie que la similitude du nombre de Reynolds de carapace dépend directement de la dimension linéaire caractéristique des blocs.

L'expression du côté gauche de l'équation (III.7) donne la relation de proportionnalité entre la rugosité de surface du bloc modèle et celle du bloc nature. Enfin, le côté-droit de l'équation (III.7) est le rapport entre la masse volumique du fluide et la masse volumique immergée du bloc. Elle peut se réduire à :

$$(\frac{\rho_a}{\rho_w})_p = (\frac{\rho_a}{\rho_w})_m \qquad (\frac{\gamma_a}{\gamma_w})_p = (\frac{\gamma_a}{\gamma_w})_m \tag{III.8}$$

qui est la condition principale concernant la similitude de la carapace.

Si W_a représente le poids d'un bloc, soit $W_a = \gamma_a * V_a$ (V_a : volume d'un bloc), alors le ratio prototype-à-modèle du poids, N_{Wa} s'écrit :

$$N_{Wa} = N_{\gamma a} N_L^3 \tag{III.9}$$

Parfois, il n'est pas possible de modifier la densité du bloc pour remplir la condition de l'équation (III.9). Dans ce cas, *Hudson et al.* (1979) ont recommandé que le poids du bloc en modèle soit réduit de telle manière que le nombre de stabilité demeure constant

entre le prototype et le modèle :

$$N_{Wa} = \frac{N_{\gamma a} N_L^3}{N_{(\gamma a/\gamma w-1)}^3} \tag{III.10}$$

Facteur d'échelle

La condition de similitude d'un modèle physique est représentée par le facteur d'échelle, défini comme le rapport entre sa valeur réelle (prototype) et sa valeur dans le modèle, et est représentée par la notation :

$$N_x = \frac{X_p}{X_m} \tag{III.11}$$

où
N_x : facteur d'échelle du paramètre x ;
X_p : valeur en prototype ;
X_m : valeur en modèle.

Le tableau III.1 suivant regroupe les facteurs d'échelle pour les paramètres courants rencontrés en similitude de Froude et de Reynolds.

III.2 Paramètres

En raison des limitations en temps et en ressources, l'ensemble des paramètres mis en jeu n'ont pas tous été examinés. Un choix des paramètres environnementaux et structuraux a été établi, largement basé sur la mise en application en ingénierie.

Dans un premier temps, nous décrivons les paramètres environnementaux utilisés pour les essais. Cette partie inclut les différents éléments tels que les conditions des paramètres expérimentaux des essais (la cambrure, la profondeur) et aussi le nombre de vagues réalisées. Ensuite, nous détaillons la géométrie du modèle de digue ainsi que les procédures générales effectuées pendant tous les essais.

Caractéristique	Dimension	Froude	Reynolds
	Géométrie		
Longueur	L	N_L	N_L
Surface	L^2	N_L^2	N_L^2
Volume	L^3	N_L^3	N_L^3
	Cinétique		
Temps	T	$N_L^{1/2}N_\rho^{1/2}N_\gamma^{1/2}$	$N_L^2N_\rho N_\mu^{-1}$
Vitesse	LT^{-1}	$N_L^{1/2}N_\rho^{-1/2}N_\gamma^{1/2}$	$N_L^{-1}N_\rho^{-1}N_\mu$
Accélération	LT^{-2}	$N_L^{3/2}N_\rho^{-1/2}N_\gamma^{1/2}$	$N_\rho^{-1}N_\mu$
Viscosité cinétique	L^2T^{-1}		
	Dynamique		
Masse	M	$N_L^3N_\rho$	$N_L^3N_\rho$
Force	MLT^{-2}	$N_L^3N_\gamma$	$N_\rho^{-1}N_\mu^2$
Masse volumique	ML^{-3}	N_ρ	N_ρ
Poids spécifique	M$L^{-2}T^{-2}$	N_γ	$N_L^{-3}N_\rho^{-1}N_\mu^2$
Viscusité dynamique	M$L^{-1}T^{-1}$	$N_L^{-3/2}N_\rho^{1/2}N_\gamma^{1/2}$	N_μ
Tension de surface	MT^{-2}	$N_L^2N_\gamma$	$N_L^{-1}N_\rho^{-1}N_\mu^2$
Pression	M$L^{-1}T^{-2}$	N_LN_γ	$N_L^{-2}N_\rho^{-1}N_\mu^2$
Moment	MLT^{-1}	$N_L^{7/2}N_\rho^{1/2}N_\gamma^{1/2}$	$N_L^2N_\mu$
Energie	ML^2T^{-2}	$N_L^4N_\gamma$	$N_LN_\rho^{-1}N_\mu^2$
Puissance	ML^2T^{-3}	$N_L^{7/2}N_\rho^{-1/2}N_\gamma^{3/2}$	$N_L^{-1}N_\rho^{-2}N_\mu^3$

Tab. III.1: Facteurs d'échelle des principales variables utilisées dans la similitude de Froude et de Reynolds

III.2.1 Paramètres environnementaux

Le canal de houle peut seulement produire des vagues perpendiculaires à l'ouvrage (condition la plus sévère pour la stabilité de la carapace).

Les houles irrégulières

En règle générale, un champ de houle irrégulier est décrit avec une densité spectrale. Le spectre fournit une description statistique des fluctuations de l'élévation de la mer provoquée par le vent. Le spectre utilisé en houle aléatoire est un spectre de type JONSWAP de densité spectrale : (Les houles spectrales ont une répartition de l'énergie conforme au spectre de JONSWAP dont l'allure est représentée sur la figure I.2. La densité spectrale de puissance S(f) est obtenue par la relation générale suivante en fonction de la fréquence f (en Hz) :

$$E_J^{original}(f) = \alpha \frac{g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} exp\left[-1.25\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right]\gamma^{\delta} \tag{III.12}$$

avec : α = 0,0081 ;
γ = 3,3 et 5 ;
$\sigma = \begin{cases} 0{,}07 & \text{si} \quad f \leq f_p \\ 0{,}09 & \text{si} \quad f > f_p \end{cases}$
f_p : la fréquence de pic.

La hauteur de vague

Tous les essais ont été réalisés avec une augmentation progressive de l'amplitude de l'onde. Cette augmentation d'amplitude continue jusqu'à une hauteur critique (atteinte environ lorsque la vitesse du fluide en sommet de vague devient égale à la vitesse de l'onde) à partir de laquelle le déferlement débute.

La cambrure

La cambrure de la houle est donnée par le rapport entre la hauteur de houle et la longueur d'onde (voir équation I.25). Pour la présente étude, tous les tests sont réalisés avec une cambrure comprise entre 0,01-0,05. Lors de nos travaux, nous nous sommes notamment efforcés de quantifier l'influence de la cambrure sur la stabilité de la carapace.

Le nombre de vagues

En général, le nombre de vagues dépend de l'état de mer et peut être calculé à partir de :

$$N = \text{durée (h)}/(T_m(s) * 3600(s/h)) \tag{III.13}$$

Pour les structures conventionnelles, *Hudson* (1959) a montré qu'en utilisant des vagues régulières, la stabilisation des dommages a lieu auteur de 1000 vagues.

Pour des vagues irrégulières, *Van der Meer* (1988a) a montré que la relation entre le nombre de vagues (N) et les dommages (S) pouvait être décrite par :

$$f(S) = 1,3\left[1 - e^{-3\times10^{-4N}}\right] \tag{III.14}$$

Le nombre de vagues, N, à entrer dans l'équation précédente est $N < 1000$ et $N > 7000$. Pour les nombres de vagues (1000$\leq$ N $\leq$ 7000), l'évolution du dommage, S, peut être

décrite comme proportionnelle à la racine carrée de N, c'est-à-dire $S \propto \sqrt{N}$.

On fait l'hypothèse que si aucun dommage n'est pas développé après 1000 vagues, les vagues suivantes n'entraînont pas de développement de dommages (*Van der Meer* (1987)). En effet, la majorité des déplacements a lieu sous les premières centaines de vagues, après quoi, une diminution des déplacements des blocs est observée.
Pour cette recherche, en raison des limitations de temps, l'influence du nombre de vagues n'est pas prise en compte. La durée de tempête est fixée entre 1000 et 1800 vagues. Le nombre de vagues simule une durée de tempête de 2 à 4 heures approximativement. De cette façon, la série de vagues sera suffisamment longue pour analyser les spectres de vague.

La profondeur de l'eau

Pour des raisons de facilité d'interprétation des résultats, nous avons souhaité mener nos essais dans des conditions de grande profondeur, c'est-à-dire :

$$h_{eau} \geq 3 * H_s \tag{III.15}$$

Un niveau d'eau excessif conduisait, pour les houles de forte intensité, à des débits franchissants irréalistes. Cela signifie un niveau maximal à ne pas dépasser. Ces considérations nous ont amené à fixer pour nos essais une hauteur d'eau constante dans le canal de 45,5 cm.

III.2.2 Paramètres structuraux

Les dimensions du modèle ont été limitées par les capacités du batteur dans le canal de houle (hauteur, période). De plus, des blocs trop volumineux ou trop denses ne se déplaceraient même pas pour une hauteur maximale atteinte dans le canal. Par conséquent, une pré-évaluation du nombre de stabilité a dû être réalisée.

Dimensionnement du bloc

A partir des valeurs de stabilité recommandées pour les autres blocs en mono-couche, on peut estimer la valeur pour laquelle $(H_s/\Delta D_n)$ conduit à une stabilité de la carapace (Tableau III.2). Cette valeur a été employée pour dimensionner les géométries spécifiques de bloc (taille et densité). Il était important, toutefois, de conserver une taille suffisante de bloc afin de limiter les effets d'échelle indésirables dans la sous-couche et dans le noyau.

Type d'enrochement	Niveau de dommage	Nombre de stabilité $H_s/\Delta D_n$	
		Houle non déferlante	Houle déferlante
Accropode	0% (N_{od}=0)	2,7	2,5
Coreloc	0% (N_{od}=0)	2,8	
Xbloc	0% (N_{od}=0)	2,8	

Tab. III.2: Stabilité hydraulique des blocs artificiels en mono-couche, symbolisée par $(H_s/\Delta\ D_n)$

Des essais bidimensionnels de stabilité ont été effectués à une échelle linéaire géométrique sans distorsion de $1/57^{éme}$, modèle au prototype. Les paramètres du modèle ont été déterminés en utilisant une similitude de Froude.
Le tableau III.3 donne des combinaisons de diamètre de bloc et de densité équivalente.

Une plus faible densité pour une même valeur de $H_s/\Delta D_n$ aboutit à un diamètre de bloc plus important.
Avec les informations données dans les tableaux III.2 et III.3, on a supposé que la valeur $H_s/\Delta D_n$=4 serait la limite supérieure de la stabilité.

Diamètre de bloc [mm]	0,032	0,0375	0,028	0,025	0,0225
Masse volumique du bloc [kg·mm^{-3}]	1700	1600	1800	1900	2000
Densité déjaugée relative [-]	0,7	0,6	0,8	0,9	1
$H_s/\Delta D_n$ [-]	4	4	4	4	4

Tab. III.3: Combinaisons des diamètres de bloc et de densités de bloc

Avec les dimensions du canal à houle et les effets d'échelles pris en compte le diamètre nominal de bloc atteint 37,5 mm avec une masse volumique approximative 1600 kg·m^{-3} (Tableau III.3).

Le dimensionnement des matériaux de sous-couche et du noyau a été réalisé à partir des informations contenues dans le tableau III.4, avec un bloc de diamètre 37,5 millimètres .

	modèle réduit	modèle réel
Hauteur de houle	0,1 m → 0,15 m	5 m→ 8 m
Profondeur d'eau au pied de l'ouvrage	0,45 m	25 m
Période de la houle	7 s→ 21 s	1 s→ 3 s
Diamètre nominal du bloc	0,0375 m	2,1375 m
Facteur d'échelle	1	57

Tab. III.4: Situation donnée spécifique du prototype et du modèle réduit

Dimensionnement des matériaux de sous-couche

La granulométrie de la sous-couche est déterminée suivant un principe de base recommandé par *SPM* (1984) : la relation entre la masse de l'enrochement naturel de la sous-couche M_{50u}, et celle de l'enrochement de la carapace M_a :

$$M_{50u} = \frac{1}{10} M_a \text{ à } \frac{1}{15} M_a \tag{III.16}$$

Ce critère est plus strict que les règles relatives aux filtres géotechniques. Il donne, pour la relation entre le diamètre nominal de l'enrochement de la carapace, D_{na} et le diamètre nominal de l'enrochement naturel de la sous-couche de matériau de sous-couche, D_{n50u} :

$$D_{na}/D_{n50u} = 2,2 \text{ à } 2,5 \tag{III.17}$$

Il y a deux avantages à ce que la taille de l'enrochement de la sous-couche soit relativement important. En premier lieu, la surface de la sous-couche est moins lisse lorsqu'elle est constituée d'enrochement de grande taille, ce qui permet une meilleure imbrication avec la carapace. Ceci est particulièrement vrai lorsque la carapace est constituée d'enrochement artificiel. En second lieu, de plus gros éléments conduisent à une meilleure perméabilité

de ces couches et donc à une diminution de l'intensité des vitesses d'écoulement dans la carapace.
En appliquant l'équation (III.17), on trouve :

$$D_{n50u} \cong 1,6cm$$

avec la masse volumique ρ=2,6 g/cm^3, on obtient :

$M_{50u} = \rho * D^3_{n50u}$ ≅10,8 g

L'épaisseur de la sous-couche recommandée doit être égale au moins à deux fois le diamètre nominal de l'enrochement (*SPM* (1984)) :

$$t_a = 2D_{n50u} \cong 3,3cm$$

Dimensionnement du noyau

Il faut ajuster le diamètre du matériau du noyau pour obtenir les gradients hydrauliques désirés à l'intérieur de l'ouvrage, notamment dans les cas où la transmission de la houle à travers le noyau est significative. C'est pourquoi, nous avons utilisé dans le modèle, un matériau constituant le noyau légèrement plus gros que celui qui serait calculé d'après l'échelle de réduction géométrique, n_L. Nous aurions également pu choisir une granulométrie différente pour le matériau du noyau avec une teneur plus réduite en matériau de faible diamètre.

C'est la méthode de *Burcharth et al.* (1999) que nous avons appliquée pour calculer le diamètre du matériau du noyau. Selon la méthode utilisée, on peut prendre un noyau du diamètre nominal 1cm avec une masse volumique de 2600 kg/m^3 (voir annexe A).

Dimensionnement de la butée de pied

La butée de pied constitue une partie importante de l'ouvrage et assure un double rôle :

- d'une part, un soutien contre le glissement de la carapace/du parement de l'ouvrage ;
- d'autre part, une protection contre les affouillements au pied de l'ouvrage.

La stabilité de la butée de pied ne fait pas partie de ces travaux de recherche. Afin de garantir la stabilité de la butée de pied, il est supposé une relation de stabilité entre $H_s/\Delta D_{n50}$ et h_t/H_s, ce qui indique qu'une valeur plus basse de h_t/H_s (niveau plus élevé de la butée de pied) entraîne un dommage plus important.

Si l'on considère les formules de stabilité de la section page 24, le poids de l'enrochement de la butée de pied est M_{50}=16 à 32 g, avec une masse volumique, ρ_s=2.650 g/cm^3, un diamètre nominal, D_{n50}=1,8 à 2,3 cm. L'épaisseur de la couche devrait être proche de $2D_{n50}$) soit 4,5 cm et la profondeur de la butée de pied est égale à $1,5H_s < h_t$=20 cm.

Dimensionnement du mur de couronnement

En raison de limitation en hauteur dans le canal, il avait été évoqué la possibilité de caler en crête les blocs par un couronnement en béton. Ce couronnement est composé de

trois parties en forme de chasse-mer, constitué par des massifs de béton non armé avec une épaisseur de 5 cm, (Figure III.4).

Pente du talus

En général, les digues constituées d'enrochements artificiels sont construits avec des pentes 'raides'. Dans la présente étude, l'angle de la pente a été maintenu à une valeur telle que $\cot \alpha = 1,33$, soit un α de 33,7°.

III.3 Procédure générale des expériences

Chaque expérience se décompose en trois étapes : construction du modèle, observation au cours de chaque essai et analyse des données obtenues. Dans les paragraphes suivants, nous présenterons la première étape concernant la construction. Les deux étapes suivantes seront décrites dans les chapitres qui suivent.

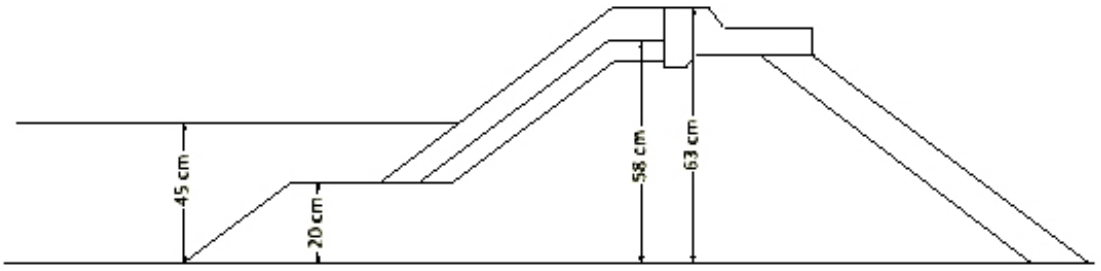


Fig. III.1: Exemple de profil type étudié

III.3.1 Construction du modèle

La digue considérée dans cette étude correspond à un profil schématique d'un ouvrage à talus classique (Figure V.2). Tout d'abord, la coupe de la digue a été dessinée sur la paroi du canal. Afin de faciliter la construction, la "coupe type" est tracée également sur une plaque en bois et installée sur l'autre paroi du canal. Par ailleurs, une plaque en bois rugueuse (sable fin collé) est implantée sur le fond du canal afin de garantir une rugosité minimale entre le noyau et le fond de la veine d'essais (Figure III.2).

Il était nécessaire de tamiser et laver les matériaux du noyau et des sous-couches avant la mise en place. Ceci a été réalisé pour obtenir les dimensions en enrochements exigées et aussi assurer une bonne visibilité pendant tous les essais.
Pour la construction de la digue, dans un premier temps, le materiau correspondant au noyau a été placé dans le profil dessiné et n'a pas été compacte. Ceci est comparable à la construction réelle, et ainsi une porosité élevée est obtenue (Figure III.3).

Par la suite, la sous-couche a été ajoutée, en commençant par les couches inférieures et en faisant attention à ce que la pente du talus soit constante en tout point du modèle (Figure III.4).

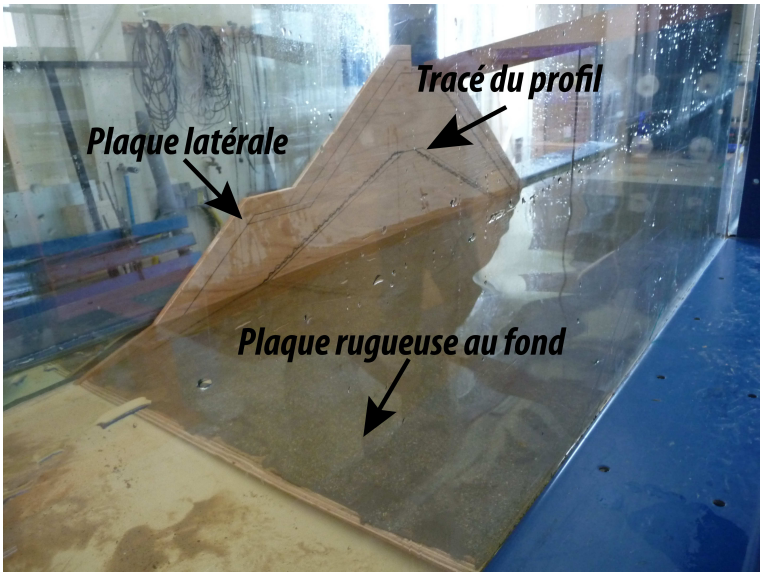


Fig. III.2: Disposition des plaques

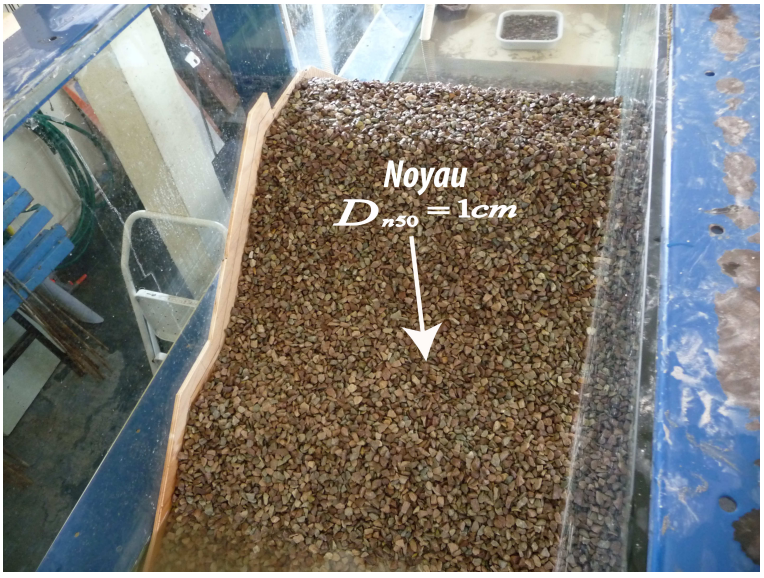


Fig. III.3: Aspect de la sous-couche du modèle

Fig. III.4: Mur de couronnement en béton

Avant de mettre en place les blocs, le mur de couronnement a été posé sur la sous-couche. Il est important de noter que l'on pose des matériaux très fins sur la crête de carapace, avant la pose de couronnement. A l'aide de ces matériaux, la stabilité du mur de couronnement vis-à-vis du glissement et du renversement peut être améliorée.
Après avoir placé la sous-couche de manière stable, les blocs sont disposés un par un suivant les différents plans de pose. Comme mentionné dans le chapitre 4, il est possible de placer les blocs en nature avec une précision élevée. Pour tous les plans de pose, les blocs sont posés individuellement et à la main suivant des bandes colorées, afin d'améliorer la visualisation du déplacement et l'orientation des blocs au cours des dommages. Tous les blocs sont placés à la main et suivant une certaine distance l'un de l'autre pour obtenir la densité de pose désirée.

Par la suite, la butée de pied est mise en place avec deux couches d'enrochements naturels. Dans ce travail, la hauteur de butée de pied est d'environ 0,20m. Finalement, la carapace derrière la digue est construite avec deux couches d'enrochements naturels, d'une épaisseur totale de 4 cm.

Lorsque la construction de la digue est terminée, le nombre réel de blocs posés et le nombre de rangées de la carapace sont relevés. Plusieures photographies sont réalisées en vue de dessus et en vue de côté de l'ouvrage. Enfin, le canal est rempli jusqu'à une profondeur au repos de 45,5 cm.

III.3.2 Production des blocs

La section précédente présente les dimensions et les caractéristiques des blocs. Le diamètre des blocs (D_n) doit être de 37,5 millimètres et la masse volumique (ρ) doit être proche de 1600 kilogrammes$\cdot m^{-3}$. Des blocs en béton ont été produits directement en laboratoire avec leurs caractéristiques spécifiques. Par conséquent, une partie de l'étude a inclus la production des blocs, qui ont été moulés en béton.

a) Les matériaux de base

Le béton classique est composé de ciment, sable, gravier et eau. La masse volumique de ce mélange est d'environ 2400 kilogrammes$\cdot m^{-3}$, ce qui est trop élevé pour la présente étude. La densité du mélange a dû être réduite. Ceci a été accompli en utilisant un additif plus léger que du sable.
Par conséquent, on a construit deux types d'échantillons avec différents matériaux :

- un échantillon composé de perles de silice libre supérieure à 5% avec une masse volumique apparente de 1500 kilogrammes$\cdot m^{-3}$;
- un échantillon composé de perles de silice libre supérieure à 5% et perles de perlibéton 5% avec une masse volumique apparente de 700 kilogrammes$\cdot m^{-3}$.

Plusieurs échantillons de blocs ont été construits pour trouver le bon dosage du mélange et pour savoir quel matériau serait le plus approprié. Sur la figure III.5, les matériaux de base sont présentés :

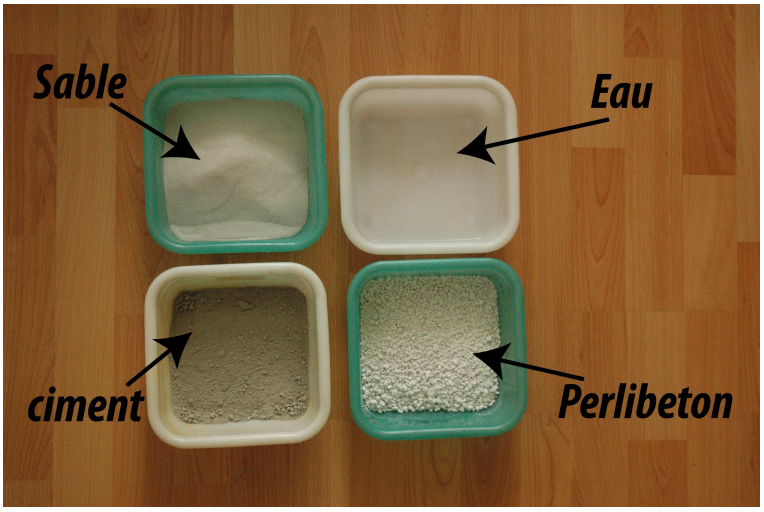


Fig. III.5: Les principaux matériaux de base

L'examen du comportement de ces échantillons nous a conduit aux conclusions suivantes :

- Les blocs avec du perlibéton ont absorbé plus d'eau que des blocs sans perlibéton ;
- Les blocs sans perlibéton étaient plus résistants que les blocs avec du perlibéton mais les blocs avec le perlibéton étaient malgré tout suffisamment résistants pour notre expérience.

A partir des mesures de densité (Tableau III.5), on peut voir que la masse volumique finale des blocs avec du perlibéton a été modifiée.

Echantillon	m_1(g)	m_2(g)	m_3(g)	m_4(g)	Masse (g)	Volume (cm^3)	ρ (g/cm^3)
1	100	60	0	30	136,73	67,41	2,02
2	100	60	1	40	119,17	62,6	1,9
3	100	60	2,5	35	126,95	69,82	1,82
4	100	60	4	40	125,47	72,23	1,74
5	100	60	10	40	1109,54	72,23	1,65

Tab. III.5: Détermination des pourcentages de matériaux-m_1 : ciment, m_2 : sable, m_3 : perlibéton, m_4 : eau.

b) Construction des blocs

Le coulage a été fait avec un moule en PVC d'une capacité de 20 blocs (Figure III.6). Ce moule est composé de deux parties identiques. En effet, le moule est une plaque en PVC portant sur une face la forme du joint et du relief donnant une des deux parties du moule, et sur l'autre face, le joint et le relief de l'autre partie du moule. Ceci a été fait pour optimiser le cycle de production, c'est-a-dire le cycle de coulage, de remplissage, et de démoulage. Après assemblage, ces deux parties doivent être en parfaite concordance. Le moule est ouvert au-dessus, facilitant l'accès pour le remplissage et la vibration du moule.

Avec ce type de moule, on peut reproduire à moindre coût, et autant de fois que nécessaire, des blocs artificiels. Au total 1200 blocs ont été construits. Les meilleurs ont été sélectionnés et teintés dans différentes couleurs pour les expériences.

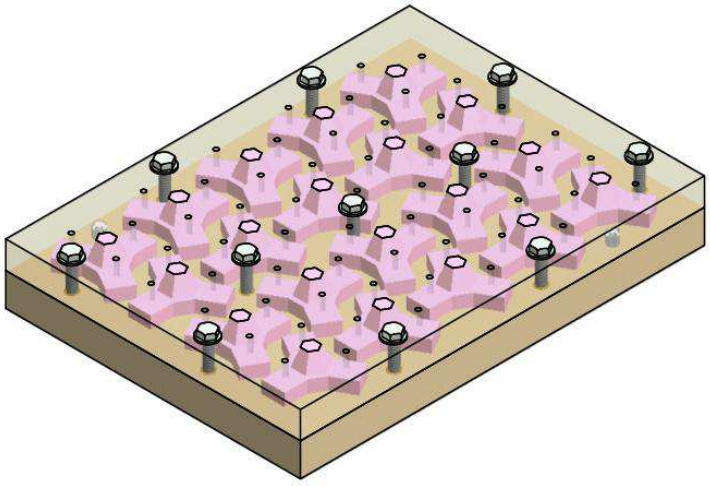


Fig. III.6: Démoulage par ouverture du moule

Procédure générale de l'essai

La méthodologie suivante a été employée pour chaque essai :

1. photographie initiale de la couche de carapace ;
2. contrôle et ajustement du niveau d'eau dans le canal ;
3. contrôle des distances entre les positions d'implantation des jauges et de leur profondeur d'immersion ;
4. étalonnage des jauges afin de fournir la relation linéaire entre la surface libre (en mètre) et la tension U (en volt) de sortie ;
5. entrée des variables d'acquisition (fréquence et durée d'acquisition) ;
6. entrée des variables de forçage (période et amplitude de vague) dans le programme de génération de houle ;
7. mise en route du batteur ;
8. lancement du système d'acquisition de surface libre en même temps que l'étape précédente ;
9. enregistrement du mouvement de niveau d'eau sur la carapace avec la caméra haute vitesse ;
10. mesure de masse de l'eau franchissement au-dessus du couronnement ;
11. arrêt du batteur et de l'enregistrement des signaux ;
12. photographie de la carapace à la fin de chaque essai avec un niveau d'eau au repos ;
13. répétition des étapes 5 à 11 avec une amplitude croissante de vagues jusqu'à atteindre le maximum H_m, le début de ruine de la carapace ;
14. vidange du canal après la ruine de la digue ;
15. retrait des différentes parties comme la carapace, la sous-couche, et la butée de pied et reconstruction de la digue ;
16. réalisation de la nouvelle expérience et répétition des étapes précédentes pour tous les scénarios.

Analyse de l'expérience

Ce paragraphe traite comment chaque essai est analysé. Au cours de la mise en œuvre, la densité de pose (nombre de blocs par unité de surface) et la porosité de pose sont déterminées en spécifiant un écart limite pour la distance inter-centres entre deux blocs voisins.

Dans ce contexte, les principaux aspects à prendre en compte lors du dimensionnement de chaque plan de pose sont présentés ci-dessous.

La densité de pose

La densité de pose joue un rôle essentiel sur la porosité, et avec la forme et les dimensions des blocs, contrôle l'imbrication entre les blocs. Dans le chapitre précédent, il a été déjà mentionné qu'il existe différentes méthodes pour calculer la porosité et la densité de pose.

Une densité de pose, basée sur le rapport de surface d'occupation, sera utilisée pour cette recherche. L'avantage de cette méthode est que le volume nécessaire de béton et aussi le nombre de blocs exigé par surface peuvent être simplement calculés. L'utilisation de la densité de pose permet de comparer les caractéristiques de différents plans de pose

(comme le coefficient d'épaisseur de la carapace, etc.).
En général, la densité de pose des carapaces, ϕ, est définie comme

$$\phi = \frac{N_a}{A} * D_n^2 \tag{III.18}$$

où
N_a :le nombre de blocs placés dans la zone concernée ;
A :la surface de la carapace parallèle au talus local (B∗L) (m^2) ;
D_n : diamètre nominal du bloc (m).

Pour le dimensionnement d'une digue, tout le volume exigé de béton par surface de carapace, V_t, peut être également calculé en multipliant la densité de pose (surface occupée) par le nombre de couche, n et le diamètre nominal, D_n. Il en résulte :

$$V_t = n\phi\sqrt[3]{V_b}, \quad V_b = D_n^3 \tag{III.19}$$

Porosité

La porosité accrue de la carapace peut entraîner une meilleure stabilité du fait de la plus grande dissipation d'énergie, ou au contraire diminuer la stabilité de la carapace à cause de la réduction de l'enchevêtrement des blocs ou du frottement bloc contre bloc.

Ce paramètre dépend principalement de la forme du bloc, ainsi que de la méthode de pose des blocs sur le talus. La porosité de couche, n_v, peut être en général estimée à l'aide de l'équation suivante :

$$n_v = 100\left[1 - \frac{N_a}{nk_t}\frac{V_b}{D_n}\right] \tag{III.20}$$

où
n : épaisseur de la carapace exprimée en nombre de couches d'enrochements ;
k_t : coefficient d'épaisseur de couche, défini par $t_a = nk_tD_n$;
V_b : volume du bloc artificiel (m^3) ;
t_a : épaisseur de la carapace (m) ;
D_n : diamètre nominal du bloc (m).

Par conséquent, l'épaisseur de couche doit être déterminée pour chaque expérience. Pour différentes méthodes de placement, le coefficient d'épaisseur est différent en raison de la disposition possible des blocs sur la carapace. Les porosités seront déterminées pour chaque plan de pose, par mesure de l'épaisseur de couche.

III.4 Caractéristique de la carapace

Introduction

La pose de blocs artificiels nécessite une étude économique prenant en compte, d'une part, l'accroissement du coût de construction de la digue en raison du grand nombre de blocs qui doivent être utilisés et, d'autre part, l'augmentation des coûts de pose et d'entretien de la digue dus aux contraintes associées au placement de blocs élancés et/ou fortement imbriqués.

La mise en place des blocs artificiels s'opère suivant une grille de pose prédéfinie qui détermine l'emplacement de chaque bloc par rapport aux autres. La méthode de pose est

un paramètre important qui influence la stabilité de la carapace.
La section suivante est destinée à :

- d'une part, mettre en place les différents plans de pose pour pouvoir quantifier la stabilité,
- d'autre part, caractériser l'influence des différents paramètres sur la chaque plan de pose (orientation des blocs, densité de pose,...)

Apres avoir énoncé certains éléments géométriques caractéristiques du bloc, on présente -ra une définition de porosité dans la carapace et certaines règles de pose des blocs. Ensuite, on exposera les méthodes de détermination d'un certain nombre de paramètre comme : la porosité surfacique et volumique, l'épaisseur de la carapace, le nombre de blocs, la densité de pose etc.

III.4.1 Géométrie du bloc

Le bloc se compose d'un cœur hexagonal irrégulier, de trois extensions à 'pattes carrées' (ou 'pieds') et de deux 'nez' de forme pyramidale tronquée à base hexagonale (Figure III.7).

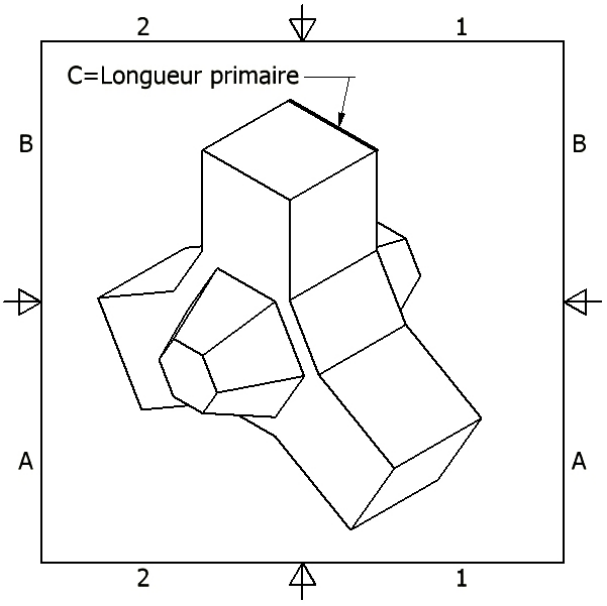


Fig. III.7: Vue 3D du bloc

Toutes les dimensions géométriques peuvent être normalisées par la longueur 'primaire' ou 'caractéristique'. Dans le cas du bloc étudié, cette longueur est désignée sous le nom de la dimension constante 'C', qui est la longueur d'un des côtés d'une 'patte carrée'.

La figure III.8 montre les dimensions, exprimées en fonction de 'C', des cinq éléments différents requis pour concevoir la forme du bloc (marqués 'a' à 'e'). La superficie du bloc peut être exprimée en termes de ces cinq éléments individuels comme :

$$S = 12a + 12b + 2c + 2d + e \tag{III.21}$$

La figure III.9 montre un schéma du rapport adimensionnel entre 'C' et d'autres éléments géométriques où le volume d'un bloc individuel V peut être exprimé en fonction de 'C' comme suit :

$$V = 5,678C^{1/3}$$
$$D_n = V^{1/3} \tag{III.22}$$

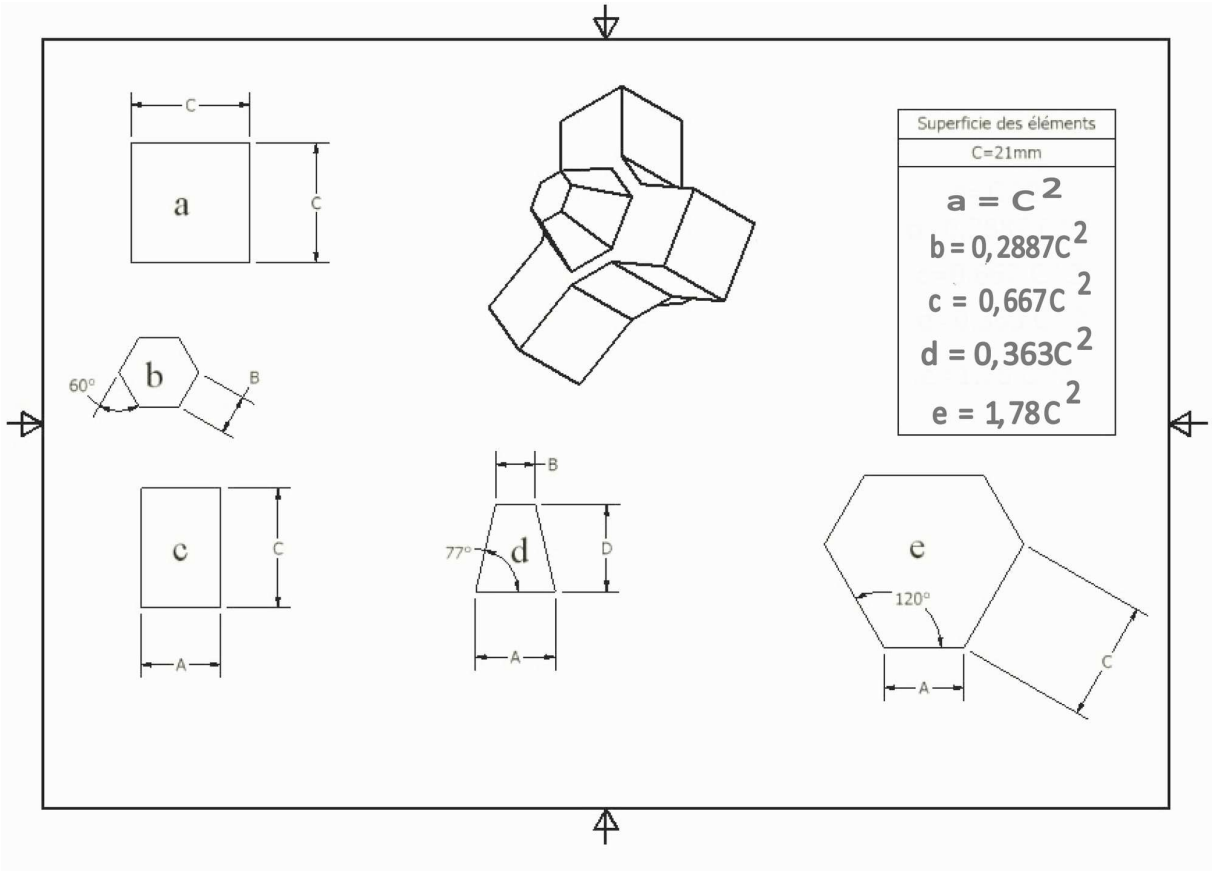


Fig. III.8: Schéma adimensionnel de la superficie du bloc

a) Caractéristique des matériaux de la carapace

Les coefficients de stabilité différent suivant les méthodes de placement des blocs. Le volume du bloc requis peut être calculé avec le coefficient de stabilité. Le volume des blocs détermine l'épaisseur de la carapace, ainsi que le nombre nécessaire de blocs par unité de surface. Le calcul de la porosité en découle.

La géométrie de la carapace, qui dépend du type de bloc artificiel utilisé, est caractérisée par les paramètres suivants :

- l'épaisseur de la carapace t_a, définie comme la distance entre la sous-couche et la moyenne des points saillants des blocs, mesurée perpendiculairement à la surface de la sous-couche ;
- la grille de pose : la plupart des blocs artificiels sont positionnés en fonction d'une grille de pose prédéfinie, qui détermine les distances (horizontale et verticale) du centre de gravité de chaque bloc individuel par rapport aux autres blocs ;

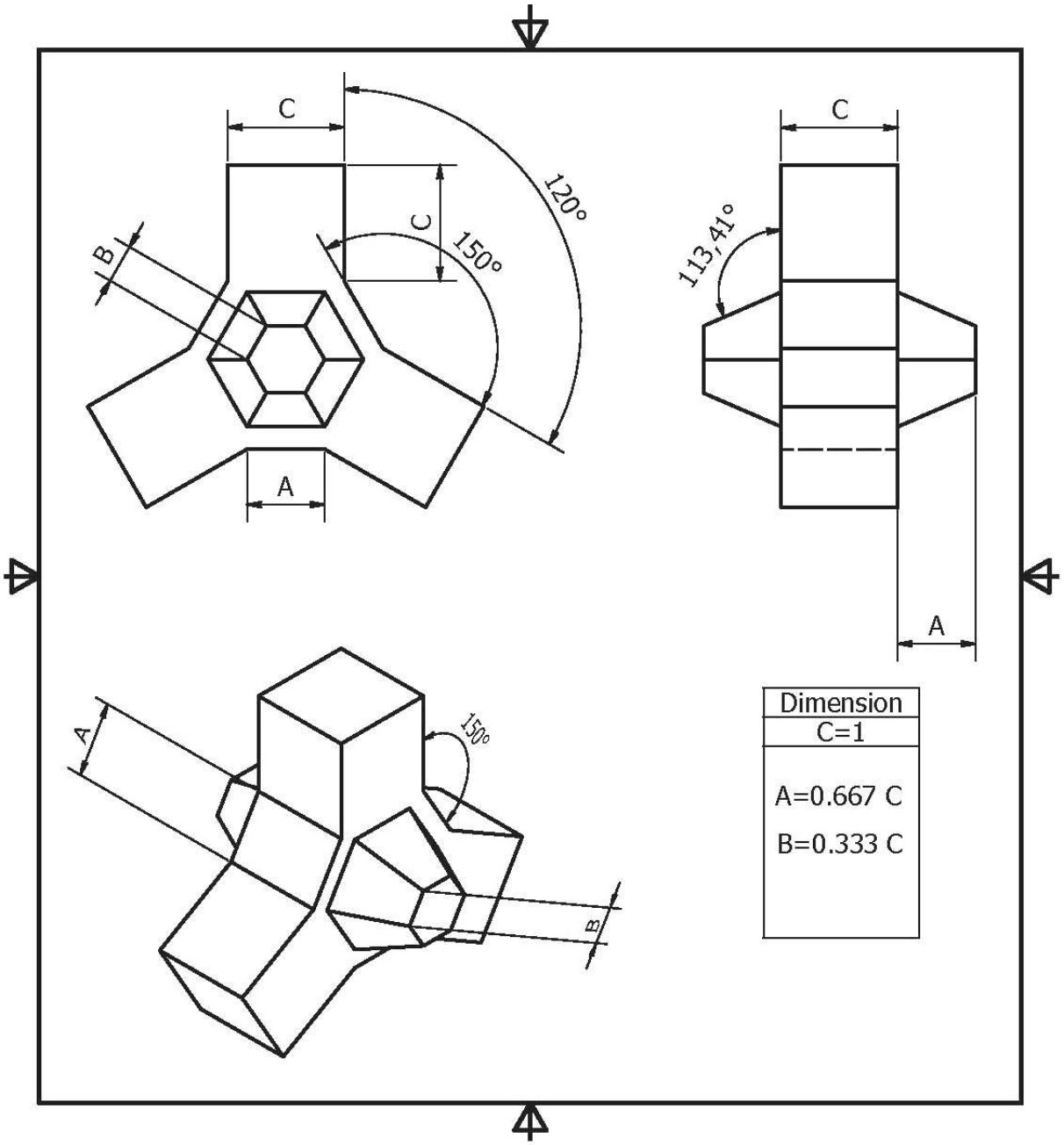


Fig. III.9: Schéma adimensionnel des caractéristiques géométriques du bloc

- la porosité de la couche n_v, définie comme le ratio entre le volume des vides et le volume de la couche ;
- le coefficient de densité de pose, ϕ, exprimé en terme d'occupation surfacique, c'est-à-dire le produit mis en place par unité de surface et du carré du diamètre nominal ;
- le nombre de blocs par surface de talus protégé, $N(l/m^2)$, calculé à l'aide du coefficient de densité de pose, ϕ.

Le terme porosité a couramment une définition tridimensionnelle. Il peut être transposé

à un rapport de surface. On définit alors la porosité surfacique (à deux dimensions) :

$$n_a = \frac{A_p}{A_0} = \frac{\text{surface des pores}}{\text{surface totale}} \tag{III.23}$$

Le tableau III.6 suivant synthétise les formules de dimensionnement géométrique ainsi que les paramètres de carapace pour des blocs artificiels.

Paramètre	Formule	Équations
Volume du bloc, le diamètre nominal et longueur caractéristique	$V = \frac{M}{\rho_s = D_n^3 = k_s D^3}$	(4)
Épaisseur de la carapace	$t_a = nk_t D_n$	(5)
Porosité de la carapace	$n_v = 1 - \frac{nV}{At_a}$	(6)
Coefficient de densité de pose	$\phi = nk_t(1 - n_v)$	(7)
Nombre de blocs par unité de surface	$N = \phi/D_n^2 = \phi/V^{2/3}$	(8)
Volume de béton	$V_c = NV = t_a(1 - n_v)$	(9)
où A	Surface totale (m^2)de la carapace parallèlement au talus	
A_a	Surface couverte par un bloc de carapace (m^2), $A_a = nA/N_a$	
D	Longueur caractéristique d'un bloc d'enrochement (m)	
D_n	Diamètre nominal d'un bloc (m)	
k_s	Coefficient de forme	
k_t	Coefficient d'épaisseur de couche	
N	Nombre de blocs par unité de surface (l/m^2)	
N_a	Nombre total de blocs placés sur la surface de carapace	
n	Nombre de couches	
n_v	Porosité de la carapace	
t_a	Épaisseur de la carapace (m)	
V	Volume des blocs (m^3)	
V_c	Volume de béton par unité de surface de carapace(m^3/m^2)	
M	Masse des blocs (kg)	
ϕ	Coefficient de densité de pose	
ρ_c	Masse volumique du béton (kg/m^3)	

Tab. III.6: Formules de dimensionnement : Relations entre la géométrie et les paramètres de base des blocs artificiels

Pour mettre en évidence l'intérêt de l'épaisseur de la couche de carapace et la porosité comme fonction de la forme et du nombre de couches de blocs, on réalise des essais sur les différents plans de pose avec un modèle analytique (logiciel de DAO). Pour cette raison, on définit les différents schémas de placement, indiquant les différentes positions des blocs individuels sur le talus.

De cette analyse, on calcule non seulement les coordonnés de chaque bloc, mais on extrait également automatiquement des informations supplémentaires telles que la densité de pose, le nombre total de blocs, et la distance entre les blocs. Un autre avantage de cette analyse est la comparaison entre les différents plans de pose dans une représentation virtuelle en trois dimensions à l'aide d'un logiciel DAO d'une part, et un modèle réduit d'autre part. Cette comparaison aboutit à une vision plus réaliste d'un plan de pose en conditions naturelles. Ces informations seront utilisées pour améliorer la mise en place des blocs.

La représentation virtuelle à l'aide d'un logiciel du DAO a été utilisée comme outil technologique permettant de quantifier le quotient volumique et surfacique des porosités dans l'épaisseur de la carapace en fonction du plan de pose.
D'autre part, les premièrs essais de stabilité sur des carapaces fortement imbriquées mais dont la surface d'écoulement est fermée au sein de massif, nous ont amené à considérer le paramètre de porosité non plus comme une valeur moyenne mais comme une porosité variable dont la valeur minimum est critique.

III.4.2 Techniques de pose

La pose des blocs artificiels, postérieure à la construction du noyau et des sous-couches, peut devenir un facteur limitant pour l'avancement des travaux. Ce paragraphe traite de la façon dont s'empilent les blocs. Afin de décrire plus facilement les différents arrangements, on présente une vue virtuelle du plan de pose des blocs. Les différences existant entre la pose théorique et la pose réelle en nature n'est liée qu'à un seul facteur. Il est impossible, sauf peut être pour la ligne de base, de placer les blocs en les translatant, pour les assembler. De cette manière, le bloc dispose de trois points d'appui sur la pente par un nez et deux pattes. Pour cette étude, les blocs ont été placés sur une pente de 2/3 et sur une seule couche (monocouche). Dans ce cas, notre bloc présente alors un angle par rapport à la pente d'environ 34° (Figure III.10).

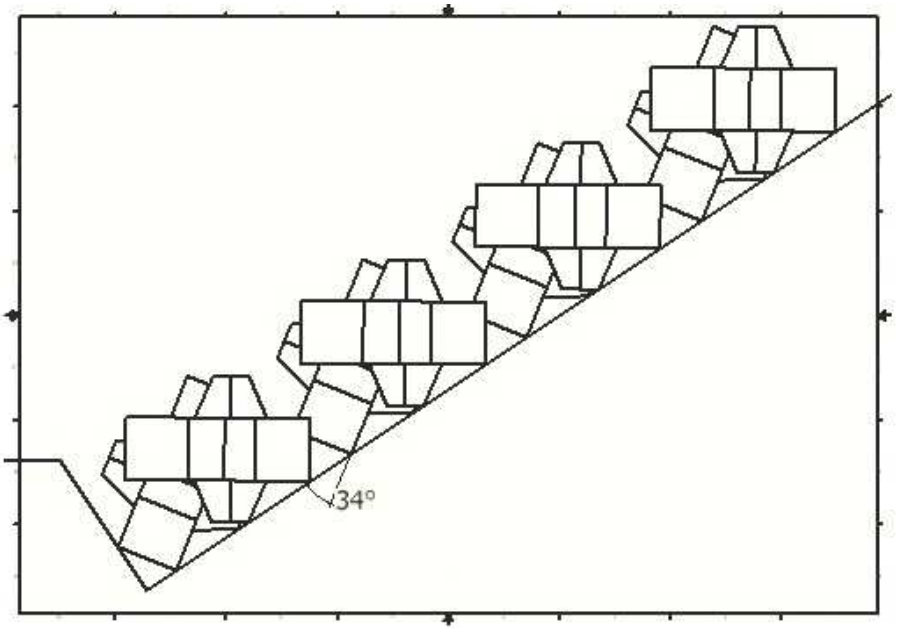


Fig. III.10: Vue en perspective d'une carapace constituée par des blocs et emplacement des coupes parallèles à la pente

Afin d'avoir une bonne estimation de l'espace vide existant entre les blocs, huit coupes sont réalisées en épaisseur à des points critiques. Ces coupes ont été effectuées parallèlement à la pente du talus. D'autre part, ces coupes nous permettent de calculer la porosité surfacique dans chaque coupe et aussi d'observer les points de contacts entre des blocs. La porosité volumique peut se calculer à partir de la porosité surfacique et l'épaisseur de deux coupes consécutives.

Dans cette étude, on propose deux méthodes de placement :

- Un placement 'régulier' ou 'uniforme' ;
- Un placement 'alternatif' ou 'spécial'.

Différentes méthodes de pose sont exposées dans les paragraphes suivants. Il conviendra dans un premier temps de déposer ces blocs au voisinage les uns des autres et puis aussi parfois par translation d'imbriquer les blocs les uns aux autres.

i) Placement régulier ou uniforme

Dans ce cas, on propose deux façons pour agencer les blocs les uns par rapport aux autres.
Suivant la première méthode, tous les blocs sont disposées côte à côte dans une position parfaitement identique et régulière. Dans ce cas, le nez des blocs de la couche supérieure touche la patte du bloc en dessous. La figure suivante montre une succession de schémas illustrant cette technique. Un nombre minimum de blocs et une imbrication faible entre les blocs caractérisent ce plan de pose. La figure III.11 montre une vue supérieure de cet agencement.

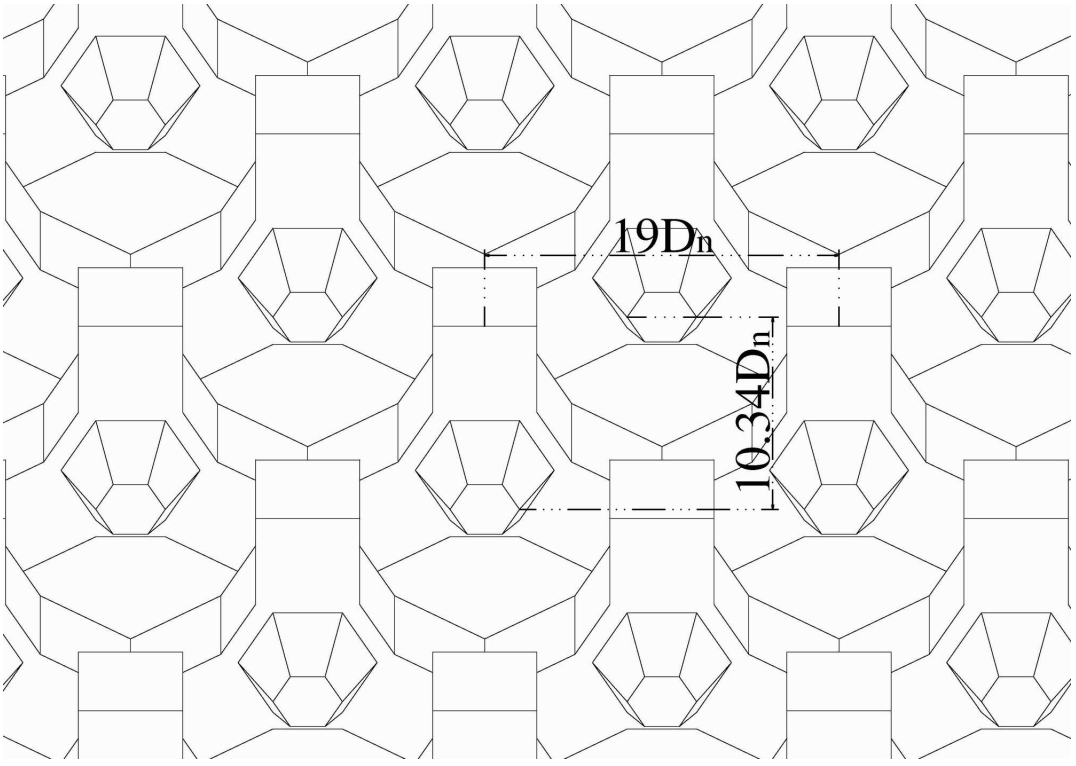


Fig. III.11: Vue du plan de pose 1 ('régulier')

La deuxième méthode est mise en œuvre de façon similaire à la première méthode. Par contre, le bloc de la deuxième rangée se place dans l'interstice des deux blocs situés en dessous, de telle sorte que les pattes du bloc situées vers le bas touchent les deux pattes des blocs inférieurs (Figure III.12).

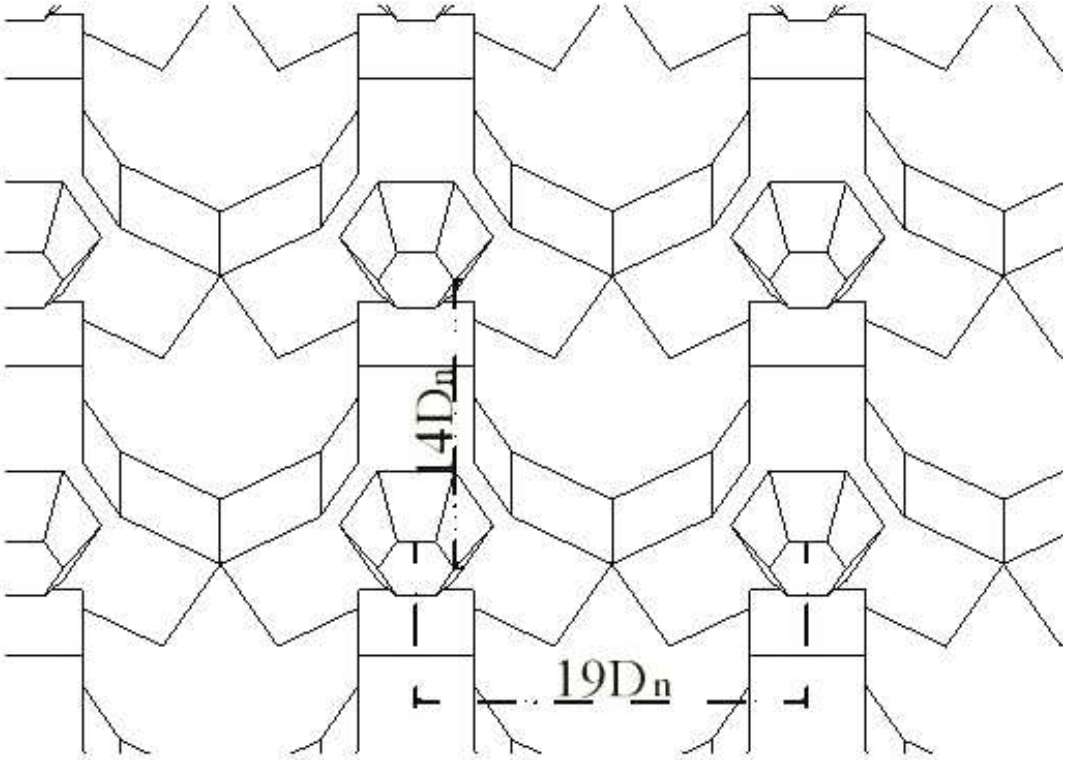


Fig. III.12: Vue du plan de pose 2 ('régulier')

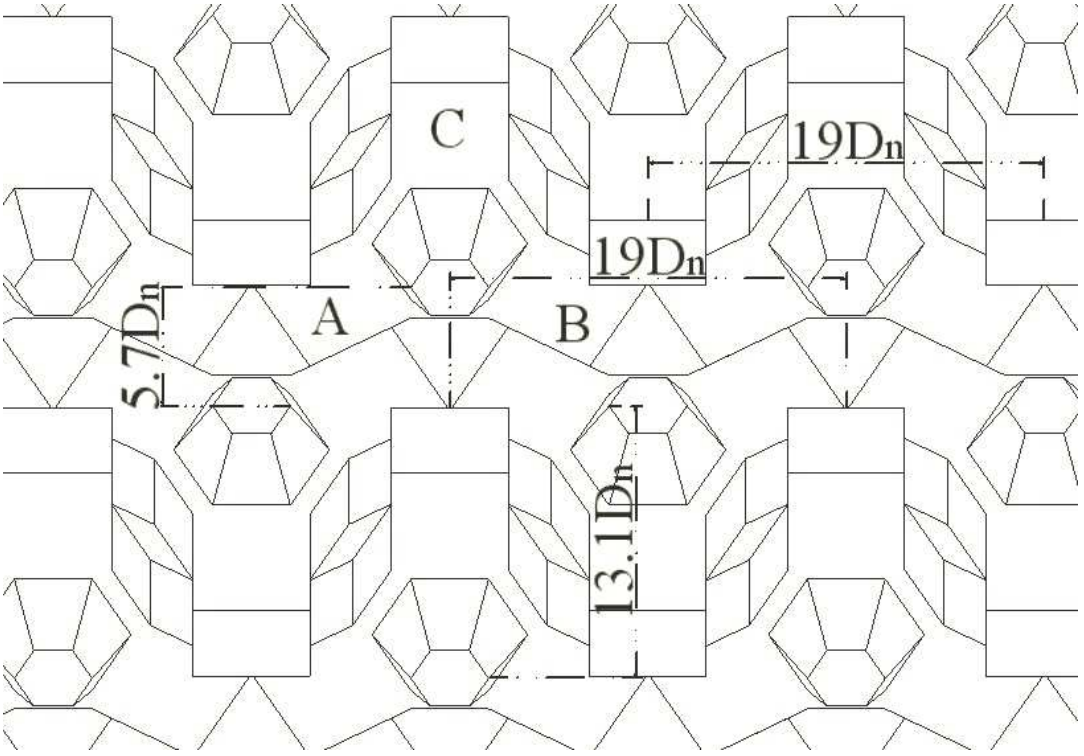


Fig. III.13: Vue du plan de pose 3 ('alternatif')

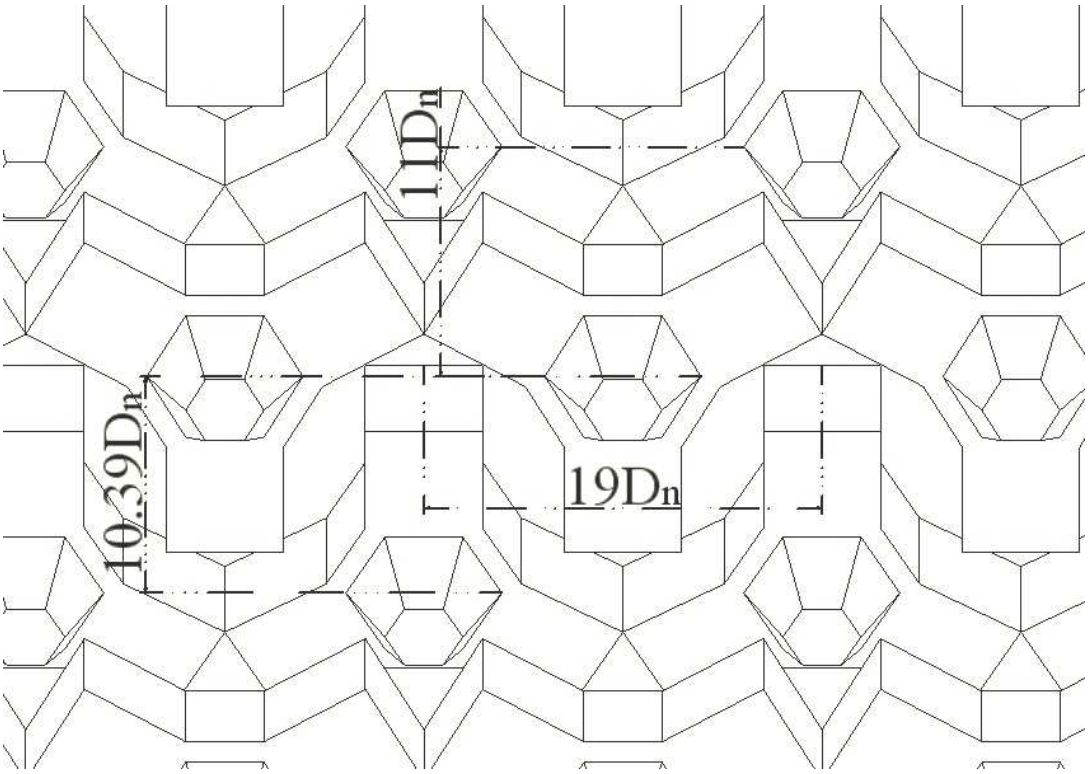


Fig. III.14: Vue du plan de pose 4 ('alternatif')

L'inconvénient de cette méthode est que la distance verticale entre deux blocs est faible et la deuxième rangée ne s'imbrique pas dans la première ligne. En fait, cette méthode peut être utilisée seulement dans le cas où la surface de la sous-couche resterait plane.

ii) Placement alternatif ou spécial

Dans cette configuration, les blocs sont agencés de façon régulière pour la première ligne. La patte C est vers le haut, parallèlement à la ligne de plus grande pente du talus, et pour la rangée du bas, seules les pattes A et B touchent la sous-couche. Le premier rang étant en place, le premier bloc de la deuxième rangée se positione dans le 'creux' de deux blocs situés en dessous. En fait, la patte C est dans le sens inverse de la première couche. A cette place, il se trouve verrouillé par deux blocs, ce qui lui empêche toute translation latérale. La pose de tels blocs fournit un bon enchevêtrement et le maximum de points de contacts entre les blocs voisins. Une série de schémas permettent de comprendre cette imbrication en figure III.13.

Pour une deuxième configuration étudiée, la pose de la première rangée est déterminante. On pose le bloc sur les deux pattes vers le bas et une patte vers le haut. Les blocs adjacents sont placés de la même manière. Les blocs des rangées supérieures seront placés dans le sens inverse de la première rangée. On pose le bloc sur une patte vers le bas et deux pattes vers le haut. Puis, il sera amené par une translation vers le 'creux' entre les blocs inférieurs (Figure III.14).
Enfin, un des 'talons d'Achille' des plans de pose apparaît pour les blocs situés aux frontières. Ces blocs, contrairement à leur voisin, ne sont pas entourés par les autres blocs et les verrouillages ne sont pas optimums.

III.4.3 Calcul de la porosité suivant l'épaisseur de la carapace

Les principaux résultats des mesures pour déterminer la porosité pour les différents plans de pose sont présentés sur les figures III.15 à III.18. Dans ce paragraphe, on présente deux notions de porosité : la porosité volumique et la porosité surfacique.

En fait, on réalise des coupes du bloc dans des sections parallèles à la pente qui nous permettent d'obtenir soit la porosité volumique soit la porosité surfacique de chaque coupe (c'est-à-dire : pour chaque section effectuée en parallèle de la pente, on peut mesurer l'aire (A_p) occupée par les pores).

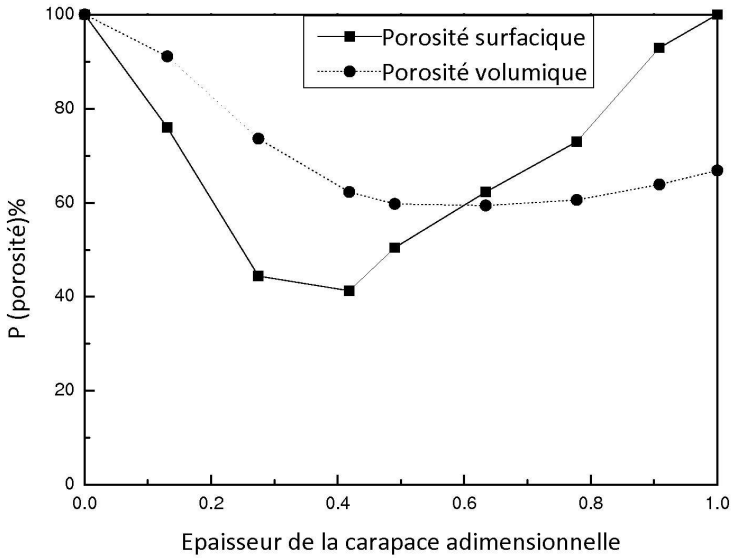


Fig. III.15: Diagramme de changement de porosité du plan de pose 1. N=104, e=52,11 mm, Aire du plan incliné=316610,796 mm^2

En observant les figures suivantes, on constate la variation de la porosité dans l'épaisseur en fonction du plan de pose. Du point de vue théorique, une grande porosité volumique (ou globale) favorise la pénétration de l'écoulement à travers la carapace et dans le filtre, l'ouvrage est donc davantage perméable, les ascensions 'run-up' et descentes 'run-down' sont plus faibles et donc les vitesses d'écoulement le long du talus s'en trouvent diminuées. Ainsi, lorsque l'on désire réduire la transmission de la houle, la porosité élevée doit être requise. Il faut remarquer que la réduction de la porosité risque de réduire la stabilité des blocs, du fait du soulèvement de blocs par les pressions qui se développent à l'intérieur de la digue.

D'autre part, on observe aussi que la grande porosité surfacique se situe plutôt à l'extérieur et que les plus petites porosités se trouvent au sein du massif : la porosité est dissymétrique au sein du massif.
Tout d'abord, on note que la valeur minimum de porosité surfacique se situe pour une profondeur $d = 0,40D_n$ pour le plan de pose '3', donc la carapace devient moins perméable et un nombre de blocs employé plus important que prévu. On remarque également que la décroissance de porosité au-delà de ce point est plus rapide.

Par contre, le plan de pose '2' a un maximum de porosité et un minimum de points de contact donc une stabilité inférieure comparée à d'autres plans de pose. Cependant,

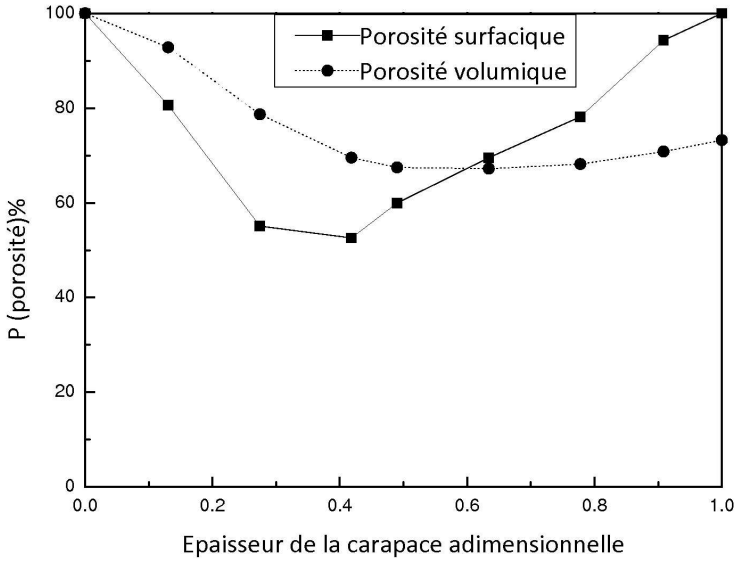


FIG. III.16: Diagramme de changement de porosité du plan de pose 2. N=84, e= 52,11 mm, Aire du plan incliné=316610,796 mm^2

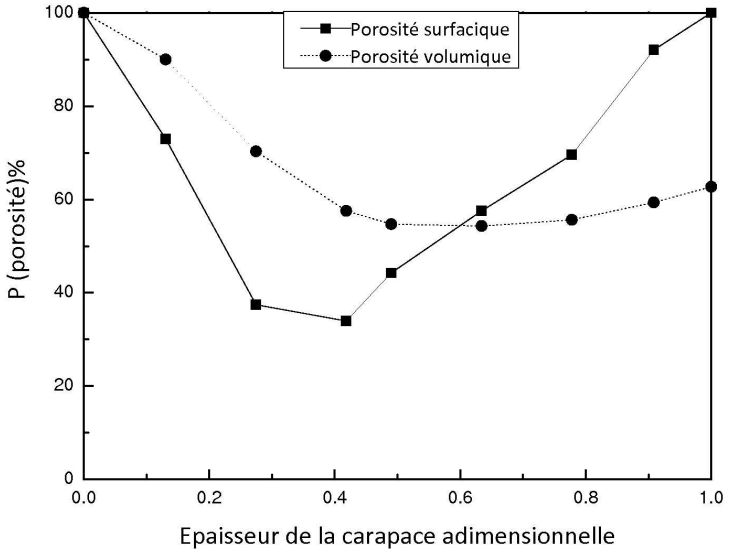


FIG. III.17: Diagramme de changement de porosité du plan de pose 3. N=117, e=52,11mm, Aire du plan incliné=316610,796 mm^2

le nombre de blocs utilisé sur la carapace est inférieur aux autres plans de pose. La décroissance de porosité à l'extérieur de la carapace est progressive et lente.
La surface de moindre porosité semble déterminante concernant les différentiels de pressions les plus dommageables et donc pour la stabilité des blocs considérés sous l'angle des sous-pressions générées par les défauts de perméabilité.

En examinant les figures, on peut noter le fait que les différents plans de pose engendrent une différence importante sur la porosité et aussi sur le nombre de blocs utilisés.

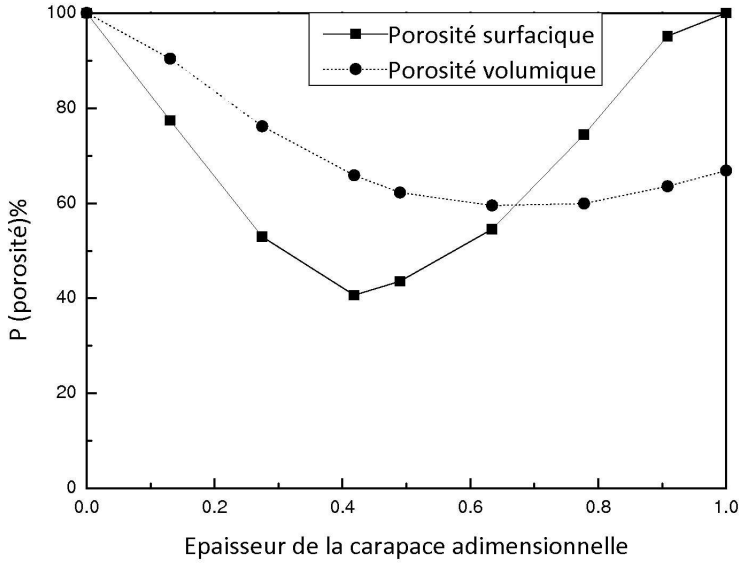


FIG. III.18: Diagramme de changement de porosité du plan de pose 4. N=104, e=52,11, Aire du plan incliné=316610,796 mm^2

Plan de pose	1	2	3	4
Nombre de blocs	117	84	104	104
Epaisseur de la carapace(mm)	52,11	52,11	52,11	52,11
Porosité surfacique minimum	33,93	52,57	41.27	40,65
Porosité volumique minimum	54,32	67,21	59,40	59,51
Espacement maximum horizontal	$19D_n$	$19D_n$	$19D_n$	$19D_n$
Espacement maximum vertical	$14D_n$	$10{,}34D_n$	$5{,}7D_n$	$11D_n$
			$13{,}1D_n$	$10{,}39D_n$
Point de contact	6	8	8	8

TAB. III.7: Caractéristiques de différents plans de pose

Par contre, on observe cependant une différence porosité de pose pour le cas III.15 et III.18 en sachant que le nombre de blocs utilisés est le même.

Ces figures montrent également d'autres paramètres importants qui jouent sur la stabilité de bloc, c'est-à-dire l'imbrication, caractéristique favorable à la performance du bloc. En fait, ces plans de pose permettent de calculer le nombre de points de contact et donc le degré d'imbrication. En effet, le degré d'imbrication doit être lié au nombre exact ou moyen des points de contact d'un bloc avec ses voisins dans une carapace.

Dans ces conditions, une forte imbrication est observée dans le plan de pose '3' ce qui permet d'atteindre une forte stabilité d'équilibre des éléments vis-à-vis une sollicitation hydraulique générée par la houle.
L'espacement maximum horizontal entre deux centres de gravite de deux blocs voisins est identique pour tous les plans de pose (D_H=71,37 mm). Par contre l'espacement maximum vertical (D_V) est variable. Pour les plans de pose '3' et '4', cet espacement est aussi différent avec des attitudes différentes (Figure III.13-III.14).

III.5 Conclusion

Notre travail expérimental a imposé de consacrer un chapitre à la présentation de la modélisation physique. Ensuite, nous avons présenté les différents sujets liés à la conception du modèle et à la modélisation physique qui en résulte.

Apres avoir fait une description détaillée du nouveau bloc utilisé, on a développé une étude permettant d'évaluer plus précisément les caractéristiques géométriques du bloc. D'autre part, cette étude nous permet de quantifier les paramètres de carapace tels que : le quotient volumique et surfacique de porosité au sein de la carapace, l'épaisseur de la carapace, etc.

A l'aide ce cette technique, nous avons ensuite tenté de modéliser quelques plans de pose. En fait, les plans de pose visent à rechercher la meilleure stabilité possible pour obtenir :

- une imbrication maximale des blocs compte-tenu de leur géométrie afin d'éviter les plans de rupture,
- une porosité optimale de la carapace afin d'augmenter la dissipation, tout en minimisant le run-up (et donc le franchissement) ainsi que des sous-pressions de déstabilisation.

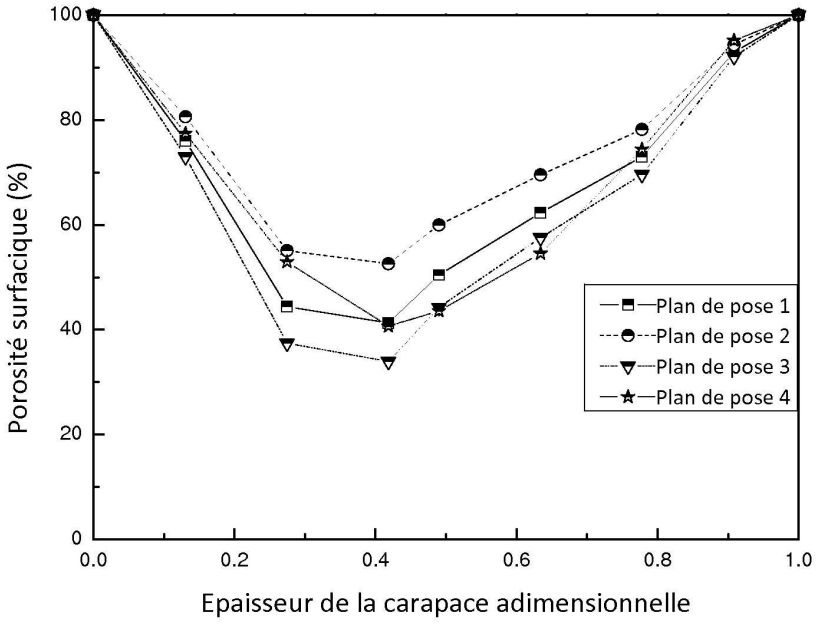
La figure III.19 représente les différentes porosités surfacique et volumique fonction de l'épaisseur de la carapace pour les 4 plans de pose. La porosité de la carapace pour la méthode régulière (plans de pose '1' et '2') est supérieure à la méthode alternative (plans de pose '3' et '4'). Par contre, l'imbrication entre les blocs en est diminuée.

On note que la stabilité du plan de pose régulier est inférieure à celle du plan de pose alternatif. Cependant, le nombre de blocs utilisés sur la carapace est inférieur au plan de pose alternatif. Le coût de construction est ainsi diminué.
Le tableau III.8 suivant regroupe les principaux résultats qui sont à l'origine de la méthode de pose proposée. Il s'agit d'une évaluation très sommaire donnant des tendances de groupes à l'intérieur desquels le plan de pose peut néanmoins présenter des performances très différentes. Cependant l'ensemble de ces résultats seront très utiles pour la mise en place de la carapace lors des essais expérimentaux, ainsi que pour une meillure compréhens -ion des phénomènes observés (visant à une optimisation de la performance du bloc).
Nous avons choisi de tenir compte des critères suivants :

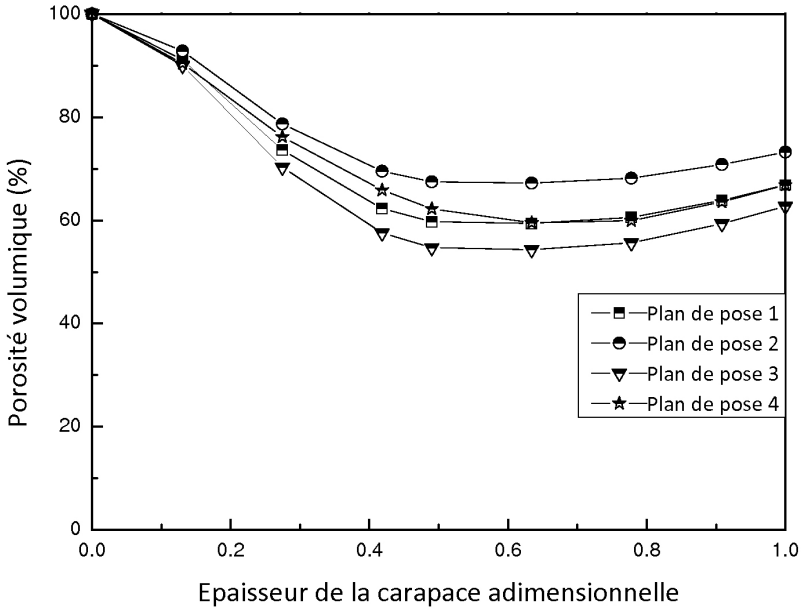
		F_p	P_o	P_r	F_r	E_n	F_s	E_c	N_b
Plan de pose	1	+-	+-	+-	++	++	++	+	++
	2	++	++	++	+-	+-	+-	+	++
	3	+	+	+	+	+	+	+	++
	4	+-	+-	+	+	+	+	+	+

Tab. III.8: Relations entre la géométrie et les paramètres de base du bloc-Note : Abréviation : F_p : Facilité de pose ; P_o : Porosité ; P_r :Perméabilité ; F_r :Franchissement ; E_n=Enchevêtrement ; F_s : Frottement ; E_c :Epaisseur de la couche ; N_b : Nombre du bloc.

- Difficulté de pose ;
- Porosité ;
- Perméabilité ;
- Franchissement ;
- Enchevêtrement ;
- Épaisseur de la couche ;
- Nombre de blocs.



(a) Porosité surfacique



(b) Porosité volumique

Fig. III.19: Comparaison de la valeur de porosité de carapace

La porosité la plus intéressante à calculer est celle du plan III.16. Il semble que la méthode graphique soit tout à fait acceptable puisqu'il n'y a pas beaucoup de différence entre les résultats obtenus et théoriques pour d'autres blocs comme l''Accropode" ou le 'Core-loc'. Enfin, l'ensemble de ces conclusions 'théoriques' sera confronté aux essais expérimentaux.

Chapitre IV

Etude des paramètres hydrauliques et de stabilité de la carapace

Devant la grande diversité des facteurs qui conditionnent le dimensionnement d'une digue à talus, la stabilité et les paramètres hydrauliques apparaissent comme les éléments déterminants qu'il convient d'examiner avec soin.

C'est pourquoi, à partir des mesures obtenues en modélisation physique, nous étudions dans ce chapitre plusieurs aspects concernant la performance hydraulique et la stabilité. Afin de procéder à une comparaison des mesures entre le modèle réduit et un prototype naturel, l'étude est réalisée avec des conditions de houle aléatoire.

Ce chapitre s'articule en deux sous-chapitres. Dans une première partie, nous présentons les résultats obtenus pour une forme originelle du bloc. Ces résultats ont été réalisés sur les deux plans de pose, soient le plan de pose régulier, et le plan de pose aléatoire. Sur la base de l'analyse des résultats acquis, de nouvelles expériences ont été réalisées.

Dans le sous-chapitre 2, nous analysons des résultats pour la forme modifiée du bloc. L'analyse de ces résultats est focalisée sur les tests exécutés avec un plan de pose régulier.

IV.1 Première partie : analyse des résultats pour la forme originelle du bloc

Choix des paramètres hydrauliques

Pour les premières expériences un programme d'essais a été établi avec différentes méthodes de placement, qui pourraient être examinées. Selon les résultats des analyses de ces essais, de nouvelles expériences ont été planifiées. Pour chaque expérience exécutée une description, une visualisation et les propriétés de la carapace sont données. Les propriétés de la carapace sont exprimées avec le nombre de blocs utilisés, la densité de pose, la porosité, etc.
Au cours de cette étude, 10 tests ont été réalisés. Un test est défini et caractérisé par :

- son plan de pose, (7 valeurs),
- sa période de houle, (4 valeurs),
- sa hauteur significative de houle, (7 valeurs).

Au total, le programme d'étude comporte donc : 7*4*7=196 essais. Ces derniers ont fait l'objet de mesures détaillées en faisant varier un nombre important de paramètres (période et amplitude de la houle). Les deux dernières caractéristiques précédentes ont été adoptées en fonction de la capacité du générateur de houle et aussi de la résonance entre l'ouvrage et le batteur.

Dans ce chapitre, par souci de clarté, nous présentons ici uniquement les résultats obtenus de deux techniques de pose : plan de pose régulier et plan de pose aléatoire. Cependant, les résultats issus de tous les essais correspondant au programme d'essais sont présentés de façon détaillée dans l'annexe D.

IV.1.1 Stabilité de la carapace

Les objectifs sont de trouver la meilleure stabilité de la carapace en monocouche. Le tableau IV.1 présente le programme d'essai pour les expériences réalisées.

Test	Plan de pose PDP	Période T (s)	Profondeur d'eau d (m)	Nombre de vagues (N)	Nombre d'Iribarren ξ
1	Rangé	1,5/1,72/1,987	0,45	1000/3000	4-14
2	Rangé	1,5	0,45	1000/3000	4,5-14
3	Rangé	1,5/1,72/1,987	0,45	1000/3000	6-15
4	Rangé	1,5/1,72	0,45	1000/3000	5-13
5	Aléatoire	1,72	0,45	1000/3000	4-14
6	Aléatoire	1,72	0,45	1000/3000	6-16
7	Aléatoire	1,5	0,45	1000/3000	5-17
8	Aléatoire	1,5	0,45	1000/3000	7-17
9	Aléatoire	1,5	0,45	1000/3000	6,5-16
10	Aléatoire	1,5	0,45	1000/3000	5,5-15

Tab. IV.1: Caractéristique des différents essais

Tout d'abord pour ces tests, les observations pendant chaque test (avant et après dommage) seront décrites. Ensuite le mécanisme du dommage et les résultats mesurés de stabilité sont présentés avec plus de détails pour chaque série d'essais.

Pour ces deux plans de pose, la densité de pose est un paramètre important sur la stabilité hydraulique. Il a semblé difficile de contrôler la densité de pose en modèle réduit dû à la petite taille des blocs modèles. De plus, la légèreté des blocs a rendu plus difficile le contrôle du placement des blocs.

Le développement des dommages de carapace a été déterminé à partir de l'augmentation de la hauteur de vague, pour une série de vagues donnée. Pour chaque série d'essai les résultats sont illustrés dans une figure avec deux courbes : une courbe du début de dommage et une autre courbe relative à la rupture. Dans ces figures, deux niveaux de dommage (N_{od}) sont employés pour identifier le début des dommages et la rupture (I.5). Les taux de dommage retenus lors de réalisation des tests sont les suivants :

- début de dommage ou dommage nul, représenté par la valeur 0 % (4 blocs extraits) ;
- rupture ou destruction totale produite pour les valeurs supérieures à 0.5% (12 blocs extraits).

Pour décrire et observer ce qui se produit pendant une expérience, des photos et des films ont été réalisés. Les photos ont été prises d'un point fixe à la fin de chaque essai. Les films ont été enregistrés à partir du côté droit de la digue. Pendant tous les essais, on a pris des notes afin de décrire les circonstances spéciales qui se produisent telles que la position d'un bloc en déplacement ou la durée du déplacement, etc.

Selon les photos, les films, et les notes, une description sera donnée des observations rassemblées pendant les expériences.

Plan De Pose Rangé (PDPR)

Observations avant essai

Pour ce plan de pose, les blocs sont placés rangée par rangée. Pour la première ligne, des blocs spéciaux sont employés. Ce sont en fait des blocs avec un nez et une patte coupée afin de donner une basse plate. Ceci augmente la précision du placement et la stabilité de la première couche (Figure IV.1).

Fig. IV.1: Première ligne de blocs posés sur un Plan De Pose Rangé (PDPR)

Pour ce placement, on a réalisé plusieurs essais pour trouver une bonne distance entre les blocs (espace) afin que les blocs de la couche supérieure puissent s'insérer dans l'espace inter-blocs.
Si cette distance est faible (elle est minimum lorsque les deux blocs voisins se touchent l'un et l'autre), les blocs de la deuxième rangée ne peuvent pas s'insérer dans l'interstice entre les deux blocs de la couche inférieure. Par contre, si cette distance est grande, le bloc placé dans cet espace peut bouger facilement, et donc l'imbrication entre les blocs s'en trouve diminuée.

En première ligne, les blocs sont disposés avec une inclination des pattes à 45° par rapport à la ligne de plus grande pente du talus. En fait, une patte est vers le haut et une

Fig. IV.2: Pose de blocs sur un Plan De Pose Rangé (PDPR)

patte suivant la largeur du canal.

En deuxième ligne, les blocs sont placés entre deux blocs inférieurs avec le même angle. Par contre, le sens de pattes est inversé alors qu'une patte est vers le bas et deux pattes vers le haut. En fait, on a plutôt un recouvrement de 2 pattes par 2 pattes. Dans ce cas, on a vu parfois que l'une des pattes vers le haut touche le nez du bloc inférieur et la deuxième patte touche une des pattes du bloc à gauche. En effet, le nez du bloc inférieur sert de repère pour placer l'échancrure du bloc supérieur.

En troisième ligne, les blocs sont posés de la même façon que la première ligne. Une patte est correctement placée sur la sous-couche, et une autre patte est en contact avec le nez du bloc inférieur. En effet, le nez du bloc inférieur peut servir de bonne manière de calage de l'extrémité de la patte du bloc supérieur, mais rien ne permet de limiter l'orientation en plan du bloc supérieur.

Pour la troisième patte, on a constaté occasionnellement deux faits particuliers :

- la troisième patte est posée sur la sous-couche. Avec cette position, on était obligé de combler l'espace créé au-dessous du bloc avec des éléments de la sous-couche ;
- la patte est en appui sur la patte du bloc de la couche inférieure.

La pose des lignes suivantes a été effectuée selon les deux lignes précédentes jusqu'à la crête de la digue. Un exemple de ce plan de pose est illustré sur la figure IV.2.

Test	Nombre de blocs	t_a (mm)	k_t	n_v	ϕ	Pente
PDPR.1	252	60	1,6	0,60	0,63	3/2
PDPR.2	257	60	1,6	0,63	0,60	3/2
PDPR.3	270	60	1,6	0,60	0,64	3/2
PDPR.4	272	60	1,6	0,60	0,64	3/2

Tab. IV.2: Caractéristiques géométriques des plans de pose rangés

Calculs de dommages

Quatre séries de tests sont réalisées. Le tableau IV.2 présente les caractéristiques géométriques des configurations testées.
Le premier plan de pose PDPR.1 est constitué de 252 blocs, ce qui correspond à 207 blocs sur le talus, 34 blocs sur la crête de la carapace (l'espace entre la dernière ligne du talus et le mur de couronnement) et 11 blocs sur la butée de pied. La première ligne de ce plan de pose est aussi composée de 12 blocs plats, correctement posés sur la butée de pied.

La figure IV.3 montre deux photos de ce plan de pose, l'une avant essai et l'autre après la rupture de la carapace.
Le début de dommage commence pour une valeur de $H_s/\Delta D_n$ proche de 4,2 ce qui correspond à une hauteur de vague de 9,2cm. Ces dommages sont localisés près du niveau de l'eau au repos et correspondent au déplacement individuel de quelques blocs de surface.

La rupture de la carapace commence pour une hauteur de vague de 11,5 cm, soit une valeur moyenne de $H_s/\Delta D_n$=5,1. Les observations durant cette phase montrent que la hauteur de vague est suffisante pour arracher un ou plusieurs blocs. A ce moment, l'imbrication diminue de façon drastique et un point de faiblesse se crée dans la structure. En augmentant progressivement la hauteur de la houle, plus de blocs s'apprêtent à être arrachés de la carapace et se déplacent vers le bas.

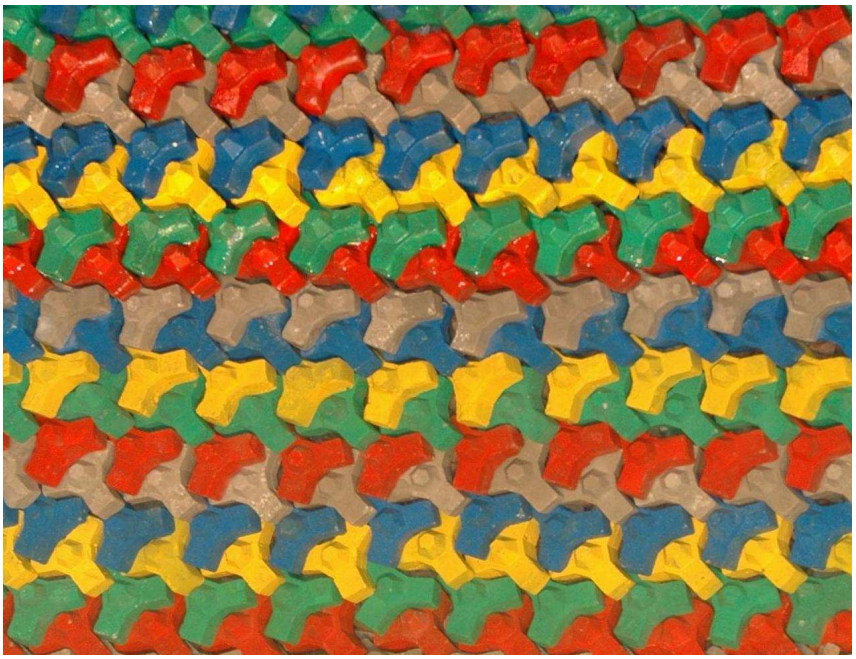
On assiste alors à une accélération des dommages qui se manifestent souvent par des glissements autour de la zone affaiblie qui se propagent jusqu'à la crête. C'est pourquoi, le processus de la rupture est rapide (Figure IV.3)

Le deuxième test de ce plan de pose noté PDPR.2, est constitué de 257 blocs et 13 blocs plats en première ligne (Figure IV.4). La configuration de la carapace est de 208 blocs sur le talus, 36 blocs posés en crête de la carapace, et 13 blocs en deuxième ligne sur la butée de pied.

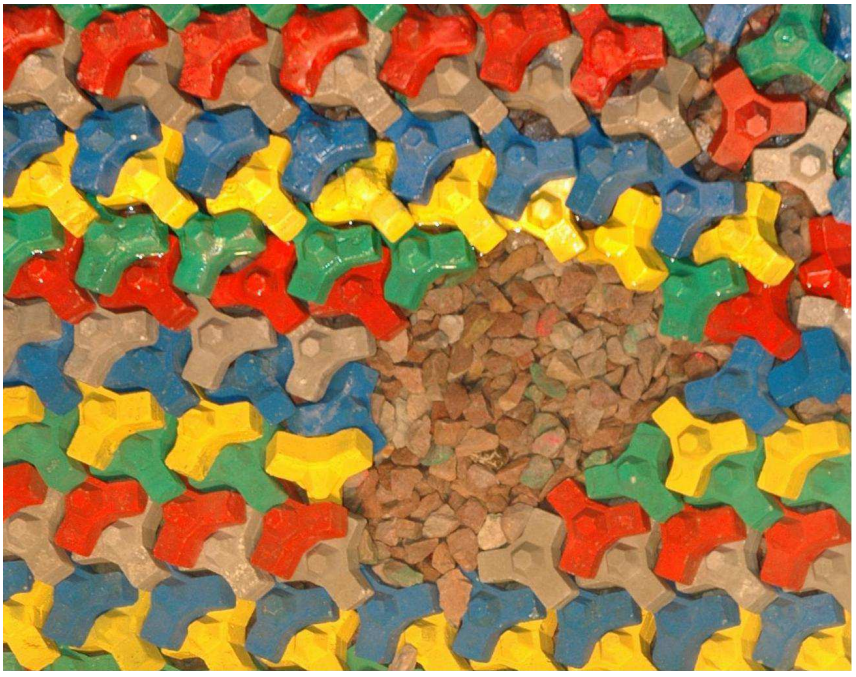
Pour le test PDPR.2, le début de dommage commence pour une valeur de $H_s/\Delta D_n$ proche de 3. Ici le début des dommages ne peut être expliqué que par un mauvais placement d'un bloc sur la carapace alors que les dommages se développent graduellement avec l'augmentation des amplitudes de vague. Par ailleurs, la faible imbrication entre les blocs voisins sur la paroi vitrée favorise le processus de dommage rapide.

La rupture, presentée sur la figure IV.4, a lieu pour une valeur de $H_s/\Delta D_n$ proche de 3,5. On voit bien l'apparition de ce dommage qui se manifeste par des soulèvements et des roulements des blocs autour de la zone critique et peut se propager jusqu'à la crête.

Pour le troisième essai, on a tenté d'augmenter le nombre de blocs posés sur la ligne horizontale afin d'améliorer l'imbrication entre les blocs. Ces blocs sont posés en 17 lignes



(a) Avant le test

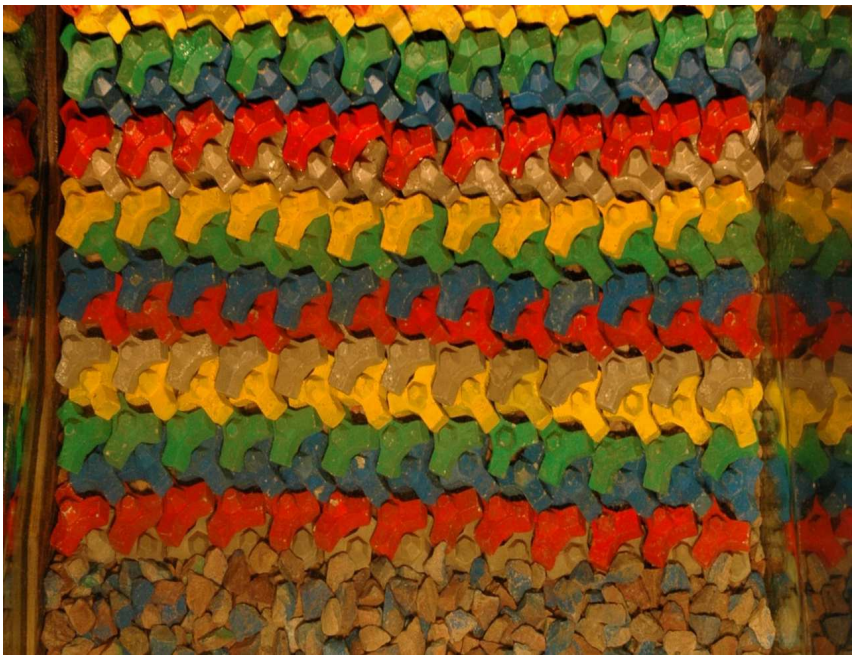


(b) Après le dommage

Fig. IV.3: Evolution du plan de pose PDPR.1

sur le talus, 2,5 lignes sur la crête. Cette configuration est composée de 278 blocs et 13 blocs plats en première ligne. En effet, la carapace comporte 221 blocs sur le talus, 35 blocs sur la crête et 13 blocs sur la butée de pied.

La figure IV.5 montre le profil de la digue avant et après le test noté PDPR.3. Sur ce plan de pose, on n'a observé ni le déplacement ni le mouvement mineur des blocs jusqu'à ce qu'une certaine hauteur de vague ait été atteinte.



(a) Avant le test

(b) Après le dommage subi

Fig. IV.4: Evolution du plan de pose PDPR.2

Le début de dommage commence pour $H_s/\Delta D_n$ proche de 4,9, ce qui correspond à une vague de H_s= 11cm. Pour cette amplitude, on observe quelques blocs soulevés et remis en position, pendant la fin du backwash, et au début de l'uprush.

En fait, la surface sur ce plan de pose est quasiment fermée, ce qui empêche le fluide de pénétrer ou de sortir à travers la carapace. Ce blocage risque d'augmenter les sous-

(a) Avant le test (b) Après le dommage subi

Fig. IV.5: Evolution du plan de pose PDPR.3

pressions induites surtout autour de la zone critique. Les sous-pressions conséquentes provoquent le soulèvement des blocs qui finissent par se déplacer vers la butée de pied.

Enfin, la rupture a lieu pour $H_s/\Delta D_n$=5,5, soit H_s=12,5 cm. On constate encore, lors de l'apparition des dommages, que les blocs situés dans la zone critique se déplacent librement et la rupture progresse rapidement.

Le dernier test pour ce plan de pose a été réalisé sur plan de pose PDPR.4, qui ressemble plutôt au plan de pose précédent. Au total, 272 blocs sont posés sur la carapace, c'est-à-dire 221 blocs au talus, 37 blocs à la crête, et 13 blocs sur la butée de pied.

Pour ce test, le début de dommage commence autour de la valeur $H_s/\Delta D_n$=4 et la rupture a lieu autour de $H_s/\Delta D_n$ proche de 4,6. Ces valeurs correspondent aux valeurs de H_s, 9cm et 10,4cm. On peut remarquer, comme pour les plans de pose précédents, que ces dommages ont été initiés au-dessous du niveau de l'eau au repos.

Plan De Pose Aléatoire (PDPA)

Les blocs disposés de manière aléatoire sont placés ligne par ligne, et ne suivent aucune règle et aucun positionnement spécifique. On peut penser que c'est l'assemblage le plus 'naturel', c'est-à-dire celui qui se ferait le plus spontanément sur une carapace. L'intérêt de ce plan de pose est d'obtenir une carapace aussi poreuse que possible (Figure IV.7).

La digue a été construite 5 fois suivant ce mode de pose pour le test de stabilité afin de :

- d'une part, trouver le meilleur assemblage d'éléments et aussi une bonne densité de pose ;
- d'autre part, ajuster les réponses hydrauliques

Ces configurations n'ont pas parfaitement résisté à toutes les houles générées et les résultats concernant la stabilité de ces ouvrages font l'objet du paragraphe suivant.

(a) Avant le test (b) Après le dommage subi

Fig. IV.6: Evolution du plan de pose PDPR.4

Observations précédant les essais

Avant de commencer ce plan de pose, on a réalisé plusieurs configurations possibles afin d'obtenir une distance la mieux appropriée entre les centres de gravité de deux blocs consécutifs et parallèlement une bonne imbrication. Pour la première ligne, les blocs sont posés avec des attitudes variées. En effet, il n'y pas de contrôle de l'orientation et les blocs se placent dans des attitudes délibérément variées en évitant d'avoir des attitudes identiques à celles des blocs voisins. On s'assurera que les blocs situés sur la première ligne sont posés sur trois appuis.

Pour la deuxième ligne, les blocs s'imbriquent entre deux blocs de la ligne du dessous. Les attitudes de pose des blocs doivent être diverses et variées, soit la "patte" vers le haut, soit la "patte" vers le bas.

Les blocs de carapace situés au voisinage de l'arête extérieure de la digue risquent de ne pas être stables. Si un tel problème devait survenir, on aurait sur le modèle la possibilité de les bloquer artificiellement avec des enrochements sélectionnés pour être coincés entre les blocs et la structure imperméable.

On pourrait aussi s'inspirer de la configuration décrite dans la thèse de *De Rover* (2007). On peut utiliser un filet pour fixer les blocs situés en crête. Cette disposition pourrait être utilisée par exemple pour des enrochements qui recouvriraient l'arase de l'ouvrage (côté mer) et qui viendraient bloquer par l'arrière la dernière rangée de blocs artificiels posés sur la pente (Figure IV.7).

Calcul des dommages

Les caractéristiques de ces plans de pose sont présentés sur le tableau IV.3. Ces tests étaient quasiment identiques, à la différence du nombre de blocs posés. Aussi, les courbes d'évaluation des dommages seront présentées sur une figure, relatives aux valeurs des dommages en fonction du nombre de stabilité pour les cinq plans de pose considérés.

La figure IV.8 représente un schéma du plan de pose PDPA.1 (une photo avant le

FIG. IV.7: Pose de blocs posés sur un plan de pose aléatoire (PDPA)

Test	Nombre de blocs	t_a(mm)	k_t	n_v	ϕ	Pente
PDPA.1	246	57,5	1,53	0,64	0,56	3/2
PDPA.2	252	57,5	1,53	0,64	0,56	3/2
PDPA.3	269	57,5	1,53	0,63	0,56	3/2
PDPA.4	267	57,5	1,53	0,60	0,64	3/2
PDPA.5	263	57,5	1,53	0,60	0,61	3/2
PDPA.6	281	57,5	1,53	0,64	0,60	3/2

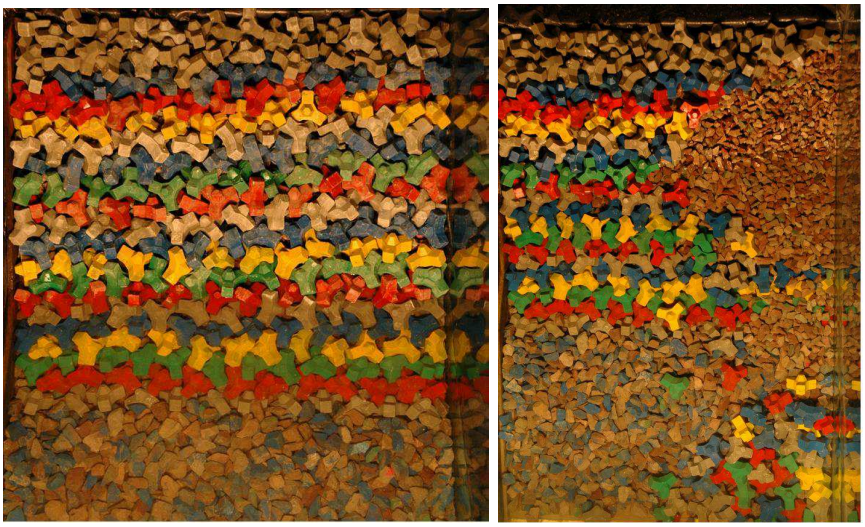
TAB. IV.3: Caractéristiques géométriques des plans de pose aléatoire (PDPA)

test et une photo après la rupture). Le plan de pose est constitué de 12 blocs sur chaque rangée, 16 rangées sur le talus, deux rangées sur la butée de pied, et 2,5 rangées en crête, soit total théorique de 246 blocs à poser.

Pour ce plan de pose, le début de dommage commence de $H_s/\Delta D_n$=3, qui correspond une hauteur de houle, H_s, égale à 6,8 cm. Il s'agit du mouvement de quelques blocs dans la zone découverte induite par la houle. En fait, les blocs sont plus écartés sur ce plan de pose. Cet écartement exerce un effet de balancement entre les blocs d'«imbrication plus faible », ce qui intensifie la réduction de la stabilité au début de dommage.

Avec la croissance de la hauteur de la houle, la rupture de la digue se produit. Cette rupture est apparue pour $H_s/\Delta D_n$=3,6, soit pour une hauteur de vague 8 cm. On a constaté que l'apparition de ce dommage est atteinte très rapidement, en raison du balancement et du roulement de quelques blocs qui ont suivi vers la butée de pied (Figure IV.8).

Le schéma du plan de pose suivant PDPA.2 est présenté sur la figure IV.9, avec une photo avant et une photo après la destruction de la carapace. Ce plan de pose est constitué de 252 blocs au total, 195 blocs sur le talus, 26 blocs posés sur la butée de pied, et 31 blocs en crête de la carapace. Ces blocs sont mis en place sur 15 rangées de blocs sur la



(a) Avant le test (b) Après le dommage subi

Fig. IV.8: Evalution du plan de pose PDPA.1

(a) Avant le test (b) Après le dommage subi

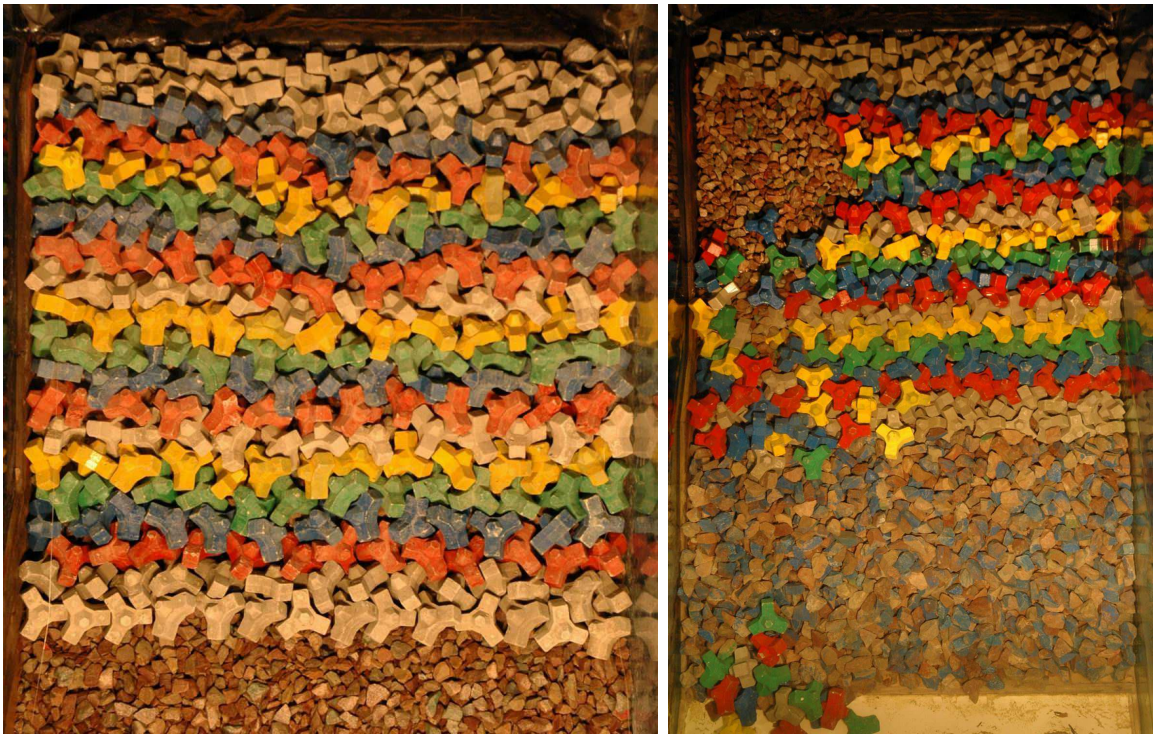
Fig. IV.9: Plan de pose PDPA.2

carapace, 2 rangées sur la butée de pied, et 2,5 rangées de blocs en crête.

A partir de $H_s/\Delta D_n$=2,6, où la hauteur de la houle est égale à 5,9 cm, le début de dommage apparaît.

Ce dommage a été localisé au-dessus du niveau de l'eau au repos. A partir de ce moment, les imbrications entre les blocs juxtaposés sont relativement faibles et les blocs sont prêts à être arrachés de la carapace. Par la suite, avec l'augmentation de la hauteur de vagues, les dommages progressent rapidement et commencent à être importants dès les premières sollicitations. Dans ce cas, la rupture a eu lieu pour $H_s/\Delta D_n$=3,1, ce qui correspond à une hauteur de la houle 7 cm.

Le troisième essai de ce plan de pose PDPA.3 est montré sur la figure IV.10, avec une



(a) Avant le test (b) Après le dommage subi

Fig. IV.10: Plan de pose PDPA.3

image au début d'essai et une image après la rupture. Ce plan de pose est constitué de 269 blocs, 160 blocs posés sur le talus, 26 blocs sur la butée de pied, et 35 blocs en crête de l'ouvrage. Le nombre de lignes posées est de 16 lignes sur la carapace, de 2 lignes posées en butée de pied, et de 2,5 lignes à la crête. Il y a une différence du nombre de blocs posés sur la carapace pour ce plan de pose par rapport aux plans de pose précédents. Malgré cette différence, la courbe de dommage présente quasiment la même allure, et la rupture est atteinte dès l'apparition des premiers dommages importants.

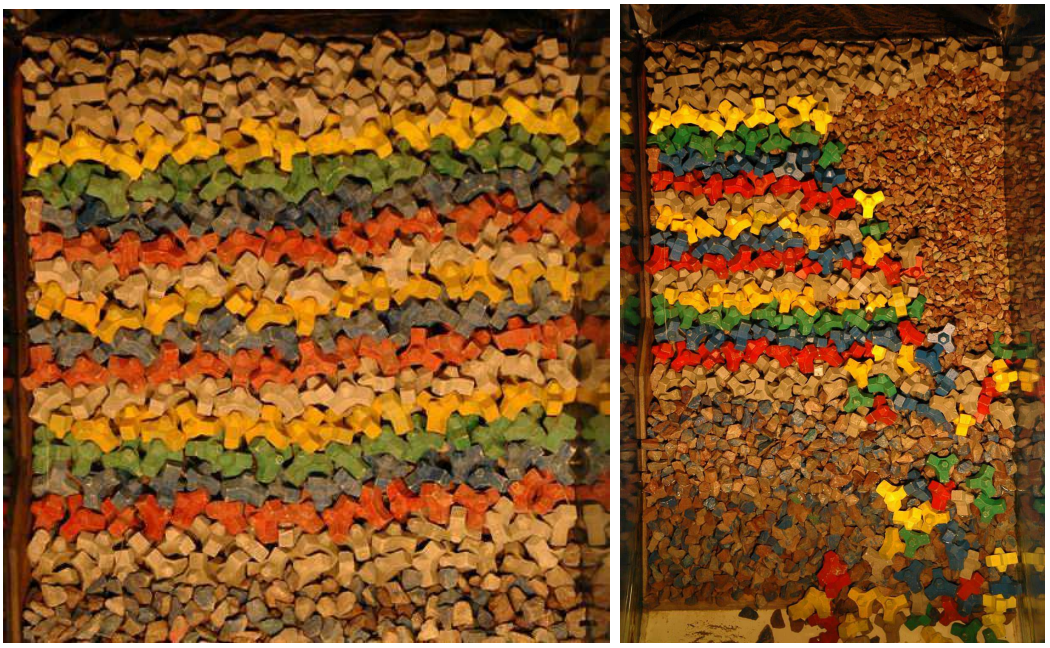
Les critères de dommage pour ce plan de pose sont :

- le début de dommage pour $H_s/\Delta D_n$=2,7, correspondant à H_s =6,1cm ;
- la rupture pour $H_s/\Delta D_n$=3,1, correspondant à H_s =7cm.

La figure IV.11 représente le quatrième essai de ce plan de pose PDPA.4, qui est constitué de 267 blocs sur la carapace. Ces blocs sont posés en 14 lignes sur le talus, 2 lignes sur la butée de pied, et 2,5 lignes à la crête.

Par rapport au plan de pose précédent, il y a une certaine différence dans la géométrie du plan de pose. En effet, on a essayé de diminuer la distance horizontale entre les deux blocs voisins, ce qui a permis d'augmenter le nombre de blocs posés sur chaque ligne (15 blocs). Par contre, lorsque les blocs sont rapprochés sur la ligne horizontale, la distance verticale entre les deux lignes consécutives est augmentée. L'espacement entre les deux blocs voisins du bloc de la ligne supérieure est généralement insuffisant pour une bonne insertion dans cet espace.

Néanmoins, malgré ces différences, la courbe d'évolution de dommage est similaire à celle du plan de pose précédent. Le début de dommage a été observé pour $H_s/\Delta D_n$=2,7,



(a) Avant le test (b) Après le dommage subi

FIG. IV.11: Evalution du plan de pose PDPA.4

correspondant à une hauteur de vague de H_s =6,1cm. La rupture a lieu pour $H_s/\Delta D_n$=3,1, qui s'applique à la hauteur de vague H_s =7cm.

Le cinquième essai de ce plan de pose est représenté sur la figure IV.12. Ce plan de pose est constitué de 263 blocs, de 208 blocs sur le talus, de 13 blocs sur la butée de pied et de 39 blocs sur la crête. L'intérêt de ce plan de pose était encore augmenter le nombre de blocs posés sur chaque ligne (16 blocs), et d'une autre façon de diminuer le nombre de lignes posées (13 lignes).

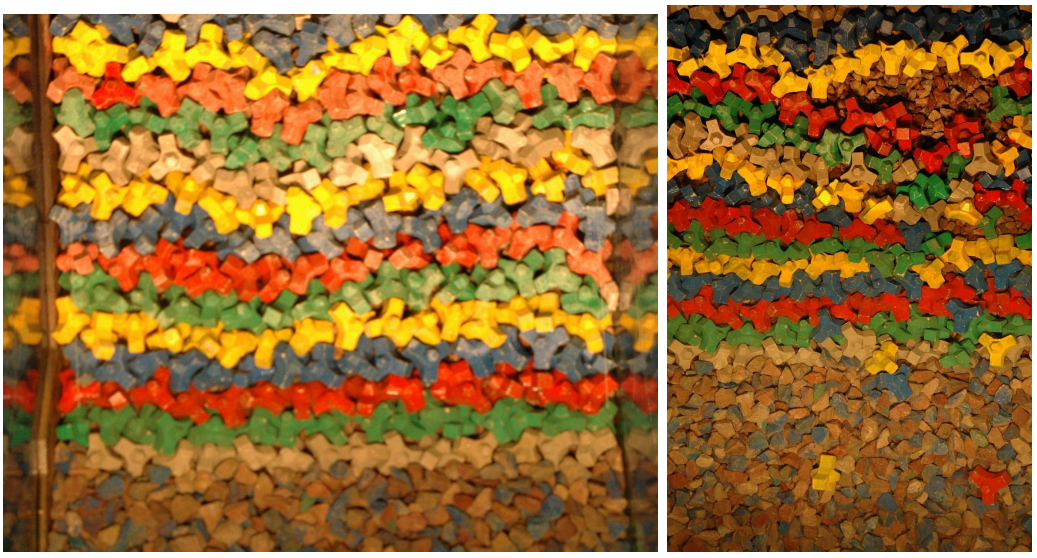
Avec ces changements dans la mise en place de blocs, on n'a observé aucune amélioration de la courbe de dommage et par conséquent la courbe est quasiment similaire à celles des plans de pose précédents.

Pour ce plan de pose, l'apparition des dommages a été observée comme suit :

- début de dommage à partir de $H_s/\Delta D_n$=2,7, pour une hauteur de houle H_s =6,1cm ;
- rupture à partir de $H_s/\Delta D_n$=3,1 pour une hauteur de la houle H_s =7cm.

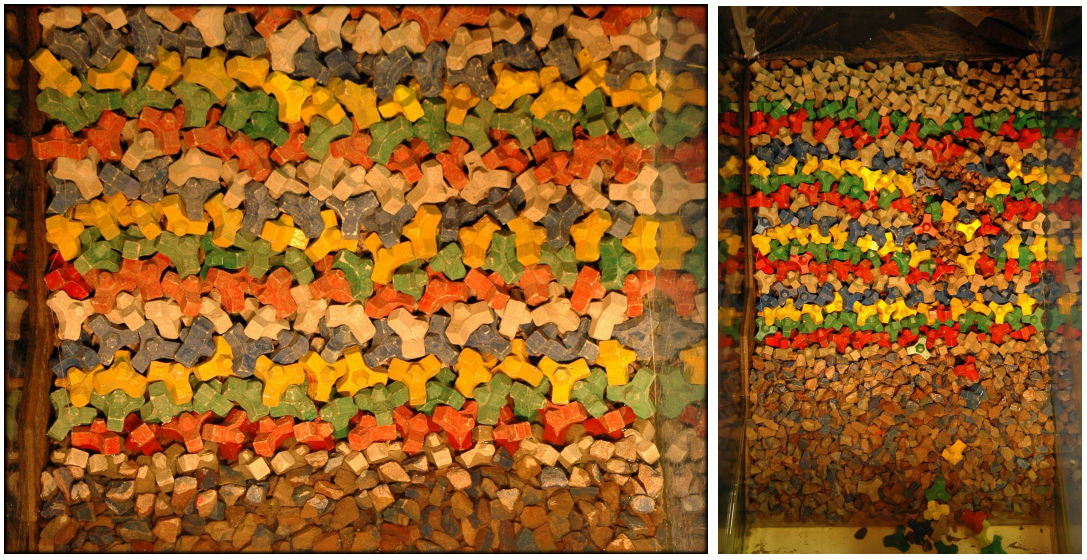
Le dernier essai de ce plan de pose est illustré sur la figure IV.13. La carapace de ce plan de pose est constituée de 281 blocs au total, 221 blocs sur le talus, 25 blocs sur la butée de pied, et 35 blocs sur la crête. Ces blocs sont posés en 17 lignes sur le talus, 2 lignes sur la butée de pied, et 2,5 lignes sur la crête.

Pour ce plan de pose, le début de dommage correspond à $H_s/\Delta D_n$=2,5 qui est équivalent à H_s=5,7 cm. Dès l'apparition du début de dommage, l'imbrication est localement rompue et les dommages progressent rapidement vers la rupture sous forme de glissement. Enfin, la rupture est atteinte pour $H_s/\Delta D_n$=2,7, et H_s=6,20 cm .



(a) Avant le test (b) Après le dommage subi

Fig. IV.12: Evalution du plan de pose PDPA.5



(a) Avant le test (b) Après le dommage subi

Fig. IV.13: Evalution du plan de pose PDPA.6

IV.1.2 Paramètres hydrauliques

a) Réflexion de la houle incidente

Dans le but d'offrir une vue synthétique et comparative des résultats des différentes méthodes d'analyse de réflexion développées au cours de la phase préliminaire de cette étude, deux types de plans de pose ont été sélectionnés et traités. Il s'agit des deux plans de pose décrits en partie précédente (plans de pose rangé et aléatoire).

Effet de l'amplitude de houle

La figure IV.14 montre l'évolution de coefficient de réflexion en fonction de la hauteur de la houle incidente. Etant donné le domaine peu étendu de variation de H_{si}, on constate que l'on ne peut pas négliger l'influence considérable de l'amplitude sur le coefficient de réflexion. Le coefficient de réflexion augmente au fur et à mesure que l'amplitude augmente.

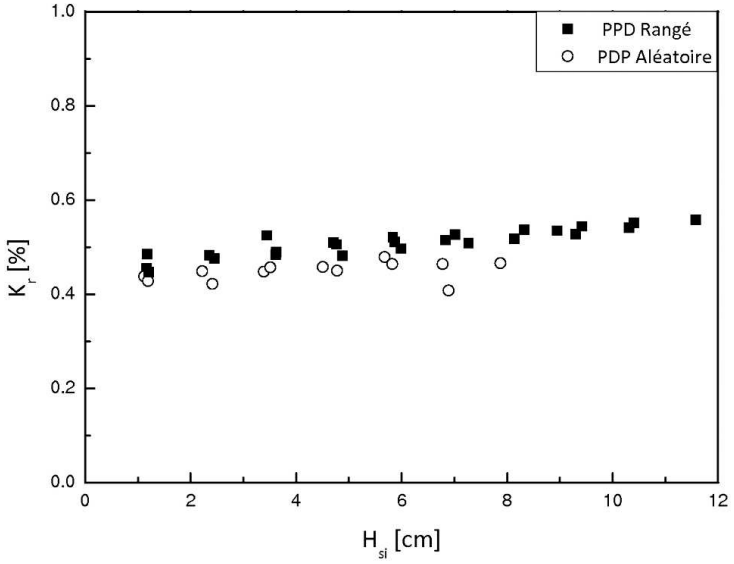
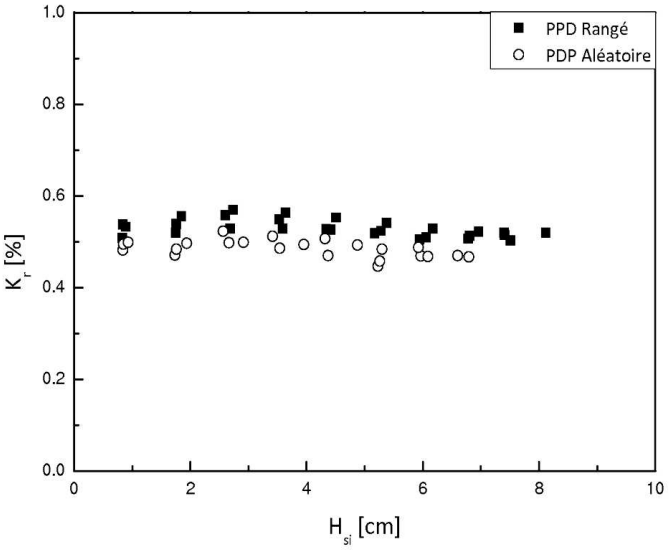


Fig. IV.14: Variation du coefficient de réflexion en fonction de la hauteur de la houle. Comparaison des deux plans de pose

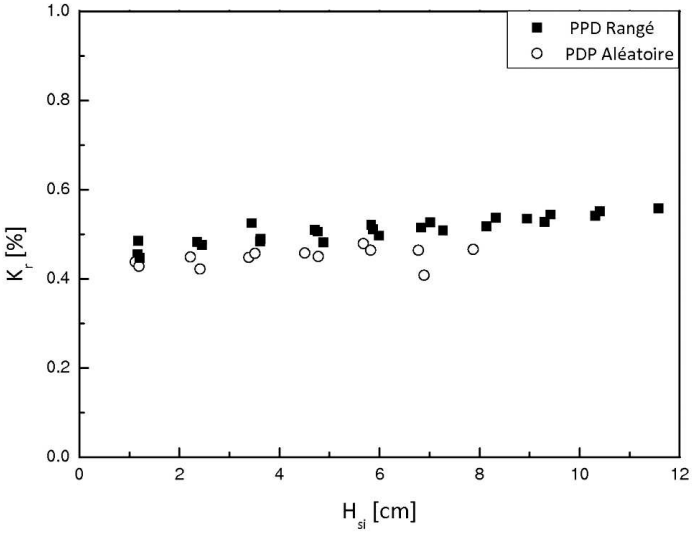
Effet de la période de houle

Sur la figure IV.15, les résultats expérimentaux sont présentés afin de mettre en évidence l'influence de la période sur le coefficient de réflexion. Ces courbes sont tracées pour les trois périodes de houle étudiées.
Pour deux périodes T=1,720 s, et 1,987 s, on constate une augmentation du coefficient de réflexion pour les valeurs de H_{si} comprises entre 0 et 0,04 cm, et puis une stabilisation de K_r à partir d'une valeur supérieure à 0,04 m.

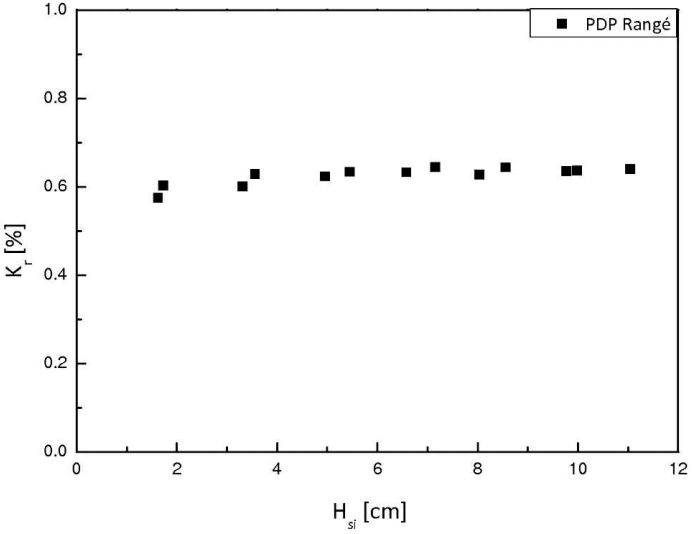
Contrairement, à ce qui est attendu, la période T=1,5s, ne donne pas le même comportement. La courbe de réflexion atteint d'abord son maximum puis devient décroissante. Ce phénomène différent peut s'expliquer comme étant un problème de résonance de la houle dans le canal.



(a) Période de la houle, T=1,5 s



(b) Période de la houle, T=1,72 s



(c) Période de la houle, T=1,987 s

FIG. IV.15: Variation du coefficient de réflexion en fonction de la hauteur de la houle pour les trois périodes. Comparaison des deux plans de pose

Influence de plan de pose

Les graphes IV.15 représentent également l'évaluation du coefficient de réflexion en fonction de la hauteur incidente pour une variété de configuration. On constate que pour les expériences réalisées avec le plan de pose rangé, le coefficient de réflexion est plus important (d'un rapport de 45% a 64%) que pour les expériences réalisées avec le plan de pose aléatoire (un rapport de 41% a 52%).

Il s'agit donc d'un phénomène, où la porosité et la rugosité de carapace doivent jouer un rôle important. Il apparaît clairement que la porosité de carapace est plus élevée pour plan de pose aléatoire, c'est-à-dire une diminution de K_r par rapport au plan de pose rangé. D'autre part, la surface de la carapace en PDP aléatoire est plus rugueuse, donc la houle perd une partie de son énergie d'une part par frottement, et d'autre part par transmission à travers la carapace. La fraction d'énergie qui se réfléchit en est de ce fait diminuée.

Dans le cas du plan de pose rangé, la valeur minimum de K_r correspond à une houle de courte période et de petite amplitude, tandis que la valeur maximum correspond à une longue période et de grande amplitude. En revanche, dans le cas du plan de pose aléatoire, la valeur minimum correspond à une houle courte et de grande amplitude et la valeur maximum correspond à une houle longue et de petite amplitude.

Influence du nombre d'Irribaren

Pour les deux plans de pose réalisés, on trouve que le coefficient de réflexion est dépendant de la période et également de la hauteur incidente (IV.16).

En général, K_r augmente avec la période et également avec la hauteur incidente. Sur la figure IV.16, nous avons montré l'évolution des coefficients de réflexion en fonction du nombre d'Irribaren pour une période et une profondeur donnée.

La figure IV.16 met en évidence que pour le plan de pose alétoire, les valeurs de réflexion sont moins importantes. Le coefficient de réflexion n'est jamais descendu en dessous de 40 % lors des essais sur modèle réduit.

b) Run-up/Run-down

Dans cette section, les résultats de l'analyse de run-up/run-down sont montrés afin d'examiner l'influence de certains paramètres tels que la hauteur de vague ou la période etc. Lors de l'analyse d'un paramètre, tous les autres sont considérés constants. L'influence de chaque paramètre est décrit qualitativement.

Effet de l'amplitude de houle

L'influence de la hauteur de houle sur le run-up/run-down est illustrée graphiquement sur la figure IV.17. On peut observer clairement que plus la hauteur de vague est importante, plus le 'run-up/run down' seront plus élevés. Dans un intervalle d'amplitudes peu étendu (0,01m à 0,06m), il apparaît un comportement assez net de $Ru_{2\%}$ et $Rd_{2\%}$. On constate un rapport d'augmentation de 1,5 pour les hauteurs de houle de moins de 4,5 cm. Par contre, ce rapport augmente jusqu'à 2 pour le run-up, mais il reste constant pour le run-down. Cette variation de rapport peut être du fait du changement du type de déferlement.

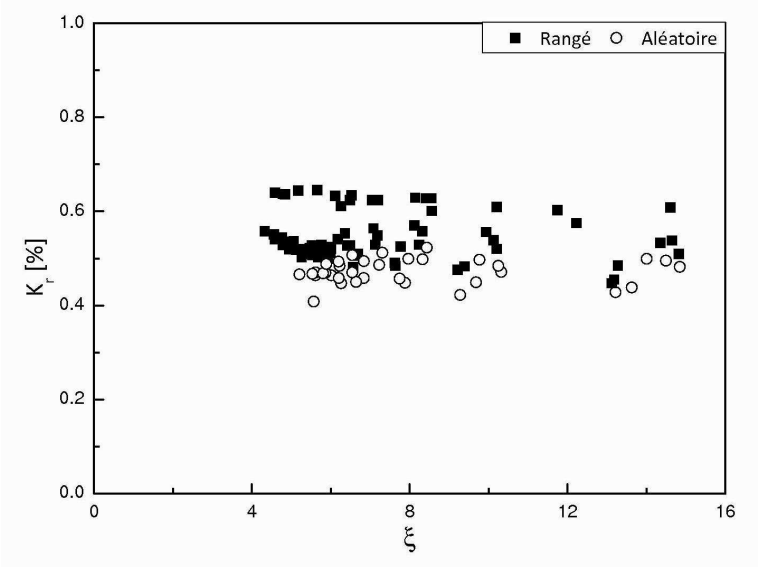


Fig. IV.16: Variation du coefficient de réflexion en fonction du nombre d'Iribarren. Comparaison des deux plans de pose

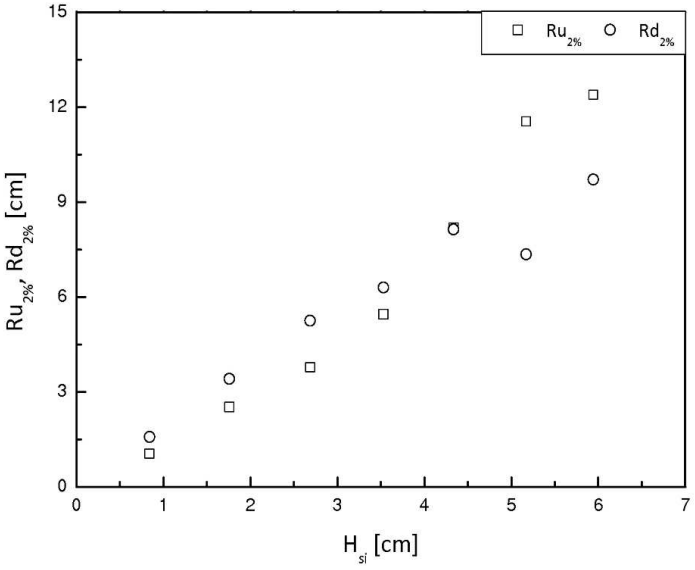
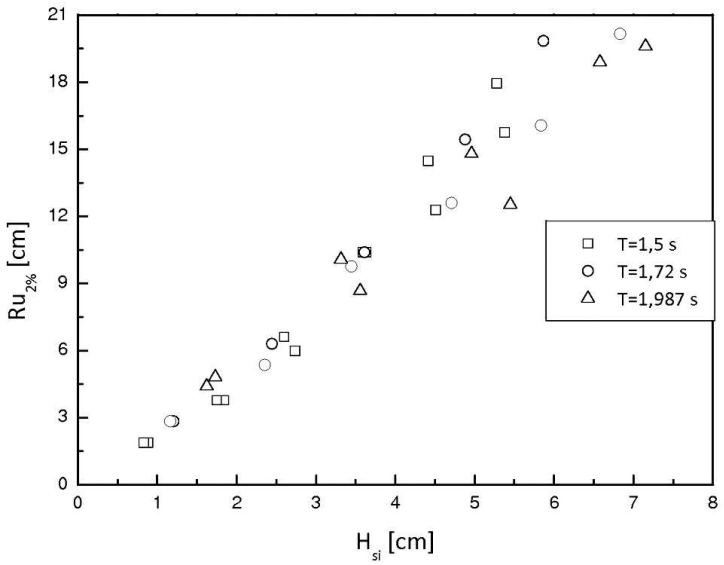


Fig. IV.17: Run-up/Run-down en fonction de la hauteur de la houle

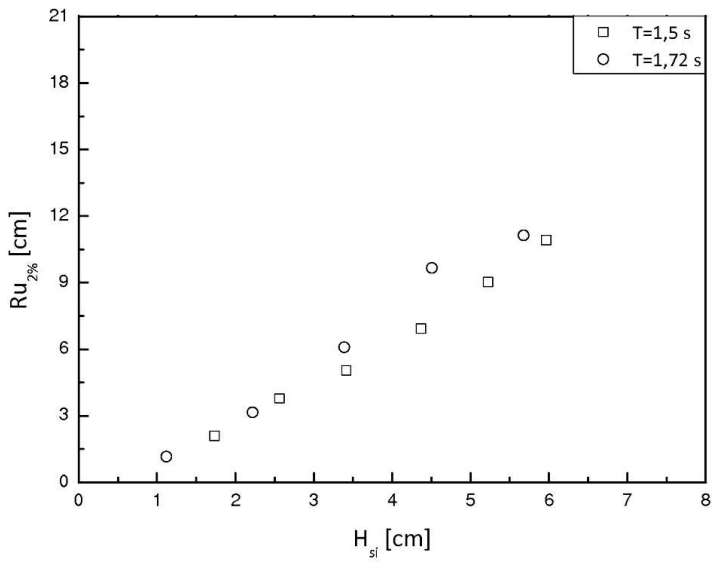
Effet de la période de houle

La figure IV.18 représente les évolutions du run-up/run-down en fonction de l'amplitude de la houle incidente, pour trois périodes fixées : 1,5 s, 1,72 s, et 1,987 s. Pour chaque figure, le premier graphe correspond au plan de pose rangé et le deuxième correspond au plan de pose aléatoire.

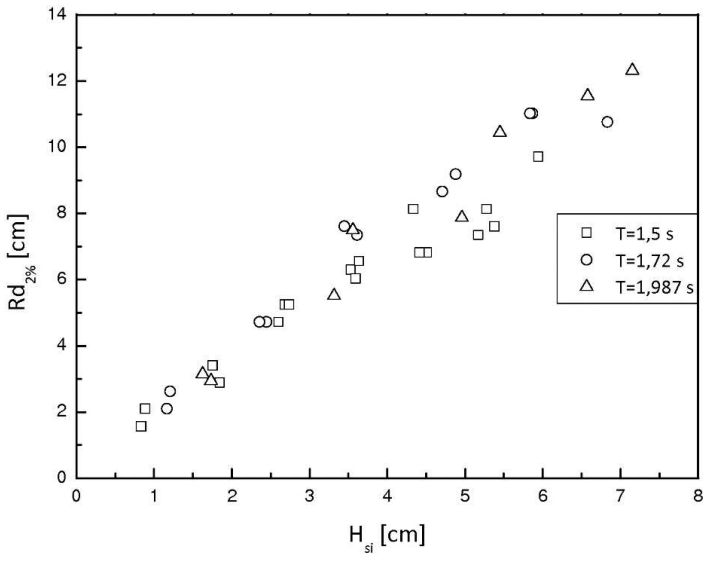
Dans le cas du plan de pose rangé, on ne voit pas d'influence importante de la période sur le run-up. Par contre, on peut visualiser une décroissance du run-up avec la diminution



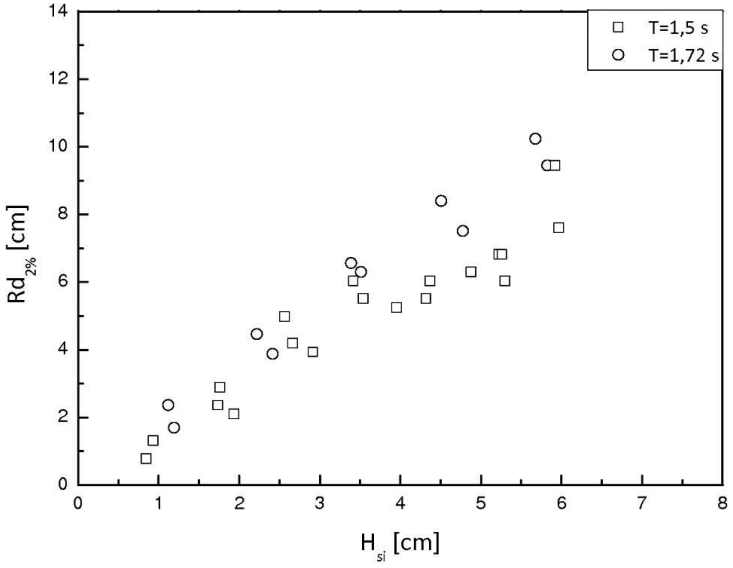
(a) Plan de pose rangé



(b) Plan de pose aléatoire



(c) Plan de pose rangé



(d) Plan de pose aléatoire

FIG. IV.18: Run-up et run-down en fonction de la hauteur de la houle. Comparaison des deux plans de pose

de la période de houle pour le plan de pose aléatoire. Plus la période de houle diminue, plus la houle est cambrée. Les vagues plus cambrées ont plus de chances de se briser sur ou proche de la carapace, entraînant une dissipation d'une partie essentielle de l'énergie en tourbillons et formation de bulles d'air.

De plus, il semble important d'observer que ce phénomène est remarquable pour le plan de pose aléatoire, où les vagues brisées peuvent pénétrer plus aisément dans les vides de la carapace.

Effet du plan de pose

La figure IV.19 traduit l'évolution du run-up et du run-down en fonction de la hauteur de la houle incidente, pour deux placements différents.
Sur les intervalles considérés, on visualise des valeurs plus importantes pour le plan de pose rangé. Ceci est particulièrement évident en présence de la carapace plus poreuse. Si la porosité de la carapace augmente, le 'run-up' va diminuer. Cette attitude est tout à fait logique, une grande porosité favorise la pénétration de l'écoulement à travers la carapace et dans le filtre, et donc les run-up et run-down sont plus faibles.

Un autre paramètre important est la rugosité de surface. En bref, plus la surface est rugueuse, plus la dissipation d'énergie de la houle est importante et donc les hauteurs de run-up et de run-down sur le talus réduites.

c) Franchissement

Effet de l'amplitude de houle

Le graphe IV.20 représente l'évolution du franchissement mesuré pour plusieurs hauteurs significatives dans le cas du plan de pose rangé. Les points montrent comme on pouvait s'attendre, que le débit adimensionnel de franchissement augmente à mesure que la hauteur de vague incidente augmente. En effet, le franc-bord relatif diminue à mesure que la hauteur de houle croît.

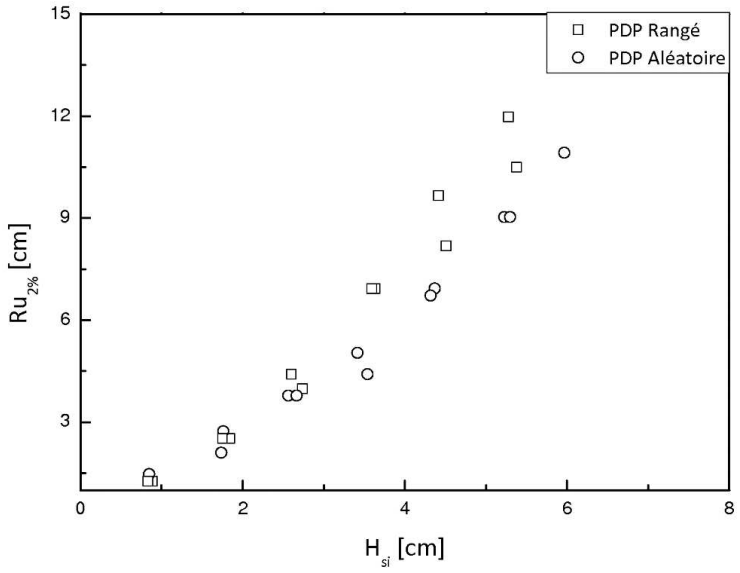
Effet de la période de houle

Le graphe IV.21 représente l'évolution du franchissement en fonction de la houle incidente pour trois périodes fixées T=1,5 s ; 1,72 s ; et 1,987 s. Dans cettte analyse, ces valeurs ont été observées pour la carapace en "placement rangé". Les courbes montrent une diminution du franchissement avec la diminution de période.

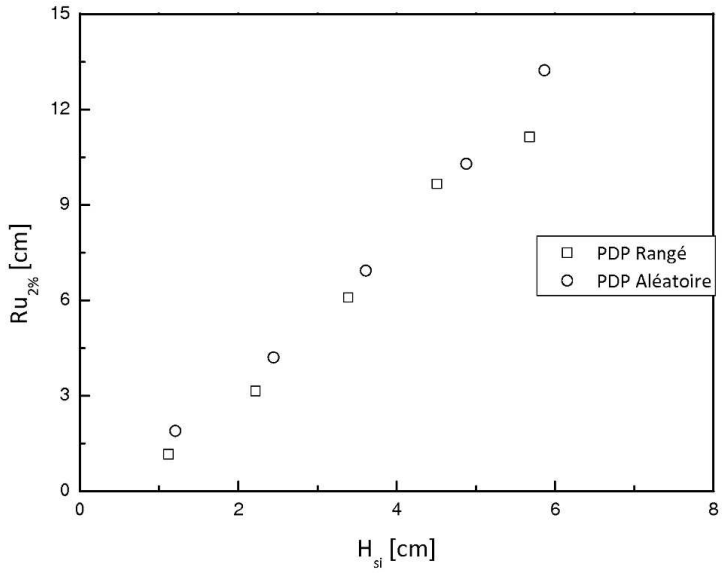
Précédemment, il est mentionné que les vagues sont plus cambrées lorsque la période diminue. Dans cette condition, il existe deux conséquences distinctes. Si les vagues se brisent avant la digue, les vagues perdent alors une grande partie de leur énergie et donc ne peuvent pas induire des valeurs importantes du franchissement. Par contre, si les vagues se brisent sur la carapace, elles donnent lieu à des jets très rapides ou des projections de gerbes d'eau qui peuvent accentuer le franchissement.

Effet du plan de pose

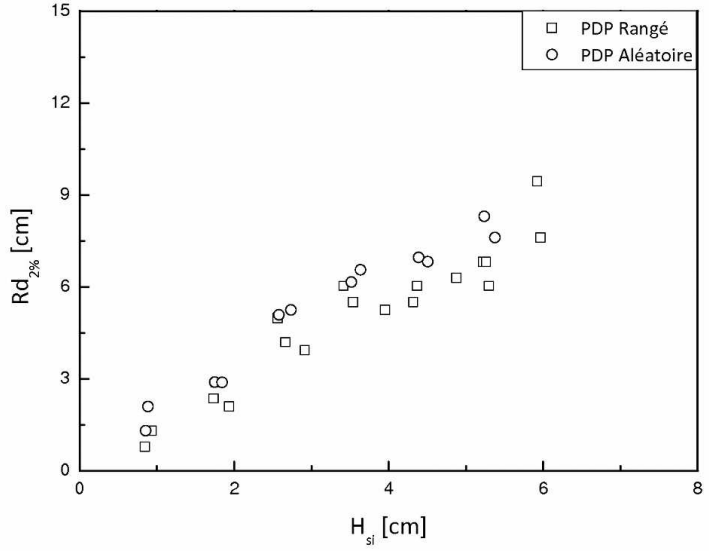
L'évolution du franchissement pour deux plans de pose est présentée sur la figure IV.22. Les graphes a et b concernent respectivement le plan de pose rangé et le plan de pose aléatoire, pour une période fixée T=1,5s.



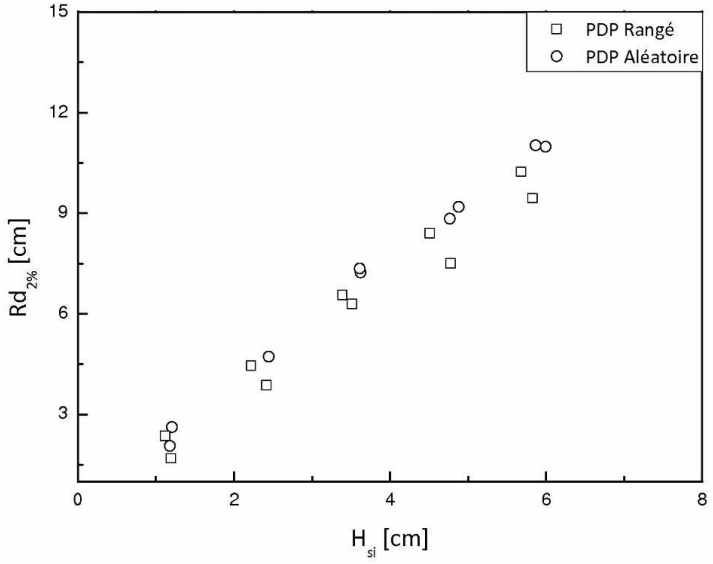
(a) Période de la houle, T=1,5 s



(b) Période de la houle, T=1,72 s



(c) Période de la houle, T=1,5 s



(d) Période de la houle, T=1,72 s

FIG. IV.19: Run-up et run-down en fonction de la hauteur de la houle

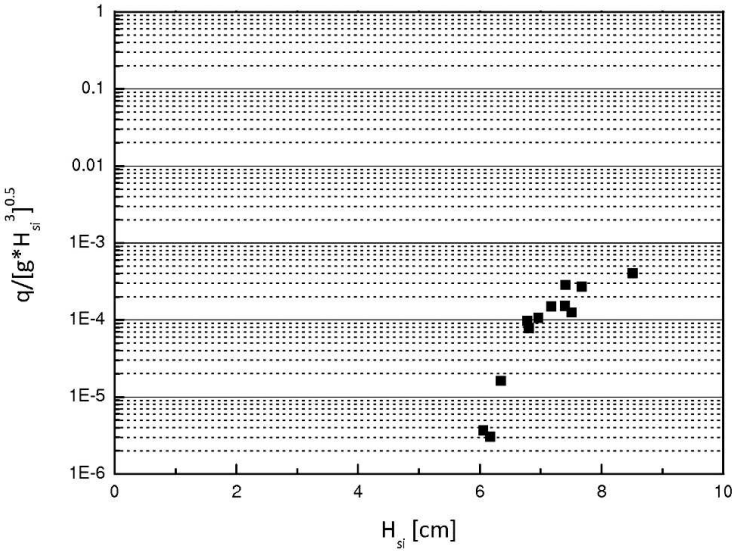


Fig. IV.20: Evolution du franchissement en fonction la hauteur de la houle incidente, cas du PDPR.

Pour un plan de pose aléatoire, malheureusement peu de mesures exploitables sont disponibles. Pour ce type de placement, il y a une réduction du franchissement. Cela est dû au fait que l'écoulement pénètre dans la carapace plus poreuse et induit une forte réduction du volume d'écoulement qui dépasse la crête.

IV.1.3 Conclusions

Pour la première campagne d'essais, les différents tests ont été réalisés afin d'approfondir nos connaissances concernant la performance hydraulique et la réponse structurelle du nouveau bloc de carapace.

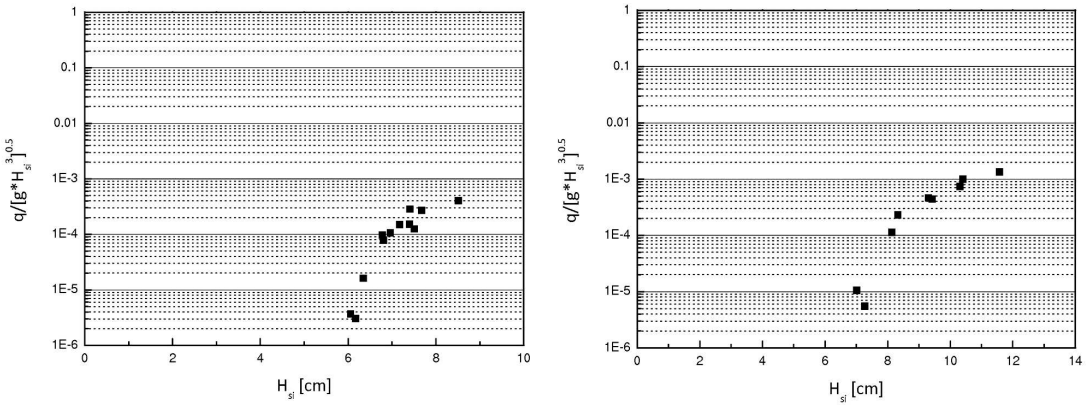
Les expériences ont été l'occasion d'apprécier l'importance des phénomènes mis en jeu tels que :

- les paramètres de carapace comme la mise en place des blocs, la porosité de carapace (surfacique et volumique), l'imbrication entre les blocs, etc.
- les caractéristiques de la houle telles que l'amplitude de houle, période de houle, etc.

Les résultats ont été obtenus à partir de deux plans de pose (plan de pose aléatoire et plan de pose rangé).

Une comparaison a été réalisée en considérant des essais similaires menés sur ces deux types de plan de pose. Nous avons dégagé plusieurs points importants après une analyse des expériences réalisées et une meilleure compréhension des phénomènes.

A l'aide des résultats de stabilité, on a constaté pour deux cas que les dommages n'occupent pas toute la largeur du modèle, mais sont localisés dans des zones qualifiées de "faibles". Cette zone correspond à une section délimitée par une bande de $\pm$ H_z, H_z étant la hauteur de houle pour laquelle les premiers dommages sont initiés (Figure IV.23).



(a) Période de houle T=1.5 s (b) Période de houle T=1.72 s

FIG. IV.21: Evolution du franchissement en fonction de la hauteur de houle incidente, cas du PDPR.

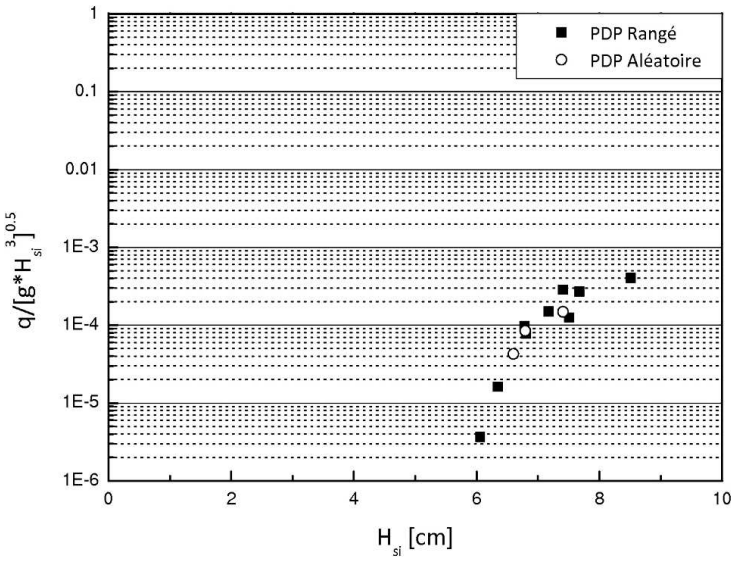


FIG. IV.22: Evalution du franchissement en fonction la hauteur de la houle incidente en corrélation avec le plan de pose, cas d'une période de T=1,5 s

Cependant, certaines caractéristiques sont remarquées, surtout au début des dommages. Pour le plan de pose aléatoire, on a observé que (Figure IV.24) :

- le début des dommages se produit pour $H_s/\Delta D_n$ >2,8 ;
- la rupture se produit pour $H_s/\Delta D_n$ >3,2.

Par contre, pour le plan de pose rangé les valeurs suivantes sont obtenues (Figure IV.25) :

- le début des dommages se produit pour $H_s/\Delta D_n$ >4,2 ;
- la rupture se produit pour $H_s/\Delta D_n$ >5.

Concernant le placement aléatoire, nous avons constaté que les dommages apparaissent très tôt et progressent rapidement après l'apparition du début de dommage. La carapace ne peut plus résister à toute hauteur de vague supérieure.

Fig. IV.23: Dommages confinés sur une zone limitée

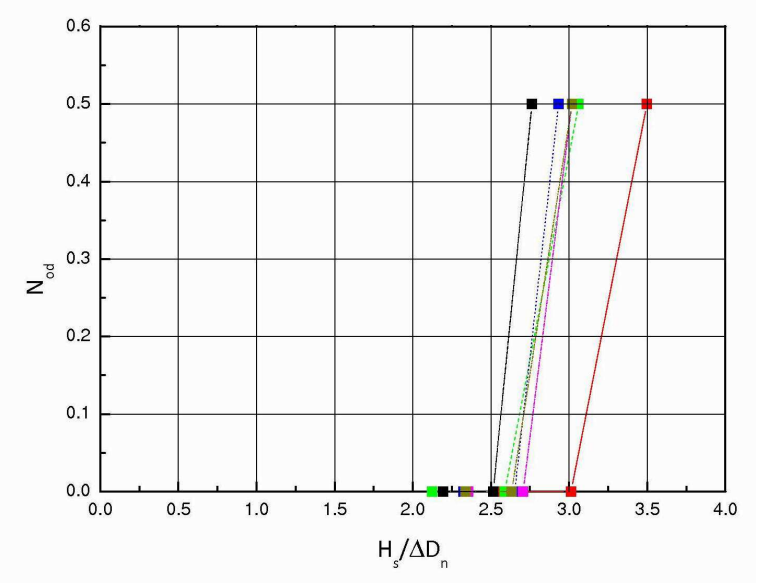


Fig. IV.24: Evolution des dommages sur un plan de pose aléatoire en fonction du paramètre de stabilité, défini d'après les travaux de *Hudson* (1953, 1959)

A l'aide d'observations minutieuses au cours des essais, on a constaté que :

* les dommages apparaissent pour un effet d'oscillations de blocs plutôt dans le sens horizontal. Ces comportements peuvent s'expliquer par les conséquences d'une imbrication insuffisante, par contraste à une porosité élevée (surtout surfacique).
  Avec des mouvements de blocs sans extraction de la carapace, apparaissent des zones où les blocs s'éloignent les uns des autres, en favorisant la première apparition des dommages. En bref, les mouvements observés pour ce plan de pose sont : le balancement, le roulement, et l'éboulement (perte de blocs de la carapace).
* on observe un comportement assez différent en terme de mécanisme d'endommagement pour plan de pose rangé. Grâce à une bonne imbrication, la résistance de la

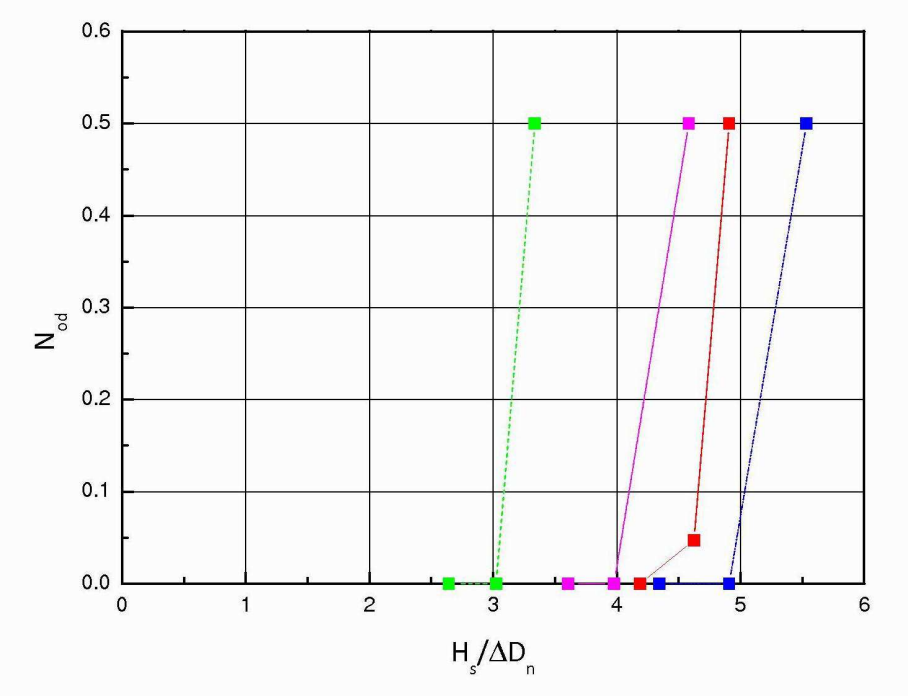


FIG. IV.25: Evolution des dommages sur un plan de pose rangé en fonction du paramètre de stabilité, défini d'après les travaux de *Hudson* (1953, 1959)

FIG. IV.26: Soulèvement d'un bloc posé sur un plan de pose 'rangé'

carapace s'accroît. Le début des mouvements concerne tout d'abord un soulèvement. Ce phénomène montre un effet de sous-pression agissant sur la carapace (Figure IV.26).

En effet, la sous-pression peut être induite par :
- un effet de perméabilité de la carapace. Plus une surface est ouverte, plus l'écoule -ment peut facilement entrer et sortir de la carapace.
- un effet de porosité : même avec une porosité volumique constante, il est possible de trouver une variation de porosité surfacique assez importante.

Enfin, il est important de noter que les mouvements observés au cours des essais sur ce plan de pose sont : le balancement, le soulèvement, et l'éboulement.

La deuxième partie de ce chapitre est consacrée à l'analyse des paramètres hydrauliques.

Le graphique IV.27a représente l'évolution du run-up pour ces deux plans de pose :
- l'axe des ordonnées représente les valeurs du paramètre sans dimension, $Ru_{2\%}/H_{si}$, division du run-up par la hauteur significative de la houle,
- l'axe des abscisses est le paramètre d'Iribarren, dépendant de la pente α et du rapport H/L_0, exprimé sous la forme :

$$\xi = tan\alpha/\sqrt{\frac{H}{L_0}} \tag{IV.1}$$

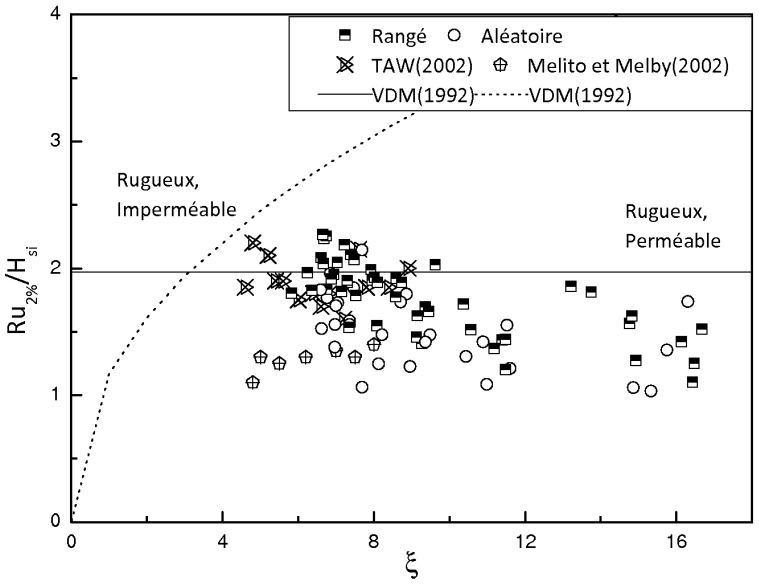
On observe un comportement assez différent dans l'intervalle considéré sur la figure IV.27a :
* un domaine de variation peu étendu de $Ru_{2\%}/H_{si}$ compris entre 1 et 1,8 pour le plan de pose aléatoire ;
* sur le même intervalle, un domaine de variation assez étendu de $Ru_{2\%}/H_{si}$ comprise entre 1,1 et 2,3 pour le plan de pose rangé.

Concernant le franchissement, les résultats sont tracés avec un paramètre sans dimension, R/H_s, où R est le franc-bord mesuré entre la hauteur de la crête et le niveau de l'eau au repos, et H_s la hauteur significative de la houle. Malheureusement, peu de mesures exploitables dans le cas du plan de pose aléatoire sont disponibles en comparaison du plan de pose rangé. Toutefois, on trouve des valeurs de franchissement moins importantes pour le plan de pose aléatoire que pour le plan de pose rangé.
Du point de vue mécanisme, cette différence est principalement liée aux caractéristiques géométriques de la carapace telles que : porosité (surfacique et volumique), rugosité de carapace.

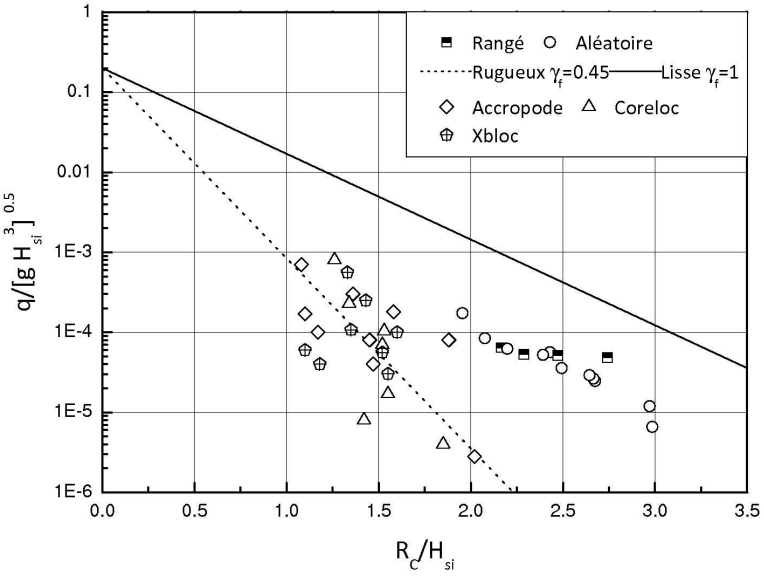
Une surface poreuse facilite la pénétration de l'écoulement au travers de la carapace. De plus, avec la configuration du plan de pose aléatoire, les pattes de la majorité des blocs pointent vers le haut, on obtient alors une surface assez rugueuse qui permet de ralentir l'écoulement lors de l'ascension ou la descente.

Au contraire, une carapace avec un assemblage "rangé" conduit à une surface plus fermée, qui empêche l'écoulement de pénétrer au travers de la carapace. La surface supérieu -re peut former des couloirs vides d'obstacles qui conduisent l'écoulement sans aucune entrave.

En comparant les résultats, on peut conclure que la carapace disposée aléatoirement est plus performante en termes de run-up et de franchissement que celle avec des couches placées de manière rangée . De plus, cette analyse comparative des résultats expérimentaux, nous a conduit à proposer une série d'améliorations visant essentiellement soit à optimiser la forme originelle du bloc, soit à trouver un plan de pose plus performant que les deux plans de pose initialement testés. Il est important de dire que ces améliorations doivent être envisagées en tenant compte de la difficulté de réalisation du plan de pose, ou de la fabrication des blocs (complexité des moules, ...).



(a) Run-up relatif en fonction du paramètre d'Iribarren



(b) Franchissement de la houle en fonction du paramètre de revanche relative

FIG. IV.27: Comparaison des paramètres hydrauliques du bloc testé avec d'autres travaux

IV.2 Deuxième partie : analyse des résultats pour la forme modifiée du bloc

Les performances de la carapace en termes de stabilité ou de franchissement dépendent grandement des dispositions retenues dans la pose de blocs. Dans le sous chapitre précédent, nous avons essayé de qualifier deux configurations de pose en fonction des types d'assemblage utilisés :

◇ un plan de pose aléatoire ;
◇ un plan de pose rangé.

La configuration "aléatoire" permet un bon échange du fluide au travers de la carapace du fait que deux pattes restent généralement "en l'air" pour contrarier les écoulements. De plus, l'assemblage devrait être plus performant en termes de franchissement, à condition toutefois de ne pas constituer des couloirs par lesquels les écoulements pourraient se faire de façon préférentielle (favorisant aussi le run-up).

Concernant le plan de pose "rangé", il s'agit d'un recouvrement sur 2 pattes. Il constitue une bonne imbrication entre les blocs, le bloc inférieur étant vraiment bien immobilisé. Cet assemblage permet de construire une carapace en une couche et demie. L'efficacité de cet assemblage en terme de stabilité est parfaitement satisfaisant, en raison de la bonne imbrication. Toutefois, ce type d'assemblage conduit à "fermer" la surface entre les blocs (faible porosité surfacique), entraînant donc des sous pressions vraiment préjudiciables à la stabilité de blocs (soulèvement) et aussi à la diminuation de la dissipation à travers la carapace. De même, en termes de run-up et de franchissement, les performances ne sont pas satisfaisantes.

En effet, cet arrangement conduit à une porosité faible et une faible rugosité. En bref, une carapace construite sur la base de cet assemblage demeure relativement imperméable et assez lisse. Le fluide ne la traverse donc pas correctement et il n'y a pas suffisamment de frein à sa progression vers la côte d'arase. Toutefois, associé à d'autres types d'assemblages (plan de pose aléatoire et aussi d'autres plans de pose testés, ce plan de pose a donné des résultats satisfaisants en termes de stabilité. En revanche, les performances en termes de franchissement sont restées médiocres.

Grâce aux observations et aux résultats précédents, de nouvelles séries d'essais sont planifiées avec les démarches nécessaires afin d'améliorer les résultats. Nos premières tentatives étaient d'abord de réaliser de nouveaux plans de pose en prenant en compte la facilité de pose et ensuite, d'expérimenter la pose dans le but d'évaluer les performances (stabilité et hydraulique).

Nous avons tout d'abord testé un plan de pose "Mix" avec deux zones "poreuses" (plan de pose "aléatoire") en pied et sommet de carapace et une zone fortement imbriquée (plan de pose "rangé") dans la zone critique. En parallèle, nous avons travaillé sur d'autres configurations de plans de pose telles que : "dominante" ou "tressé" (voir annexe 257)).
Du point de vue de l'efficacité de ces plans de pose, on ne trouve pas de résultats satisfaisants en termes de stabilité. En revanche, les performances en termes de performances hydrauliques (run-up et franchissement) sont améliorées.

En parallèle à cette série de tests, nous avons tenté d'optimiser la forme originelle du bloc pour une utilisation en configuration rangée. Le principal aspect négatif du plan de pose rangé est la fermeture de la surface dont les conséquences sont visibles dès les premières compagnes d'essais. On résout en partie ce problème (fermeture) par un chanfrein sur les pattes du bloc (sur une seule face). Cette assemblage de blocs "biseautés"

ou “chanfreinés” sur une carapace de type rangé, entraîne une ouverture de la surface qui laisse des espaces vides suffisants et des infractuosités pour d’une part, absorber la dissipation de l’énergie des vagues, et d’autre part, faciliter la pénétration de l’écoulement au travers de la carapace et des sous-couches (Figure IV.28).

(a) Carapace constituée de blocs initiaux (b) Carapace constituée de blocs modifiés

Fig. IV.28: Comparaison du plan de pose “rangé” construit avec des blocs initiaux et les blocs modifiés

Sur cette nouvelle configuration, les blocs ne ferment pas beaucoup l’interface filtre-carapace qui demeure relativement plus perméable. De même, le gradient de porosité surfacique est relativement amorti à l’épaisseur de la couche de carapace.

IV.2.1 Houle irrégulière

a) Paramètres hydrauliques

i) La réflexion

L’analyse du coefficient de réflexion est présentée sur forme graphique dans les figures suivantes. L’évolution de ce paramètre a été examinée simultanément suivant différentes conditions d’amplitude de houle, de période de houle, et de profondeur d’eau.

Les résultats montrent que le coefficient de réflexion varie entre 38% et 60%. La plus grande réflexion mesurée correspond à une hauteur de houle de 10 cm et une période de 1,72 s (Figure IV.29). Les résultats prouvent clairement que :

- pour la majorité des tests, le coefficient de réflexion diminue légèrement avec la croissance de la hauteur de houle. Cette tendance se stabilise plus sensiblement pour H_{si} supérieure à 6cm puis reste quasiment constante. Cependant, cette faible variation indique que K_r a une dépendance très faible à la hauteur de houle (Figure IV.29a).

- K_r augmente avec la période de la houle (Figure IV.29b). Ce comportement est en accord avec celui qu’on pourrait attendre de façon intuitive. Les houles courtes se dissipent généralement mieux dans les ouvrages que les houles longues. Ce comportement est assez visible pour les périodes entre 1 s et 1,2 s . En revanche, on ne remarque pas de comportements très différents entre les périodes 1,2 s et 1,5 s. Il est difficile de comparer les évolutions correspondant à T=1,2 s et T=1,5 s car on ne dispose pas de suffisamment de données pour T=1,5 s.

- on observe également que le coefficient de réflexion augmente lorsque la profondeur diminue (Figure IV.29c). Ce phénomène peut s'expliquer par les deux effets :
  - ∗ en faible profondeur, la houle attaque la partie basse de la carapace qui est plus tassée par rapport la partie haute ;
  - ∗ l'effet du pourcentage de vagues déferlant sur la butée de pied est notable : plus les vagues déferlent sur la butée, plus la réflexion est réduite (*Rathbun et al.* (1998)).

Dans la chapitre 1, on a souligné qu'il est souvent pratique et pertinent de représenter le coefficient de réflexion en fonction du paramètre d'Iribarren, d'une combinaison des caractéristiques de houle (période et hauteur) et de la pente du talus. Dans nos expériences, les valeurs du nombre d'Iribarren sont assez élevées. Cela est dû à la forte pente du talus ($tg\alpha = 0.75$) et au fait que les houles de fortes cambrures ont tendance à déferler avant d'atteindre l'ouvrage.

La figure IV.29d présente les valeurs du coefficient de réflexion en fonction de nombre d'Iribarren, pour le bloc initial et le bloc modifié. Sur le même intervalle ξ, on remarque un comportement assez différent avec des valeurs de K_r plus faibles pour le bloc modifié.

Cette différence de tendance peut s'expliquer par le comportement de la houle sur la carapace. Avec les espaces créés sur la carapace, l'écoulement peut pénétrer aisément dans la carapace et une partie de l'énergie de la houle est dissipée dans ce milieu poreux. En bref, la surface plus perméable est moins réfléchissante par rapport à la surface moins perméable. De plus, la dispersion des résultats était un peu plus forte dans la forme initiale, ce qui s'explique par une carapace plus réfléchissante (*CETMEF* (2007)).

Sur la figure IV.30, nous comparons les valeurs obtenues par nos essais avec la littérature (tests en laboratoire) ou d'autres mesures telles que : (*Van der Meer* (1988a), *Postma* (1989), et *Melito et Melby* (2002)).

Ces dernières sont obtenues à partir d'essais suivant différentes configurations :

- pour des pentes rugueuses avec un noyau perméable (*Van der Meer* (1988a)) ;
- pour une pente en enrochements naturels (*Postma* (1989)) ;

$$K_r = 0,125\xi^{0,73} \tag{IV.2}$$

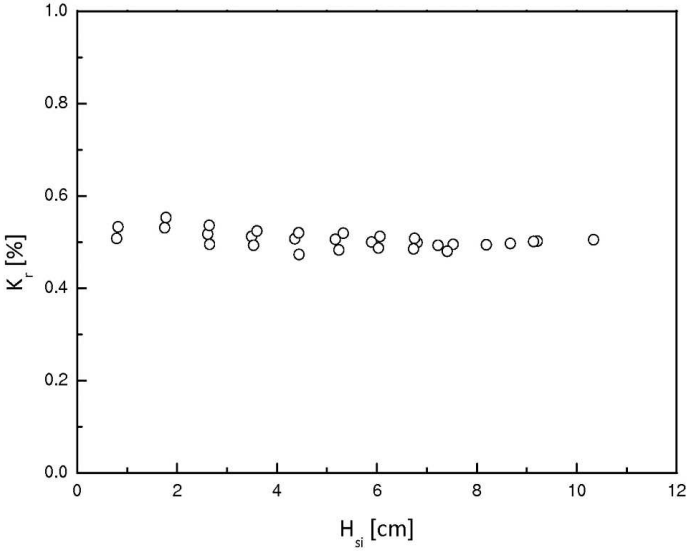
- pour des talus rugueux en houle régulière (*Seeling et Ahrens* (1981)) ;

$$K_r = \frac{0,6\xi^2}{6,6+\xi^2} \tag{IV.3}$$

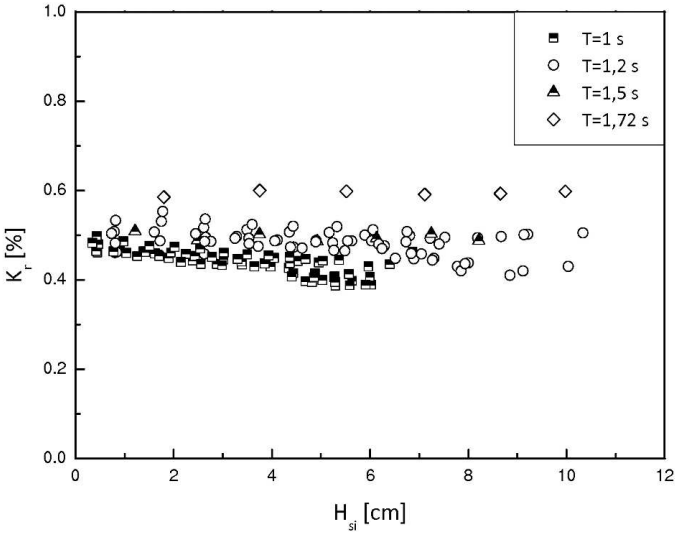
- pour un talus constitué de blocs artificiels (Coreloc) avec un noyau perméable (*Melito et Melby* (2002)).

Il apparaît que :

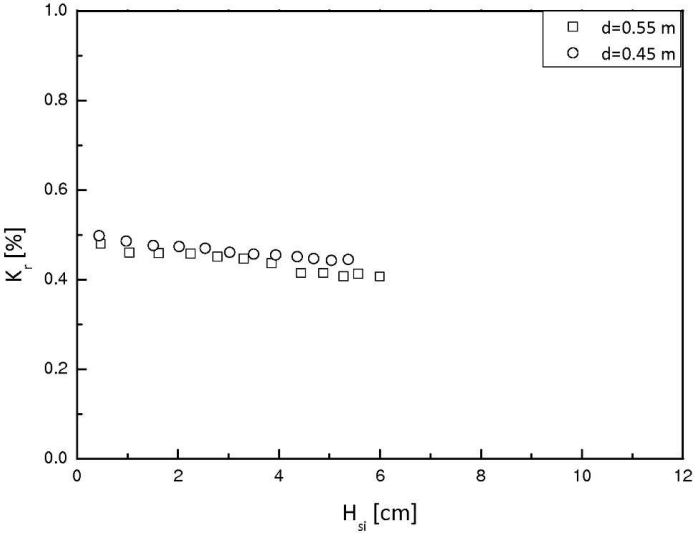
- ◇ la croissance du coefficient de réflexion avec le nombre d'Iribarren est en accord avec ces auteurs ;
- ◇ on observe une dispersion assez nette de nos résultats sur une large gamme du nombre d'Iribarren ;
- ◇ pour les valeurs d'Iribarren supérieures à 5, on observe une similitude entre nos résultats et ceux d'autres auteurs, même si les valeurs sont plus faibles dans nos essais,
- ◇ il apparaît un majorant des valeurs issues de mesures pour les faibles nombres d'Iribarren (inférieurs à 5), qui conduisent à des valeurs plus élevées du coefficient de réflexion.



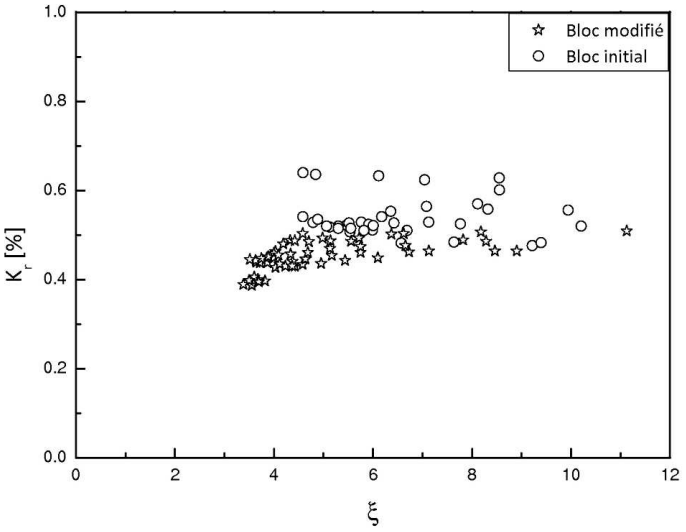
(a) Variation du coefficient de réflexion en fonction de la hauteur de vague



(b) Variation du coefficient de réflexion en fonction de la période de vague



(c) Variation du coefficient de réflexion en fonction de la profondeur d'eau



(d) Variation du coefficient de réflexion en fonction du nombre d'Iribarren

FIG. IV.29: Coefficient de réflexion sur une carapace contruite avec un plan de pose Rangé

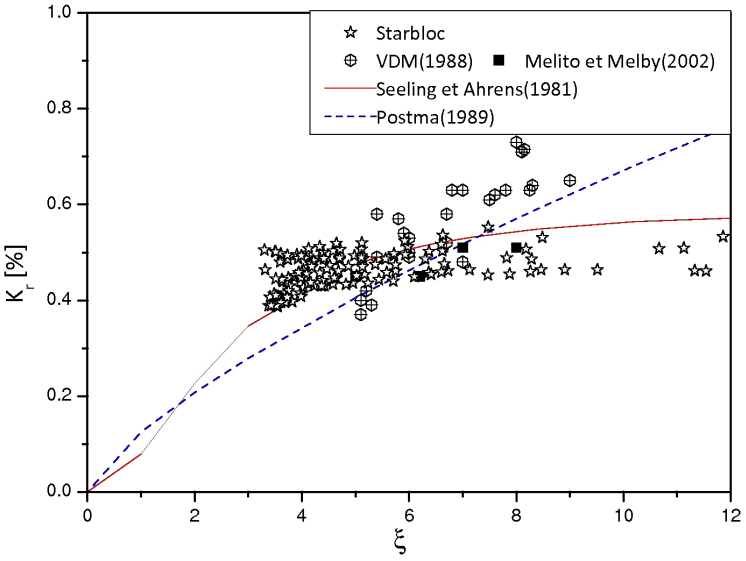


FIG. IV.30: Comparaison du paramètre de réflexion en fonction du nombre d'Iribarren

Il faut remarquer que les valeurs du nombre d'Iribarren présentées sur cette figure sont inférieures à 10. Une explication très claire a été proposée par *Benoît* (1994), par le fait que des valeurs supérieures seraient relativement peu intéressantes pour le dimensionnement des digue à talus.

Enfin, il est important de noter que la partie de la comparaison des différents tests devrait être relativisée par l'absence de prise en compte d'autres paramètres tels que : la forme, la nature et la pose des blocs, la porosité et la perméabilité du support, la profondeur d'eau, etc.

La figure IV.30 présente l'ensemble des mesures obtenues aux cours de nos essais. L'objectif de cette présentation est de trouver une nouvelle relation entre le coefficient de réflexion et le paramètre d'Iribarren. En général, le coefficient de réflexion est résumé sous la forme $K_r = f(Ir)$. Dans la partie précédente, on a observé que nos résultats suivent une tendance satisfaisante avec la courbe présentée par *Seeling et Ahrens* (1981), basée à l'origine sur de la houle régulière, bien qu'un écart pour les faibles nombres d'Iribarren a été montré. Si l'on prend une formulation du coefficient similaire proposé par *Seeling et Ahrens* (1981) :

$$K_r = \frac{a * \xi^2}{b + \xi^2} \tag{IV.4}$$

avec un choix recommandé de a=0,6 et b=6,6.

Les résultats de *Seeling et Ahrens* (1981) ont été analysés de nouveau dans les cas de talus rugueux en houle aléatoire par d'autres auteurs comme *Allsop et Hettiarachchi* (1988) :

$$K_r = \frac{a * \xi^2}{b + \xi^2} \tag{IV.5}$$

avec les valeurs de a et de b présentées dans le tableau IV.4.

Type de talus	a	b
Tétrapode ou stabit	0,48	9,62
Shed ou diodes	0,49	7,94

TAB. IV.4: Coefficients a et b de l'équation IV.4 ou IV.5

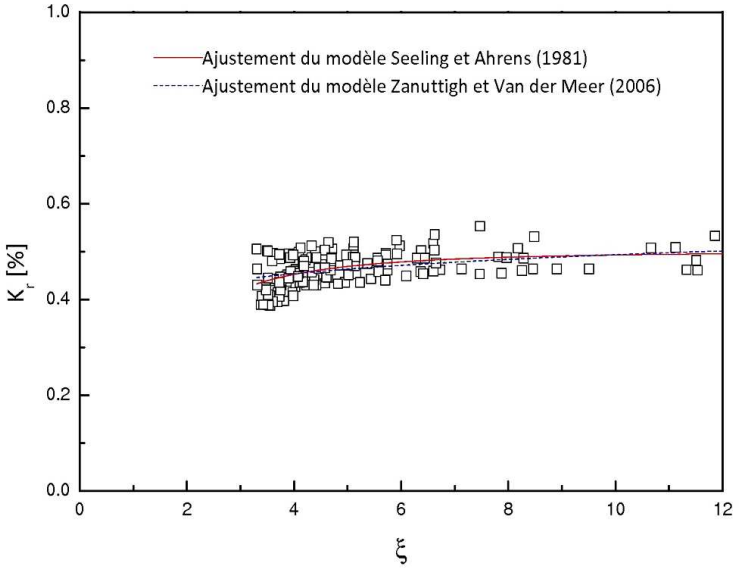


FIG. IV.31: Comparaison des deux courbes ajustées à partir des résultats obtenus en laboratoire

Une expression différente a aussi été présentée par *Zanuttigh et Van der Meer* (2006), également liée au paramètre de déferlement :

$$K_r = tanh(a * \xi^b) \tag{IV.6}$$

Cette nouvelle formulation a été proposée afin :

- d'établir K_r pour différentes pentes ;
- de modéliser K_r avec le paramètre de rugosité de la carapace.

Les valeurs des paramètres ajustés du modèle ci-dessous sont reportées dans le tableau suivant :

Type de talus	a	b	γ_f
Enrochement naturel	0,12	0,87	0,40
Enrochement artificiel	0,12	0,87	varié
Enrochement imperméable	0,14	0,90	0,55
Lisse	0,16	1,43	1,00

TAB. IV.5: Coefficients a et b de l'équation (IV.6)

De façon similaire à ce qui avait été proposé par *Seeling et Ahrens* (1981) et *Zanuttigh et Van der Meer* (2006), deux courbes à utiliser pour un prédimensionnement ont été ajustées à nos résultats (Figure IV.31).

Modèle	a	b
Seeling et Ahrens (1981)	0,50	1,73
Zanuttigh et Van der Meer (2006)	0,42	0,11

TAB. IV.6: Valeurs ajustées des travaux de *Seeling et Ahrens* (1981) et de *Zanuttigh et Van der Meer* (2006)

Les valeurs des paramètres ajustés pour les modèles ci-dessus sont résumées dans le tableau IV.6.

On observe que les deux courbes s'accordent bien avec les données, en particulier dans l'intervalle $2<\xi<10$. Par contre, la courbe rouge a tendance à sous-estimer sensiblement le coefficient de réflexion pour les valeurs supérieures de $\xi>10$.

ii) Run-up/Run-down

Le niveau du run-up, mesuré verticalement, peut être utile afin de fixer le niveau supérieur d'un ouvrage ou la limite supérieure de la protection.

Plusieurs campagnes expérimentales ont été menées afin de comprendre le phénomène du run-up/run-down lié à la houle incidente. Comme on l'a remarqué précédement, le run-up sur un talus dépend d'un certain nombre de paramètres parmi lesquels on trouve : les caractéristiques de la houle (période et hauteur), la profondeur d'eau au pied de l'ouvrage, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (la pente, la rugosité du talus, etc.). Ces paramètres sont représentés sur la figure IV.32, où R désigne la hauteur verticale du run-up ou du run-down et H_{si} la hauteur significative au pied de l'ouvrage.

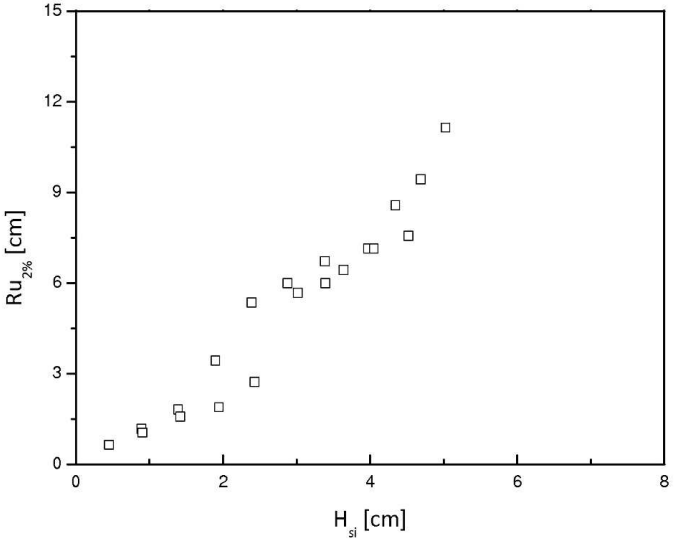
Parmi ces paramètres mentionnés, on prend en compte uniquement l'influence des caractéristiques de la houle et les autres paramètres ne sont pas étudiés dans ce travail.

Les figures IV.32a-IV.33a représentent la distribution du run-up et du run-down en fonction de la hauteur significative de la houle. On observe une croissance du niveau de run-up avec la hauteur de la houle. Sur l'intervalle considéré, on peut observer un comportement assez net, une croissance quasiment linéaire de $Ru_{2\%}$ et $Rd_{2\%}$ jusqu'à atteindre leur valeur maximum.

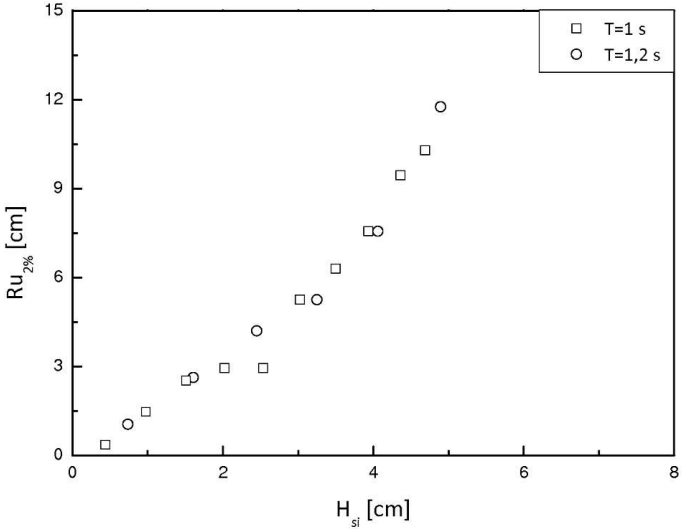
Dans le but de comprendre l'effet de la période de la houle sur le niveau du run-up/run-down, les résultats des essais ont été représentés en fonction de la hauteur de la houle en corrélation avec la période (Figure IV.32b-IV.33b). En interprétant ces données, il apparaît que la période de la houle présente une influence sur les niveaux de run-up/run-down. Pour des vagues avec une amplitude identique, la vague est plus cambrée lorsque la période de la houle diminue. Dans ce cas, la montée et la descente de la vague sont alors contrariées. Cette tendance a été mieux observée quand la houle déferle en arrivant sur la carapace, en raison d'une perte d'une partie de son énergie.

La majorité des tests sont réalisés avec une profondeur d'eau de 0,45m. Pour comprendre l'effet de ce paramètre sur les niveaux de run-up/run-down, on a réalisé des tests avec une profondeur d'eau de 0,55 m. Les valeurs obtenues pour ces deux profondeurs d'eau, pour la période T=1 s, sont représentées sur les figures IV.32c-IV.33c.

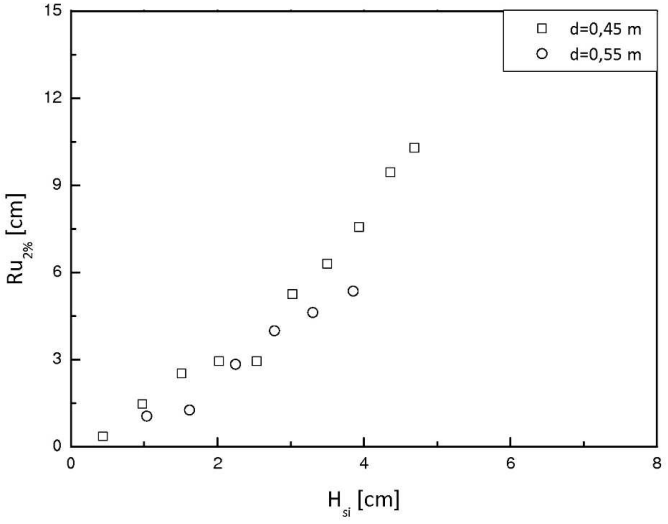
Les comportements de $Ru_{2\%}$ et de $Rd_{2\%}$ sont presque identiques pour les petites amplitudes de houle. Par contre, on voit une différence assez nette lorsque la hauteur de vague augmente. Ce comportement peut s'expliquer par une hypothèse envisageable :



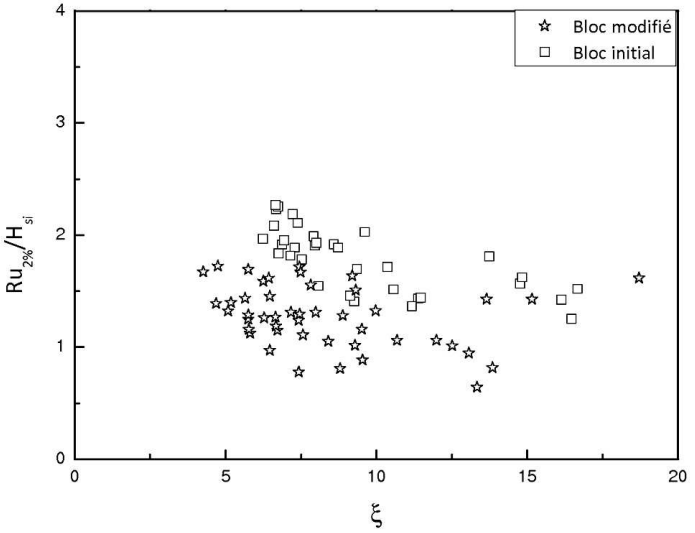
(a) Distribution du run-up en fonction de la hauteur significative de la houle



(b) Distribution du run-up en fonction de la période de la houle



(c) Distribution du run-up en fonction de la profondeur d'eau



(d) Distribution du run-up en fonction du nombre d'Iribarren

FIG. IV.32: Évolution du run-up sur un talus rugueux avec un noyau perméable

- ◇ après les premières "attaques" de la houle, on s'attend à un tassement de la carapace surtout sur les couches basses, ce qui peut augmenter le contact entre les blocs adjacents et donc la diminution de la porosité. Ce phénomène amène un changement du niveau de run-up plus élevé, puisque le run-up pour la faible profondeur (0,45m) se produit sur la partie plus basse de carapace (de porosité faible) (*De Rouck et al.* (2001)).

Les figures IV.32d-IV.33d représentent les résultats de run-up/run-down sous forme adimensionnelle. Ces graphiques présentent aussi les résultats obtenus pendant les premières campagnes d'essais (bloc initial). Sur ces figures, on a utilisé deux types de symboles (carré et étoile) afin de distinguer ces résultats.

Les conclusions en observant ces graphes sont très claires et similaires à celles du paragraphe précédent (réflexion), à savoir que, sur l'intervalle du paramètre d'Iribarren étudié, les modifications sur la forme du bloc ont permis des réductions des niveaux de run-up/run-down.

Sur la carapace constituée de blocs initiaux, une majeure partie de la houle se propage vers le sommet de la digue et une partie mineure vers l'intérieur de la carapace. Ce phénomène est inversé pour une carapace constituée de blocs modifiés. Une grande partie de l'écoulement généré peut pénétrer par la houle dans la carapace. Du point de vue hydraulique, ceci peut être expliqué par les deux hypothèses suivantes :

- ◇ en créant des espaces sur la carapace, la porosité de la couche est augmentée, ce qui permet une bonne circulation de l'écoulement dans l'épaisseur de la carapace ;

- ◇ avec ces espaces, la distribution de porosité surfacique est quasiment identique dans l'épaisseur de la carapace, ce qui n'était pas le cas avec le bloc initial.

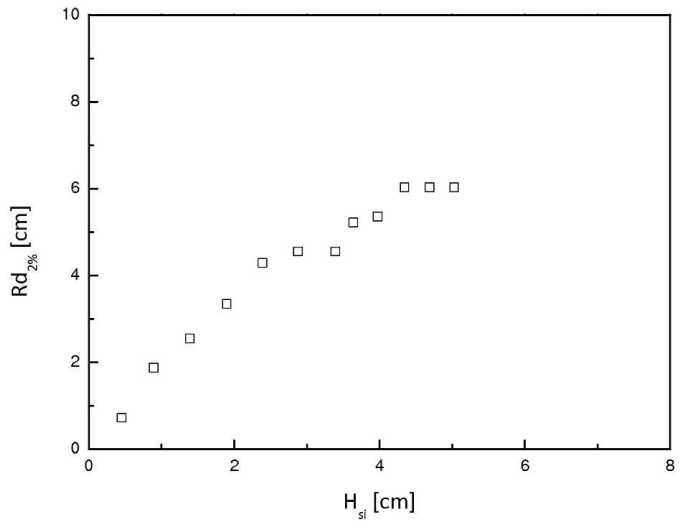
Sur la figure IV.34, on présente les valeurs de ces paramètres adimensionnels en fonction de ξ. On compare les résultats de nos essais avec des résultats expérimentaux réalisés sur un talus perméable et rugueux. Il est important de noter que la comparaison des différents résultats devrait être pratiquée avec une certaine réserve. En fait, des conditions différentes dans les paramètres environnementaux et structuraux (différence en laboratoire de la taille d'enrochement, de la profondeur d'eau, de la perméabilité du noyau, etc.) et aussi les systèmes de mesure amènent un biais dans les résultats.

Le symbole rond correspondant aux travaux de *Melito et Melby* (2002) qui sont obtenus à partir de tests sur le bloc Core-loc. Le symbole triangle correspond à un noyau perméable avec γ_f=0,40 (*CETMEF* (2007)). Les deux courbes (lignes discontinues et lignes continues) correspondent aux travaux de *Van der Meer et al.* (1992), réalisés sur des carapaces rugueuses avec des noyaux imperméables et perméables, respectivement.

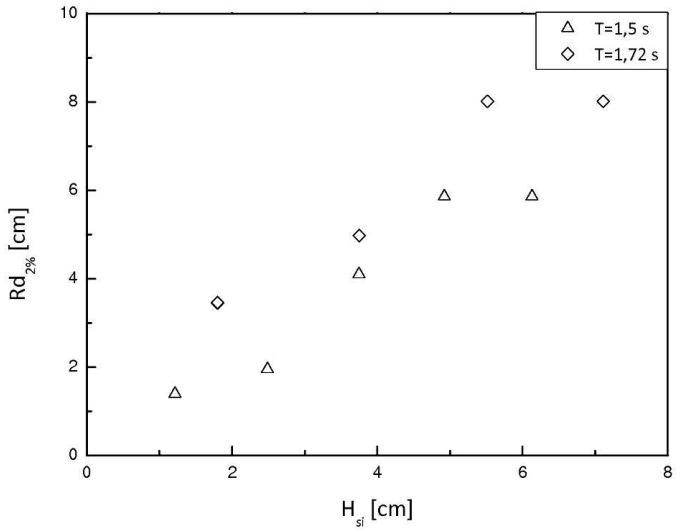
On remarque tout d'abord que nos résultats sont assez distincts et bien identifiables. Les résultats sont dispersés lorsque tous les paramètres influents sont assemblés sur un graphe (effet de la période et de la hauteur de la houle). Malgré la dispersion, on observe une influence très claire du paramètre d'Iribarren sur le run-up, avec une augmentation de $H_{2\%}$ lorsque ξ diminue. Ce comportement pourrait s'expliquer par le fait :

- • les houles très cambrées vont déferler en arrivant au contact de la carapace. Ce phénomène engendre de grandes projections sur la carapace, ce qui augmente le niveau de run-up (*Rathbun et al.* (1998)).

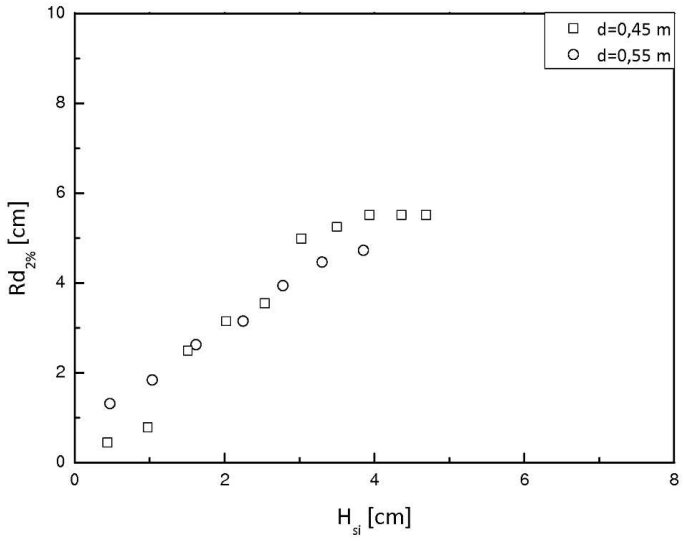
L'étude comparative des résultats, nous confirme que nos données se situent dans une gamme satisfaisante et en accord avec d'autre études.



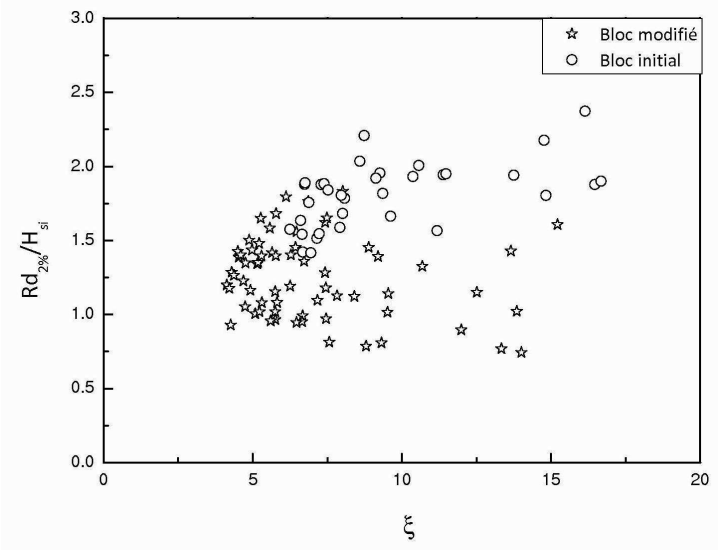
(a) Distribution du run-down en fonction de la hauteur significative de la houle



(b) Distribution du run-down en fonction de la période de la houle



(c) Distribution du run-down en fonction de la profondeur d'eau



(d) Distribution du run-down en fonction du nombre d'Iribarren

Fig. IV.33: Run-down sur un talus rugueux avec un noyau perméable

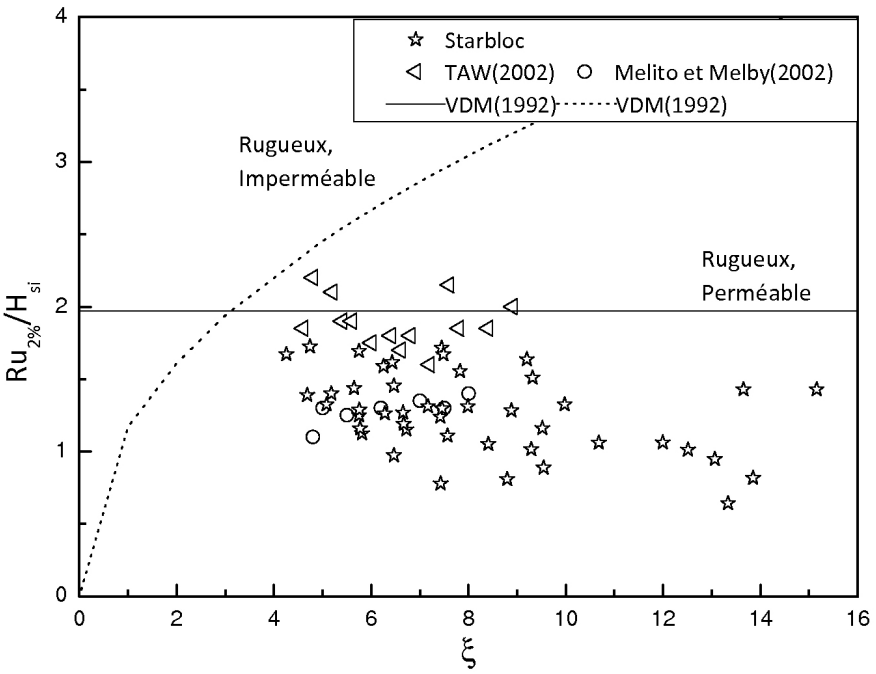


FIG. IV.34: Comparaison des run-up relatifs en fonction du paramètre d'Iribarren

Dans la partie I.3.1, nous avons présenté différentes formulations et recherché les paramètres Ru/H et Rd/H sous la forme :

$$\frac{Ru}{H} = f(\xi) \tag{IV.7}$$

$$\frac{Rd}{H} = f(\xi) \tag{IV.8}$$

La majorité de ces formules sont appliquées pour les ouvrages lisses et imperméables. Parmi ces travaux, ceux de *Van der Meer* (1988a), ont permis d'exprimer le run-up relatif ($Ru2\%/H_s$) à partir d'essais sur des talus rugueux en enrochement avec des noyaux perméables et imperméables.

Les formules proposées s'écrivent :

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = a\xi_m \quad \text{pour} \quad \xi_m \leq 1.5 \tag{IV.9}$$

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = b\xi_m^c \quad \text{pour} \quad \xi_m > 1.5 \tag{IV.10}$$

et avec un noyau perméable sont limitées à :

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = d \tag{IV.11}$$

Melito et Melby (2002) ont réalisé récemment une série d'essais sur un talus rugueux en

bloc artificiel (Core-loc), et développé un modèle empirique, basé sur le modèle proposé par *Ahrens et Heimbaugh* (1988b) :

$$\frac{Ru_{x\%}}{H_s} = a\xi/(1 + b\xi) \tag{IV.12}$$

Les valeurs a et b ont été déterminées pour différents niveaux du dépassement du run-up, présentées au tableau IV.7 :

x	1%	2%	5%	10%	Significatif	Moyen
a	0,60	0,56	0,48	0,43	0,29	0,24
b	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19

Tab. IV.7: Valeurs des coefficients a et b de l'équation (IV.12)

Ces deux méthodes proposées ont permis la recherche d'un nouvel ajustement du niveau relatif du run-up en fonction du paramètre d'Iribarren. Les nouveaux ajustements statistiques du paramètre de Ru/H_s sont obtenus sous les formes mentionnées ci-dessus.

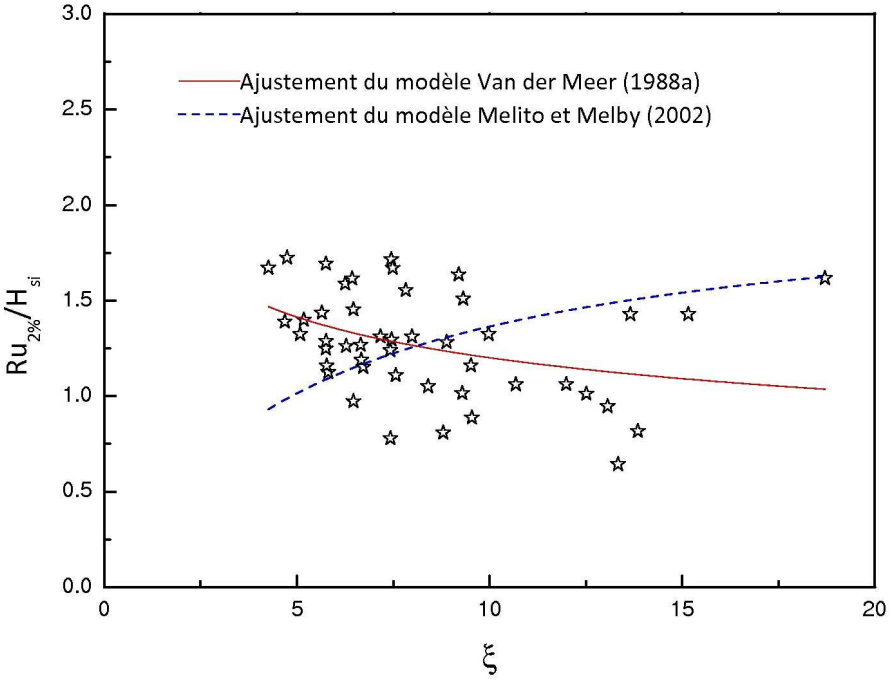


Fig. IV.35: Points de mesures et courbes ajustées du run-up relatif

Les ajustements statistiques ont été tracés avec nos résultats sur la figure IV.35 et les valeurs de a et b correspondant aux courbes de la figure IV.35 sont présentées au tableau IV.8.

Peu de travaux sont, à notre connaissance, parues sur le run-down en houle aléatoire. Un modèle bien connu, basé sur le talus lisse proposé par *Pilarczyk et al.* (1995), est

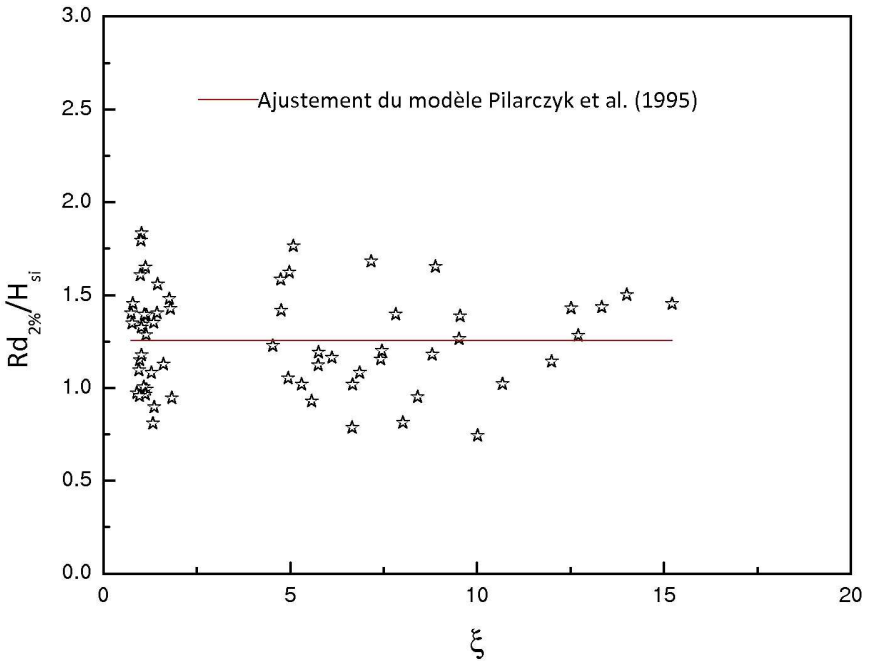


Fig. IV.36: Points de mesures et courbe ajustée du run-down relatif

Modèle	a	b
Van der Meer (1988a)	2,06	-0,23
Melito et Melby (2002)	0,39	0,19

Tab. IV.8: Valeurs ajustées des courbes obtenues des travaux de *Van der Meer* (1988a) et de *Melito et Melby* (2002)

exprimée sous la forme suivante :

$$\frac{Rd_{2\%}}{H_s} = a\xi \quad \text{pour} \quad \xi_m < 4 \tag{IV.13}$$

$$\frac{Rd_{2\%}}{H_s} = b \quad \text{pour} \quad \xi_m \geq 4 \tag{IV.14}$$

Dans ce travail, l'ajustement statistique a été recherché basé sur ce modèle mentionné (Figure IV.36), où les valeurs d'ajustement sont définies dans le tableau IV.9.

iii) Franchissement

Dans le paragraphe page 71, on a présenté la méthode utilisée pendant les tests réalisés pour mesurer le franchissement. Cette méthode est l'objet d'un calcul des quantités d'eau franchissantes au-dessus de l'ouvrage par unité de temps et de longueur de digue. En général, une digue a été dimensionnée pour éviter tout franchissement dans les conditions normales. Cependant, on admet que lors d'événements exceptionnels, il se produise des franchissements (Figure IV.37).

Cette série d'essais a pour but d'examiner l'effet de la nouvelle forme du bloc sur le

Modèle	a	b
Pilarczyk et al. (1995)	0,003	1,24

Tab. IV.9: Valeurs ajustées de courbe obtenue de travail de *Pilarczyk et al.* (1995)

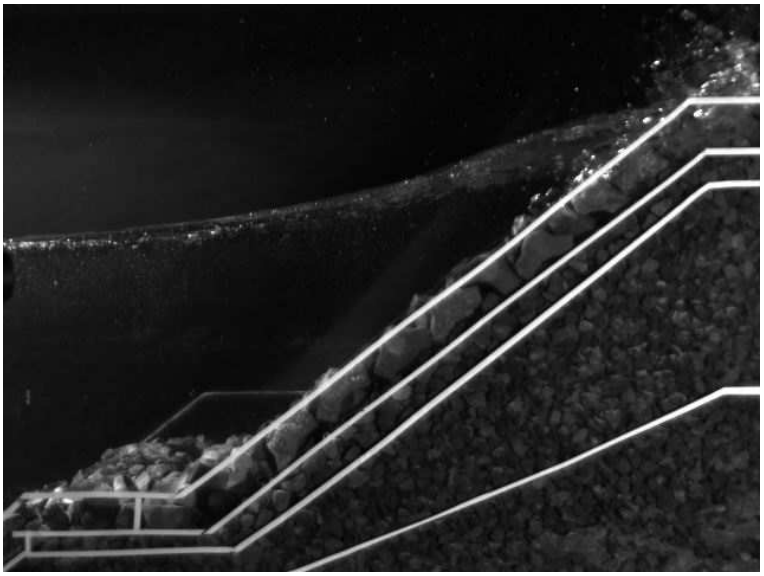


Fig. IV.37: Occurrence du franchissement sur la digue étudiée

franchissement. Les paramètres d'analyses pour ces séries d'essais sont synthétisés dans le tableau IV.10.

Numéro d'essai	T (s)	H (m)	d (m)	R_c (m)	Durée de tempête (s)
PDPR22	1,2	0,06-0,105	0,45	0,18	2048
PDPR23	1,2	0,06-0,082	0,45	0,18	2048
PDPR24	1,2	0,06-0,073	0,45	0,18	2048
PDPR35	1-1,2	0,05-0,07	0,45	0,18	1024
PDPR36	1,5	0,06-0,082	0,45	0,18	1024-2048
PDPR37	1,72	0,08-0,11	0,45	0,18	2048
PDPR38	1-1,2	0,05-0.065	0,45	0,18	1024
PDPR39	1-1,2	0,045-0.07	0,45-0,55	0,08-0,18	1024-2048
PDPR40	1,2	0,06-0,08	0,45-0,55	0,08-0,18	2048
PDPR41	1-1,2	0,045-0,09	0,45-0,55	0,08-0,18	1024-2048
PDPR42	1,2	0,065-0,01	0,45	0,08-0,18	2048

Tab. IV.10: Paramètres caractéristiques des essais de franchissement

Une analyse paramétrique a été employée pour étudier l'effet des variables indépendantes sur le franchissement. Il s'agit ici de l'influence de certains paramètres tels que : les caractéristiques de houle (période et hauteur de houle), la profondeur d'eau, etc. Les résultats de cette étude ont été obtenus sans tenir compte de l'effet de la pente de la carapace. L'in-

fluence de ce paramètre pourra être examiné dans des travaux futurs.

La figure IV.38a présente l'évolution du franchissement en fonction de l'amplitude de la houle. On remarque tout d'abord que le franchissement aura lieu à partir d'une hauteur moyenne de houle 5 cm, pour une période et une profondeur considérées. L'analyse montre aussi que sur l'intervalle considéré, le franchissement augmente avec la hauteur de la houle.

Nous avons tracé sur la figure IV.38b les résultats donnant l'évolution du franchissement en fonction de l'amplitude de la houle en conjonction avec la période de houle.

On observe que la différence des valeurs entre deux périodes considérées est faible. Par contre, la différence pour les valeurs correspondant de H_{si} supérieur à 0,07 m est forte.

L'influence de la profondeur d'eau sur le niveau de franchissement est illustrée sur la figure IV.38c, pour deux profondeurs d=0,45 m et d=0,55 m. Pour une hauteur de vague identique, on observe une augmentation plus élevée du niveau de franchissement. Cela signifie qu'une diminution de 10% de profondeur relativement à la hauteur d'eau totale, réduit d'un facteur 10 les franchissements.

Une analyse plus quantitative est réalisée, dans le but d'examiner l'évolution du franchissement avec un paramètre adimensionnel nommé "paramètre de revanche relatif", R_c/H_{si}. Sur la figure IV.38d, on présente deux séries de résultats obtenus à partir d'essais sur le bloc initial et le bloc modifié. Les points exploitables sont malheureusement peu nombreux, mais la tendance semble être une décroissance du niveau de franchissement pour une carapace constituée de blocs modifiés. Cette observation est tout à fait logique.

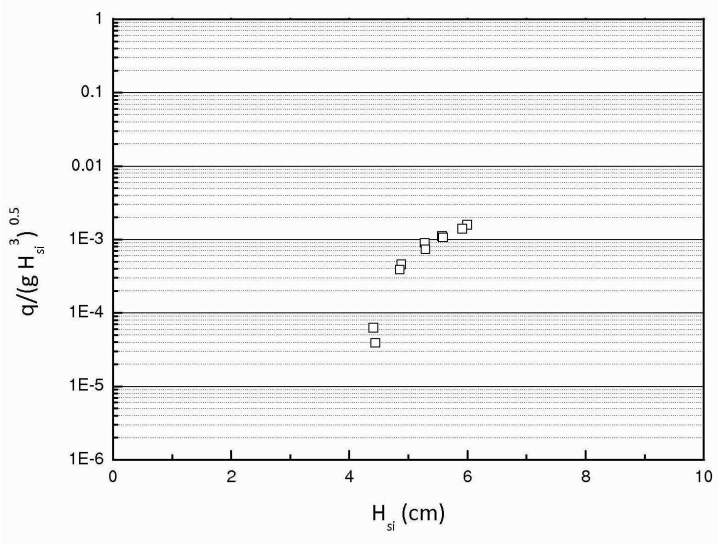
Les blocs posés sur plan de pose avec la forme initiale de bloc étaient sérrés les uns contre les autres et donc la surface était presque fermée. En améliorant la forme du bloc, on a créé des espacements entre les blocs, ce qui joue un rôle important pour le franchissement. En effet, ces espacements permettent une pénétration de l'écoulement à travers la carapace et dans le filtre.

La figure IV.39 montre une comparaison des résultats obtenus de nos essais et ceux d'autres laboratoires. Sur ce graphe, les points exploitables sont tracés en fonction de R_c/H. Afin de réaliser une comparaison identique par rapport au placement du bloc, on a extrait les résultats réalisés sur les blocs posés en monocouche tels que : l''Accropode', le 'Xbloc' et le 'Core-loc', issus des travaux de *Bruce et al.* (2009).

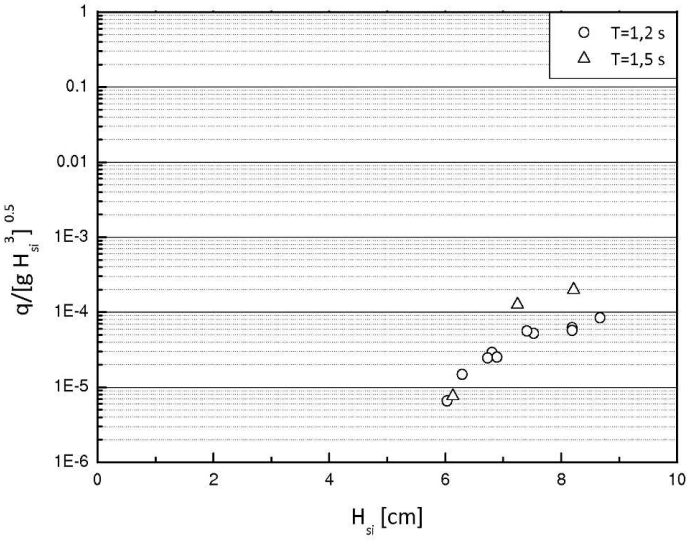
On a également séparé les données en trois zones illustrées sur le graphe IV.39 :

- ◇ la première zone correspond à la valeur de R_c/H_{si} supérieure à 2,2. On observe une tendance satisfaisante, soit la décroissance du niveau de franchissement avec l'augmentation de R_c/H_{si}. A noter que sur l'intervalle considéré, il n'y pas de données d'autres blocs dans la littérature, à cause de valeurs peu exploitables pour le dimensionnement des digues à talus.
- ◇ sur l'intervalle R_c/H_{si} de 1,6 à 2,2, nos données ont la même tendance que les résultats du bloc 'Accropode'. Par contre, nos données sont surestimées par rapport aux autres blocs comme le 'Core-loc' et le 'Xbloc'. Ces valeurs sont obtenues à partir de tests réalisés sur une période de la houle de 1s avec une profondeur d'eau de 0,55 m.
- ◇ une troisième zone pour les valeurs de R_c/H_{si} inférieure à 1,6 : une croissance assez linéaire du niveau de franchissement avec une décroissance de R_c/H_{si}.

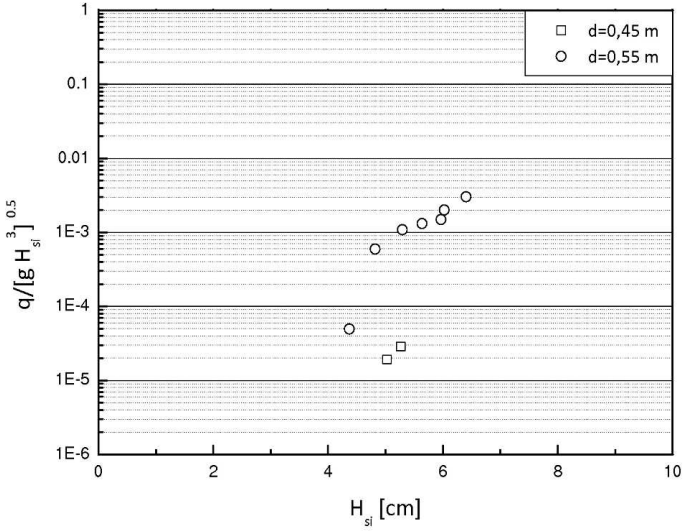
Pour expliquer cette différence de comportement entre les trois zones, surtout entre



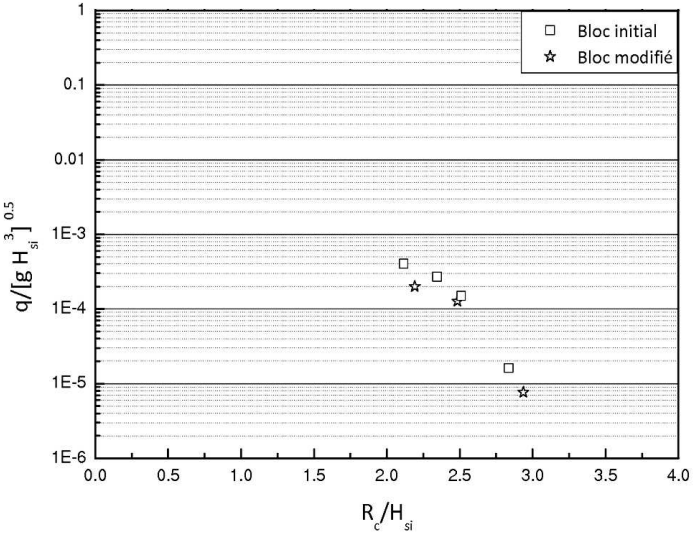
(a) Distribution du franchissement en fonction de la hauteur significative de la houle



(b) Distribution du franchissement en fonction de la période de la houle



(c) Distribution du franchissement en fonction de la profondeur d'eau



(d) Distribution du franchissement en fonction du revanche relative

Fig. IV.38: Franchissement sur un talus rugueux avec un noyau perméable

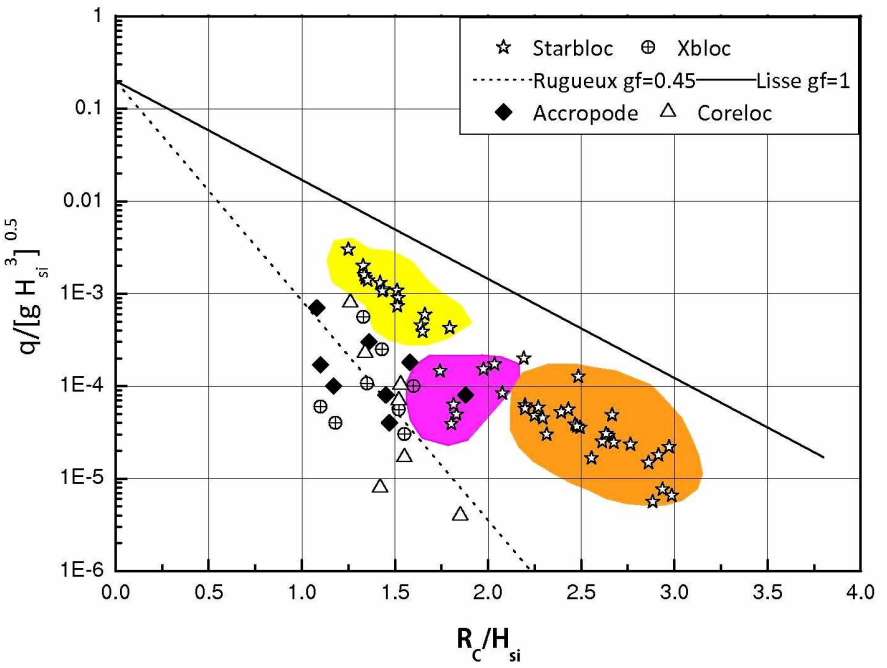


FIG. IV.39: Comparaison de résultats expérimentaux et de données issus des travaux de *Bruce et al.* (2009)

les zones 2 et 3, on peut avancer plusieurs hypothèses :

- l'effet de la géométrie de l'ouvrage
  Les résultats issus des travaux de *Bruce et al.* (2009), sont relative à un ouvrage testé qui est une structure sans butée de pied. L'influence de la butée de pied est tout d'abord d'initier le déferlement des vagues en arrivant sur la carapace, ce qui résulte en la création de plus de turbulences et d'aération et donc des vitesses d'écoulement le long du talus qui augmentent. Ce comportement est d'autant plus observable que la hauteur de houle H_{si} est supérieure à 6 cm.

  Par ailleurs, les observations des mouvements de matériaux de la butée de pied provoqués par le run-down nous permettent de croire que la butée de pied est relativement élevée par rapport la profondeur d'eau (Figure IV.40).
- Effet de la caractéristique des sous-couches et du noyau
  Il est difficile de comparer les deux résultats sans tenir en compte de l'effet de la géométrie de l'ouvrage. Au regard des travaux issus de *Bruce et al.* (2009), qui ont réalisé plusieurs tests sur une variété de blocs avec une forme identique et une géométrie de l'ouvrage (avec une profondeur d'eau constante).

b) Stabilité hydraulique

i) Stabilité de la carapace

Dans le sous chapitre précédent, on a analysé la stabilité des blocs suivant deux plans de pose. En terme de stabilité, on trouve que le plan de pose "rangé" donne des résultats satisfaisants.

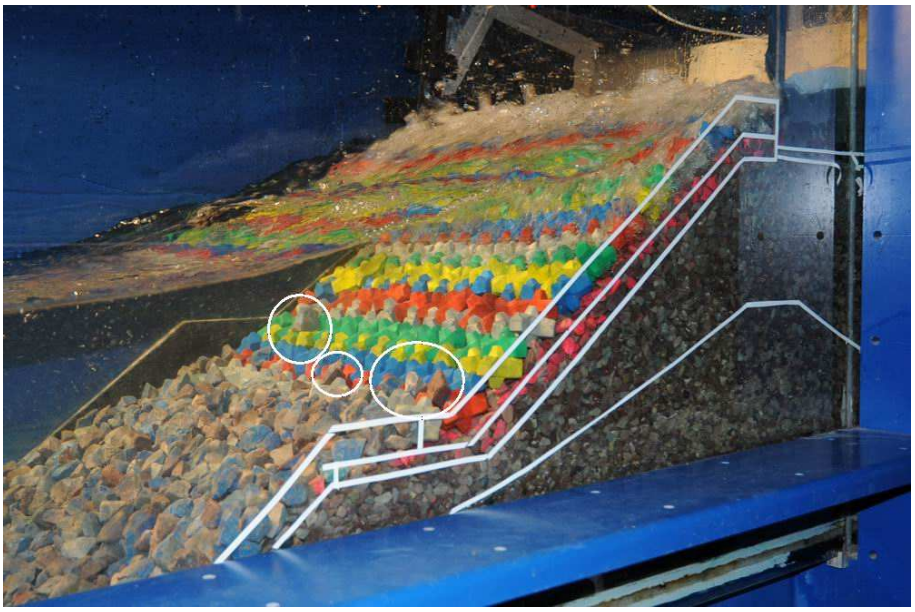


FIG. IV.40: Mouvements de matériaux de la butée de pied

Le même dispositif expérimental et les mesures adoptées lors de l'étude de la première campagne d'essais a été respecté afin de pouvoir établir des corrélations entre les différents cas étudiés. Les essais ont été menés avec les mêmes caractéristiques de houle présentées dans le tableau IV.11.

Numéro d'essai	T (s)	d (m)	Nombre de vagues	Nombre d'Iribarren
PDPR22	1,2	0,45	1000-2000	3,3-16
PDPR23	1,2	0,45	1000-2000	3,7-11
PDPR24	1,2	0,45	1000-2000	4-12
PDPR35	1-1,2	0,45	1000-2000	3,6-7
PDPR36	1,5	0,45	1000-2000	4,3-11
PDPR37	1,72	0,45	1000-2000	4-11
PDPR38	1-1,2	0,45	1000-2000	3,4-12,5
PDPR39	1-1,2	0,45-0,55	1000-2000	3,4-11
PDPR40	1,2	0,45-0,55	1000-2000	3,5-12,3
PDPR41	1-1,2	0,45-0,55	1000-2000	3,4-14
PDPR42	1,2	0,45	1000-2000	3,3-11,5

TAB. IV.11: Paramètres caractéristiques des essais de stabilité

Pour chaque essai, les hauteurs de houle ont été augmentées au fur et à mesure jusqu'au premier départ de bloc (Figure IV.41). A chaque fin d'essai et à l'aide de photographies, le nombre de blocs déplacés a été estimé afin :

- d'identifier les causes conduisant à une évolution différente des dommages ;
- de mettre en évidence l'influence de différents paramètres ;
- de comparer les résultats avec le bloc initial et ceux des autres blocs posés en une couche (i.e. Accropode).

(a) Configuration du plan de pose avant les dommages

(b) Configuration du plan de pose après les dommages

FIG. IV.41: Illustration du plan de pose rangé

Les caractéristiques physiques de chaque plan de pose sont décrites dans le tableau IV.12.

Numéro d'essai	Nombres de blocs N_b	Epaisseur de carapace t_a (mm)	Coefficient d'épaisseur de couche k_t	Porosité (%) ϕ	Nombre de vagues N	Nombre d'Iribarren ξ
PDPR22	289	0,54	1,44	0,64	1000-2000	3,3-16
PDPR23	269	0,54	1,44	0,60	1000-2000	3,7-11
PDPR24	266	0,54	1,44	0,60	1000-2000	4-12
PDPR35	270	0,54	1,44	0,60	1000-2000	3,6-7
PDPR36	262	0,54	1,44	0,60	1000-2000	4,3-11
PDPR37	267	0,54	1,44	0,60	1000-2000	4-11
PDPR38	266	0,54	1,44	0,60	1000-2000	3,4-12,5
PDPR39	273	0,54	1,44	0,62	1000-2000	3,4-11
PDPR40	271	0,54	1,44	0,61	1000-2000	3,5-12,3
PDPR41	277	0,54	1,44	0,62	1000-2000	3,4-14
PDPR42	270	0,54	1,44	0,61	1000-2000	3,3-11,5

TAB. IV.12: Paramètres caractéristiques de différents plans de pose

Du point de vue pratique, les dommages ont été observés dans une zone limitée, définie sur la figure IV.42. Cette zone dénommée 'zone active' ou 'zone critique', correspond à une section délimitée partant du milieu de la distance entre la crête et le niveau de l'eau et se prolonge jusqu'à profondeur $\pm H_z$, H_z étant la hauteur qui initie les premiers dommages (Figure IV.42).

Pour mettre en évidence l'évolution des dommages, à l'aide de l'observation et des résultats au cours de chaque essai, les résultats expérimentaux ont été reportés sur une courbe donnant le nombre de blocs déplacés, N_{od}, en fonction du paramètre adimensionnel de stabilité, $H_s/\Delta D_n$.

En comparant les courbes presentées dans la figure IV.43, on remarque deux progressions de dommages assez différentes surtout au début de dommage.

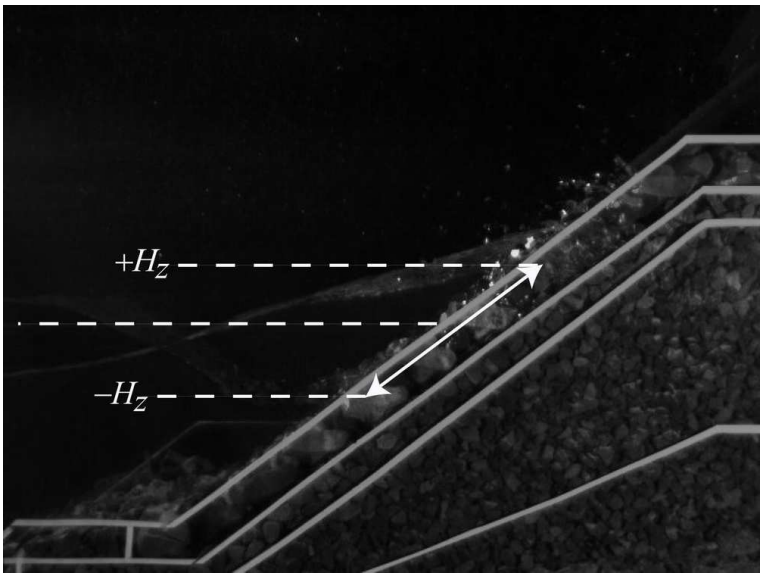


FIG. IV.42: Illustration de la zone endommagée dénommée 'zone critique'

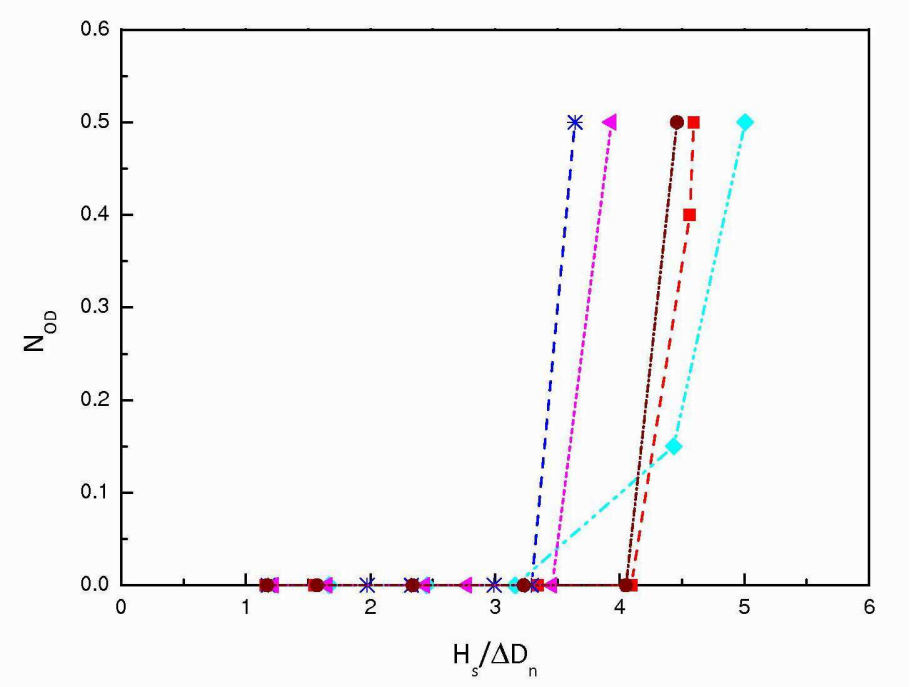


FIG. IV.43: Evolution des dommages en fonction du paramètre de stabilité

Les premières courbes des tests progressent plus rapidement après l'apparition des dommages. En revanche, les dommages vont progresser lentement pour un test donné. Dans le premier cas, l'évolution des dommages progresse très rapidement après l'apparition du dommage. Ce comportement s'explique par le fait que la hauteur de vague est suffisante pour arracher un ou plusieurs blocs et l'imbrication diminue alors de façon drastique. A ce moment, les dommages sont très concentrés, ce qui amène à la formation d'une

grande cavité dans la carapace. La sous-couche est alors exposée à la direction de la houle, entraînant des pertes d'enrochements des sous-couches (Figure IV.44).

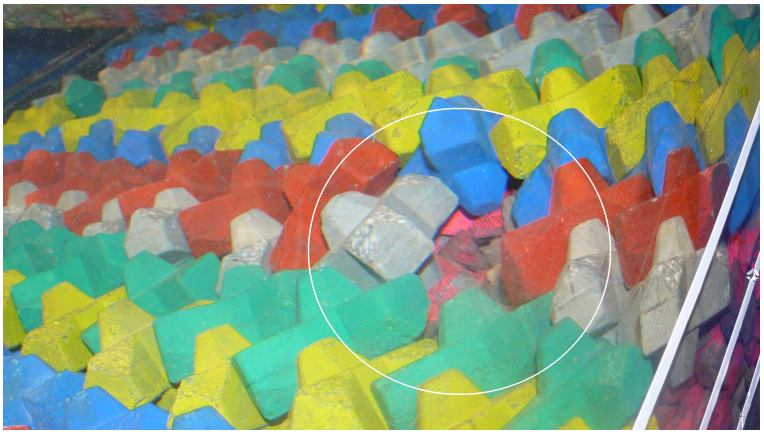


FIG. IV.44: Perte de matériaux de la sous-couche à partir d'une cavité induite par les dommages

Ces résultats montrent que dans les conditions d'essais décrites ci-dessus, le comportement des plans de pose semble être sensiblement identique :

- ◇ pour la majorité des tests, le début des dommages a lieu pour une valeur de N_s égale à 4, correspondant à une hauteur H_s de 9 cm. Cependant pour 3 tests, il a lieu pour une valeur N_s proche de 3,5 équivalante à une hauteur de houle de 7,7 cm.
  Cette différence peut s'expliquer par les deux hypothèses suivantes :
  - soit en raison d'un mauvais positionnement de certains blocs, qui entraîne une réduction de l'imbrication entre les blocs qui se trouvent alors dans des positions instables (Figure IV.45),
  - soit en raison d'un grand nombre de vagues. Dans ce cas, ce nombre de vagues engendre une apparition des dommages plus rapidement et par conséquent un nombre de stabilité légèrement inférieur. Ce phénomène a été observé lorsque la digue a été testée sur plusieurs périodes différentes.
- ◇ la rupture a lieu pour de N_s voisine de 4,5 qui correspond à une hauteur H_s de 10 cm.

Concernant le deuxième cas, le début de dommage correspond à un déplacement de blocs dans la zone active (critique). Cependant, ce dommage n'a aucune influence sur la performance finale de stabilité qui reste similaire à celle obtenue pour les essais sans début de dommage. En effet, la hauteur de vague n'est pas assez suffisante pour arracher les autres blocs et la rupture a lieu pratiquement pour la même hauteur de vague comprise entre 10 et 11 cm.

Du point de vue du mécanisme, l'apparition des dommages commence sur la zone plus attaquée par les vagues, définie précédemment comme la zone active.

Une de caractéristique de cette zone est le tassement du plan de pose observé à la fin de chaque série de test. En effet, on observe que les blocs situés au-dessus de cette zone s'écartent un peu au fur et à mesure des trains de houle, ce qui donne lieu au tassement de blocs situés dans la zone critique.

La majorité des endommagements se produit suivant deux phases. La première phase est provoquée au moment où les vagues arrivent sur la carapace. A ce moment, les blocs

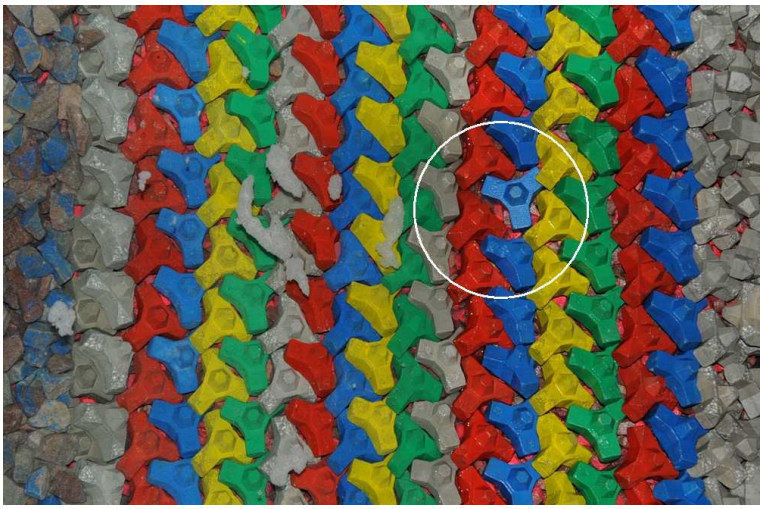


Fig. IV.45: Illustration d'un mauvais positionnement d'un bloc situé sur la carapace

se déplacent perpendiculaire de la pente, plutôt vers la carapace. L'autre phénomène de déstabilisation au cours de cette phase est la sous-pression sur la face intérieure de la carapace, due au retard du retrait de la vague entre les faces intérieures et supérieures. Ce phénomène est souvent appelé "soulèvement", c'est-à-dire un déplacement vers le haut du bloc induit par un écoulement vertical (bloc rouge illustré dans la figure IV.46).

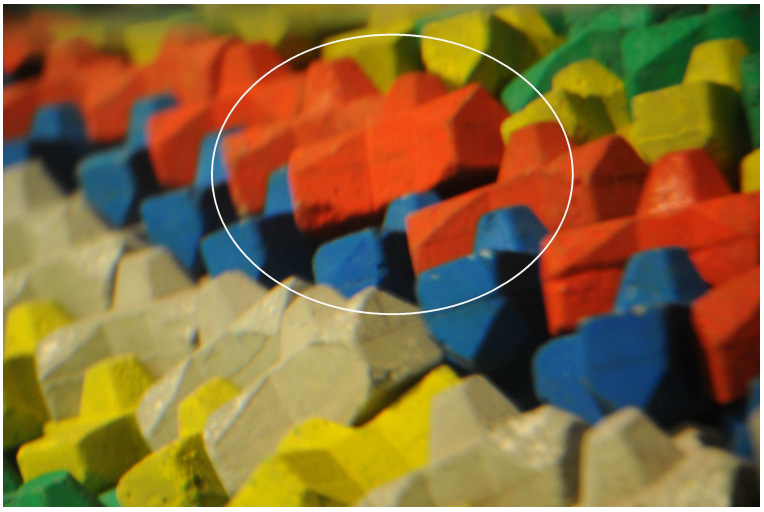


Fig. IV.46: Soulèvement d'un bloc induit par l'écoulement vertical

La deuxième phase est un déplacement de blocs vers l'extérieur de la carapace, du fait qu'à la descente de la vague, de l'eau sort du filtre. Cet endommagement se poursuit jusqu'à ce qu'un bloc se soulève quasiment et puisse sortir de sa position avec les vagues suivantes. En bref, du point de vue des mécanismes, les blocs ont été déstabilisés à l'arrivée de chaque série de vagues et ensuite sont soulevés de leur position puis sont déplacés (roulement) vers la butée de pied lors la phase de retrait (Figure IV.47).

L'analyse de ces courbes révéle aussi plusieurs comportements semblables au cours du dommage. Physiquement, la rupture correspond au moment où la masse et l'imbrication

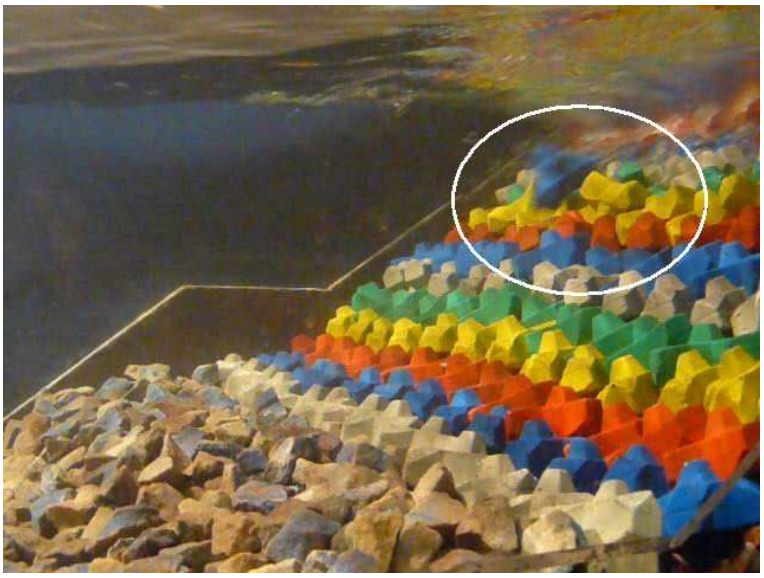


FIG. IV.47: Balancement et roulement de blocs conduisant à une rupture de carapace

des blocs ne sont plus suffisantes pour assurer la stabilité. Les évolutions de dommages en fonction du paramètre de stabilité en relation avec la cambrure de la houle sont illustrées sur la figure IV.48.

On constate alors que les dommages se produissent d'abord pour les houles plus cambrées. En effet, avec une augmentation de la cambrure, les houles sont plus dommageables. Parmi les trois cambrures utilisées, 0,01 ; 0,03 ; et 0,04 ; c'est la valeur médiane qui semble la plus propice aux dommages alors que la plus faible cambrure apparaît retarder l'apparition des mouvements.

Une partie de ce phénomène peut être lié à la turbulence induite ayant un impact considérable sur la stabilité.

Ensuite, on a comparé l'évolution des dommages pour le bloc modifié avec les résultats obtenus pour le bloc initial à la figure IV.49. L'analyse des courbes d'évolution des dommages montre que ces courbes suivent la même tendance pour les deux cas. Ceci porte à croire que cette modification ne semble pas influencer l'évolution des dommages. En plus, ils montrent que pour tous les essais, les dommages se produisent aux mêmes valeurs du nombre de stabilité ($H_s/\Delta D_n$).

En bref, les résultat indiquent :

- ◇ un début de dommages pour une valeur N_s proche de 4, correspondant une hauteur de houle de 9 cm,
- ◇ une rupture à la valeur de N_s de 4,6, qui correspond à une hauteur de houle de 11 cm.

IV.2.2 Cas de la houle régulière

En raison principalement d'un manque de temps, les essais ont été réalisés pour deux séries de tests uniquement. Les caractéristiques générales de la houle lors de ces essais sont similaires à celles réalisées avec les houles irrégulières (Tableau IV.13) :

Pour chaque test, les houles sont générées avec une hauteur croissante jusqu'à l'obtention de la rupture de la carapace. Au cours de ces essais, les paramètres hydrauliques et

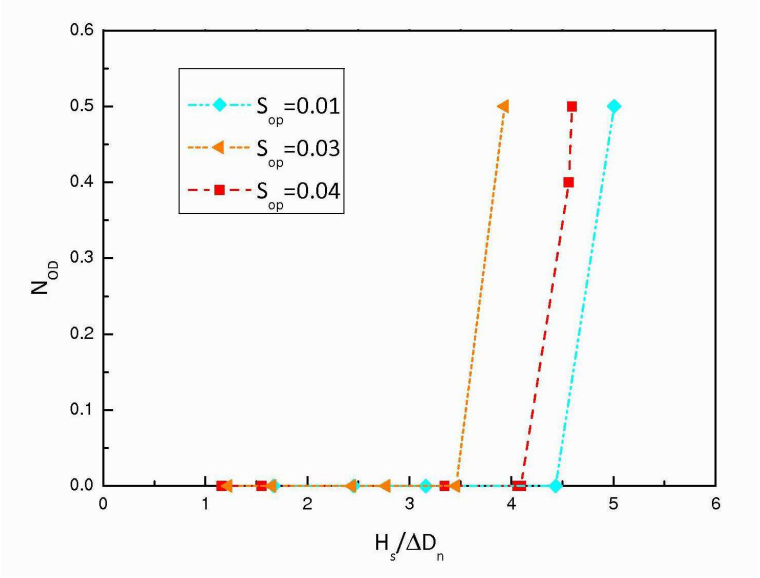


FIG. IV.48: Evolution des dommages en fonction du paramètre de stabilité pour trois valeurs de cambrure

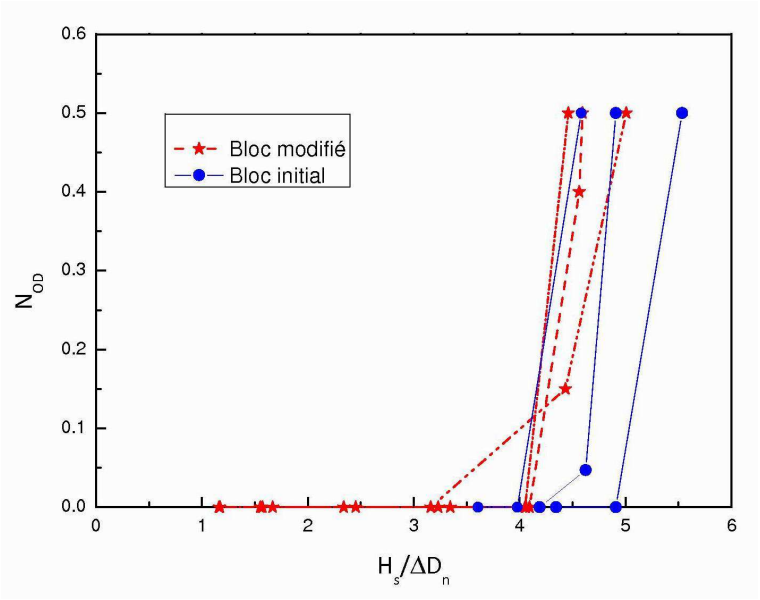


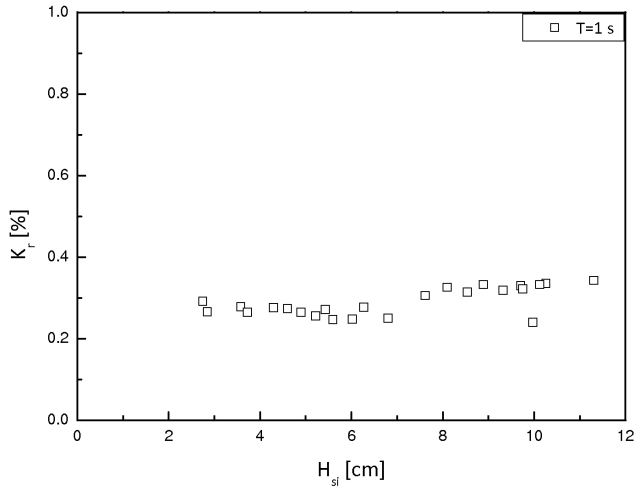
FIG. IV.49: Evolution des dommages à partir de résultats obtenus pour le bloc initial et le bloc modifié

la stabilité de la digue sont étudiés.

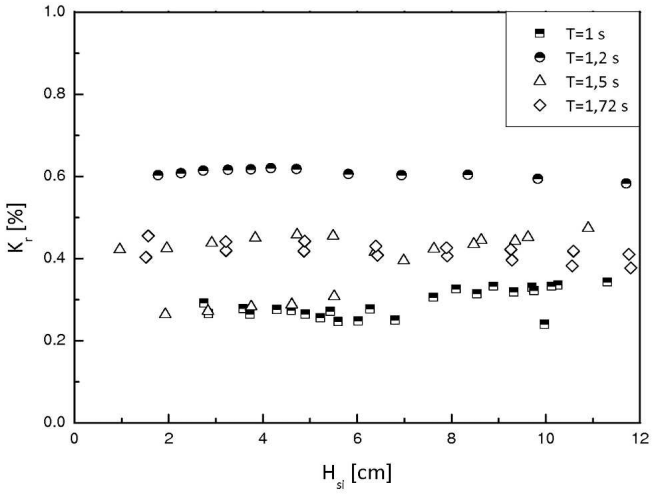
Dans une première partie, on présente les résultats obtenus en matière de performances hydrauliques. Ensuite, on va présenter les résultats d'analyse de la performance structurelle de la carapace.

Numéro d'essai	T (s)	d (m)	Nombre de vagues	Nombre d'Iribarren
PDPR25	1	0,45	1000-2000	2,2-5
PDPR26	1	0,45	1000-2000	2,2-5
PDPR27	1,2	0,45	1000-2000	2,6-7,6
PDPR32	1,5	0,45	1000-2000	4,4-12,6
PDPR33	1,72	0,45	1000-2000	4,2-11,7
PDPR34	1,72	0,45	1000-2000	4,2-11,5
PDPR43	1,5	0,45	1000-2000	3,8-9

Tab. IV.13: Paramètres hydrauliques des essais en houle régulière



(a) Variation du coefficient de réflexion en fonction de la hauteur de vague



(b) Variation du coefficient de réflexion en fonction de la période de vague

Fig. IV.50: Evolution des coefficients de réflexion (K_r) pour une digue perméable en houle régulière

a) Paramètres hydrauliques

i) Réflexion

Au cours de l'étude précédente (houle irrégulière), on a mis en évidence que la réflexion de la houle est influencée par différents paramètres telles que la période de la houle et la profondeur d'eau.

L'évolution du coefficient de réflexion est présentée sur la figure IV.50 en fonction de la hauteur de houle.

Il est clair que la hauteur de la houle a une influence mineure sur le coefficient de réflexion. Pour les houles de grandes amplitudes, le coefficient de réflexion est légèrement supérieur. Mais, l'écart maximum reste inférieur à 5% en valeur globale. Cette évolution entraîne une influence moins importante de la hauteur de houle sur le coefficient de réflexion.

La figure IV.50 présente l'évolution du coefficient de réflexion en fonction de la hauteur de la houle en corrélation avec la période de la houle. Pour les quatre périodes, T=1 s ; 1,2 s ; 1,5 s et 1,72 s, on observe un comportement assez clair, le coefficient de réflexion augmente avec augmentation la période de la houle. Il convient de remarquer que l'on observe un comportement quelque peu étrange pour la periode de T=1,2 s. On peut émettre l'hypothèse d'un phénomène de résonance.

Les évolutions du coefficient de réflexion sont tracées sur la figure suivante IV.51 en fonction du paramètre d'Iribarren, ce qui nous permet de combiner les effets des deux paramètres précédents (hauteur et période) et aussi de comparer nos résultats avec d'autres auteurs.

La figure IV.51 rassemble les trois données étudiées relatives aux travaux de ces auteurs, à savoir :

- *Seeling et Ahrens* (1981), tests réalisés sur un talus rugueux en houle régulière ;
- *Allsop et Hettiarachchi* (1988), tests sur une carapace constituée de différents types de blocs artificiels (Dolos et Cobs) en houle régulière.

On retrouve tout d'abord de façon plus ou moins marquée, les caractéristiques générales de la dépendance du coefficient de réflexion avec le paramètre d'Iribarren. On note ensuite que nos essais donnent des valeurs de coefficients de réflexion identiques aux autres résultats pour les valeurs d'Iribarren inferieures de 4%. Par contre, les valeurs ne sont pas strictement monotones pour les valeurs d'Iribarren supérieures de 4%. Cette différence de comportement peut être liée aux différentes caractéristiques géométriques examinées au cours des essais comme la rugosité et la porosité de la carapace, la profondeur d'eau.

ii) Run-up/Run-down

Dans cette partie, nous analysons les mécanismes de l'action de la houle sur la carapace, à savoir le run-up et le run-down. En observant l'écoulement à l'intérieur de la carapace à chaque expérience, nous avons pu mesurer les hauteurs de run-up et de run-down de la houle sur la carapace. Les résultats sont illustrés sur les figures suivantes.

Sur les figures IV.52a et IV.52b, on présente l'évolution du run-up et du run-down en fonction de la hauteur de la houle. Comme on l'a vu dans la page 144, le run-up et le run-down augmentent au fur et à mesure que la hauteur augmente, et ceci de façon assez

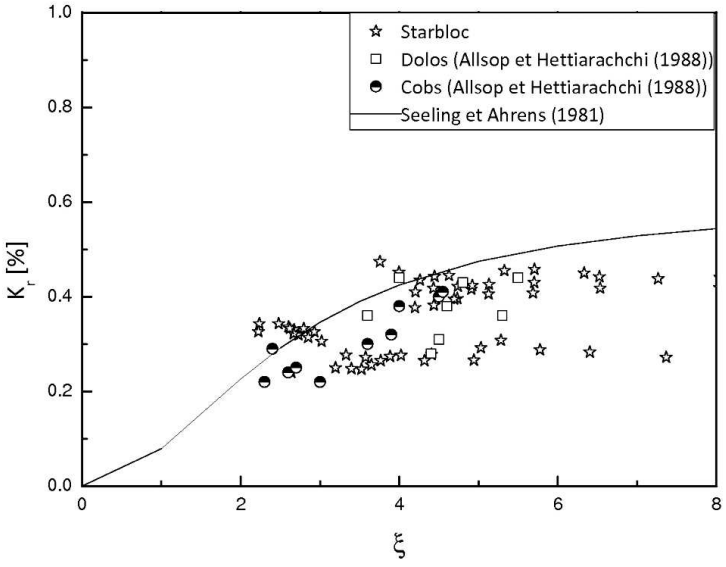


FIG. IV.51: Evolution de la réflexion en fonction du paramètre d'Iribarren

linéaire, ce qui est similaire aux tests en houle irrégulière.

Pour mettre en évidence l'influence de la période de la houle, les évolutions de run-up et de run-down sont tracées sur les figures IV.53a et IV.53a On remarque sur ces figures que :

- pour les valeurs de H_{si} inférieures à 0,06 m, l'influence de la période est moins importante. Les run-up et run-down évoluent de façon similaire pour les deux périodes considérées ;
- pour les valeurs de H_{si} supérieures à 0,06 m, la période de la houle a une influence assez nette sur l'évolution du run-up et du run-down. On a pour $Rd_{2\%}$ des valeurs légèrement plus fortes pour la période T=1,72 s. Toutefois, sur le même intervalle, l'effet de la période est plus marqué pour $Ru_{2\%}$.

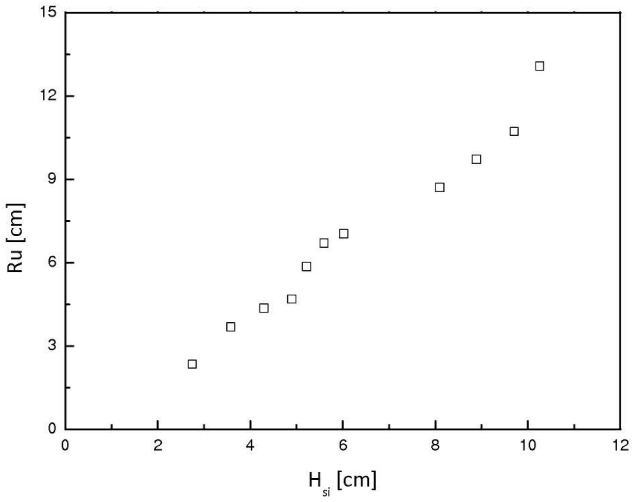
Des différences importantes peuvent s'expliquer par le fait que :

◇ pour H_{si}<0,06 cm, l'efficacité des cavités de la carapace joue un rôle plus important, en sachant que les vagues sont moins cambrées. *Benoît* (1994) a expliqué que pour les vagues moins cambrées, la perméabilité permet aisément de pénétrer l'écoulement au travers de la carapace en sachant que les vitesses d'écoulement sont plus élevées pour la période T=1,72 s par rapport à la période T=1 s ;

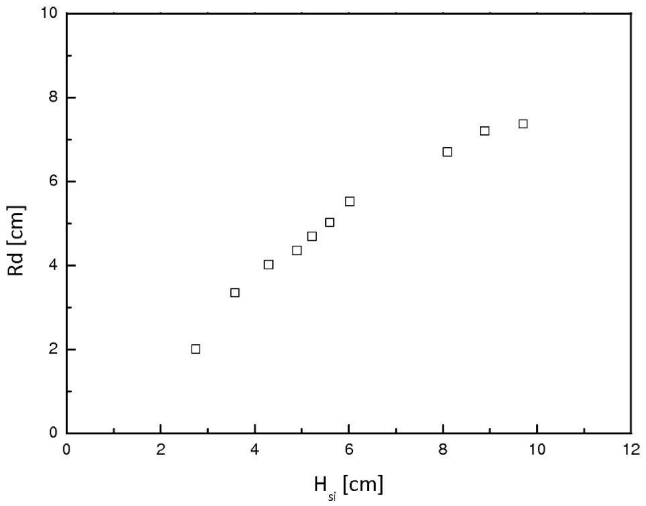
◇ pour H_{si}>0,06 cm, un autre phénomène non négligeable concerne la cambrure de la houle. Les houles plus cambrées perdent une partie de leur énergie dans le déferlement des vagues sur la carapace, ce qui peut expliquer une diminution du niveau de run-up.

Comme en houle irrégulière afin de présenter les résultats sur un graphe unique en fonction d'un paramètre, les valeurs obtenues de nos essais sont tracées sur les figures IV.54a et IV.54b en fonction du paramètre d'Iribarren.

Sur chaque figure, nous avons présenté également les résultats de travaux issus de *Dai et Kamel* (1969), de *Jackson* (1968) et de *Wallingford* (1970), afin d'offrir une vue synthétique et comparative des résultats d'essais en houle régulière.



(a) Run-up en fonction de la hauteur de vague



(b) Run-down en fonction de la hauteur de vague

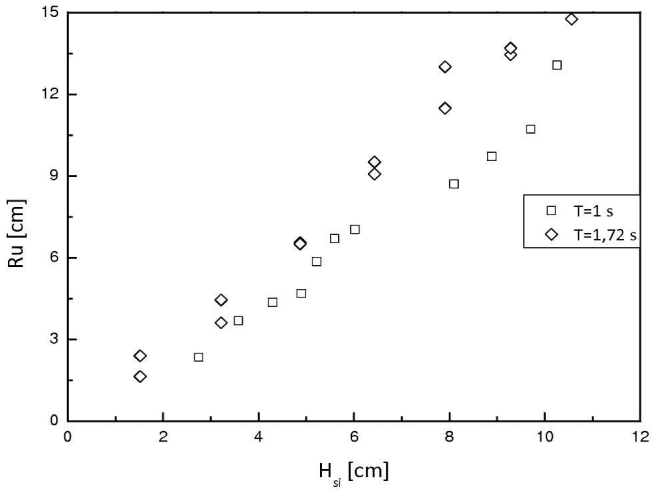
Fig. IV.52: Evolution du run-up et du run-down pour une digue perméable en houle régulière

Les conditions d'essais (type de bloc, valeur de l'angle du talus, etc.) sont précisées sur le tableau IV.14.

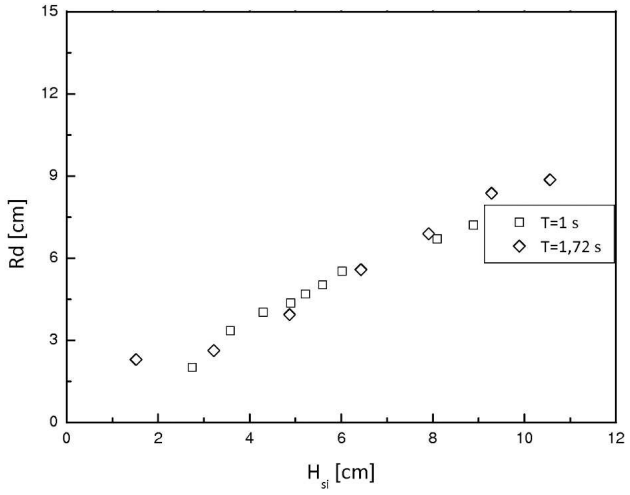
Auteur	Type de bloc	Angle du talus cotgα	Profondeur relative d/H
Dai et Kamel (1969)	Enrochements naturels	1,5	>3
Jackson (1968)	Tétrapodes	1,25 ; 1,5 ; 2 ; 3	>3
Wallingford (1970)	Dolos	1,5	>16

Tab. IV.14: Conditions des travaux presentés dans la figure IV.54

A l'aide des valeurs de Ru/H_{si} illustrées sur la figure IV.54a, on remarque que les valeurs de Ru/H_{si} s'accordent bien avec celles des travaux de *Dai et Kamel* (1969) et de



(a) Run-up en fonction de la période de vague



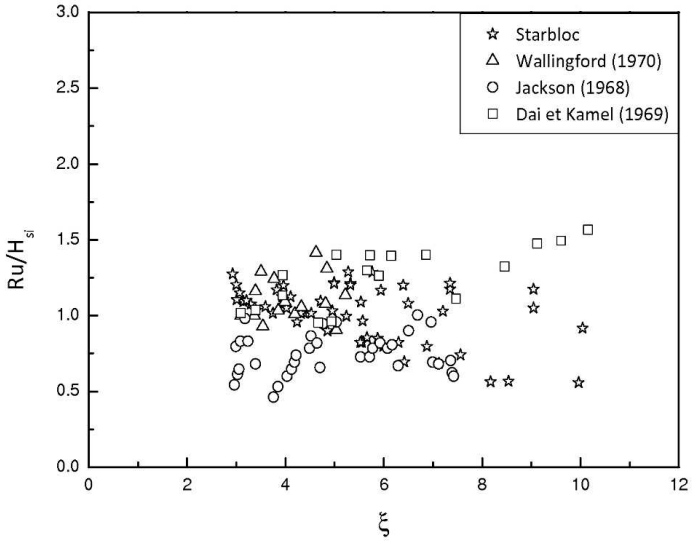
(b) Run-down en fonction de la période de vague

Fig. IV.53: Evolution du run-up et du run-down pour une digue perméable en houle régulière

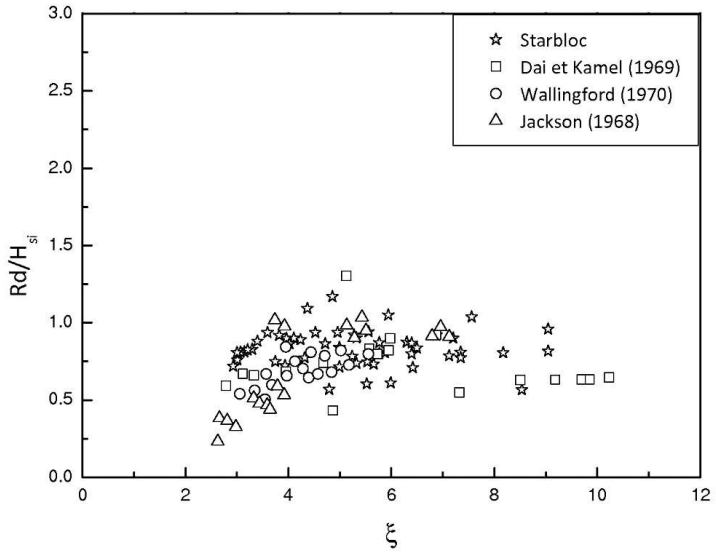
Wallingford (1970) en particulier dans l'intervalle 3< ξ <8, mais elles ont tendance à être sous-estimées pour les grandes valeurs d'Iribarren (supérieures à 8). En outre, nos points de mesures montrent un bon accord avec le travail de *Jackson* (1968) pour les nombres d'Iribarren 5< ξ <8, mais ils donnent des valeurs légèrement surestimées pour les faibles nombres d'Iribarren, 3< ξ <5.

Sur la figure IV.54b, nous observons que les valeurs de nos essais sont quasiment identiques avec tous les travaux présentés sur l'intervalle 4< ξ <8. Des différences apparaissent en dehors de cet intervalle (inférieur à 4), où ces valeurs sont plus fortes que celles issues de *Jackson* (1968) et de *Wallingford* (1970). Elles donnent une valeur moyenne de 35% plus élevée.

Sur les figures IV.55 et IV.56, on a présenté l'ensemble de nos résultats expérimentaux afin de trouver une relation entre le run-up ou le run-down en fonction du paramètre



(a) Run-up en fonction du paramètre d'Iribarren



(b) Run-down en fonction du paramètre d'Iribarren

Fig. IV.54: Run-up et run-down pour une digue perméable en houle régulière

d'Iribarren. Comme on l'a vu dans le paragraphe page 28, cette relation est exprimée généralement sous la forme :

$$\frac{Ru}{H} = f(\xi) \tag{IV.15}$$

$$\frac{Rd}{H} = f(\xi) \tag{IV.16}$$

Les méthodes d'ajustement permettent de déterminer les paramètres des équations qui

ont été recherchées sous la forme :

$$\frac{Ru}{H} = A[1 - exp(B\xi)] \tag{IV.17}$$

$$\frac{Rd}{H} = A[1 - exp(B\xi)] \tag{IV.18}$$

La fonction d'ajustement est déterminée de sorte que les valeurs de R_u/H et R_d/H obtenues par la fonction (valeurs ajustées), soient les plus proches des valeurs obtenues au cours de nos essais expérimentaux. Le LNH (*Lepetit et Sabaton* (1974)) à partir de résultats d'essais a proposé une relation sous la forme :

$$\frac{Ru}{H} = A\xi^B \tag{IV.19}$$

Les valeurs ajustées correspondant aux travaux du LNH (*Lepetit et Sabaton* (1974)) et de *Wallingford* (1970) sont présentées dans le tableau IV.15.

Modèle	A	B
LNH (*Lepetit et Sabaton* (1974))	0,67	0,51
Wallingford (1970)	1,216	-0,5689

Tab. IV.15: Valeurs ajustées de courbes issues des travaux du LNH (*Lepetit et Sabaton* (1974)) et de *Wallingford* (1970)

Les ajustements sont recherchés à partir des courbes présentées sur la figure IV.55. On peut tirer deux conclusions principales de l'interprétation de cette figure :

- pour les faibles nombres d'Iribarren, les deux modèles s'accordent bien avec nos résultats.
- pour les valeurs d'Iribarren supérieures à 8, la courbe $\frac{Ru}{H} = 1,45\xi^{-0,21}$ s'accorde bien aux données. En revanche, la courbe $\frac{Ru}{H} = 1,07(1 - exp(-0,568\xi))$ ne donne pas des résultats pleinement satisfaisants, au sens où elle a tendance à surestimer sensiblement pour des valeurs élevées d'Iribarren.

Wallingford (1970) a également réalisé une série d'essais afin de trouver un ajustement pour les valeurs de Rd/H_{si}. Les coefficients a et b obtenus sont présentés dans le tableau IV.16.

Modèle	A	B
Wallingford (1970)	-1,06	-0,266

Tab. IV.16: Valeurs ajustées de la courbe issue des travaux de *Wallingford* (1970)

La figure IV.56 montre les résultats de Rd/H_{si} au cours de nos essais en houle régulière. La courbe présentée sur cette figure montre un ajustement en concordance avec le travail de Wallingford. Les valeurs d'ajustement, a et b, sont définies sur la figure IV.56. Il apparait que la courbe s'accorde d'une façon satisfaisante avec les résultats obtenus sur tout l'intervalle considéré des nombres d'Iribarren.

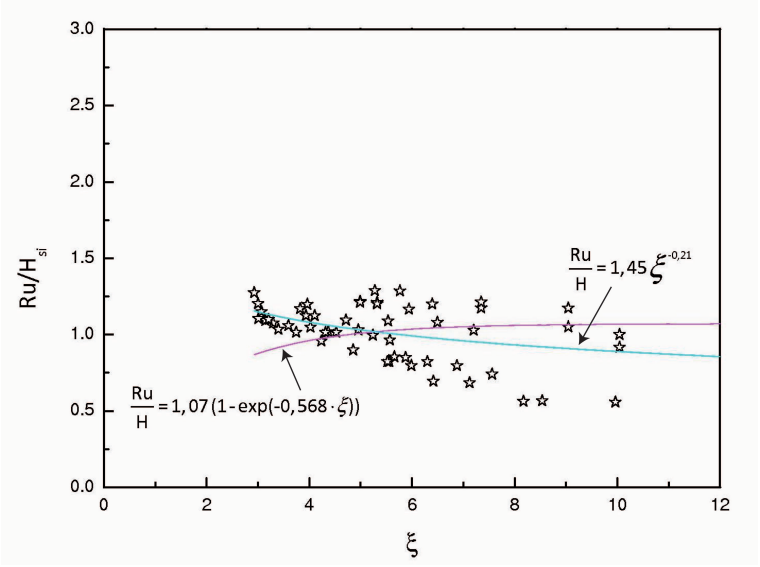


Fig. IV.55: Run-up en fonction du paramètre d'Iribarren et courbes ajustées

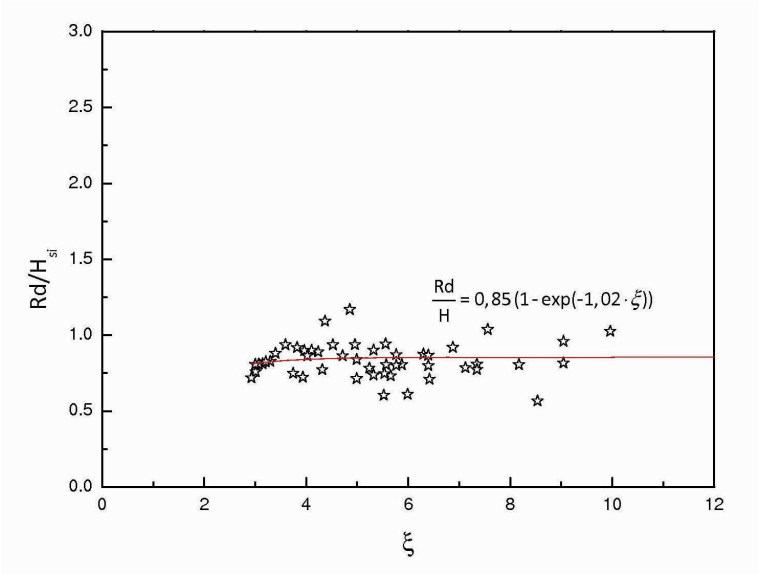
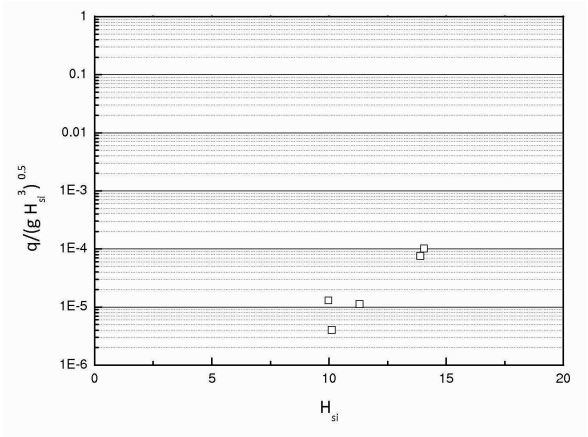


Fig. IV.56: Run-down en fonction du paramètre d'Iribarren et courbe d'ajustement

iii) Franchissement

En vertu des remarques du paragraphe page 33 et que, plusieurs paramètres influencent le niveau de franchissement, les résultats de cette campagne ont aussi été examinés à nouveau avec les mêmes paramètres telles que la hauteur et la période de la houle (Figure IV.57).

La figure IV.57a représente les résultats obtenus pour une houle de période 1s en fonction de la hauteur de houle. Nous constatons que le franchissement augmente rapidement de façon presque linéaire avec l'augmentation de la hauteur de la houle. Sur la figure IV.57b, on a présenté nos résultats expérimentaux en fonction de la hauteur de la



(a) Le franchissement adimensionnel en fonction de la hauteur significative de la houle

(b) Le franchissement adimensionnel en fonction de la période de la houle

Fig. IV.57: Franchissement en houle régulière

houle en corrélation avec la période de la houle. Malheureusement, le manque de données quantitatives sur les différentes périodes limite nettement l'évaluation de ce paramètre. Cependant, la tendance semble être une croissance du franchissement avec l'augmentation de la période de la houle. De façon générale, les mesures de franchissement sont synthétisées sur des graphes où le débit franchissant est représenté en fonction du paramètre de revanche relative, R_c/H_{si} (Figure IV.58).
Les résultats obtenus pour tous les tests effectués sont présentés et comparés à ceux obtenues au cours de la phase de houle régulière, mais aussi les résultats d'autres expériences en canal à houle telles que : *Bruce et al.* (2009) et *EurOtop* (2007).

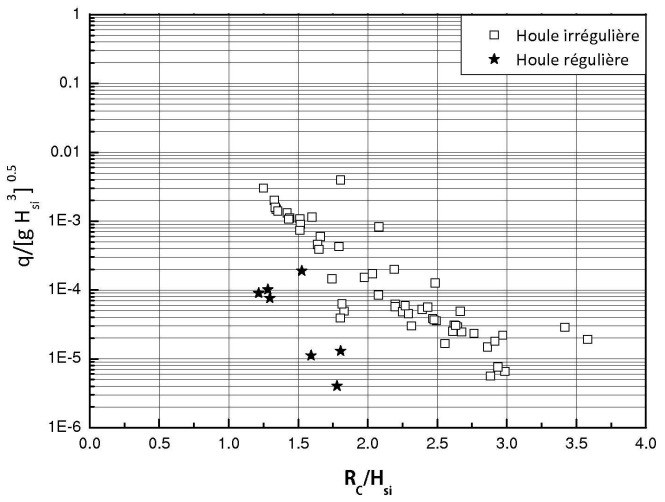
b) Stabilité hydraulique

La dernière partie de ce chapitre concerne l'étude de la stabilité de la digue soumise à la houle régulière. Dans le paragraphe page 54, on a présenté plusieurs lois empiriques proposées par plusieurs auteurs comme *Hudson* (1958) et *Van der Meer* (1988a). Dans présent travail, on utilise la loi de Hudson, pour sa simplicité.

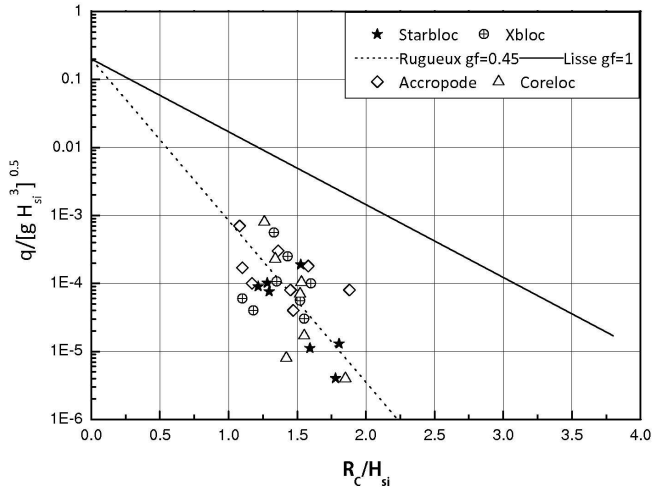
Pour chaque série de test, le dommage a été mesuré à partir d'une période de tempête (nombre de vagues entre 1000 et 1700). Le développement des dommages a été déterminé avec une augmentation de la hauteur de houle jusqu'à l'apparition de la rupture. N_{od} a aussi été représenté en fonction du nombre de stabilité, $H_s/\Delta D_n$. Cette évolution montre les cas de début des dommages et la rupture de carapace.

Le début des dommages, considéré pour N_{od}=0 (4 blocs extraits), signifie que la carapace ne subit aucun type de dommage (perte de blocs de leur position). De même, la rupture a été aussi considérée pour N_{od}>0,5 (12 blocs extraits) ; elle correspond à des sorties de blocs de leur position conduisant à une érosion du talus.

A noter que ces dommages ont été étudiés uniquement pour les blocs situés dans la zone critique, illustré sur la figure IV.42. Le comptage de ces éléments a été réalisé à l'aide d'un appareil photographique, à la fin de chaque essai.



(a) Comparaison du franchissement en cas de houle régulière et houle irrégulière



(b) Comparaison du franchissement avec les autres auteurs

Fig. IV.58: Comparaison du franchissement sur un talus rugueux avec un noyau perméable

Pour le bloc posé sur une seule couche (monocouche), le début de dommage est très important car après la perte du premier bloc, la sous-couche est exposée à la houle. Dans ce cas, on risque de perdre des matériaux de la sous-couche ou même du noyau, ce qui résulte finalement au glissement total du talus.

Les caractéristiques générales des plans de pose testés, tels que le nombre de blocs situés sur carapace, la porosité volumique de carapace, l'épaisseur de carapace, etc., sont résumées sur le tableau IV.17.

Les essais sont réalisés pour le plan de pose "rangé" constitué avec des blocs de forme modifiée. Dans le paragraphe page 154, on a vu que le plan de pose "rangé" donne un nombre de stabilité plus élevé par rapport au plan de pose "aléatoire". Ceci est dû à une imbrication plus élevée entre les blocs malgré une porosité surfacique plus faible par rapport au plan de pose aléatoire.

Test	Nombre de blocs	t_a (mm)	K_t	n_v	ϕ	Pente
PDPR.25	256	54	1,44	0,60	0,58	3/2
PDPR.26	263	54	1,44	0,60	0,58	3/2
PDPR.27	254	54	1,44	0,60	0,58	3/2
PDPR.32	256	54	1,44	0,60	0,58	3/2
PDPR.33	260	54	1,44	0,60	0,58	3/2
PDPR.34	258	54	1,44	0,60	0,58	3/2
PDPR.43	268	54	1,44	0,59	0,59	3/2

TAB. IV.17: Caractéristiques géométriques des plans de pose “rangés” en houle régulière

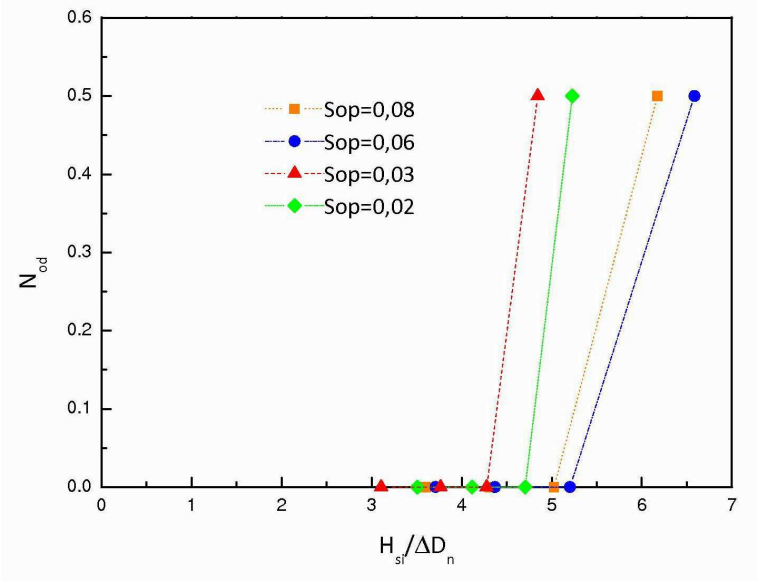


FIG. IV.59: Evolution des dommages en fonction du paramètre de stabilité et de la cambrure

Au cours des tests, on a observé que la plus grande partie des dommages a été produite dans la zone, située à $\pm H_s$, zone dénommée “zone critique”. L'évolution des dommages progresse avec l'augmentation de la hauteur de houle.

Après la perte de(s) bloc(s), la densité de pose de la carapace diminue, ce qui résulte en une atténuation de l'imbrication entre les blocs. Avec ce plan de pose “rangé”, aucun mouvement de blocs (balancement) situés au-dessus du niveau de repos n'est observé, contrairement au plan de pose aléatoire. Donc, les blocs situés sur cette zone sont moins susceptibles de dommages.

Sur la figure IV.59, on représente l'évolution de dommage, N_{od}, en fonction du nombre de stabilité, $H_s/\Delta D_n$. On remarque tout d'abord que :

- le début des dommages se produit pour les valeurs entre 4,2< N_{od} <5,2, ce qui correspond à une hauteur de houle entre 9,74 cm< H_s <11,7 cm ;
- la rupture a été observée à partir de 4,9< N_{od} <6,6, équivalant à une hauteur de houle entre 11 cm< H_s <14,9 cm ;
- les courbes ont une tendance quasiment linéaire, ceci signifie qu'une rupture de la

carapace est très rapide après l'apparition des premiers mouvements de blocs (début des dommages). Lorsque la carapace commence à perdre des éléments, l'imbrication globale de la surface diminue progressivement.

La figure IV.59 représente aussi les évolutions des dommages observés en fonction du paramètre de stabilité en corrélation avec la cambrure de la houle. Les résultats sont tracés pour quatre cambrures différentes, S_{op}=0,02 ; 0,03 ; 0,06 et 0,08.

En ce qui concerne l'influence de la cambrure, les courbes de dommages ne montrent pas de tendance générale, sauf que pour les quatre cas, le début des dommages se produit pour une faible cambrure de houle.

IV.3 Conclusion

Dans cette étude, nous avons réalisé plusieurs essais sur une digue perméable, constituée d'une carapace avec un nouveau type de bloc artificiel. Le but de ces essais est de comprendre le comportement des blocs à l'attaque de la houle. Afin d'atteindre cet objectif, nous avons examiné différentes caractéristiques des performances tels que :

- la stabilité de la carapace ;
- la réflexion, le run-up/run-down et le franchissement.

Ces examens ont été réalisés pour deux types de blocs : 1) une forme initiale du bloc et 2) une forme modifiée du bloc. Les premiers essais réalisés avec la forme de bloc initial, ont montré que les performances étaient dépendantes de plusieurs paramètres, parmi lesquels : la forme du bloc, la porosité (volumique et surfacique) de la carapace, la rugosité de la carapace, la perméabilité de la carapace et de son support (sous-couche et noyau), la hauteur d'ouvrage.

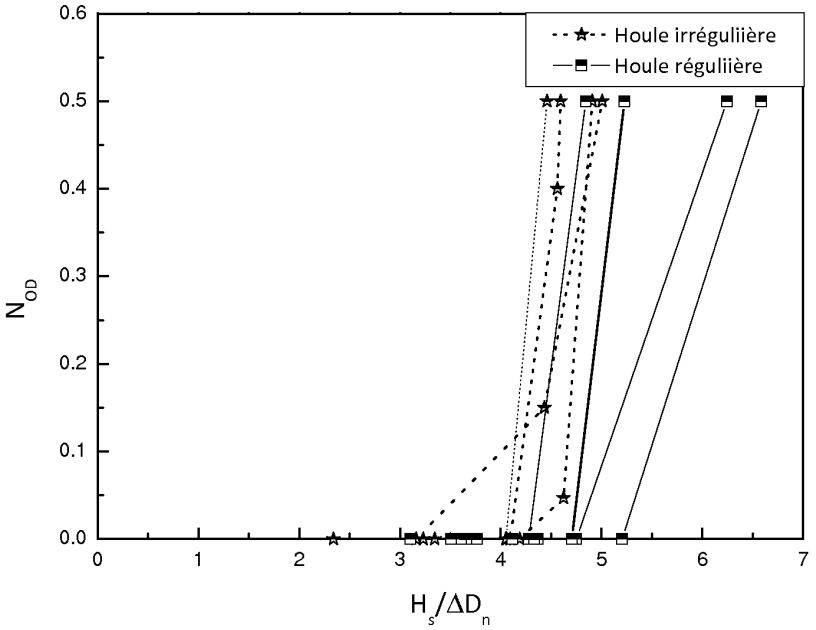
Les résultats expérimentaux, ainsi que les réflexions qui en découlent, montrent la forte dépendance des paramètres structurels (porosité, rugosité, etc.) au type de plan de pose. C'est la raison pour laquelle nous avons étudié deux configurations (aléatoire et rangé).

Sur un plan de pose aléatoire, les mouvements inévitables de blocs de carapace et les aléas de pose conduisent à des dispositions où certains blocs ne bénéficient pas de l'imbrication recherchée en particulier les blocs posés sur la zone critique. C'est la raison pour laquelle nous avons recherché un plan de pose plus performant, comme le plan de pose "rangé", où les blocs sont serrés les uns contre les autres (distance inter blocs faible).

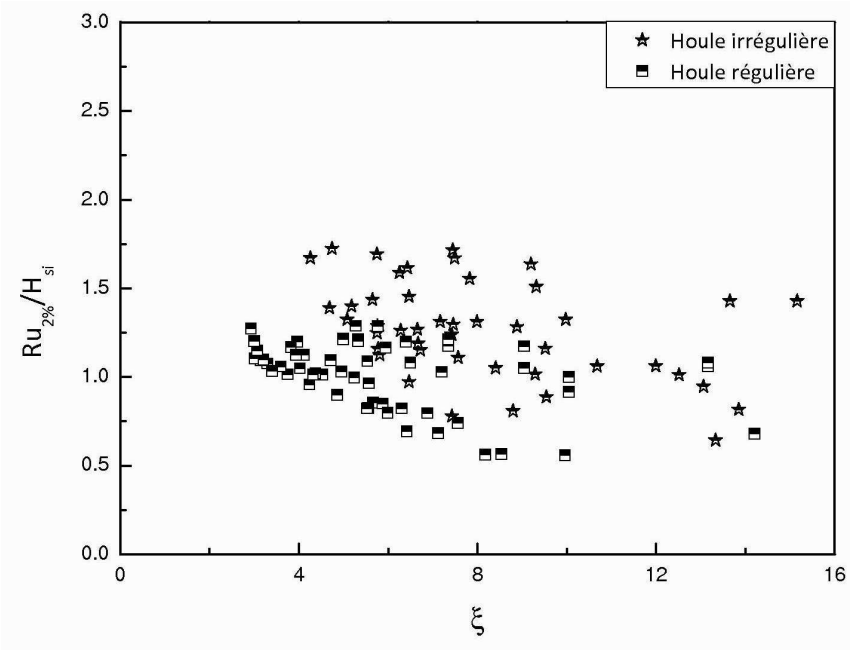
Malgré la haute performance de ce plan de pose en termes de stabilité, les performances hydrauliques doivent encore être améliorées. Les synthèses décrites précédemment nous ont conduit à une réflexion conduisant à des modifications de la forme originale du bloc afin d'améliorer les résultats. Les résultats ont montré que la stabilité n'est quasiment pas affectée par les modifications. Par contre, on diminue légèrement l'imbrication entre les blocs.

Néanmoins, malgré cette faiblesse, on obtient une surface assez poreuse (si la porosité volumique ne change pas beaucoup, la porosité surfacique est améliorée énormément). Cela permet de faciliter le passage de l'écoulement au travers de carapace, et donc permet de limiter le risque de formation de sous-pressions sous les blocs qui est un effort déstabilisant très préjudiciable.

Les remarques semblables obtenues à partir des observations effectuées durant le déroulement des essais en houle régulière et irrégulière :



(a) Comparaison du nombre de stabilité sur la houle régulière et houle irrégulière



(b) Comparaison du run-up sur la houle régulière et houle irrégulière

Fig. IV.60: Résultats des calculs de la stabilité et de paramètres hydrauliques

* le plan de pose rangé donne une imbrication très efficace par rapport au plan de pose aléatoire, mais reste encore à modifier (perspectives) ;
* la carapace constituée avec un plan de pose “rangé” présente une surface assez “fermée” par rapport au plan de pose aléatoire, ce qui nous a conduit à modifier la

forme du bloc ;

* la plupart des dommages sont observés dans une zone plus endommagée, dénommée zone active, qui est située environ à une hauteur de vague H_s au-dessous et au-dessus du niveau d'eau au repos ;
* pour la majorité des tests, les dommages progressent rapidement vers la rupture de la carapace (Figure IV.60). Ce dommage commence sous la forme d'un éboulement de l'un ou plusieurs blocs et progressent jusqu'au glissement d'une partie de la carapace ;
* le début des dommages est un paramètre important pour interpréter le critère de stabilité. En effet, à partir du moment où le début des dommages se produit, le dommage progresse suivant deux phases différentes :
  - arrachement des blocs les moins stables situés à proximité de blocs endommagés ;
  - exposition de la sous-couche à l'attaque de la houle et extraction des matériaux aussitôt, suivi de formation d'une cavité. Ceci peut accélérer la rupture de la carapace sous la forme de glissement.

Malgré les similarités citées au-dessus, les tests ont aussi montré quelques différences :

* le début des dommages et la rupture de carapace ont eu lieu pour des valeurs proches de N_{od}=4 et 4,7 pour la houle irrégulière. Ces valeurs sont équivalentes à 4,8 et 5,9 respectivement, pour la houle régulière (Fiure IV.60a). Ceci correspond à une augmentation du nombre de stabilité de 20% pour la houle régulière. Cette différence peut expliquer par :
  - la présence de vagues fortes qui dépassent la vague significative (H_s) ;
  - l'effet de groupement des vagues (*CETMEF* (2007)).

  Il est important de noter que les nombres de stabilité présentés sont obtenus à partir d'un nombre de vagues moyen, malgré l'augmentation des dommages avec le nombre de vagues (*Van der Meer* (1988a)). Il faudrait étudier l'évolution du nombre de stabilité en fonction du nombre des vagues.

* les accroissements appréciables des performances hydrauliques (run-up/run-down, franchissement) pour la houle irrégulière par rapport à la houle régulière sont montrées à la figure IV.60b. Du point de "vue mécanisme", cette différence peut s'expliquer par les deux effets cités ci-dessus. Cet aspect devient particulièrement plus important pour les vagues plus cambrées. Dans le cas d'une hauteur de houle plus élevée, la butée de pied provoque un déferlement de la houle sur la carapace. Ce phénomène peut induire l'augmentation de la vitesse d'écoulement parallèle au talus, affectant ainsi de façon significative les performances hydrauliques (*Tabet et al.* (2004)).

Chapitre V

Etude hydrodynamique d'un bloc isolé placé sur la carapace

Une estimation exacte du poids des blocs est considérée comme un facteur important pour le dimensionnement d'une carapace. La plupart des formules de stabilité proposées par exemple celle d'Hudson estiment le paramètre de stabilité suivant la hauteur de la houle. Cependant, la relation entre la stabilité et les forces de vague n'a pas été examinée en détail. L'une des raisons les plus importantes est la complexité des phénomènes liés aux efforts de la vague sur un bloc, en particulier l'effet de la forme.

Cependant, le poids stable du bloc dépend en grande partie des efforts induits par la vague, ainsi il est important de relier la stabilité directement aux forces de vague.

Nous avons pris l'option d'une mesure simultanée des vitesses d'écoulement au voisinage du bloc afin de mieux comprendre les mécanismes complexes liés conduisant aux forces subies par le bloc.

Le but principal de ce travail expérimental concerne :

- d'une part, la mesure des vitesses suivant deux composantes (2D) pour diverses conditions de houle ;
- d'autre part, la mesure des efforts exercés sur un bloc non isolé sous l'action de la houle.

Dans ce chapitre, on présente tout d'abord les essais concernant la première partie réalisée en utilisant la technique de Vélocimétrie Doppler Lasser (VDL). Ensuite, nous décrivons les conditions expérimentales et les caractéristiques de l'écoulement de houle. Dans la deuxième partie, nous abordons les mesures des efforts dus à la houle sur un bloc de carapace.

Le bloc testé a été positionné au centre de la carapace, isolé par des blocs et situé au-dessous du niveau de l'eau au repos (zone critique). Les forces agissantes sur le bloc sont mesurées suivant les deux composantes X'-Z' simultanément (V.2).

Il est important de noter que ces compagnes d'essais ont été réalisées avec de la houle régulière.

V.1 Mesure de la vitesse d'écoulement proche de la carapace

Dans cette campagne d'essais, nous avons réalisé plusieurs tests afin d'analyser la cinématique de la houle proche de la carapace, et surtout au voisinage d'un bloc. Cette analyse nous permet de visualiser le champ des vitesses et le champ turbulent au voisinage d'un bloc de manière à analyser les paramètres qui conditionnent les efforts hydrodynamiques subis par le bloc. Cette technique de mesure nous permet d'accéder également au champ de vitesses avec de multiples avantages tels que : la non perturbation de l'écoulement, l'abscence d'étalonnage, le caractère non-intrusif de la mesure.

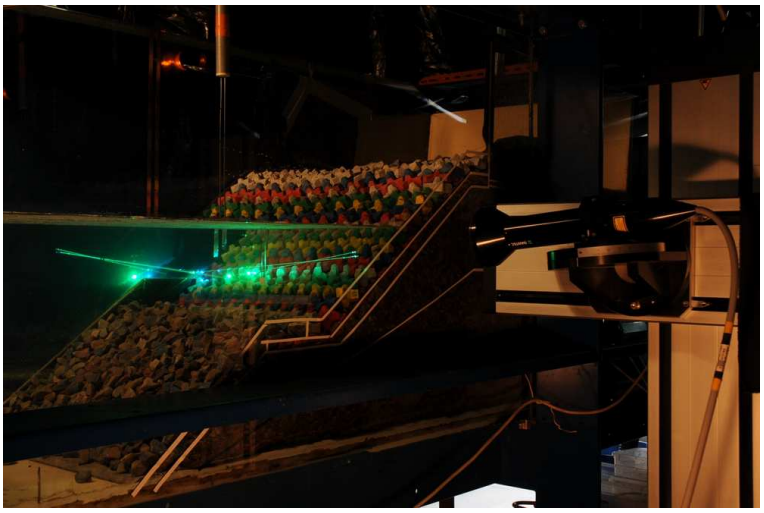


Fig. V.1: Traverse, optique LDV et faisceaux localisés au plus proche de la carapace

Conditions expérimentales

En raison de la difficulté d'obtenir des mesures de vitesses au voisinage du bloc, une grande précision était nécessaire pour positionner le volume de mesure des faisceaux laser. L'optique VDL a été montée sur une traverse 3-D permettant de se déplacer selon les trois directions avec une précision de $1/10^{éme}$ de millimètre. L'ensemble avec la traverse a été positionné de telle sorte que le mouvement horizontal de la traverse s'effectuait tout au long de la surface libre et le mouvement vertical de la traverse avait un angle de 56,7 degrés de la pente.

L'optique du vélocimétre a été orientée d'un angle de +36,7 degrés. On obtient alors un nouveau système de coordonnées en x'-z'. Le but de cette configuration est de mesurer les vitesses suivant les axes normaux et tangentiels à la carapace (Figure V.2).

Les vitesses ont été enregistrées suivant une grille de mesures (Tableau V.1). La raison principale pour concentrer les points de mesures dans le domaine indiqué est que les vitesses et les forces destructrices (downslope) sont les plus importantes dans la région critique. La position précise de ce point est 38,5 cm du sommet de digue, 25 cm de la butée de pied, et environ 4 cm sous le niveau au repos (correspond au pont R=0). Il faut noter qu'à cette position, l'acquisition est très délicate, en raison du niveau d'eau faible (volume de mesure subissant les passages air/eau) et de la forte aération (bulles) induite

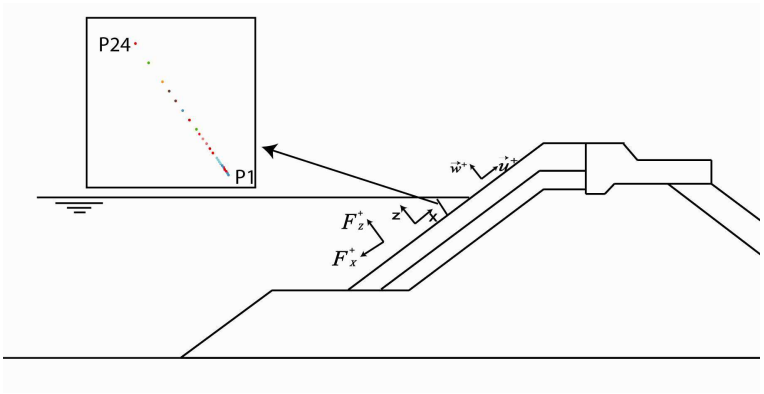


FIG. V.2: Directions des vitesses et des efforts mesurés

Nombre de points (P)	R (mm)	θ (°)	x′ (mm)	z′ (mm)	Nombre de points (P)	R (mm)	θ (°)	x′ (mm)	z′ (mm)
1	0	36,7	0	0	13	15	36,7	- 12,48	8,32
2	1	36,7	-0,832	0,555	14	17,5	36,7	-14,56	9,71
3	2	36,7	- 1,66	1,11	15	20	36,7	-16,64	11,1
4	3	36,7	-2,5	1,67	16	22,5	36,7	- 18,72	12,48
5	4	36,7	- 3,33	2,22	17	25	36,7	- 20,79	13,87
6	5	36,7	- 4,16	2,78	18	30	36,7	-24,96	16,64
7	6	36,7	- 5	3,33	19	35	36,7	- 29,12	19,42
8	7	36,7	- 5,82	3,89	20	40	36,7	- 33,27	22,2
9	8	36,7	- 6,65	4,43	21	45	36,7	- 37,44	24,97
10	9	36,7	- 7,49	5	22	50	36,7	-41,6	27,74
11	10	36,7	- 8,32	5,55	23	60	36,7	- 49,92	33,29
12	12.5	36,7	- 10,4	6,93	24	70	36,7	-58,24	38,84

TAB. V.1: Grille de mesures et positions par rapport au bloc "repère"

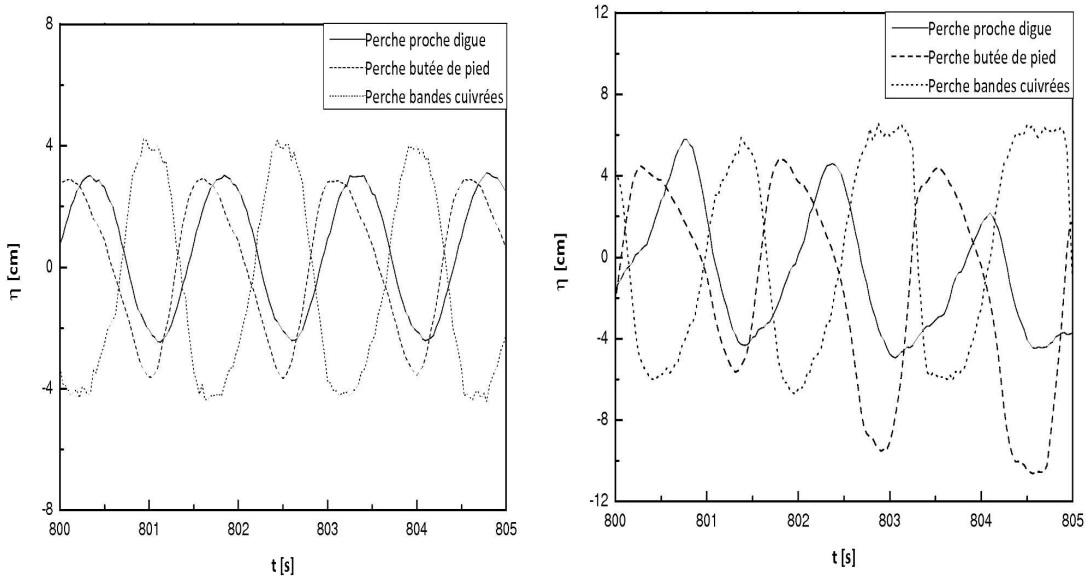
par le déferlement (Figure V.1).

Les vitesses ont été mesurées à la position verticale des mesures d'efforts. La surface libre a aussi été enregistrée à l'aide de 3 perches :

- trois jauges installées au large ;
- trois jauges proches de la butée de pied ;
- une jauge à bande cuivrée installée à la position des mesures d'efforts et de vitesses.

Sur la figure V.3 ci-dessous, les profils de surface obtenues à partie de trois positions de sondes sont tracés pour la période choisie 1,5 s. Bien que les vagues soient régulières, on observe un comportement assez différent sur le profil de surface libre de la perche cuivrée par rapport à celles de la perche proche de la digue et sur la butée de pied.

Le but principal d'installer une troisième perche était de fournir la phase de la vague. Il faut noter que c'est une variation du plan d'eau que cette perche mesure et non pas la houle incidente. Toutefois, nous appellerons H cette variation.



(a) T=1,5s, H=0,105cm (b) T=1,5s, H=0,14cm

FIG. V.3: Modifications des profils de surfaces libres mesurés par les trois perches

D'un point de vue plus général, pour l'ensemble des blocs rangés, il nous faudra choisir une ou deux phases de temps (au cours d'une période) jugées critiques pour la stabilité des éléments. Une des phases possibles pourrait correspondre au moment où la vague remonte le long de la pente avant de déferler et où l'eau sort de l'ouvrage dans sa partie inférieure. Ainsi nous aurions une composante vitesse normale au talus importante conduisant à réduire considérablement l'efficacité du poids déjaugé de l'élément et une composante parallèle montante également importante. Les blocs vulnérables seraient alors ceux mal calés par les blocs supérieurs.

V.1.1 Champs de vitesses

Dans ce paragraphe nous allons présenter les résultats concernant le champ de vitesse en amont d'un objet non-circulaire comme un bloc posé sur la carapace.

Tous les essais de mesures de vitesse ont été effectués avec des vagues régulières. La fréquence et la durée d'acquisition sont fixées à : f=32 HZ et t=120 secondes. Les essais ont été réalisés suivant 5 périodes. Pour chaque période, deux amplitudes sont testées. Cela donne un total de 10 types de houle, dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau V.2.

Les différentes valeurs de vitesse (minimum, moyenne et maximum) issues du traitement du signal $U = f(t)$, sont présentées. Afin d'observer les différents régimes d'écoulem -ent liées aux modes tourbillonnaires, les paramètres adimensionnels de notre étude sont égalem
-ent calculés. Le premier paramètre est le nombre de Reynolds et le deuxième est le nombre

T (s)	H (m)	U_{min} (m/s)	U_{moy} (m/s)	U_{max} (m/s)	Re	KC
1	0,077	-0,475	-0,187	0,552	20,7E3	14,71
	0,135	-0,596	0,247	0,974	36,5E3	25,97
1,2	0,08	-0,447	-0,14	0,52	19,6E3	16,75
	0,137	-0,75	-0,191	0,987	37E3	31,55
1,5	0,105	-0,45	-0,152	0,448	16,8E3	18
	0,139	-0,51	0,10	0,44	19,1E3	20,4
1,72	0,143	-0,62	-0,20	0,71	26,5E3	32,5
	0,162	-0,89	0,14	0,93	35E3	42,7
2,2	0,147	-0,49	-0,166	0,405	18,4E3	28,7
	0,17	-0,54	-0,093	0,485	20,3E3	31,7

(a) Caractéristiques de la composante longitudinale de la vitesse

T (s)	H (m)	W_{min} (m/s)	W_{moy} (m/s)	W_{max} (m/s)	Re	KC
1	0,077	-0,16	0,09	0,312	11,7E3	8,3
	0,135	-0,25	0,141	0,327	1,23E3	8,73
1,2	0,08	-0,123	0,084	0,362	13,6E3	11,6
	0,137	-0,31	0,08	0,29	1,17E3	9,4
1,5	0,105	-0,104	0,077	0,241	9E3	9,6
	0,139	-0,128	0,11	0,267	10E3	10,7
1,72	0,143	-0,171	0,083	0,37	13,8E3	17
	0,162	-0,2	0,13	0,38	14,3E3	17,4
2,2	0,147	-0,153	0,07	0,41	15,3E3	24
	0,17	-0,16	0,12	0,24	9E3	14

(b) Caractéristiques de la composante transversale de la vitesse

Tab. V.2: Caractéristiques de houle et vitesses mesurées pour les périodes testées

de Keulegan-Carpenter, exprimés sous les formes suivantes :

$$Re = \frac{U_{max} D_n}{\nu} \tag{V.1}$$

$$KC = \frac{U_{max} T}{D_n} \tag{V.2}$$

où U_{max} est la vitesse maximale de l'écoulement, D_n le diamètre nominal du bloc, T la période de la houle, et ν la viscosité cinématique

Les figures V.4 et V.5 représentent les évolutions des vitesses tangentielles et normales pour une période fixée, T=1,2 s, à différentes positions de mesures en fonction de la phase. Une valeur positive de U signifie que l'eau monte sur la carapace et une valeur positive de W indique que l'eau sort de la carapace. En observant les variations temporelles de vitesses U et W en fonction de la distance à la carapace, on constate un changement du mouvement du fluide très distinct :

- les variations de vitesses tangentielle U et normale W, pour un point de mesure plus proche de la carapace ($R < 5mm$), sont très différentes des variations de ces

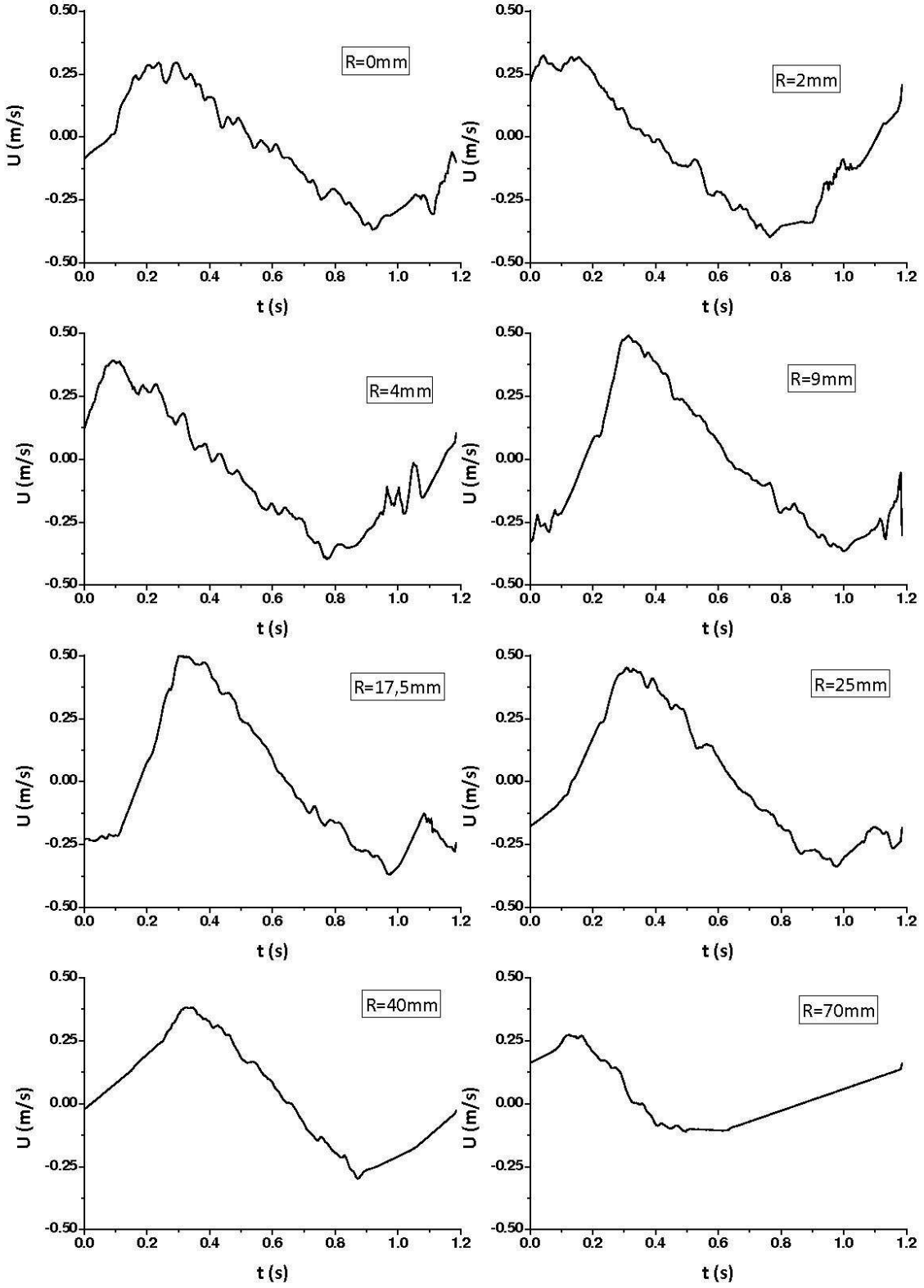


FIG. V.4: Modifications du profil de la vitesse tangentielle en fonction de la distance au bloc (T=1,2 s ; H=0,08 m)

vitesses que l'on observe pour un point loin de la carapace ($R > 17,5mm$). Près de la carapace ($R < 5mm$), U et W sont plus faibles contrairement aux valeurs obtenues pour les points suivants ($5mm < R < 25mm$). Pour les points plus loin de carapace ($R > 25mm$), les valeurs des vitesses sont de nouveau diminuées.

- entre autres, on observe de larges perturbations pour les points plus proches. Ces caractéristiques sont plus visibles pour les profils de vitesse transversale.

i) Etude des vitesses maximum sur la carapace

Afin de mettre en évidence les comportements du fluide sur la carapace, nous avons tracé l'évolution des vitesses maximales pour les deux composantes de vitesses (U_{max} et W_{max}).

En observant les vitesses longitudinales illustrées sur la figure V.6a, on constate que la vitesse augmente lorsque l'on s'éloigne de la carapace. Cet accroissement est approximativement continu jusqu'à une distance presque identique pour tous les tests, R=20 mm (0,53D_n).
Ce phénomène est plus visible pour la période de houle T=1,72s avec une amplification d'un facteur trois. En s'éloignant de ce point, la vitesse longitudinale décroît. La valeur minimum U_{max}=0,40 m/s correspond à la houle T=2,2 s (H=0,14 m) et la valeur maximum U_{max}=0,987 m/s correspond à la houle 1,2 s (H=0,14 m).

L'examen de l'évolution des vitesses transversales (Figure V.6b) met en évidence un comportement assez différent du précédent. Les valeurs maximales de vitesse sont obtenues pour la houle "courte" (T=1 s et T=1,2 s) et la valeur minimale est obtenue pour la houle T=1,5 s.
Ce comportement observé peut s'expliquer par le fait que les houles courtes sont plus cambrées et déferlent sur la carapace, ce qui influence l'augmentation de la vitesse de l'écoulement sur la carapace. On constate également que la vitesse transversale varie énormément pour la houle T=1 s.

En comparant les figures V.7a et V.7b, on constate que les évolutions des profils de vitesses U et W suivent un comportement sensiblement différents. Les vitesses maximales longitudinales sont situées loin de la carapace ($0,53D_n$). Cette valeur maximale correspond à U_{max}=0,97 m/s pour la houle T=1,2 s et U_{max}=0,44 m/s pour la houle T=1,5 s. Par contre, les vitesses maximales normales sont toujours plus proches du bloc ($0,27D_n$). L'épaisseur de la couche limite augmente avec la période. Il en est de même pour la position du maximum des vitesses qui évalue sur le profil entre $R \approx 15mm$ ($T = 1s$) et $R \approx 20mm$ ($T = 1,2s$).

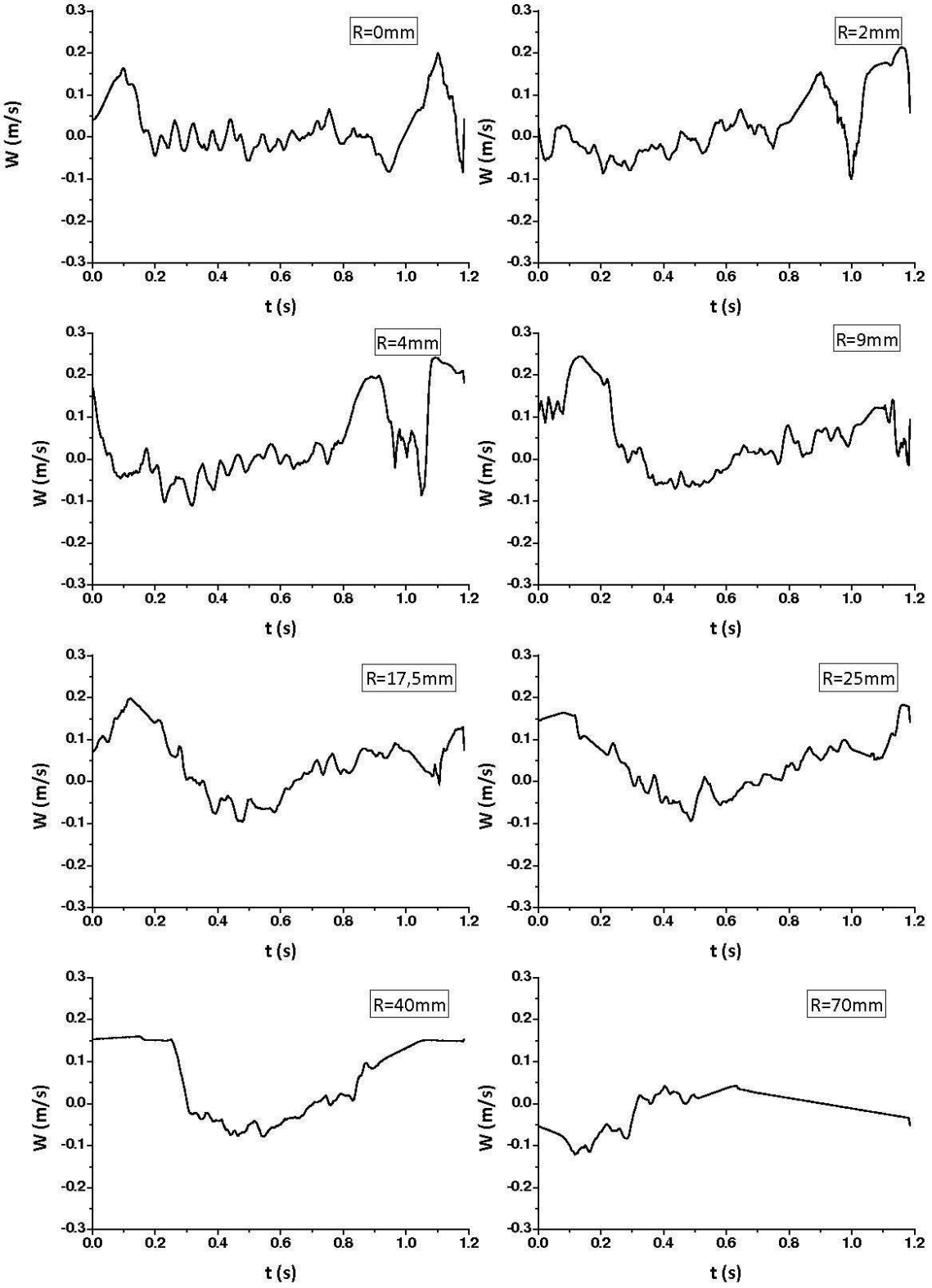


FIG. V.5: Modifications du profil de vitesse normale W en fonction de la distance au bloc (T=1,2s ; H=0,08 m)

Les profils de vitesses tangentielles montrent donc une évolution classique d'un développement de couche limite sur un fond rugueux et perméable se traduisant par un gradient élevé près de la carapace accompagnée par un fort niveau de turbulence. L'écoulement entre la carapace et la surface libre est plus fortement cisaillé.

ii) Analyse de la vitesse par phases

Les paragraphes suivants présentent les profils des vitesses longitudinale et transversale pour l'ensemble des phases de la houle. De manière simple, nous avons divisé une période de houle en quatre intervalles. Afin de faciliter la lecture, nous avons représenté huit profils de vitesses longitudinale et transversale dans chaque intervalle (pour la période d'une seconde avec une amplitude de 7,7 cm (Figure V.8-V.9)).

La figure V.8 des profils de vitesses longitudinales révèle une hydraulique beaucoup plus complexe que celle à laquelle on pouvait s'attendre. On constate des contrastes de comportement de part et d'autre d'une limite se situant aux environs d'une distance voisine de 3,5 cm du bloc de référence. Dans intervalle (a) par exemple, on enregistre des vitesses dirigées semblables pour les points proches de la carapace et en- deçà de la limite mentionnée ci-dessus, alors que les vitesses sont orientées vers le haut pour les points situés au-delà de la limite. Dans l'intervalles (c) et (d) mettent en évidence de fortes variations de vitesse sur les points proches de la carapace, en-deçà de notre limite, et enregistrent de faibles écarts pour les points éloignés.

La figure V.9, des vitesses transversales, permet de confirmer ce contraste du comportement de part et d'autre de la limite bien qu'il se trouve ici atténué. Comme on pouvait s'y attendre, c'est la phase (c) qui conduit aux valeurs positives les plus fortes, elles se produisent dans la partie basse des points de mesure. Toutefois, les vitesses dans cette même zone restent positives durant la phase (b) et d'un ordre de grandeur comparable à celui de la phase précédente. Ces deux phases relatives à la descente des vagues, sont bien celles qui correspondent à un écoulement sortant de la carapace et préjudiciable à la stabilité de ses blocs.

iii) Vitesses maximales

Hudson (1958) a estimé, avec des essais sur houle régulière, que la vitesse induite par la houle sur la carapace est effectivement proche de la valeur :

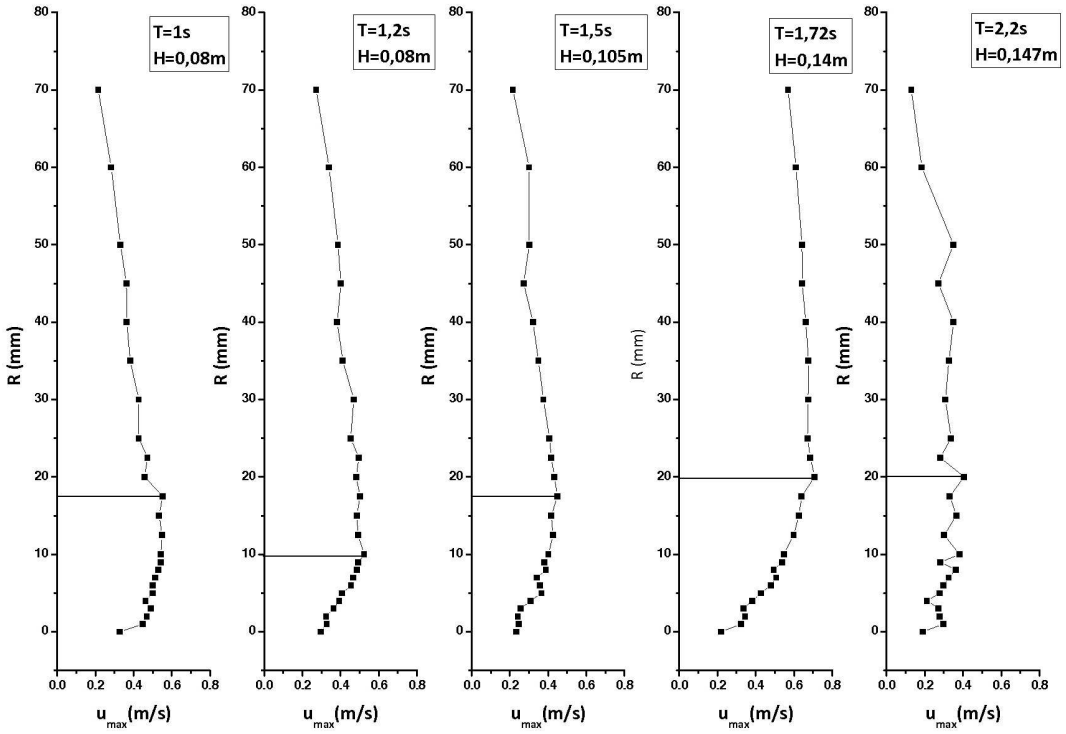
$$U_{max} \approx \sqrt{gH} \tag{V.3}$$

où H est la hauteur de la houle mesurée. Plus récemment, l'*EurOtop* (2007) notamment a suggéré que la vitesse longitudinale peut être proportionnelle au run-up :

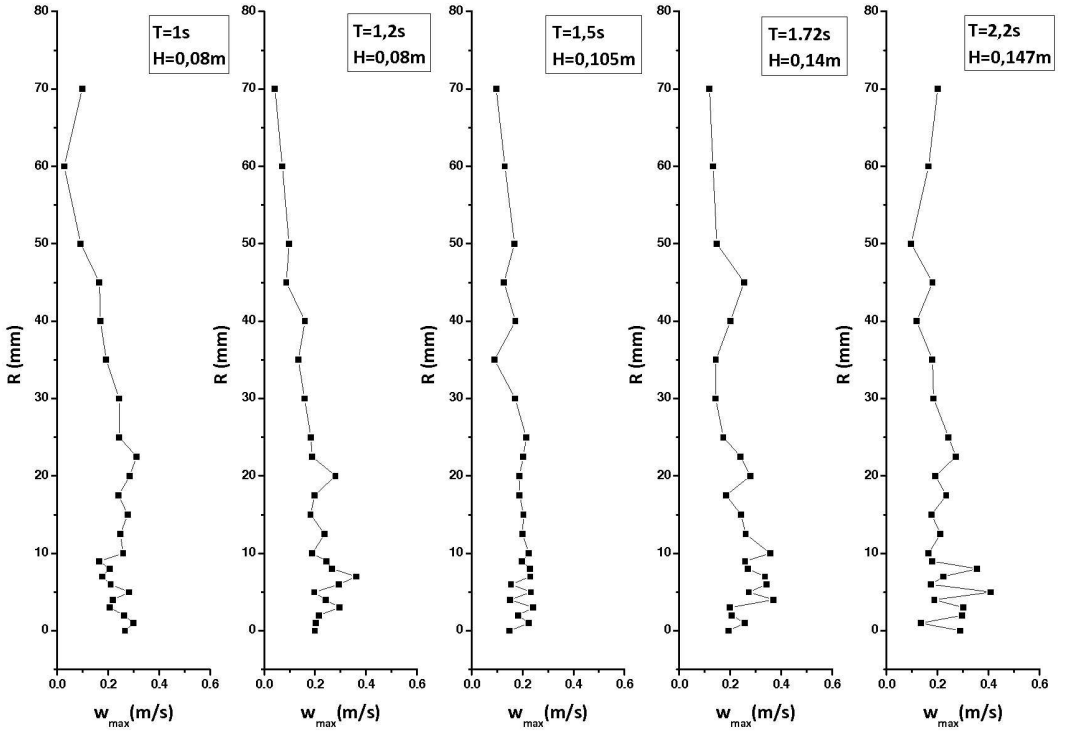
$$U_{max} = \sqrt{2gRu} \tag{V.4}$$

où

$$\frac{Ru}{H} = 0,67 \left(\frac{tan\alpha}{\sqrt{s}} \right)^{0,5} \tag{V.5}$$

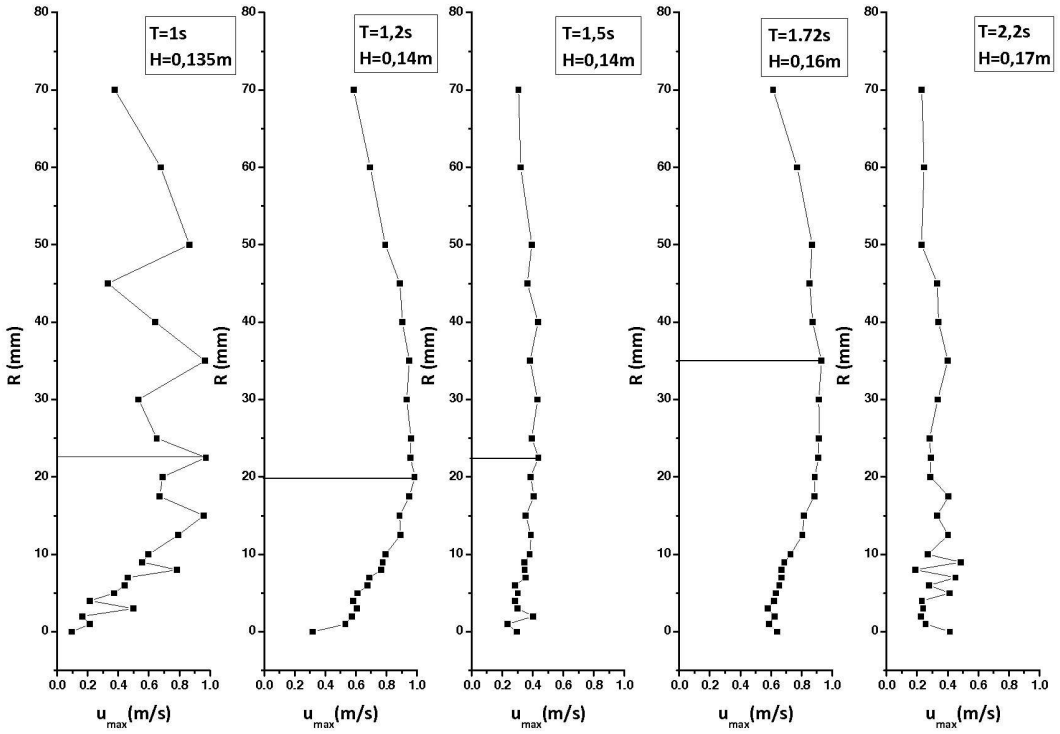


(a) Profils moyens de vitesses maximales longitudinales à la surface du bloc

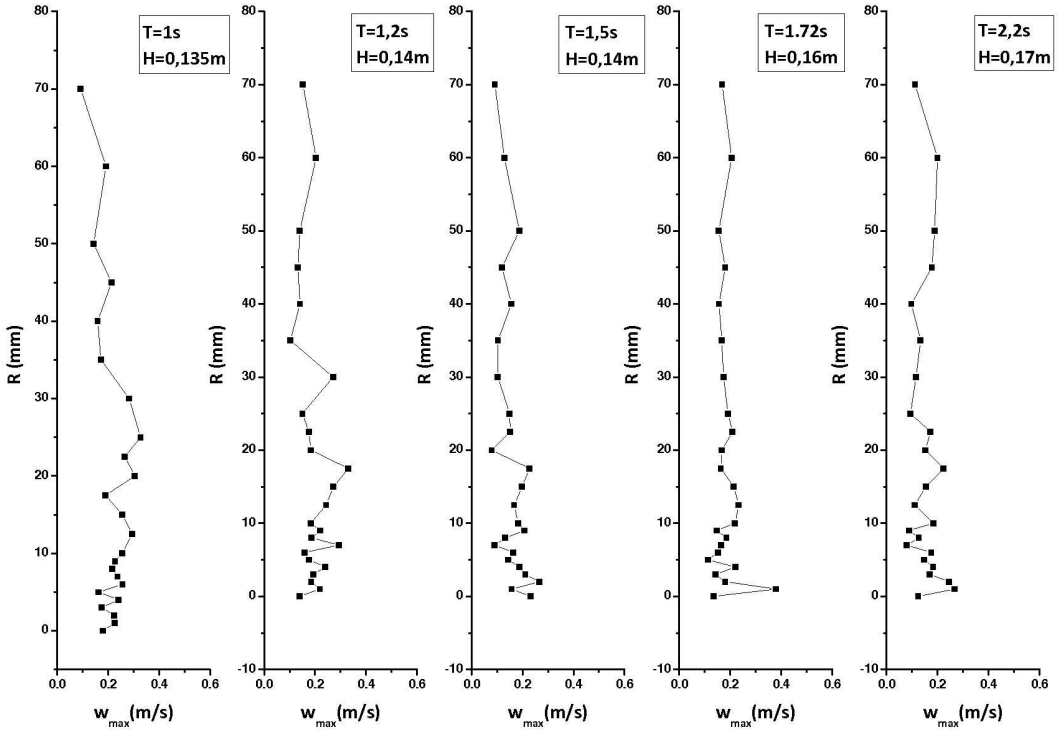


(b) Profils moyens de vitesses maximales transversales à la surface du bloc

FIG. V.6: Profils moyens des vitesses pour toutes les périodes testées (petite amplitude)



(a) Profils moyens de vitesses maximales longitudinales à la surface du bloc



(b) Profil moyens de vitesses maximales transversales à la surface du bloc

FIG. V.7: Profils moyens des vitesses pour toutes les périodes testées (grande amplitude)

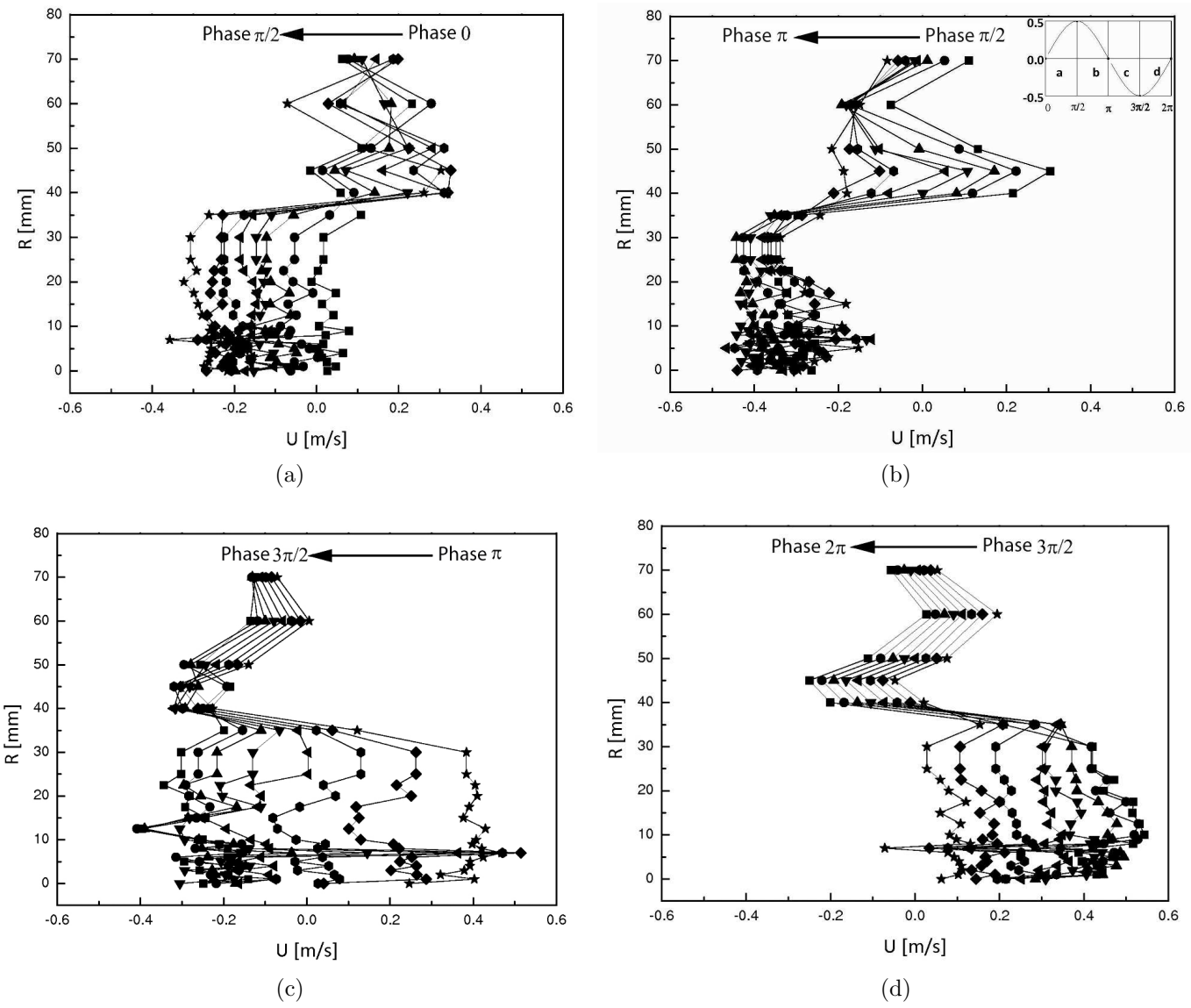


FIG. V.8: Profils instantanés des vitesses longitudinales suivant l'élévation et la phase de la houle

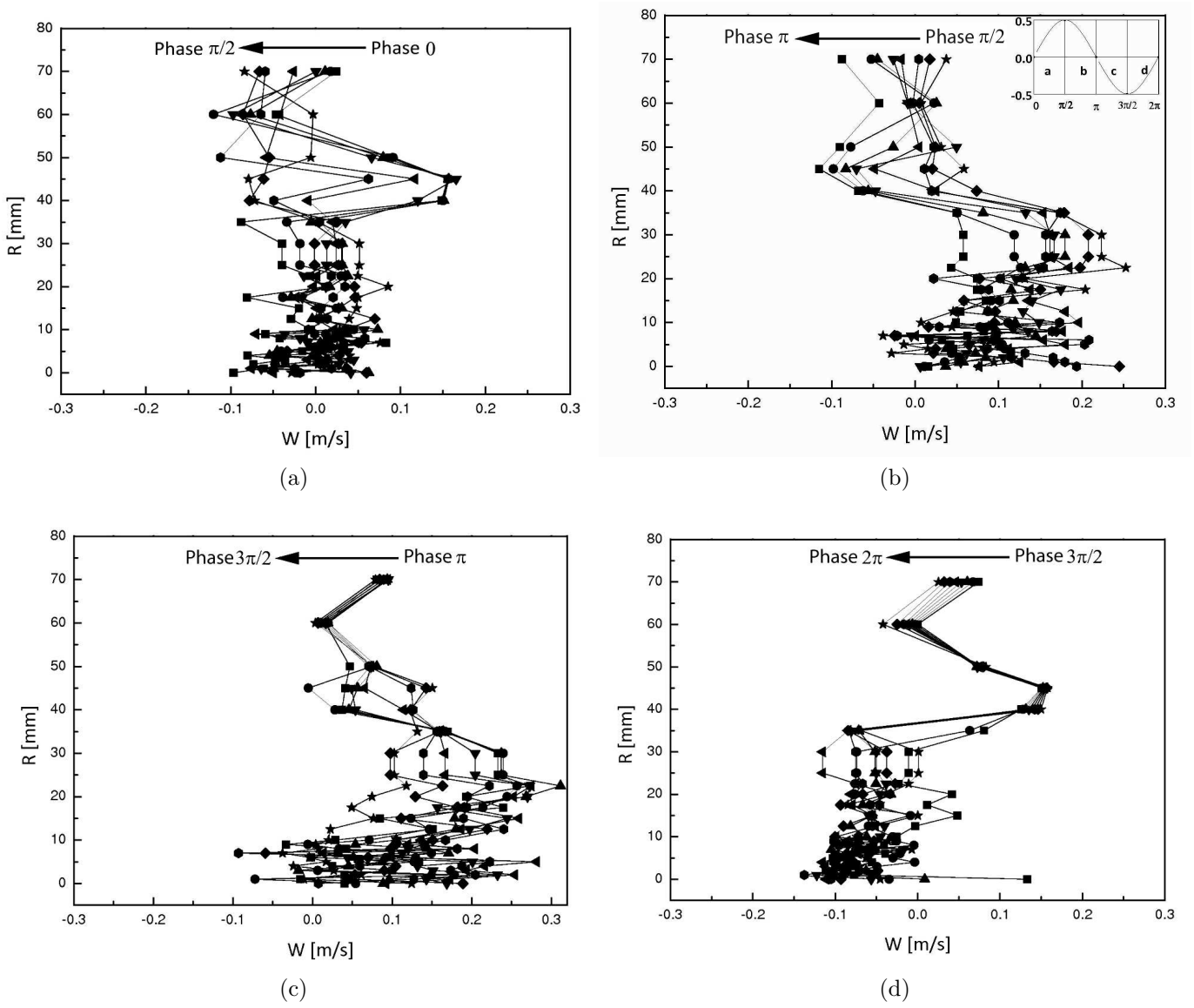


FIG. V.9: Profils instantanés des vitesses transversales suivant l'élévation et la phase de la houle

avec $s = H/L_0$. Afin d'étudier le rapport entre la vitesse mesurée et la vitesse calculée, nous avons représenté ce rapport adimensionnel sur toutes les périodes testées, en fonction du paramètre de cambrure sur les figures suivantes (Figure V.10).

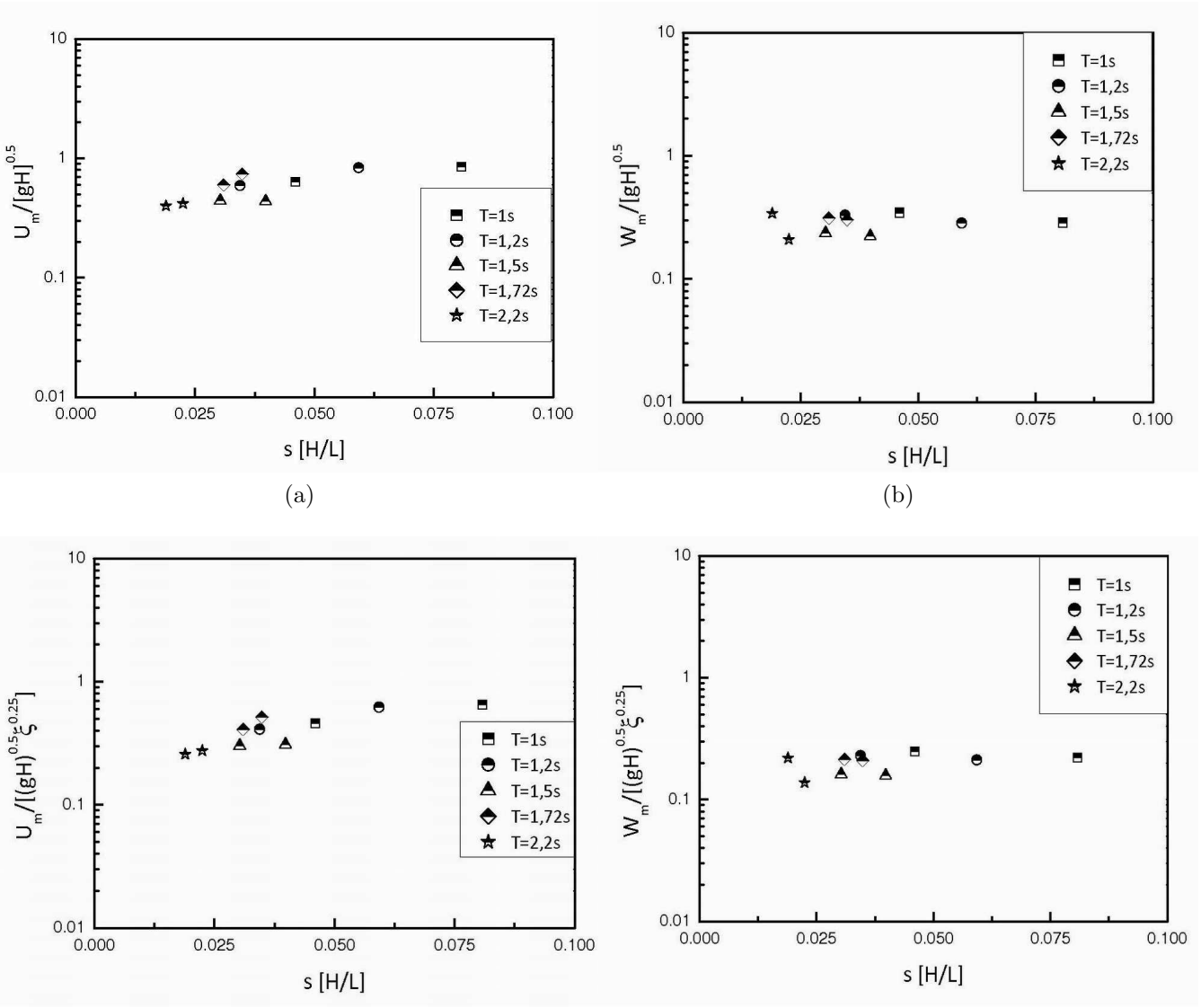


Fig. V.10: Rapport entre les vitesses mesurées et calculées

Une première analyse de ces résultats permet de montrer que :

- pour une période fixée, la valeur maximale de la composante longitudinale de la vitesse mesurée augmente lorsque la hauteur de la houle augmente (cambrure forte). Cette évolution de vitesse est plus remarquable pour les houles courtes (T=1 s et 1,2 s) par rapport à celles de grandes périodes (Figures V.10a-V.10c).

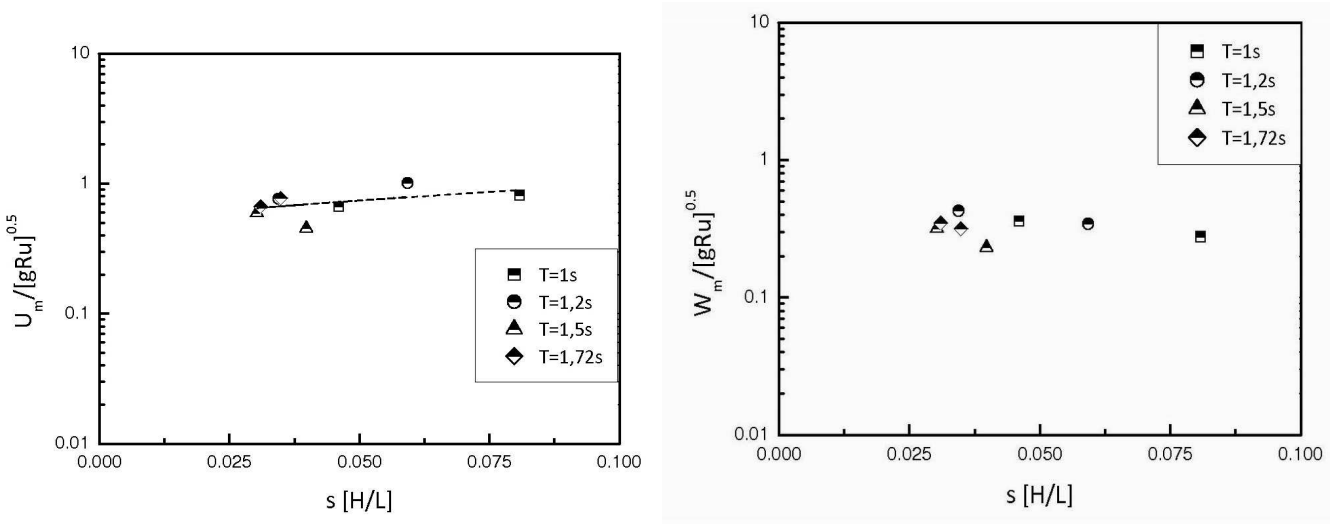
- la valeur des vitesses transversales est moins sensible à la cambrure. Cependant, pour une période fixée, les valeurs maximales de la composante transversale de la vitesse diminuent avec l'augmentation de la hauteur de houle. Ce phénomène est

plus visible pour les houles de grandes périodes (Figures V.10b-V.10d).

Nous remarquons que le rapport adimensionnel des vitesses mesurées et calculées est proche de 1 pour les houles courtes, mais ce rapport est très inférieur à 1 pour les houles longues. Les modèles proposés ne sont valables que dans les conditions de houles courtes. Nous avons cherché une autre expression valable pour tous les cas, quelles que soientles conditions de forçage. Pour corriger la surestimation des vitesses mesurées, on considère que c'est la phase d'ascension qui génére les vitesses maximales. Partant de ce principe, nous pouvons faire l'hypothèse que la vitesse longitudinale est directement reliée au run-up relatif mesuré, soit une expression de la forme :

$$U_{max} = \sqrt{gRu} \tag{V.6}$$

La phase critique d'ascension de la vague est retenue. A l'aide de cette hypothèse, les valeurs de vitesses normalisées sont représentées en fonction de la cambrure de la houle (Figure V.11).



(a) (b)

Fig. V.11: Vitesses longitudinales et transversales mesurées pour différentes périodes testées

En analysant ces données, on constate que le rapport entre les vitesses longitudinales et les vitesses calculées sont remarquablement proches de 1, ce qui montre une bonne corrélation entre la vitesse mesurée et la vitesse modélisée associeée à Ru.

Finalement, l'analyse de ces différents cas met en évidence que les vitesses parallèles sont plus représentatives que les vitesses perpendiculaires. A forte cambrure, les tourbillons sont ramenés vers la carapace. Ce phénomène entraîne une augmentation des vitesses d'écoulement et par conséquent, une augmentation des efforts hydrodynamiques déstabilisateurs agissant sur les blocs. Tout cela montre le bien-fondé de notre approche qui consiste à analyser la stabilité des blocs avec une houle plus cambrée (ξ faible).

V.2 Mesure des efforts sur un bloc situé dans la zone critique

Nous avons réalisé plusieurs séries de mesures d'efforts exercés par l'action de la houle sur un bloc situé dans la carapace. Cette mesure d'effort a été réalisée à la même position que celles des vitesses.
Des mesures de surface libre ont été réalisées à l'aide de trois sondes positionnées comme pour la partie en vélocimétrie : une sonde proche de la butée de pied, une sonde sur la butée et une sonde en bandes cuivrées au point de mesure d'effort. Ces positionnements permettent de connaître les caractéristiques de la houle au large, à l'approche de la digue et au niveau de la zone critique.
Tous les essais sont réalisés en houle régulière. Les caractéristiques de la houle (hauteur et période la houle) sont les mêmes que pour les tests de vitesses (Tableau V.2).

Afin de déterminer les coefficients hydrodynamiques du bloc, les mesures d'efforts ont été réalisées simultanément suivant deux directions : une perpendiculaire à la carapace et l'autre parallèle à la carapace.
Les caractéristiques de nos essais sont synthétisées sur la figure V.12, présentant le paramètre adimensionnel H/L_0 en fonction du paramètre adimensionnel d/L_0, où H est la hauteur de la houle sur la butée de pied, L_0 longueur d'onde au large, et d la profondeur d'eau à la butée de pied.

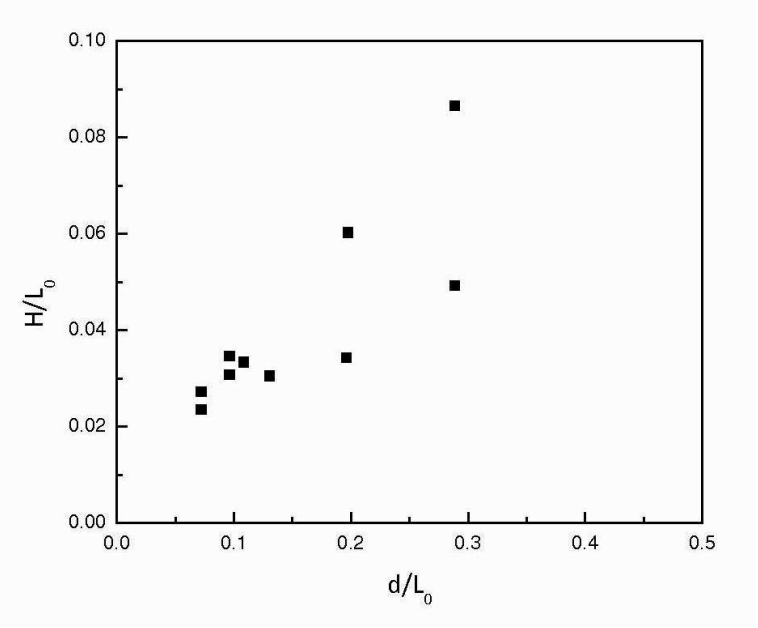


Fig. V.12: Caractéristiques des conditions de houle pour les tests réalisés en houle régulière

iv) Choix de la position du bloc

Théoriquement, la mesure des efforts hydrodynamiques peut se réaliser suivant deux modes différents :

- ◇ soit étudier l'équilibre d'un seul bloc (isolé) en analysant les efforts hydrodynamiques exercés directement sur le bloc ;

◇ soit étudier plusieurs blocs non isolés, en considérant une sorte d'effet de groupe, en imaginant que c'est un ensemble de blocs qui est mobilisé pour résister.

Dans ce travail, nous avons choisi la première méthode pour étudier les efforts hydrodynamiques sur un bloc isolé. Nous avons montré dans le chapitre précédent que le déplacement des blocs avait lieu lorsque les forces déstabilisatrices dépassaient les forces stabilisatrices.

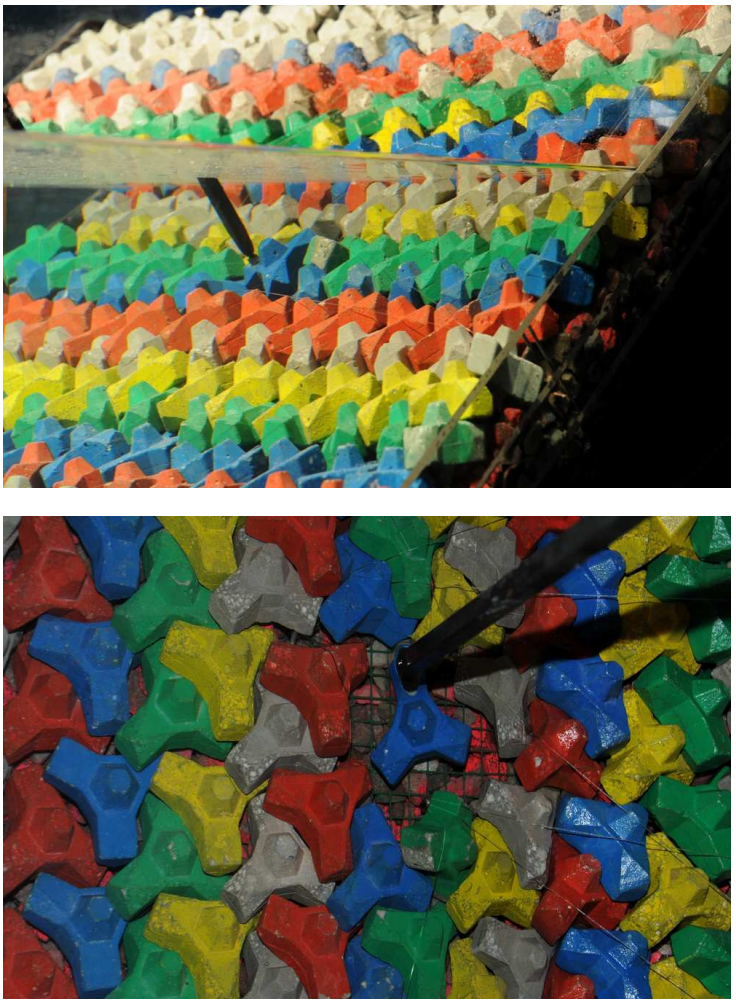


Fig. V.13: Ensemble des blocs au voisinage de celui étudié

Les résultats obtenus ont montré que ces dommages apparaissent dans une zone bien définie, la zone critique, la zone la plus endommagée. Cette zone est située antre $\pm H_s$ par rapport au niveau de l'eau au repos. Dans cette étude, le bloc testé est positionné au centre de la carapace, à -4 cm sous le niveau de l'eau au repos (Figure V.13).

Afin d'exclure tout contact entre le bloc testé et les matériaux de la sous-couche (en cas d'extraction), un filet a été fixé au-dessous du bloc (sur la sous-couche). D'autre part, les blocs voisins sont maintenus avec des filins pour rester stables et les empêcher de sortir de la carapace (du fait qu'ils ne sont plus imbriqués avec le bloc instrumenté) (Figure V.13). Il est important de noter que le test d'effort et le test de vitesse ne sont pas réalisés en même temps afin de ne pas perturber l'écoulement proche du bloc par la balance d'effort.

Le bloc testé a une masse, W=0,080 kg et une masse volumique, ρ_s, de 1600 kg/m^3. Le volume du bloc, V, est 0.000052 m^3(52 cm^3). Les surfaces projetées dans les sens longitudinal et transversal, A_{PH} et A_{PV}, sont égales à 0.0019 m^2 (19cm^2) et 0.0021 m^2 (21cm^2), respectivement.

Il faut porter une attention particulière aux utilisations que divers auteurs font de la force de traînée, de la force de portance et de la force d'inertie. Certains auteurs, dans leur définition de la force de traînée, incluent la force de portance. Il faut aussi préciser qu'en principe, la force de traînée est parallèle à la direction de la vitesse et que la portance est perpendiculaire (normale) à la direction de la vitesse. Toutefois, comme on ne connaît pas bien les directions exactes de l'écoulement, certains auteurs appellent la traînée, la composante de la force hydrodynamique parallèle à la pente et la portance la composante normale au talus.

v) Analyse des mesures d'efforts

A l'aide du traitement des données, nous pouvons montrer les résultats de différentes manières, soient :

- la distribution temporelle des efforts mesurés et de la surface libre ;
- les évolutions des maxima et des minima des efforts adimensionnels ;
- la recherche des coefficients hydrodynamiques à partir des résultats couplés "efforts" et "vitesses".

Dans les parties suivantes, nous allons donc présenter les résultats issus de ces différentes évolutions.

vi) Distribution temporelle des efforts mesurés et de surface libre

La figure V.14 représente l'évolution temporelle de la surface libre et des efforts mesurés, longitudinaux (dénommés "horizontaux" F_H) et transversaux (dénommés "verticaux" F_V) à la carapace, pour la période 1,2 s avec deux amplitudes H=8 cm et 14 cm.

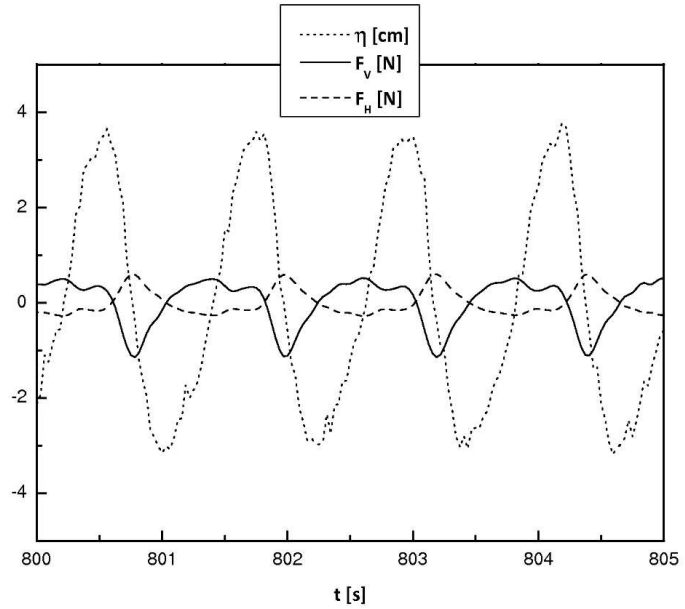
Un effort longitudinal (tangentiel) positif correspond à une sollicitation exercée vers le bas et un effort normal (transversal) positif est orienté vers l'extérieure de l'ouvrage (Figure V.2). Il est important de noter les points suivants :

- l'amplitude des efforts varie très rapidement avec le passage de la houle ; les sollicitations constatées peuvent être dues à l'instabilité des sillages des blocs (et/ou aux vibrations du système composé du bloc isolé et de son support).
- ces efforts sont en général bien corrélés avec la hauteur de houle (un facteur 3 avec une augmentation de 5 cm de hauteurs de houle ;

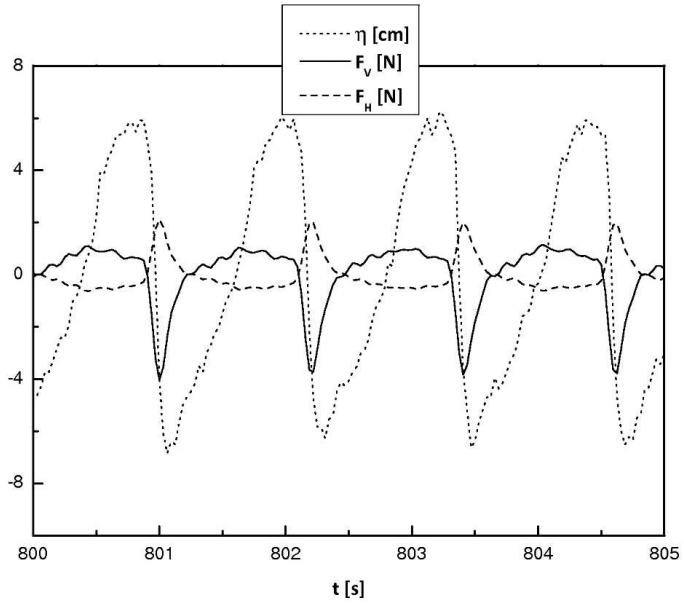
  ◇ Cas de l'effort longitudinal

  - L'effort maximal est obtenu à la descente de la vague à peu près au moment où la surface du plan d'eau croise le niveau de repos.

  ◇ Cas de l'effort transversal



(a) T=1,2s, H=0,08m



(b) T=1,2s, H=0,14m

FIG. V.14: Séries temporelles des efforts F_V et F_H

- L'effort maximal se produit également à la descente de la vague sur la carapace, de façon quasi concomitante avec l'effort maximal longitudinal.

Une attention particulière est portée sur les directions d'efforts avec la surface libre. Pendant la phase de run-down, les efforts sont supérieurs à ceux pendant la phase de run-up. Ce comportement est particulièrement important pour un plan de pose imbriqué. En effet, comme on l'a vu précédemment, des dommages sont initiés par un soulèvement (effet transversal vers la surface libre) des blocs situés à la zone de critique. Ce mouvement est provoqué par les efforts importants dus au run-down.

vii) Calcul des efforts sous forme adimensionnelle

Nous avons évoqué à de multiples reprises le recours à la formule de Morison pour analyser les efforts exercés sur les blocs. L'expression temporelle de la force résulte de la somme d'un terme relatif à l'accélération du fluide et d'un terme se référant au carré de la vitesse. Il convient tout d'abord de faire observer que les grandeurs hydrauliques utilisées dans la formule concernent l'écoulement théorique de base non perturbé par la présence du bloc.

La connaissance de cet écoulement constitue déjà une difficulté puisque les mesures faites portent sur l'écoulement réel avec le bloc en place. Une réponse à ce problème consiste a retenir des valeurs enregistrées un peu à l'écart du bloc dans un voisinage dont on peut considérer qu'il représente mieux l'écoulement général dans lequel vient s'insérer le bloc. Toutefois, dans un environnement où les caractéristiques de l'écoulement varient très rapidement dans l'espace, comme ici à la proximité de la carapace d'une digue à talus, le choix d'une zone jugée représentative peut apparaître arbitraire.

Ensuite, la mise en œuvre de la formule de Morrison requiert la connaissance des accélérations du fluide. Nous considérons qu'il serait trop hasardeux de chercher à obtenir des valeurs faibles sur toute une période de houle. Nous avons plutôt pris le parti de nous intéresser en priorité aux instants où les vitesses des particules est maximale et l'accélération nulle. Ce choix nous permet de ne retenir que le terme en fonction de carré de la vitesse. Enfin, la formule s'applique classiquement dans la direction la vitesse, l'effort de traînée étant parallèle à cette vitesse et la portance lui étant normal. En fait, la direction de la vitesse varie constamment et les coefficients hydrodynamiques varient certainement en fonction de l'inclinaison de l'écoulement par rapport au plan du bloc. Là encore nous avons opté pour une procédure simplifiée en privilégiant les deux directions déjà retenues, c'est -à-dire la parallèle à la pente et sa normale.

En ce qui concerne la direction tangentielle, nous avons donc défini le coefficient suivant :

$$C_H = \frac{F_H}{\frac{1}{2}\rho A_{PH} U_{max}^2} \tag{V.7}$$

Pour les raisons évoquées ci-dessus, nous avons retenu pour U_{max}, la vitesse maximale prise sur le point du profil de mesures où cette grandeur était la plus forte. F_H est l'effort maximal enregistré parallèlement au talus. A_{PH} représente la section s'opposant à l'écoulement dans cette direction. ρ est la masse volumique de l'eau.

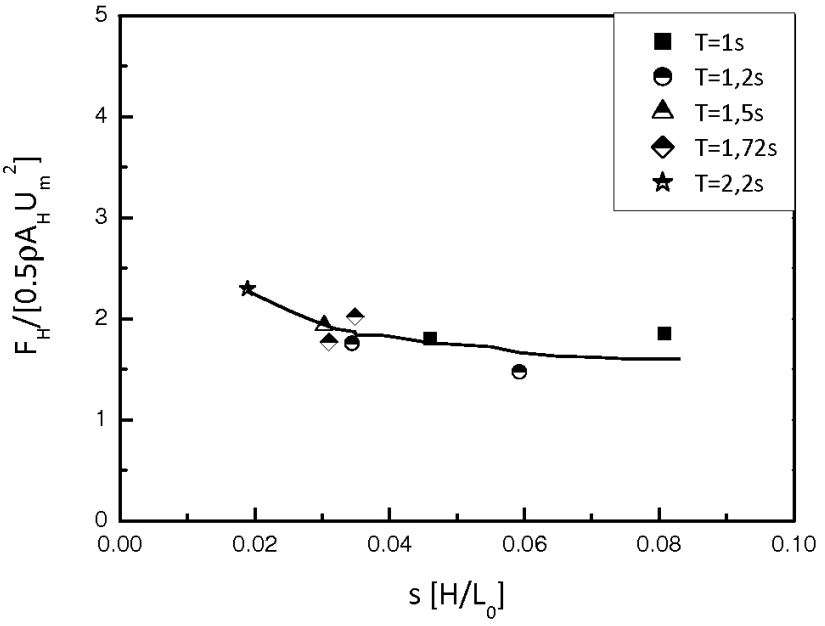
Pour le sens normal à l'écoulement, nous avions la possibilité de garder comme référence la vitesse maximale précédente et considérer que l'effort maximal transversal représentait une force de portance atteignant sa plus forte valeur à un instant voisin de celui correspondant à la vitesse tangentielle maximale. C'est l'option que nous avons retenue, compte tenu des valeurs relativement fortes enregistrées pour les vitesses tangentielles nous avons choisi de relier ces grandeurs à l'effort maximal transversal en définissant le coefficient suivante :

$$C_V = \frac{F_V}{\frac{1}{2}\rho A_{VH} U_{max}^2} \tag{V.8}$$

Par analogie avec la direction précédente, A_{VH} est la section vue par l'écoulement normal au talus et F_V le maximum de l'effort transversal.

Les variations des coefficients définis ci-dessus sont présentés sur les figures V.15a et V.15b, pour l'ensemble des configurations testées. Ces résultats sont présentés pour cinq périodes testées, en fonction du paramètre de cambrure. En analysant ces résultats, plusieurs points apparaissent (Figure V.15) :

- les valeurs de C_H et C_V augmentent de façon relativement intense lorsque la cambrure de houle diminue. Les valeurs maximales normalisées de F_H et F_V ont lieu pour les périodes longues (T=2,2s) et les valeurs minimales pour les périodes courtes (T=1s et 1,2s).



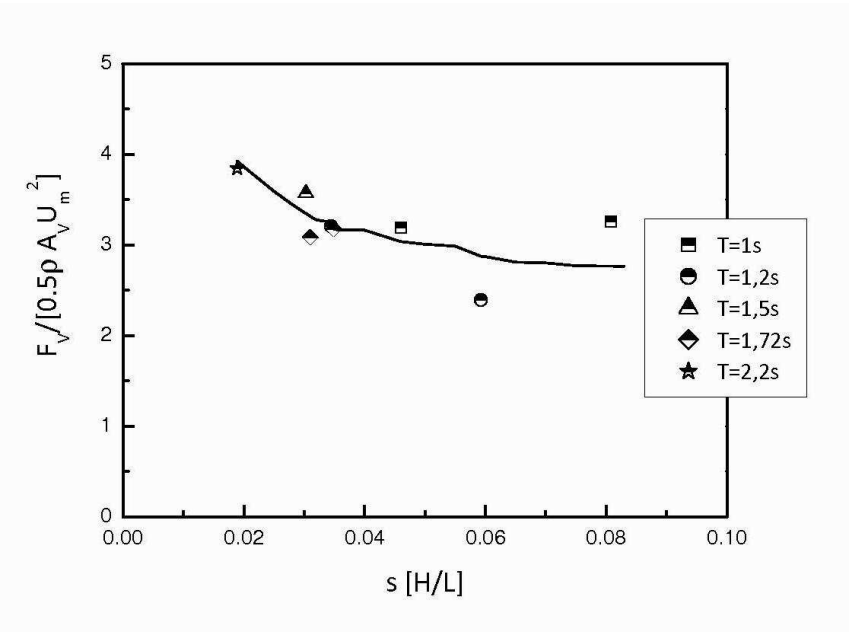


Fig. V.15: Variations des efforts adimensionnés en fonction de la cambrure

- globalement les efforts dans le sens transversal dominent ceux exercés dans le sens longitudinal en particulier pour les cambrures élevées, point décisif et important

pour la stabilité de la carapace.

Un effort d'extraction important est particulièrement défavorable pour la stabilité surtout lorsque l'imbrication, par recouvrement principalement, n'est pas optimisée. Il est aisé de comprendre que les trois autres directions opposées à l'extraction sont beaucoup moins désavantageuses du fait des contacts directs (sous-couche, bloc adjacents). De plus, un effort longitudinal important va générer une résistance accrue (appuis, frottements) à un effort transversal d'extraction. Ce n'est pas le cas dans notre étude pour s>0,05. Ces derniers points sont une piste d'optimisation possible de la stabilité des digues à talus. Nous pensons en particulier qu'un bloc ne doit pas présenter un ratio A_{VH}/V trop faible sous peine de le voir risquer d'être mis en flottaison à la descente des vagues de fortes amplitudes.

viii) Analyse des coefficients hydrodynamiques

La première étude basée sur l'utilisation de la formule de Morison a été réaliseé sur l'effort longitudinal. La détermination des coefficients hydrodynamiques a été effectuée avec la méthode des moindres carrés. Une première analyse des résultats a montré des valeurs négatives de C_D et C_M, ce qui signifie que l'utilisation de cette formule n'est pas bien adaptée pour notre étude. De plus, la majorité des études sur les coefficients

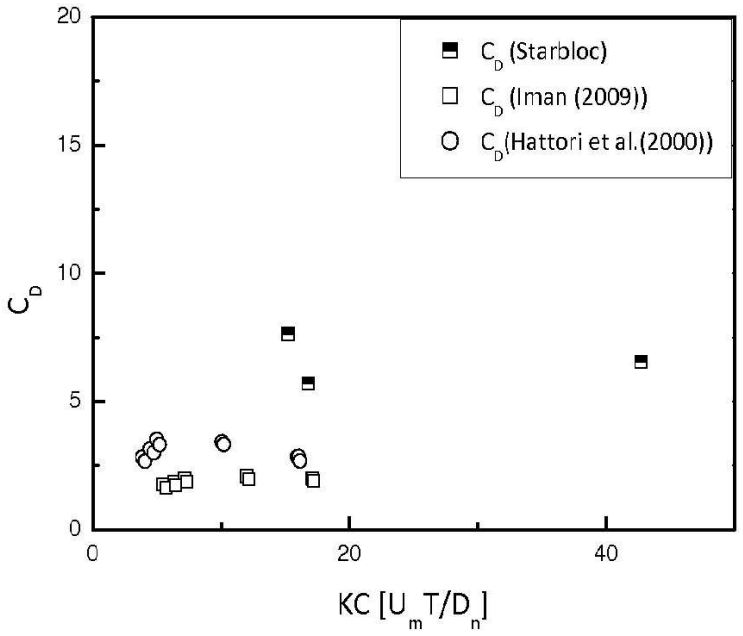


Fig. V.16: Comparaison les valeurs de C_D mesurées avec les valeurs de la littérature

hydrodynamiques ont été effectuées sur une forme simple comme un cylindre. Il existe très peu d'informations dans la littérature sur des méthodes d'analyse d'efforts exercés

par la houle sur un objet complexe ou un ensemble de formes imbriquées comme dans notre cas. Pour cela, nous avons comparé nos résultats avec les travaux réalisés par *Hattori et al.* (1999), et aussi notre travail en 2010 sur un bloc seul (Figure V.16). Il convient de remarquer que les valeurs de C_D mesurée sont sans doute plus élevées par rapport aux résultats de la littérature (valeurs inférieures à 3).

Ce comportement peut s'expliquer par le fait :

- d'un régime très perturbé induit par la géométrie complexe du bloc.
  Les caractéristiques générales de la forme d'un objet peuvent influer sur création des tourbillons. *Sarpkaya et Isaacson* (1981) ont indiqué que la perturbation peut créer des effets de détachements tourbillonnaires, qui contribuent à accélérer la vitesse localement ; ce qui résulte en une augmentation des coefficients hydrodynamiques (surtout la portance). Nos premiers résultats (sur un bloc seul) et aussi le travail de *Hattori et al.* (1999) ont confirmé ce comportement. Néanmoins, on constate que les valeurs de C_D et C_L sont pratiquement toutes inférieures à 3.

- des effets liés aux conditions des vagues (très cambrées), dissymétriques, et surtout pouvant déferler. *Luck et al.* (2004) ont indiqué que les efforts hydrodynamiques peuvent quasiment subir un facteur d'amplification de 2 à 3 dans le cas d'une houle déferlante, par rapport au cas non-déferlant, en associant la forte intensité de turbulence causée par le déferlement. D'ailleurs, les travaux réalisés par *Endresen et Tørum* (1992) et *Yuksel et Narayanan* (1994) ont montré que les valeurs plus élevées des efforts mesurés peuvent être induites par l'intensité de turbulence produite par le déferlement plongeant (les forces mesurées au point de déferlement peuvent atteindre un rapport de 4), ce qui est plus proche de notre cas pour les grandes amplitudes de houle à toutes les périodes testées (effet de l'air emprisonné).

- d'un effet d'"écoulement libre (free flow)" donnant une mauvaise description des efforts.
- des effets de surface
  Susbielles et Bratu (1981) ont montré que les oscillations de la surface libre ont un effet d'impact "slamming" sur un objet situé proche de cette surface libre. Ce phénomène est semblable dans notre cas (zone critique). Cette approche a été ici poursuivie afin d'analyser les coefficients hydrodynamiques.

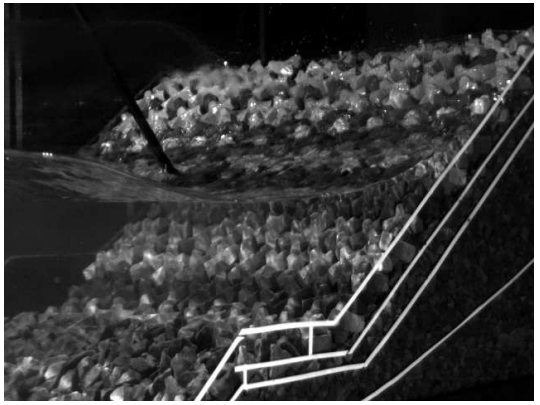
Les premiers tests ont aussi montré que l'on est situé dans la zone où le nombre de Keulegan-Carpenter est supérieur à 15 (Tableau V.2), c'est-à-dire dans une zone où c'est la force de traînée qui est largement prépondérante sur l'inertie. A priori, on n'est pas obligé de considérer la force d'inertie dans l'équilibre du bloc, tant que l'on suppose que l'instant critique correspond aux vitesses maximales. De plus, *Hattori et al.* (1999) a indiqué que pour les valeurs de KC entre 10 et 30, le coefficient d'inertie, C_M, est proche de 1 et C_L varie entre 2 et 5 avec une augmentation du KC.

ix) Effet d'impact "slamming"

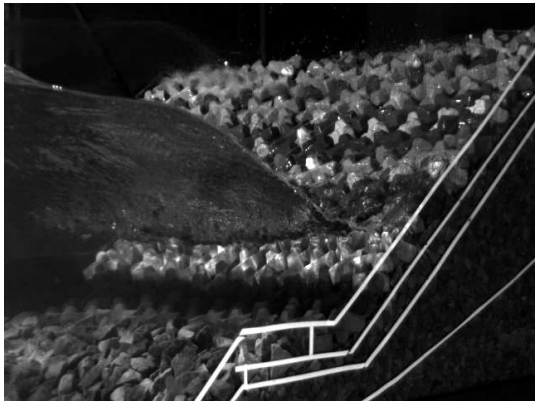
Comme nous avons montré dans la figure V.13, le bloc testé est positionné au voisinage de la surface libre, dans la zone nommée 'zone critique', 4 cm au-dessous du niveau de l'eau au repos. Un phénomène remarquable issu de cette zone immergée est le cycle de couvrement et découvrement des blocs aux phases intermédiaires entre les crêtes et les creux (non pas exactement à ces phases là) (Figure V.17).

La figure V.17 représente une succession d'images extraites lors de l'"attaque" de la

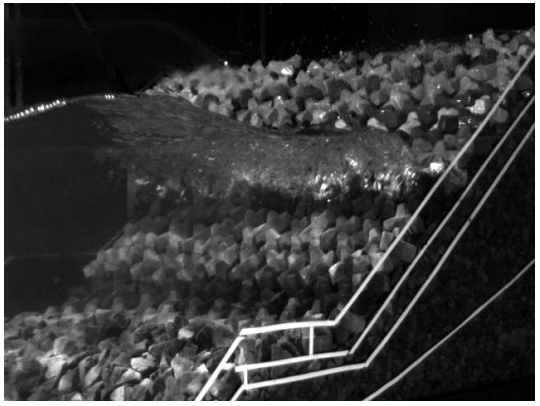
(a) niveau maximal sur la carapace (run-up), t=0s



(b) mouvement du front lors du retrait (run-down), t=0,33s



(c) niveau minimal sur la carapace (run-down), t=0,55s



(d) phase d'attaque de la houle sur le talus, t=0,75s

(e) mouvement du front au moment de l'ascension de vague, t=0,9s

(f) niveau extrême sur la carapace (run-up), t=1,2s

FIG. V.17: Séquence d'agitation du plan d'eau généré par la houle sur la carapace

T (s)	H (m)	s	ξ	Re	KC	C_{SH}	C_{SV}
1	0,077	0,046	3,5	2,07E3	14,71	1,8	3,18
	0,135	0,081	2,64	3,65E3	25,97	1,85	3,25
1,2	0,08	0,034	4,04	1,96E3	16,75	1,75	3,2
	0,137	0,059	3,08	3,7E3	31,55	1,47	2,4
1,5	0,105	0,03	4,31	1,68E3	17,9	1,93	3,57
	0,139	0,04	3,76	1,64E3	17,45	-	-
1,72	0,143	0,031	4,26	2,65E3	32,5	1,77	3,1
	0,162	0,035	4	3,49E3	42,7	2,2	4,08
2,2	0,147	0,019	5,44	1,52E3	21,6	2,3	3,8

Tab. V.3: Paramètres hydrodynamiques de l'étude

houle pour une période T = 1,2 s et H = 14 cm. Ces images ont été capturées à l'aide d'une caméra rapide cadencée à 200 Hz. Il convient de noter que le temps t=0 indiqué sur la première image ne correspond pas au moment où le test a commencé mais il signifie seulement le moment où la houle est arrivée au niveau extrême sur le talus.

En comparant ces photographies, nous observons que :

- l'image (c) correspond au moment où le front est arrivé au niveau minimum sur la carapace. Le bloc est alors découvert ;
- l'image (d) et (e) correspond au moment où le front est dans la phase de run-up. Le bloc est alors recouvert.

Lors de ce processus, la houle peut engendrer un impact sur le bloc ("slamming"), du fait de la présence d'un coussin d'air et de la compressibilité de l'air. *Susbielles et Bratu* (1981) ont indiqué que la force d'impact pouvait être reliée à la cinématique de la houle. En général, l'effort d'impact est exprimé sous la forme suivante :

$$C_{SH} = \frac{2F_{max}}{\rho A U_{max}^2} \tag{V.9}$$

où U_{max} est la vitesse maximale longitudinale, et A_{PH} la surface projetée.

Bea et al. (1999) ont indiqué que le coefficient de slamming varie de $C_{SH} \approx \pi$ à $C_{SH} \approx 2\pi$.

Par la suite, nous avons focalisé notre analyse en appliquant l'hypothèse du "slamming", pour calculer les coefficients C_{SH} et C_{SV} à partir des données de nos mesures expérimen
-tales. On constate éffectivement que les valeurs de C_{SH} et C_{SV} présentées dans la partie vii), calculées à partir des efforts et des vitesses maximums, ont les mêmes valeurs recherchées pour C_{SH} et C_{SH}.

Le tableau V.3 représente les valeurs de C_{SH} et C_{SV} mesurées pour toutes les configurations testées, avec les paramètres expérimentaux. L'évolution des coefficients de "slamming" est aussi présentées sur la figure V.18, en fonction du nombre de Keulegan et Carpenter ($KC = U_m T/D$). On peut constater que :

L'analyse de ces résultats fait apparaître les points particuliers suivants :

- les valeurs de C_{SH} diminuent avec l'augmentation du nombre de KC, ce qui est confirmé par la littérature comme *Hariprasad et al.* (2005). Cependant, la diminution est assez faible sur une gamme assez large de KC.
- concernant les valeurs de C_L, on remarque la même allure que celle de C_{SH}, soit une

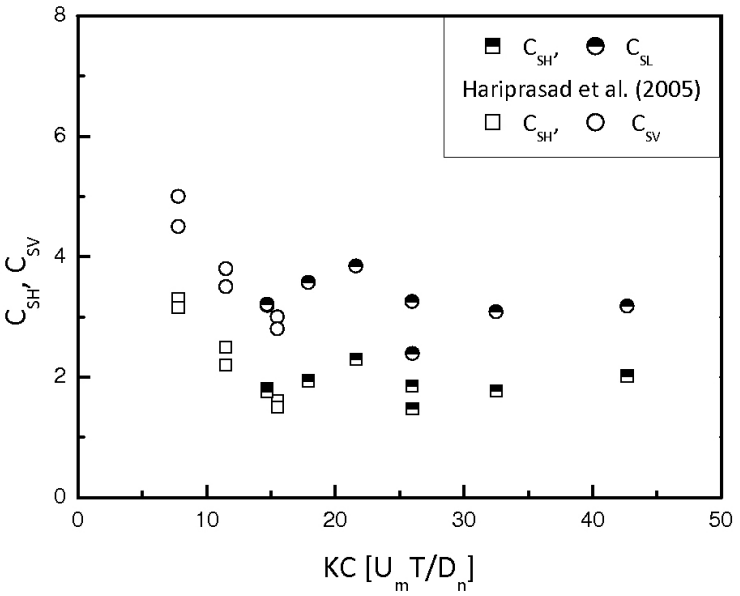


FIG. V.18: Coefficients de "claque" ("slamming") en fonction du nombre de Keulegan-Carpenter KC

diminution de C_{SV} en augmentation du KC. Ce mécanisme est semblable avec les résultats de *Hariprasad et al.* (2005). On remarque que cette diminution progresse rapidement avec une augmentation du KC.

- on remarque aussi que les valeurs de C_{SV} et C_{SH} deviennent quasiment constantes pour les valeurs supérieures de $KC > 30$.

V.3 Conclusion

Deux campagnes de mesures ont été menées qui ont nous permis d'étudier les paramètres hydrodynamiques d'un bloc isolé placé sur la carapace :

◇ une première campagne a permis d'apporter un certain nombre de résultats expérimen -taux nouveaux concernant le champ de vitesses d'écoulement proche de la carapace suivant deux directions ;

◇ une deuxième campagne a permis l'étude de la nature des efforts hydrodynamiques subis par un bloc, et enfin calculer les coefficients hydrodynamiques associés.

Les deux campagnes d'essais ont été réalisées pour certaines conditions expérimentales effectuées dans le chapitre précédent, l'intérêt principal étant le moment critique lors de l'intabilité de la carapace.

Les principales conclusions tirées des premières analyses sont résumées par les points suivants :

◇ l'étude de l'évolution temporelle des vitesses permet d'affirmer que la vitesse parallèle au talus est bien plus représentative que la vitesse normale, malgré une forte perturbation de la vitesse tangentielle. En effet, si la porosité de la carapace est très forte la vitesse normale est sans doute plus forte que si la carapace est fermée. En revanche, une carapace fermée va conduire à des sous-pressions et donc des efforts

normaux importants, alors que la vitesse normale pourra être réduite. Il s'agit donc d'une configuration qui se prête bien peu à l'utilisation de la formule du Morison dans le sens transversal ;

- ◇ en supposant que la vitesse longitudinale est liée à la hauteur de la houle, on constate une non-linéarité du phénomène (périodes 1,5 s et 2,2 s) ;
- ◇ il a été mis en évidence que les distributions des vitesses U et W font ressortir trois régions distinctes :
  - • une zone proche de la carapace $R < D_n$ avec un gradient de vitesse élevée ;
  - • une zone fortement cisaillée R $\approx D_n$;
  - • une zone dominée par les effets de surface libre (aération, turbulence, ...).
- ◇ la variation des vitesses maximales longitudinales et normales sur la carapace est très différente selon l'amplitude de la houle. Pour toutes les périodes testées, dans le cas de petite amplitude, la vitesse maximale, U_m se trouve dans une zone de $R = (0,466 - 0,53)D_n$. Dans le cas d'une grande amplitude, l'intervalle est plus éloigné de la carapace, $(0,53 - 0,93)D_n$. Les vitesses normales maximales se situent toujours au voisinage du bloc, où $R = 0,27D_n$. ;
- ◇ l'analyse des résultats nous a permis de présenter une nouvelle proposition théorique de la vitesse tangentielle maximale dépendant du run-up

$$U_{max} = \sqrt{gR_u} \tag{V.10}$$

L'analyse des efforts hydrodynamiques permet de mettre en évidence les points importants suivants :

- ◇ on constate un comportement semblable de l'amplitude maximum des efforts longitudinaux et transversaux avec l'amplitude de la houle, une intensité des efforts avec diminuation de l'amplitude de la houle ;
- ◇ suivant les tests réalisés, l'effort transversal est prédominant sur l'effort longitudinal. Ces résultats sont cohérents avec les résultats concernant la stabilité de la carapace, pour laquelle le début des dommages est initié avec un soulèvement des blocs situés dans la zone critique ;
- ◇ du fait du déferlement de la houle et aussi de l'effet d'impact ("slamming") subi sur un objet situé en faible profondeur, il existe un facteur d'amplification entre 3 et 4 pour les coefficients hydrodynamiques, par rapport à une houle non déferlante et en grande profondeur.

Chapitre VI

Conclusion et perpectives

La principale faiblesse des blocs performants (Accropode, Xbloc,...) de carapace est le risque de rupture du matériau. Il s'agit de béton non armé. Nous pensons que le mode de rupture le plus courant est la fatigue du matériau des blocs soumis à des oscillations. La mise en oscillation des blocs est le type de mouvement qui intervient le premier sur une carapace, c'est-à-dire celui qui s'opère avec des intensités de houle les plus faibles. Certains blocs sont susceptibles à l'oscillation lorsqu'il ne présente pas une assise satisfaisante. Leur configuration les conduit à passer d'un équilibre à un autre sous l'effet de forces relatives faibles.

Nous avons considéré que plus un bloc possédait de pattes et plus le nombre d'équilibres possibles était important et donc plus ces équilibres étaient "proches", c'est-à-dire moins les efforts à mobiliser pour les faire passer d'un équilibre à l'autre étaient importants. Ainsi, pour limiter les risques d'oscillations, il fallait que les appuis du bloc soient situés le plus loin possible les uns des autres. On en est arrivé naturellement à choisir le bloc à 3 branches. Notre bloc présente toutes les caractéristiques géométriques recherchées. En effet, les pattes sont suffisamment volumineuses pour assurer un recouvrement conséquent sans exiger une précision de pose excessive. Les indentations du bloc, c'est-à-dire les espaces entre les pattes sont également d'une dimension adéquate pour accueillir aisément les pattes ou les recouvrements de pattes des blocs voisins.

Le but de cette étude était de découvrir les qualités et les défauts du bloc à trois pattes ("**Starbloc**").

Pour mener cette étude, on a poursuivi une démarche basée sur trois parties :

- exploitations des éléments techniques ;
- modélisations du bloc et de différents plans de pose à l'aide d'un logiciel DAO ;
- expérimentations en canal à houle.

Par la suite, nous présentons les résultats obtenus pour chaque partie.

∗ **Phase d'exploitations des éléments techniques**

A la vue de la dispersion des résultats enregistrés pour la stabilité des blocs en fonction du type de disposition, on a proposé une nouvelle grille d'analyse des performances des principaux types des blocs se distinguant par leur nature de pose, soit :

- sans plan de pose comme avec les enrochements naturels ;
- avec plan de pose. C'est le centre de gravité du bloc qui est précisé, mais l'orientation dans l'espace du bloc peut-être aléatoire.
- pose unique ou à orientation définie. Ce sont les blocs qui sont serrés les uns contre les autres comme le "Shod" et le "Cob".

La phase suivante a logiquement été consacrée à retrouver l'origine des formulations que proposent les différents auteurs, c'est-à-dire les calculs réels et les hypothèses choisies. L'exploitation des éléments techniques recueillis a permis de proposer de nouvelles formulations d'analyse d'équilibre des blocs de carapace soumis à l'action de la houle. Ces formulations ont été concrétisées par des formules modifiées de stabilité de ces blocs vis-à-vis du dommage de carapace :

$$\frac{H}{\Delta D_n} = \sqrt[3]{K_D cot\alpha} \tag{VI.1}$$

avec $K_D = 3,4C^3\left(s_0\right)^{3/4}$.

∗ **Phase de modélisation de placement de blocs en laboratoire**

Avec une meilleure compréhension de la performance des divers blocs, la première phase de cette thèse est la modélisation de la forme du bloc avec un logiciel DAO afin de connaître les caractéristiques géométriques de notre bloc (épaisseur, coefficient d'épaisseur,...).
D'autre part, cette modélisation a permis d'étudier divers modes de placement de blocs afin de comparer les différents plans de pose dans des représentations virtuelles en trois dimensions et un modèle réduit.

Cette technique, a permis d'étendre l'analyse géométrique afin d'obtenir des valeurs de référence concernant les porosités surfaciques ou volumiques suivant l'épaisseur de la carapace. Cette étude montre que la porosité surfacique est aussi un paramètre critique sur le comportement des écoulements au sein de la carapace poreuse. Cela incite à penser que c'est la surface de moindre porosité qui détermine les différentiels de pressions les plus dommageables pour la stabilité des blocs considérés sous l'angle des sous-pressions générées par les défauts de perméabilité.

Ces considérations montrent également que deux paramètres jouent dans des sens opposés. Un fort enchevêtrement est favorable à la performance du bloc. En revanche, il peut conduire, à un certain niveau, à "fermer" la surface, à contrarier les écoulements au travers de la carapace et à exposer cette dernière à des sous-pressions.

∗ **Phase d'expérimentation en canal a houle**

Le niveau de performance des blocs en termes de stabilité est conditionné par la qualité d'imbrication des éléments induits par le plan de pose. Généralement, les plans de pose ne définissent que la position en plan des centres de gravité des blocs. L'orientation des blocs ainsi que la nature de leur contact est aléatoire. Ce caractère aléatoire des configurations de pose se traduit malheureusement par une forte dispersion des performances des blocs, qu'il s'agisse de la stabilité des éléments ou des franchissements de la carapace.

Ce problème est particulièrement délicat dans la mesure où la qualité de la conception d'un ouvrage de projet d'envergure est en règle générale mesurée, par des tests préalables, sur modèle réduit. Or, avec des plans de pose aléatoires, les orientations des blocs sur l'ouvrage réel et leurs imbrications respectives seront forcement très différentes de celles ayant servi de référence pour les tests pratiqués sur modèle réduit, limitant de ce fait grandement la fiabilité de ces études préalables à la réalisation.

Pour pallier cette difficulté majeure, le bloc proposé a aussi été conçu pour permettre

une pose rangée. Cela signifie que la pose peut être exécutée dans un mode où, non seulement la pose du centre de gravité de chaque bloc est précisée, mais aussi son orientation dans l'espace est définie. De tous les modes d'imbrication possibles, nous avons considéré que le recouvrement partiel des blocs deux à deux constituait une des meilleures dispositions à retenir.

En effet, le plus souvent, les blocs de carapace sont simplement juxtaposés, calés par leurs voisins, l'imbrication étant améliorée, dans les meilleurs des cas, par les éventuelles insertions des protubérances des uns dans les échancrures des autres. Avec un recouvrement partiel systématique des blocs, la liaison entre les divers éléments est bien de meilleure qualité. En effet, les mouvements potentiels dans toutes les directions d'un bloc particulier sont directement contrariés par le poids du, ou des blocs de recouvrement. Par ce mécanisme, les sollicitations agissant sur un élément sont réparties, de proche en proche, sur l'ensemble des éléments lui étant, dans une certaine mesure, reliée.

Le premier résultat réalisé sur le bloc initial obtenu en houle irrégulière a montré que :

- la pose du bloc est relativement aisée (2 règles), comparativement aux autres plans de pose testés (mixte, tressé,...),
- l'efficacité de cet assemblage en termes de stabilité est satisfaisante (performance très élevée), grâce à une bonne imbrication entre les blocs,
- les couches filtres sont mieux protégées,
- en ce qui concerne les paramètres hydrauliques, le run-up et le franchissement restent élevés. En effet, ce type d'assemblage conduit à fermer la carapace, l'eau ne la traverse donc pas correctement, et la porosité de surface de la carapace ne compense pas ce phénomène.

On a remarqué que l'optimisation géométrique dépend largement du plan de pose privilégié. Sur ce principe, la démarche d'optimisation de bloc a été envisagée sur le plan de pose "rangé" en ouvrant la surface. L'idée est de chanfreiner (biseauter) les pattes pour obtenir une surface de contact entre deux pattes et ainsi une ouverture de drainage (Figure VI.1).

En biseautant les arêtes du bloc, on crée une surface inclinée sur laquelle vient s'appuyer le bloc voisin ce qui permet également de ménager une ouverture entre les deux blocs afin de faciliter les écoulements de part et d'autre de la carapace. D'ailleurs, ces espacements permettent de limiter le risque de formation des sous-pressions et conduisent à une porosité supérieure (plutôt porosité surfacique).

Les améliorations apportées par les blocs modifiés sont multiples (quelques points positifs des blocs chanfreinés) :

- auto-positionnement des blocs lors de la pose ;
- densité de pose moins élevée (blocs plus éloignés) ;
- centre de gravité plus bas dans la carapace ;
- un plus grand nombre d'emboîtements possibles.

Malgré ces points positifs, les blocs 'entrent' davantage dans la carapace à cause des chanfreins, et ainsi le nez du dessous touche parfois la sous-couche créant un point pivot résultant en une instabilité accrue.

Un plan de pose constitué de blocs biseautés a donné des résultats satisfaisants en termes de stabilité. En revanche, les performances en termes de franchissement restent

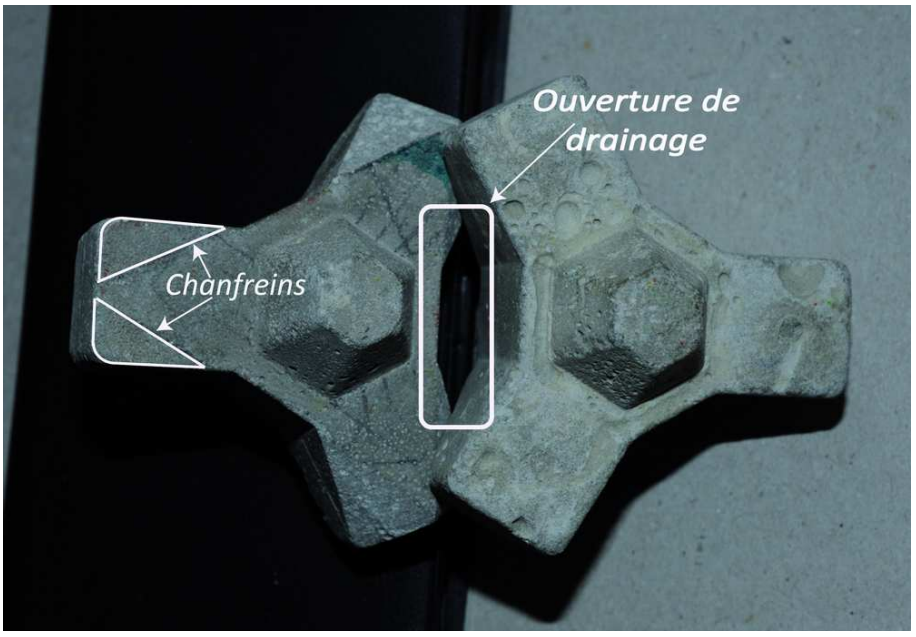


Fig. VI.1: Imbrication de deux blocs modifiés montrant l'apport des modifications

encore à améliorer.
D'autres remarques peuvent être établies à partir des résultats expérimentaux :

- le dommage a lieu pratiquement toujours dans la zone "active", une section délimitée par une bande de $\pm H_s$;
- on observe une rupture de carapace très rapidement après l'apparition du début des dommages. C'est pourquoi, le critère de début de dommages est un critère crucial pour les blocs posés en mono couche.

Par la suite, nous nous sommes également intéressés, d'une part à étudier les champs de vitesses (2D) de l'écoulement sur une digue à talus soumise à la houle, et d'autre part de mesurer les efforts hydrodynamiques subis par un bloc isolé . La Vélocimétrie Doppler Laser étant une technique assez délicate à mettre en place, nous avons séparé l'acquisition des efforts sur un bloc de ces mesures de vitesses.

Deux instants critiques apparaissent particulièrement. Le premier, au maximum de la vitesse de run-down au moment où la traînée est maximale. Le second, à la montée de la vague, lorsque le champ de vitesse a tendance à faire "flotter le bloc".

L'analyse de ces mesures permet de faire un certain nombre de remarques :

- le champ de vitesses est loin d'être uniforme autour du bloc. Les vitesses sont d'autant plus fortes qu'on se situe près de la surface externe de la carapace.
- on peut corriger la formulation concernant la vitesse longitudinale proposée par Hudson en vérifiant grâce aux mesures que :

$$U_{max} = \sqrt{gRu} \tag{VI.2}$$

Une première analyse des efforts montre les incertitudes relatives aux coefficients hydrodynamiques de l'équation de Morison, pour le cas :

– d'un fond en pente et perméable ;
– de la proximité du point de déferlement ;
– du voisinage de la surface libre.

Pour traiter ces cas, on propose d'utiliser la méthode proposée par *Kaplan* (1976) et *Faltinsen et al.* (1977), incluant un effet d'impact ("slamming").
Une illustration des résultats basés sur cette hypothèse a été donnée pour les coefficients de slamming C_{CV} et C_{CH}. Nous montrons qu'une approche basée sur cette méthode, plus représentative de la dissymétrie de l'écoulement, est plus satisfaisante pour les calculs d'efforts.

Perspectives

En termes de perspectives, il sera intéressant de poursuive :
– l'optimisation de la forme des blocs.

Les résultats montrent que la pose conduit à des coups de bélier ("slamming") lors du déferlement. Pour limiter ce risque, il y aurait toujours la possibilité de ménager des rainures dans le sens longitudinal des pattes ou de recouvrir les surfaces en contact de petites excroissances. Le frottement s'en trouverait peut-être amélioré et l'eau pourrait circuler entre les blocs.

Afin de réaliser une pose avec ce type de blocs, il serait nécessaire de réduire la hauteur du nez inférieur qui pénalise la réalisation d'un contact appuyé bloc sur bloc. On pourrait régler cette difficulté en supprimant le nez inférieur mais, dans ce cas, la rugosité sera atténée, diminuant par les performances en matière de franchissement.

– l'analyse des sous-pressions au-dessous de la carapace

Un des aspects très important concernant la stabilité des blocs de carapace concerne les "sous-pressions" qui peuvent se développer sous les blocs lorsque l'assemblage de ces derniers conduit à fermer l'interface entre la carapace et son support en enrochements. Quelques mesures de pression interstitielle ont déjà été réalisées dans ce sens.

– l'adéquation de la formule de Morison

En ce qui concerne la zone critique (±Hz), l'analyse des efforts hydrodynamiques n'est pas applicable par la méthode simple de Morison, et il nécessaire de reconsidérer les processus physiques (méthode appliquée dans le déferlement, ...) pour déterminer les coefficients hydrodynamiques.

Bibliographie

Ahrens, J. P. (1981), Irregular wave runup on smooth slopes, *CETA No. 81-17, US Army Corps of Engineers, Coastal Engg. Rsearch Center, Fort Belvoir, VA*. 29

Ahrens, J. P., et M. S. Heimbaugh (1988a), Approximate upper limite of irregular wave runup on riprap, *Technical Report CERC-88-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS*. 35

Ahrens, J. P., et M. S. Heimbaugh (1988b), Irregular wave runup on riprap revetments, *J. of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Reston, VA*, *Vol. 114 (4)*, pp. 524–530. 149

Airy, G. B. (1845), On tides and waves, *In Encyclopedia Metropolitan, London*, pp. 241–396. 10

Allsop, N., et S. Hettiarachchi (1988), Reflections from coastal structures, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 21th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, June 20-25, Coata del Sol-Malaga, Spain*, *Vol. 1*, pp. 782–794. 45, 142, 163

Allsop, N., A. Bradbury, A. Poole, T. Dibb, et D. Hughes (1985), Rock durability in a marine environment, *Report SR 11, Hydraulics Research, Wallingford*. 29

Allsop, N. W. (1990), Reflection performance of rock armoured slopes in random waves, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 22th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, July 2-6, Delft, The Netherlands*, *Vol. 2*, pp. 1460–1472. 45

Aminti, P., et L. Franco (1988), Wave overtopping on rubble mound breakwaters, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 21th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, June 20-25, Coata del Sol-Malaga, Spain*, *Vol. 1*, pp. 770–781. 35

Battjes, J. A. (1974), Surf similarity, *Proc. 14th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, June 24-28, Copenhagen, Denmark*, pp. 466–480. 15, 43

Bea, R. G., T. Xu, J. Stear, et R. Ramos (1999), Wave foces on decks of offshore platforms, *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, *Vol. 125*. 201

Benoît, M. (1994), Réflexion de houle en incidence oblique sur une digue à talus, *Tome 2 : comparaison de différentes méthodes de mesure et d'analyse de réflexion. Deuxième partie : examen de l'apport des méthodes d'analyse de houle multidirectionnelle. Rapport EDF-LNH HE-42/94/036/A*. 142, 164

Benoît, M., et C. Teissen (1994), Laboratory study of breakwater reflection-effect of wabe obliquity, wave steepness and mound slope, *International Symposium : Waves-Physical and Numerical Modelling*, *Vol. 2*, pp. 1021–1030. 45

Besley, P. (1999), Overtopping of seawalls : design and assesment manual, *Report W178, Environment Agency, Bristol.* 39

Bonnefille, R. (1992), *Cours d'hydraulique maritimes*, Masson. 21, 219

Bradbury, A. P., N. W. Allsop, et R. V. Stephens (1988), Hydraulic performance of breakwater crown walls, *Report No. SR146, Hydraulics Research, Wallingford, UK.* 35

Briganti, R., J. W. Van der Meer, M. Buccino, et M. Calabrese (2004), Wave transmission behind low-crested structures, *Dans : J. A. Melby (ed), Proc. 4th Int. Coastal Structures Conf., Portland, OR, 26-30 Août 2003. ASCE, Reston, VA.* 42

Broderick, L., et J. P. Ahrens (1982), Rip-rap stability scale effects, *Technical Paper 82-3, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.* 59

Bruce, T., J. W. Van der Meer, L. Franco, et J. M. Pearson (2009), Overtopping performance of diffrenet armour units for rubble mound breakwaters, *J. of Coastal Enginerring*, *Vol. 56*, pp. 166–179. 152, 154, 170, 221

BS 6349, B. S. I. (1991), Maritime structures, part 7 : Guide to the design and construction of breakwaters, *British Standard Institution.* 24

Burcharth, H. F., et S. A. Hughes (2000), *Coastal Engineering Manual, Fundamentals of Design*, Part VI, to be published by Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers,Vicksburg, USA. 60, 225

Burcharth, H. F., M. Christensen, M. Jensen, et P. Frigaard (1998), Influence of core permeability on accropode armour layer stability, *Proc. Coastlines, Structures and Breakwaters, ICE, London.*, pp. 34–45. 22

Burcharth, H. F., Z. Liu, et P. Troch (1999), Scaling of cire material in rubble mound breakwater model tests, *Proc. 5th Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC V), Cape Town, South Africa.* 90, 223, 227, 229

Carlier, M. (1972), Hydraulique générale et appliquée, *Paris, Eds Eyrolles.* 235

CEM (2002), Coastal Engineering Manual (CEM), *In U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississipi, USA.* 15, 23, 36, 225

CETMEF (2007), Guide enrochement : L'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques. 13, 14, 18, 19, 22, 25, 28, 29, 30, 32, 34, 40, 42, 43, 47, 52, 58, 59, 60, 61, 140, 146, 175, 219, 225, 231, 232

Chevalier, C. (2000), Action de la houle sur un cylindre immergé en zone côtière, *Thèse de doctorat, Université de Caen.* 80

CIRIA/CUR (1991), Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, *CUR/CIRIA Report 154/83, Gouda/Londres.* 24, 41

Daemen, I. F. R. (1991), Wave transmission at low-crested breakwaters, *MSC Thesis Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft, The Netherlands.* 41

Daemrich, K. F., et W. Kahle (1985), Schutzwirkung von unterwasserwellenbrechern unter dem einfluss unregelmassiger seegangswellen, *Internal report Heft 61 Franzius Institut fur Wasserbau und Kusteningeneurswesen, Germany.* 41

Dai, Y. B., et A. M. Kamel (1969), Scale effect tests for rubble mound breakwaters, *Research Report H69-2, U.S. Army Eng. Waterways Experiment Station Corps of Eng., Vicksburg.* 164, 165

d'Angremond, K., J. W. Van der Meer, et R. G. de Jong (1996), Wave transmission at low-crested structures, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 25th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, Orlando, Florida, September 2-6*, pp. 2418–2427. 42

Davidson, M. A., P. A. Bird, G. N. Bullock, et D. A. Huntley (1994), Wave reflection : Field measurements, analysis and theoretical developments, *Proc. of Coastal Dynamics '94, American Society of Civil Engineers*, pp. 642–655. 45

De Rouck, J., P. Troch, B. Van de Walle, M. R. A. Van Gent, L. Van Damme, J. De Ronde, P. Frigaard, et J. Murphy (2001), Wave run-up on sloping coastal structures : prototype measurements vesus scale model tests, *Costlines, Structures and Breakwaters 2001 Conference, London,*. 146

De Rover, R. (2007), Breakwater stability with damaged single layer armour units, Master's thesis, Faculty of Cvil Engineering and Geoscience, Delft University of Technology. 119

EDF-LNH (1987), Le dimensionnement des digues à talus, *Collection des études et recherches No. 64. Eyrolles Ed, Paris*, p. pp. 172. 57

Endresen, H. K., et A. Tørum (1992), Wave forces on a pipeline through the surf zone, *J. of Coastal Engineering*, *Vol. 18*, pp. 267–281. 199

EurOtop (2007), *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures : Assessment Manual*, Environment Agency (UK), Expertise Netwerk Waterkeren (NL), Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (DE). Authors : T. Pullen, N. W. H. Allsop, T. Bruce, A. Kortenhaus, H. Schüttrumpf, J. W. Van der Meer. 31, 33, 38, 39, 170, 185, 219, 225

Faltinsen, O., KjarlandO., A. Nottveit, et T. Vinje (1977), Water impact loads and dynamic response of horizontal circular cylinders in offshore structures, *Offshore Technology Conf. Proc.* 209

Forchheimer, P. (1901), Wasserbewgung durch bodem, *Z. Ver. Deutch. Ing.*, *Vol. 45*, pp. 1782–1788. 231

Franco, L., M. de Gerloni, et J. W. Van der Meer (1994), Wave overtopping on vertical and composite breakwaters, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 24th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, 23-28 Octobre, Kobe, Japan*, *Vol. 1*, pp. 1030–1045. 36

Gerstner, F. (1802), Theorie die wellen, *Abhandlungen der Konigichen Bohmischen Gesellschaft der Wissenschaften, Prague, Czechoslovakia.* 10

Goda, Y., et Y. Suzuki (1976), Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments, *Proc. 15th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, Honolulu, HI*, pp. 828–845. 66, 67

Hariprasad, V., S. Neelamani, et R. Sundaravadivelu (2005), Slammin-horizontal circular members in intertidal zone, *In Hydrodynamics VI-Theory and Applications*, pp. 547–553. 201, 202

Hasselmann, K., T. P. Barnett, E. Bouws, H. Carlson, D. E. Cartwright, K. Enke, J. A. Ewing, H. Gienapp, D. E. Hasselmann, P. Kruseman, A. Meerburg, P. Müller, D. J. Olbers, K. Richter, W. Sell, et H. Walden (1973), Measurements of wind-wave growth et swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP), *Deutschen Hydrographischen Zeitschrift, Reihe A (8°), No. 12.* 11, 12

Hattori, M., E. Yauchi, et Y. Kasahara (1999), Hydraulic stability of armor units in single cover layer, *Proc. Coastal Structures*, pp. 169–174. 57, 199

Hebsgaard, M., P. Sloth, et J. Juhl (1998), Wave overtopping of rubble mound breakwaters, *Dans : B L Edage (ed), Proc. 26th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, 22-26, Copenhagen, Danmark,*, pp. 2235–2248. 36

Hedges, T. S., et M. T. Reis (1998), Random wave overtopping of simple sea walls : a new regression model, *Proceedings ICE : Water, Maritime and Energy*, *Vol. 130 (1)*, pp. 1–10. 36

Hudson, R. (1953), Wave forces on breakwaters, *Transaction American Society of Civil Engineers, ASCE,*, *Vol. 118*, pp. 653–674. 134, 135, 221

Hudson, R. (1958), Design of quarry-stone layers for rubble mound breakwaters, *Waterway Experiment Station Report, Vicksburg, USA.* 21, 55, 170, 185

Hudson, R., F. Herrmann, R. Sager, R. Whalin, G. Keulegan, C. Chatham, et L. Hales (1979), Coastal hydraulic models, *Special Report No. 5, US Army Engineer Waterway Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.* 83, 84

Hudson, R. Y. (1959), Laboratory investigation of rubble mound breakwaters, *J. of Waterways and Harbor Division 85.* 21, 55, 87, 134, 135, 221

Hughes, S. (1993), *Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering*, World Scientific. 73, 83, 84

Hughes, S. A. (2003), Physical modeling considerations for coastal structures, *In Advances in Coastal Structure Design*, pp. 97–115. 82

HYDRALAB (2007), Guildelines for physical model testing of breakwaters : Rubble mound breakwaters, *Deliveable NA3.1, EC contract no. 022441 (RII3).* 82

Iribarren, R. C. (1938), Una formula para el calculo de diques de esallero, *Nevista de Obras Publicas, Madrid.* 21, 55

Iribarren, R. C. (1965), Formule pour le calcul des diques en enrochements naturels ou elements artificiels, *21th International Navigation Congress, Section II-1, Stockholm.* 21

Isaacson, M. (1991), Measurement of regular wave reflection, *J. of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, American Society of Civil Engineers*, *Vol. 117*, pp. 553–569. 66, 68

Jackson, R. A. (1968), Design of cover layers for rubble mound breakwaters subjected to nonbreaking waves, *Research Report No. 2-11, U.S. Army Eng. Waterways Experiment Station Corps of Eng., Vicksburg.* 164, 165, 166

Kaplan, M. N., P. Silbert (1976), Impact forces on plateform horizontal members in the splash zone, *Offshore Technology Conf. Proc.*, pp. 749–758. 209

Kortweg, D. J., et G. de Vries (1985), On the change of form of long waves advancing in a rectangular canal, and on a new type of long stationary waves, *Philosophical Magazine, Series 5*, *Vol. 39*, pp. 422–443. 10

Lepetit, J. P., et M. Sabaton (1974), Etude de la stabilité et du franchissement d'une digue en enrochements de pente 3/2, *Rapport E.D.F. HE 42/74-37.* 168, 226

Luck, M., J. M. Menon, et M. Benoît (2004), Efforts hydrodynamiques sur un cylindre vertical en zone côtière, *VIII^{emes} Journées nationales génie civil-génie côtier, Compiègne, 7-9 septembre*, pp. 603–612. 199

Mansard, E. P., et E. R. Funke (1980), The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 17th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, Sydney, Australia*, *Vol. 1*, pp. 154–172. 66, 67

Melby, J. A., et N. Kobayashi (1996), Incipient motion of breakwater armor units, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 25th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, Orlando, Florida, USA*, pp. 1803–1815. 57

Melito, L., et J. A. Melby (2002), Wave runup, transmission, and reflection for structures armored with CORE-LOC, *J. of Coastal Engineering*, *Vol. 45*, pp. 33–52. 140, 146, 148, 150, 226

Miche, M. (1944), Movements ondulatoires des mers en profondeur constante ou decroissante, *Annales des Ponts et Chaussees*, *Vol. 114*, pp. 25–87. 10

Miche, M. (1951), Le pouvoir réfléchissant des ouvrage maritimes exposés à l'action de la houle, *Ann. Ponts Chaussées, 121*, pp. 285–319. 43

Mouazé, D. (2001), Etude expérimentale de la couche limite par la houle autour d'un cylindre, *Thèse de doctorat, Université de Caen.* 74, 75, 220, 225

Nallayarasu, S., C. H. Fatt, et N. J. Shankar (1994), Estimation of incident and reflected waves in regular wave experiments, *Ocean Engineering*, *Vol. 22, No. 1*, pp. 77–86. 66

Owen, M. W. (1980), Design of seawalls allowing for wave overtopping, *Report No. 924, Hydraulic Research Station, Wallingford, UK.* 34, 35

Owen, M. W. (1982), The hydraulic design of seawalls profiles, *Proc. Conf. on Coastal Protection, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, London*, pp. 129–136. 35

Pearson, J., T. Bruce, L. Franco, J. W. Van der Meer, M. Falzacappa, et R. Molino (2004), Roughness factor, *Work pachage 4.4, D24 Report on additional tests, Part B, CLASH report EVK3-CT-2001-00058.* 38

Pedersen, J. (1996), Experimental study of wave forces and wave overtopping on breakwater crown walls, *Series paper 12, Hydraulics $ Coastal Engineering Laboratory, Departement of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.* 36

Pedersen, J., et H. F. Burcharth (1992), Wave forces on crown walls, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 23th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, Venice, Italy*, *Vol. 2*, pp. 1489–1502. 35

Pierson, W. J., et L. Moskowitz (1964), A proposed spectral from for fully developed wind seas based on the similarity law of S. A. Kitaiggorodskii, *J. of Geophys Res.*, *Vol. 69, No. 24*. 11, 12

Pilarczyk, K. W., M. Klein Breteler, et A. Bezuijen (1995), Wave forces and structural response of placed block revetments on inclined structures., *In : Demirbilek, Z. and Kobayashi, N. (eds) : Wave forces on inclined and vertical structures, New York, USA*, pp. 961–973. 149, 151, 226

Postma, G. M. (1989), Wave reflection from rock slopes under random wave attack, *MSc thesis Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft, The Netherlands*. 43, 140

Powell, K. A., et N. W. H. Allsop (1985), Low-crest breakwaters, hydraulic performance and stability, *Report No. SR 57 Hydraulics Research, Wallingford, UK*. 41

Rathbun, J. R., D. T. Cox, et B. L. Edge (1998), Wave runup and reflection on coastal structures in depth-limited conditions, *Proc. 26th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, Copenhagen, Denmark*, pp. 1503–1067. 140, 146

Rousset, J. M. (2000), Soliicitations d'une digue jarlan sous l'action de houles aléatoires, Master's thesis, Thèse de doctorat, Université de Caen. 68

Russell, J. S. (1844), Report on waves, *14thmeeting of the British Association for the Advancement of Science*. 10, 13

Safari, I., F. Ropert, D. Mouazé, et A. Ezersky (2008), Historique du bloc artificiel utilisé dans les digues à talus, *Xèmes Journées nationales génie civil-génie côtier*, pp. 805–820. 58

Sarpkaya, T., et M. Isaacson (1981), *Mechanics of wave forces on offshore structures*, Van Nostrand Reinhold Company. 199

Schüttrumpf, H., J. Möller, H. Oumeraci, J. Grüne, et R. Weissmann (2001), Effects of natural sea states on wave overtopping of sea dikes, *Proc. 4th Int. Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis*, pp. 1565–1574. 36

Seeling, W. N. (1980), Two-dimensional tests of wave transmission and reflection characteristics of laboratory breakwaters, *CERC Technical Report No. 80-1, US Army Waterway Experiment Station, Vicksburg, USA*. 41

Seeling, W. N. (1983), Wave reflection from coastal structures, *Proc. of Coast. Structures '83, American Society of Civil Engineers*, pp. 961–973. 45, 225

Seeling, W. N., et J. P. Ahrens (1981), Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments and breakwaters, *TP81-1, Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vickburg, MS*. 43, 140, 142, 143, 144, 163, 226

SPM (1984), Shore protection manual, *4e édition. Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS*. 15, 16, 17, 24, 89, 90, 219

Stewart, T. P., S. D. Newberry, J.-P. Latham, et J. D. Simm (2003), Packing and voids for rock armour in breakwaters, *Reports SR 621, HR Wallingford, Wallingford*. 39

Stokes, G. (1847), On the theory of oscillatory waves, *Transactions, Cambridge Philosophical Society*, *Vol. 8*, pp. 441–455. 10

Susbielles, G., et C. Bratu (1981), *Vagues et ouvrages pétroliers en mer*, Publications de l'institut français du pétrole. 199, 201

Tabet, H., J. Brossard, M. Colinet, et B. Jacinthe (2004), Effet de la butée de pied posée à faible profondeur sur la stabilité de talus de protection, *VIII^{emes} Journées nationales génie civil-génie côtier, Compiègne, 7-9 septembre.* 175

TAW (2002), Technical report wave run-up and wave overtopping at dikes, *Tech. rep.*, TAW, Technical Advisory Committee on Flood Defences. Author : J. W. van der Meer. 29, 37

Thompson, D. M., et R. M. Shuttler (1975), Riprap design for wind wave attack, a laboratory study in random waves, *HRS, Wallingford, Report EX 707.* 32

Tørum, A. (1994), Wave-induced forces on armor unit on berm breakwaters, *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE*, *Vol. 120, No. 3*, pp. 251–268. 57

Van der Meer, J. W. (1987), Stability of breakwater armour layers- design formula, *J. of Coastal Engineering*, *Vol. 11*, pp. 219–239. 88

Van der Meer, J. W. (1988a), Rock slops and gravel beaches under wave attack, Ph.D. thesis, Delft University of Thechnology. Also Delft Hydraulics Publication, No. 396. 21, 30, 32, 58, 87, 140, 148, 150, 170, 175, 219, 226

Van der Meer, J. W. (1988b), Stability of cubes, tetrapods and accropods, *Design of Breakwaters, Thomas Telford. Proc. Breakwater 88 conference, Eastbourne.* 56, 60, 61

Van der Meer, J. W. (1990), Verification of breakwat for berm breakwaters and low-crested structures, *Delft Hydraulics Report H986, Delft.* 41

Van der Meer, J. W. (1993), *Conceptual Design of rubble mound breakwaters*, Delft hydraulics, Publication number 483. 32

Van der Meer, J. W., et W. Janssen (1995), Wave run-up and wave overtopping at dikes, *In Wave Foces on Inclined and Vertical Wall Structures, Kobayashi and Demirbilek, eds, American Society of Civil Engineers*, pp. 1–27. 35

Van der Meer, J. W., et C. J. M. Stam (1992), Wave run-up on smooth and rock slopes of coastal structures, *J. of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering*, *Vol. 118*, pp. 534–550. 30

Van der Meer, J. W., H. A. H. Petit, P. Van den Bosch, et G. Klopman (1992), Numerical simulations of wave motion on and in coastal structures, *Dans : B. L. Edge (ed), Proc. 23th Int. Conf. on Coast. Engrg., Venice, Italy*, pp. 1772–1784. 146

Van der Meer, J. W., K. d'Angremond, et E. Greding (1995), Toe structure stability of rubble mound breakwaters, in *Dans : J. E. Clifford (ed), Advances in coastal structures and breakwaters. Thomas Telford.* 25

Van Gent, M. R. A. (1995), Porous flow through rubble mound material, *J. of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering*, *Vol. 121, No.3*, pp. 311–339. 228

Van Gent, M. R. A. (1996), Numerical modelling of the wave interaction with dynamically stable strucutures, *Proc. 20th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE*, pp. 1930–1943. 57

Van Gent, M. R. A. (2003), Recent development in the conceptual design of rubble mound breakwaters, in *COPEDEC VI, 2003, Colombo, Sri Lanka.* 48

Van Gent, M. R. A., G. B. H. Spann, S. E. Plate, E. Berendson, J. W. Van der Meer, et K. d'Angremond (2000), Single-layer rubble mound breakwaters, in *Dans : I. J. Losada (ed), Proc. 3th Int. Conf. Coast. Structures, Santander, 7-10 Juin 1999, AA Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp. 231-239.* 48

Van Gent, M. R. A., K. D'Angremond, et R. Triemstra (2001), Rubble mound breakwaters : single armour layers and high density units, *Proc. Coastlines, Structures and Breakwaters, ICE, London.* 48

Wallingford, H. R. S. (1970), High island water scheme - hong kong. a study on the use of dolos armour units for wave protection on the seaward face of the eastern damage, *Hydraulics Research Station, Wallingford Report No. EX532.* 164, 165, 166, 168, 226

Weill, P. (2010), Formation et évolution de cheniers en contexte macrotidal. approches expérimentales et in-situ, *Thèse de doctorat, Université de Caen.* 223, 233

Wolters, G. (2007), Guidelines for physical model testing of breakwaters : rubble mound breakwaters, *HYDRALAB III Deliverable NA3.1.* 83

Yagci, O., et S. Kapdasli (2003), Alternative placement technique for antifer blocks used on breakwaters, *Ocean Engineering*, *Vol. 30(11)*, pp. 1433–1451. 49

Yagci, O., S. Kapdasli, et H. K. Cigizoglu (2004), The stability of the antifer units used on breakwaters in case of irregular placement, *J. of Coastal Engineering,*, *Vol. 31*, pp. 1111–1127. 49

Yuksel, Y., et R. Narayanan (1994), Breaking wave forces on horizontal cylinders close to the seabed, *J. of Coastal Engineering*, *Vol. 23*, pp. 115–133. 199

Zanuttigh, B., et J. W. Van der Meer (2006), Wave reflection from coastal structure, *Dans : J M Smith, Proc. 30th Int. Conf. on Coast. Engrg., ASCE, San Diego, California, USA*, *Vol. 5*, pp. 4337–4349. 44, 143, 144, 226

Table des figures

I.1 Représentation spatiale de $\eta(x,t)$ 10
I.2 Spectres de Pierson-Moskowitz et de JONSWAP, (*CETMEF* (2007)) . . . 13
I.3 Formation d'une vague scélérate 14
I.4 Déferlement glissant (*SPM* (1984)) 15
I.5 Déferlement plongeant (*SPM* (1984)) 16
I.6 Déferlement effondrant (*SPM* (1984)) 16
I.7 Déferlement gonflant (*SPM* (1984)) 17
I.8 Coupes-types de différents types de digues (*CETMEF* (2007)) 19
I.9 Schéma d'une digue à talus (*Bonnefille* (1992)) 21
I.10 Stabilité de la butée de pied en fonction de h_t/h (*CETMEF* (2007)) . . . 25
I.11 Interactions hydrauliques liées à la houle et paramètres dimensionnants . 27
I.12 Paramètre de perméabilité nominale P pour la formule de *Van der Meer* (1988a) (*CETMEF* (2007)) 30
I.13 Run-up relatif sur des talus en enrochement en fonction de la perméabilité du noyau 32
I.14 Run-down relatif sur les talus en enrochement avec un noyau imperméable, un noyau perméable et pour un ouvrage homogène (*EurOtop* (2007)) . . 33
I.15 Franchissement de la houle en fonction du paramètre de déferlement et de la pente de talus (*EurOtop* (2007)) 38
I.16 Débit franchissant moyen pour les pentes lisses 1 :1,5 et des pentes rugueuses (*EurOtop* (2007)) 39
I.17 Ouvrages en enrochement avec mur de couronnement (*CETMEF* (2007)) 40
I.18 Transmission de la houle au-dessus et à travers les ouvrages à crête abaissée (*CETMEF* (2007)) 42
I.19 Blocs artificiels fréquemment utilisés (*CETMEF* (2007)) 47
I.20 Schéma d'un cube artificiel 48
I.21 Schéma du cube Antifer 49
I.22 Exemples de blocs perforés 50
I.23 Exemples de blocs à imbrication en double couche 51
I.24 Exemples de bloc Accropode® (CLI) 52
I.25 Exemple de Core-loc® (CLI) 53
I.26 Exemple de Xbloc® (Delta Marine Consultants) 53
I.27 Dommage, S_d, sur la base d'une zone érodée, A_e, (*CETMEF* (2007)) . . . 59

II.1 Canal à houle (dessin S. Haquin) 64
II.2 Schéma du batteur (source : dessin S. Haquin) 65
II.3 Schéma du principe des perches de surface libre 65
II.4 Esquisse de définition pour la réflexion normale 67
II.5 Caméra haute vitesse 'Pike' et objectif de focal 12.5mm 69
II.6 Méthode de la mesure de run up\run down maximum 70

II.7 Positionnement de l'appareil photo 71
II.8 Schéma d'installation du réceptacle derrière la digue étudiée et mesure par pesée 72
II.9 Principe de l'anémométrie laser à effet Doppler 73
II.10 Configuration générale de Vélocimétrie Laser à effet Doppler, (*Mouazé* (2001)) 75
II.11 Exemple du profil de surface libre et des vitesses mesurées dans un essai particulier (mesures non filtrées) 76
II.12 Exemple de découpage sur une composante horizontale de vitesse en n périodes 76
II.13 Exemple de profil moyen des vitesses longitudinale et transversale 77
II.14 Forme de corps de capteur d'effort équipé de jauges de déformation . . . 78
II.15 Fréquence d'amortissement de la tige (exemple) 79
II.16 Dispositifs d'acquisition pour la mesure des efforts (oscilloscope, conditionneurs, convertisseur) 79
II.17 Exemple de traitement par vague moyenne sur un profil de la surface libre (η) et des composantes des efforts F_V et F_H 80

III.1 Exemple de profil type étudié 91
III.2 Disposition des plaques 92
III.3 Aspect de la sous-couche du modèle 92
III.4 Mur de couronnement en béton 93
III.5 Les principaux matériaux de base 94
III.6 Démoulage par ouverture du moule 95
III.7 Vue 3D du bloc 98
III.8 Schéma adimensionnel de la superficie du bloc 99
III.9 Schéma adimensionnel des caractéristiques géométriques du bloc 100
III.10 Vue en perspective d'une carapace constituée par des blocs et emplacement des coupes parallèles à la pente 102
III.11 Vue du plan de pose 1 ('régulier') 103
III.12 Vue du plan de pose 2 ('régulier') 104
III.13 Vue du plan de pose 3 ('alternatif') 104
III.14 Vue du plan de pose 4 ('alternatif') 105
III.15 Diagramme de changement de porosité du plan de pose 1. N=104, e=52,11 mm, Aire du plan incliné=316610,796 mm^2 106
III.16 Diagramme de changement de porosité du plan de pose 2. N=84, e= 52,11 mm, Aire du plan incliné=316610,796 mm^2 107
III.17 Diagramme de changement de porosité du plan de pose 3. N=117, e=52,11mm, Aire du plan incliné=316610,796 mm^2 107
III.18 Diagramme de changement de porosité du plan de pose 4. N=104, e=52,11, Aire du plan incliné=316610,796 mm^2 108
III.19 Comparaison de la valeur de porosité de carapace 110

IV.1 Première ligne de blocs posés sur un Plan De Pose Rangé (PDPR) 113
IV.2 Pose de blocs sur un Plan De Pose Rangé (PDPR) 114
IV.3 Evolution du plan de pose PDPR.1 116
IV.4 Evolution du plan de pose PDPR.2 117
IV.5 Evolution du plan de pose PDPR.3 118
IV.6 Evolution du plan de pose PDPR.4 119
IV.7 Pose de blocs posés sur un plan de pose aléatoire (PDPA) 120
IV.8 Evalution du plan de pose PDPA.1 121
IV.9 Plan de pose PDPA.2 121

IV.10 Plan de pose PDPA.3 122
IV.11 Evalution du plan de pose PDPA.4 123
IV.12 Evalution du plan de pose PDPA.5 124
IV.13 Evalution du plan de pose PDPA.6 124
IV.14 Variation du coefficient de réflexion en fonction de la hauteur de la houle. Comparaison des deux plans de pose 125
IV.15 Variation du coefficient de réflexion en fonction de la hauteur de la houle pour les trois périodes. Comparaison des deux plans de pose 126
IV.16 Variation du coefficient de réflexion en fonction du nombre d'Iribarren. Comparaison des deux plans de pose 128
IV.17 Run-up/Run-down en fonction de la hauteur de la houle 128
IV.18 Run-up et run-down en fonction de la hauteur de la houle. Comparaison des deux plans de pose 129
IV.19 Run-up et run-down en fonction de la hauteur de la houle 131
IV.20 Evolution du franchissement en fonction la hauteur de la houle incidente, cas du PDPR. 132
IV.21 Evolution du franchissement en fonction de la hauteur de houle incidente, cas du PDPR. 133
IV.22 Evalution du franchissement en fonction la hauteur de la houle incidente en corrélation avec le plan de pose, cas d'une période de T=1,5 s 133
IV.23 Dommages confinés sur une zone limitée 134
IV.24 Evolution des dommages sur un plan de pose aléatoire en fonction du paramètre de stabilité, défini d'après les travaux de *Hudson* (1953, 1959) 134
IV.25 Evolution des dommages sur un plan de pose rangé en fonction du paramètre de stabilité, défini d'après les travaux de *Hudson* (1953, 1959) . . 135
IV.26 Soulèvement d'un bloc posé sur un plan de pose 'rangé' 135
IV.27 Comparaison des paramètres hydrauliques du bloc testé avec d'autres travaux 137
IV.28 Comparaison du plan de pose "rangé" construit avec des blocs initiaux et les blocs modifiés 139
IV.29 Coefficient de réflexion sur une carapace contruite avec un plan de pose Rangé 141
IV.30 Comparaison du paramètre de réflexion en fonction du nombre d'Iribarren 142
IV.31 Comparaison des deux courbes ajustées à partir des résultats obtenus en laboratoire 143
IV.32 Évolution du run-up sur un talus rugueux avec un noyau perméable . . . 145
IV.33 Run-down sur un talus rugueux avec un noyau perméable 147
IV.34 Comparaison des run-up relatifs en fonction du paramètre d'Iribarren . . 148
IV.35 Points de mesures et courbes ajustées du run-up relatif 149
IV.36 Points de mesures et courbe ajustée du run-down relatif 150
IV.37 Occurrence du franchissement sur la digue étudiée 151
IV.38 Franchissement sur un talus rugueux avec un noyau perméable 153
IV.39 Comparaison de résultats expérimentaux et de données issus des travaux de *Bruce et al.* (2009) 154
IV.40 Mouvements de matériaux de la butée de pied 155
IV.41 Illustration du plan de pose rangé 156
IV.42 Illustration de la zone endommagée dénommée 'zone critique' 157
IV.43 Evolution des dommages en fonction du paramètre de stabilité 157
IV.44 Perte de matériaux de la sous-couche à partir d'une cavité induite par les dommages 158
IV.45 Illustration d'un mauvais positionnement d'un bloc situé sur la carapace . 159

IV.46 Soulèvement d'un bloc induit par l'écoulement vertical 159
IV.47 Balancement et roulement de blocs conduisant à une rupture de carapace 160
IV.48 Evolution des dommages en fonction du paramètre de stabilité pour trois valeurs de cambrure 161
IV.49 Evolution des dommages à partir de résultats obtenus pour le bloc initial et le bloc modifié 161
IV.50 Evolution des coefficients de réflexion (K_r) pour une digue perméable en houle régulière 162
IV.51 Evolution de la réflexion en fonction du paramètre d'Iribarren 164
IV.52 Evolution du run-up et du run-down pour une digue perméable en houle régulière 165
IV.53 Evolution du run-up et du run-down pour une digue perméable en houle régulière 166
IV.54 Run-up et run-down pour une digue perméable en houle régulière 167
IV.55 Run-up en fonction du paramètre d'Iribarren et courbes ajustées 169
IV.56 Run-down en fonction du paramètre d'Iribarren et courbe d'ajustement . 169
IV.57 Franchissement en houle régulière 170
IV.58 Comparaison du franchissement sur un talus rugueux avec un noyau perméable 171
IV.59 Evolution des dommages en fonction du paramètre de stabilité et de la cambrure 172
IV.60 Résultats des calculs de la stabilité et de paramètres hydrauliques 174

V.1 Traverse, optique LDV et faisceaux localisés au plus proche de la carapace 178
V.2 Directions des vitesses et des efforts mesurés 179
V.3 Modifications des profils de surfaces libres mesurés par les trois perches . 180
V.4 Modifications du profil de la vitesse tangentielle en fonction de la distance au bloc (T=1,2 s ; H=0,08 m) 182
V.5 Modifications du profil de vitesse normale W en fonction de la distance au bloc (T=1,2s ; H=0,08 m) 184
V.6 Profils moyens des vitesses pour toutes les périodes testées (petite amplitude) 186
V.7 Profils moyens des vitesses pour toutes les périodes testées (grande amplitude) 187
V.8 Profils instantanés des vitesses longitudinales suivant l'élévation et la phase de la houle 188
V.9 Profils instantanés des vitesses transversales suivant l'élévation et la phase de la houle 189
V.10 Rapport entre les vitesses mesurées et calculées 190
V.11 Vitesses longitudinales et transversales mesurées pour différentes périodes testées 191
V.12 Caractéristiques des conditions de houle pour les tests réalisés en houle régulière 192
V.13 Ensemble des blocs au voisinage de celui étudié 193
V.14 Séries temporelles des efforts F_V et F_H 195
V.15 Variations des efforts adimensionnés en fonction de la cambrure 197
V.16 Comparaison les valeurs de C_D mesurées avec les valeurs de la littérature 198
V.17 Séquence d'agitation du plan d'eau généré par la houle sur la carapace . . 200
V.18 Coefficients de "claque" ("slamming") en fonction du nombre de Keulegan-Carpenter KC 202

VI.1 Imbrication de deux blocs modifiés montrant l'apport des modifications . 208

A.1 Méthode des vitesses moyennes interstitielles proposée par Burcharth *Burcharth et al.* (1999) . . . 229

B.1 Appareil pour la mesure de perméabilité en laboratoire (*Weill* (2010)) . 233

C.1 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1s et H=0,077m . . . 238
C.2 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1s et H=0,077m . . . 239
C.3 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1s et H=0,135m . . . 240
C.4 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1s et H=0,135m . . . 241
C.5 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,2s et H=0,08m . . . 242
C.6 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,2s et H=0,08m . . . 243
C.7 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,2s et H=0,14m . . . 244
C.8 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,2s et H=0,14m . . . 245
C.9 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,5s et H=0,105m . . . 246
C.10 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,5s et H=0,105m . . . 247
C.11 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,5s et H=0,14m . . . 248
C.12 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,5s et H=0,14m . . . 249
C.13 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,72s et H=0,145m . . . 250
C.14 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,72s et H=0,145m . . . 251
C.15 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,72s et H=0,16m . . . 252
C.16 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,72s et H=0,16m . . . 253
C.17 Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=2,2s et H=0,15m . . . 254
C.18 Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=2,2s et H=0,15m . . . 255

D.1 Evolution du plan de pose PDP Aléatoire . . . 257
D.2 Evolution du plan de pose PDP Mix . . . 258
D.3 Evolution du plan de pose PDP Mix . . . 258
D.4 Evolution du plan de pose PDP Dominant . . . 259
D.5 Evolution du plan de pose PDP Tressé . . . 259
D.6 Evolution du plan de pose PDP Mix2 . . . 260
D.7 Evolution du plan de pose PDP Mix2 . . . 260
D.8 Variation du coefficient de réflexion en fonction du nombre d'Iribarren. Comparaison des différents plans de pose . . . 261

D.9 Run-up/run-down en fonction du nombre d'Iribarren. Comparaison des différents plans de pose 262
D.10 Evolution du franchissement en fonction du nombre d'Iribarren 263
D.11 Evolution des dommages en fonction du paramètre de stabilité 264

Liste des tableaux

I.1 Stabilité de la butée de pied 24
I.2 Valeurs des coefficients A et B pour l'équation (I.27) (*CETMEF* (2007)) . 29
I.3 Valeurs des coefficients A, B, et C des équations (I.29) et (I.30) (*CETMEF* (2007)) 29
I.4 Coefficients des équations (I.31) à (I.33) (*EurOtop* (2007)) 31
I.5 Différentes méthodes pour calculer le débit franchissant moyen basé sur l'Eq. I.39 (*CEM* (2002)) 36
I.6 Valeurs des coefficients A, B, C et D dans les équations (I.43) et (I.44) . 37
I.7 Valeurs du coefficient de réduction de rugosité, pour les ouvrages perméables (*CETMEF* (2007)) 40
I.8 Paramètres des équations de réflexion pour les ouvrages infranchissables basés sur l'équation de *Seeling* (1983) 45
I.9 Evolution des blocs artificiels 46
I.10 Classification des dommages et des valeurs de dommages moyens S_d (*Burcharth et Hughes* (2000)) 60
I.11 Niveaux de dommages caractéristiques pour différents types d'enrochements artificiels, (*CETMEF* (2007)) 61

II.1 Spécifications de la caméra rapide 70
II.2 Caractéristiques principales du système de Vélocimétrie Doppler laser (*Mouazé* (2001)) 74

III.1 Facteurs d'échelle des principales variables utilisées dans la similitude de Froude et de Reynolds 86
III.2 Stabilité hydraulique des blocs artificiels en mono-couche, symbolisée par ($H_s/\Delta\ D_n$) 88
III.3 Combinaisons des diamètres de bloc et de densités de bloc 89
III.4 Situation donnée spécifique du prototype et du modèle réduit 89
III.5 Détermination des pourcentages de matériaux-m_1 : ciment, m_2 : sable, m_3 : perlibéton, m_4 : eau. 95
III.6 Formules de dimensionnement : Relations entre la géométrie et les paramètres de base des blocs artificiels 101
III.7 Caractéristiques de différents plans de pose 108
III.8 Relations entre la géométrie et les paramètres de base du bloc-Note : Abréviation : F_p : Facilité de pose ; P_o : Porosité ; P_r :Perméabilité ; F_r :Franchissement ; E_n=Enchevêtrement ; F_s : Frottement ; E_c :Epaisseur de la couche ; N_b : Nombre du bloc. 109

IV.1 Caractéristique des différents essais 112
IV.2 Caractéristiques géométriques des plans de pose rangés 115
IV.3 Caractéristiques géométriques des plans de pose aléatoire (PDPA) 120

IV.4 Coefficients a et b de l'équation IV.4 ou IV.5 143
IV.5 Coefficients a et b de l'équation (IV.6) 143
IV.6 Valeurs ajustées des travaux de *Seeling et Ahrens* (1981) et de *Zanuttigh et Van der Meer* (2006) 144
IV.7 Valeurs des coefficients a et b de l'équation (IV.12) 149
IV.8 Valeurs ajustées des courbes obtenues des travaux de *Van der Meer* (1988a) et de *Melito et Melby* (2002) 150
IV.9 Valeurs ajustées de courbe obtenue de travail de *Pilarczyk et al.* (1995) . 151
IV.10 Paramètres caractéristiques des essais de franchissement 151
IV.11 Paramètres caractéristiques des essais de stabilité 155
IV.12 Paramètres caractéristiques de différents plans de pose 156
IV.13 Paramètres hydrauliques des essais en houle régulière 162
IV.14 Conditions des travaux presentés dans la figure IV.54 165
IV.15 Valeurs ajustées de courbes issues des travaux du LNH (*Lepetit et Sabaton* (1974)) et de *Wallingford* (1970) 168
IV.16 Valeurs ajustées de la courbe issue des travaux de *Wallingford* (1970) . . 168
IV.17 Caractéristiques géométriques des plans de pose "rangés" en houle régulière 172

V.1 Grille de mesures et positions par rapport au bloc "repère" 179
V.2 Caractéristiques de houle et vitesses mesurées pour les périodes testées . 181
V.3 Paramètres hydrodynamiques de l'étude 201

A.1 Paramètres de mise à l'échelle 230
A.2 U_p dans le prototype, D_n50=0,35m 230
A.3 U_p dans le modèle, D_n50=0,007m 230
A.4 U_p dans le modèle, D_n50=0,01m 230

B.1 Perméabilité des matériaux granulaires 232
B.2 Principales caractéristiques des matériaux testés au laboratoire 234

D.1 Caractéristiques géométriques des plans de pose testés (PDP : Plan de Pose) 257

Annexe A

Mise à l'échelle du matériau du noyau

Cette annexe décrit la méthode de mise à l'échelle du matériaux du noyau utilisé. La première section décrit les définitions et la formule utilisées pour la méthode. La deuxième section donne les résultats de la méthode après application sur la présente étude.
La perméabilité du noyau influence la stabilité des carapaces soumises à la houle, le 'run-up' et le franchissement de la houle. Le paramètre clé est souvent la porosité et le risque de dommages liés au renard, à l'érosion interne ou une instabilité géotechnique.
À cause des effets d'échelle des matériaux du noyau dans les modèles physiques, le gradient hydraulique et la vitesse interstitielle changent dans l'espace et le temps. Ce caractère rend impossible le choix d'une échelle entièrement correcte.

Afin de modéliser correctement l'écoulement dans le noyau de la digue, une méthode spéciale du choix d'échelle présentée par *Burcharth et al.* (1999) a été appliquée pour le matériel de noyau.

Cette méthode rapporte que pour un matériel plus grossier, les effets visqueux du noyau sont limités et les gradients hydrauliques dans le noyau sont reproduits correctement. Plus spécifiquement, ce procédé vise un critère de Froude pour une vitesse interstitielle au sein du noyau. La modélisation d'un modèle réduit avec une conservation de nombre de Froude, a pour conséquence une modélisation incorrecte de la distribution de pression interstitielle à travers la digue et indirectement, les simulations incorrectes du run-up.
La méthode de *Burcharth et al.* (1999) présente une formule empirique pour l'évaluation du gradient de pression induit par les vagues au sein du noyau, basée sur des mesures dans le modèle et le prototype.

A.1 Mise à l'échelle du noyau

Le principe du procédé de gradation proposé consiste à se caler sur la distribution de pression interstitielle induite par vague dans le noyau de prototype.

Burcharth et al. (1999) ont proposé l'utilisation de la vitesse moyenne interstitielle en fonction du temps et de l'espace pour le calcul du nombre de Reynolds. Pour l'évaluation des vitesses d'interstitielles dans les noyaux, la formulation de Forchheimer a été employée.

L'équation forchheimer est une version étendue de la loi de Darcy, et décrit la perte de pression dans un milieux poreux, où la loi de darcy, qui exprime la relation linéaire entre la vitesse de l'écoulement interstitielle dans le sol, n'est pas valable.

$$I = aU + b\,|U|\,U \tag{A.1}$$

où U est la vitesse d'interstitielle et les paramètres a et b sont des coefficients qui peuvent être estimés à partir d'une dimension de bloc représentatif, D_{n50}, et de la porosité de couche, n_v. Cette équation a été enrichie d'un troisième terme ($\delta U/\delta t$) (*Van Gent* (1995)). Ce terme est utilisé pour les matériaux relativement gros, tels que utilisés dans le carapace et les filtres des digues. *Van Gent* (1995) a démontré, en revenche, que ce terme est négligeable pour les matériaux relativement petits.
Les paramètres a et b sont exprimés comme :

$$a = \alpha \frac{(1-n_v)^2}{n^3} \frac{\nu}{gD_{n50}^2} \tag{A.2}$$

$$b = \beta \frac{(1-n_v)}{n^3} \frac{1}{gD_{n50}} \tag{A.3}$$

où $\alpha \cong 1000$ à 2000 (-) ; $\beta \cong 1$ à 1,5 (-), au moins pour les matériaux aseez uniformes, et ν= viscosité cinématique de l'eau, $\approx 10^{-6} m^2 s^{-1}$.

Une évaluation raisonnable de la pression de référence a été employée :

$$p_{0,max} = \rho g \frac{H_s}{2} \tag{A.4}$$

Afin de déterminer l'échelle du matériau du noyau, le coefficient d'amortissement δ est tout d'abord déterminé. Le coefficient amortissement est calculé par l'ajustement de courbe d'interpolation et est une fonction de la pression de référence :

$$\delta = 0,0141 \frac{n^{1/2} L^2}{H_s b} \tag{A.5}$$

Ensuite, le gradient horizontal I_x de pression a été calculé en fonction de la pression d'oscillation harmonique interstitielle pour les six points montrés dans la figure A.1 :

$$I_x = \frac{-\pi H_s}{L'} e^{-\delta \frac{2\pi}{L'} x} \left[\delta cos\left(\frac{2\pi}{L'}x + \frac{2\pi}{T_p}t\right) + sin\left(\frac{2\pi}{L'}x + \frac{2\pi}{T_p}t\right)\right] \tag{A.6}$$

δ	Coefficient amortissement
H_s	Hauteur de vague significative
b	Largeur du noyau
T_p	Période de la vague
L'	Longueur d'onde dans le noyau $L' = L/\sqrt{D}$ pour h/l<0,5
L	Longueur d'onde incidente
D	Coefficient pour tenir compte de longueur d'écoulement résultant de la déviation du chemin d'écoulement provoqué par les grains (1,4 -1,5)

La vitesse interstitielle peut être calculée en utilisant l'équation de Forchheimer :

$$I_x = \alpha \left(\frac{1-n}{n}\right)^2 \frac{\nu}{g d_{n50}^2} \left(\frac{U}{n}\right) + \beta \frac{1-n}{n} \frac{1}{g d_{n50}} \left(\frac{U}{n}\right)^2 \tag{A.7}$$

où :
n : la porosité ;
ν : la viscosité cinématique prise égale à $1,1 \times 10^{-6} m^2 s^{-1}$;
U : la vitesse interstitielle en $m^2 s^{-1}$.

α et β sont des coefficients dépendant du nombre de Reynolds, de la forme et de la granulométrie des éléments. Avec l'aide de l'équation de Forchheimer, les vitesses moyennes interstitielles sont calculées pour ces six points (Figure A.1).

La vitesse moyenne dans le modèle, $\overline{U}_m$, devrait être calculée à partir de la vitesse moyenne en échelle naturelle, $\overline{U}_p$ (Equation A.8). À partir de la vitesse moyenne dans le modèle, le diamètre nominal du matériau en modèle réduit peut être calculé.

$$\overline{U}_m = \frac{\overline{U}_p}{\sqrt{n_x}} \tag{A.8}$$

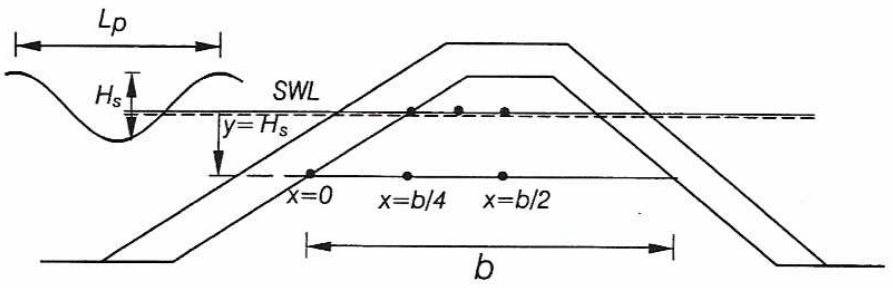


Fig. A.1: Méthode des vitesses moyennes interstitielles proposée par Burcharth *Burcharth et al.* (1999)

A.2 Résultats sur les effets d'échelle

Le tableau A.1 donne les valeurs des paramètres dans la situation de prototype comme décrit en section III.2. A partir de ces valeurs la vitesse moyenne des pores, U_p, peut être calculée.
Pour la situation de prototype, la valeur de $\overline{U}_p$ devient 0,23 ms^{-1} (Tableau A.2). En utilisant l'équation A.8, $\overline{U}_m$ peut être calculé : $\overline{U}_m$ = 0,03 ms^{-1}.

D'après la condition de Froude, le diamètre nominal pour le matériau du noyau devrait être D_{n50} = 0,007 m. Le calcul de la caractéristique de vitesse interstitielle dans le modèle peut être réalisé de la même façon que dans le prototype. Le résultat est U_m =0,0235 ms^{-1} (Tableau A.3), qui est plus petit que la valeur calculée précédente 0,038 (Tableau A.2).

Paramètre	Valeur	Dimension
H_s	7,5	m
T_p	7	s
D_{n50}	0,35	m
n	0,4	-
ν	1,1 $\cdot 10^{-6}$	$m^2 \cdot s^{-1}$
n_x	57	-

Tab. A.1: Paramètres de mise à l'échelle

y[m]	0			7.5		
b[m]	7,5			30		
x	0	b/4	b/2	0	b/4	b/2
U[m·s^{-1}]	0,367	0,356	0,39	0,092	0,08	0,084
U[m·s^{-1}]	**0.23**					

Tab. A.2: U_p dans le prototype, D_n50=0,35m

y[m]	0			0,15		
b[m]	0,15			0.60		
x	0	b/4	b/2	0	b/4	b/2
U[m·s^{-1}]	0,038	0,024	0,016	0,03	0,02	0,013
U[m·s^{-1}]	**0,023**					

Tab. A.3: U_p dans le modèle, D_n50=0,007m

Il est conclu que l'application du critère de Froude n'est pas appropriée pour le matériel de noyau. Par conséquent, on peut utiliser dans le modèle un matériau de noyau légèrement plus gros que celui qui a été calculé. Par exemple, un calcul a été réalisé avec un diamètre nominal de D_{n50}=0,01m. Le tableau A.4 donne les caractéristiques de vitesse de pore dans le modèle pour ce diamètre nominal. Dans ce cas, l'échelle de réduction du matériau de noyau est 1/35, qui est plus grand que l'effet d'échelle du modèle.

y[m]	0			0,15		
b[m]	0,15			0.60		
x	0	b/4	b/2	0	b/4	b/2
U[m·s^{-1}]	0,05	0,040	0,051	0,03	0,02	0,022
U[m·s^{-1}]	**0,033**					

Tab. A.4: U_p dans le modèle, D_n50=0,01m

Annexe B

Perméabilité des matériaux de la digue

B.1 Introduction

La perméabilité d'un milieu poreux correspond à son aptitude à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient de pression. C'est donc une vitesse de circulation de l'eau libre dans un massif. Cette vitesse d'écoulement dépend de la géométrie des pores du sol offertes à la circulation de l'eau et aussi des différences de charge hydraulique entre les points du massif.
La loi expérimental de Darcy (1856) décrit la relation linéaire entre la vitesse d'écoulement interstitielle dans le sol et le gradient hydraulique dans un écoulement unidimensionnel. Cette relation s'exprime sous la forme :

$$\frac{Q}{A} = v = k\frac{\Delta H}{L} \tag{B.1}$$

avec :
Q : le débit volumique (m^3s^{-1}),
A : la surface de la section étudiée (m^{-2}),
v : la vitesse du fluide (ms^{-1}),
k : la condutivité hydraulique ou 'coefficient de perméabilité' du milieu poreux (m/s),
$\frac{\Delta H}{L}$ la gradient hydraulique (i=Δ H/L), où Δ H est la différence de charge hydraulique.

La loi de Darcy possède un certain nombre de limites qui sous-tendent cette loi :
- fluide homogène, isotrope et incompressible,
- régime d'écoulement permanent,
- écoulement laminaire,
- etc.

Les principales limitations à la validité de la loi de Darcy découlent par conséquent des deux dernières hypothèses, à savoir un écoulement laminaire et un régime permanent. Pour une vitesse suffisamment élevée d'écoulement, l'écoulement est non-linéaire, et *Forchheimer* (1901) a proposé une équation d'écoulement en ajoutant un terme de second ordre (*CETMEF* (2007)) :

$$i = A_{For}u_v + B_{For}u_v\left|u_v\right| \tag{B.2}$$

où

$$A_{For} = \alpha_{For} \frac{(1-n_v)^2}{n_v^3} \frac{\nu_w}{gD_{n50}^2} \tag{B.3}$$

$$B_{For} = \beta_{For} \frac{1-n_v}{n_v^3} \frac{1}{gD_{n50}} \tag{B.4}$$

où :
n_v=la porosité de couche ;
$\alpha_{For} \cong$ 1000 à 2000 ;
$\beta_{For} \cong$ 1 à 1,5 ;
ν_w : viscosité cinématique de l'eau, $\approx 10^{-6}\ m^2/s$.

L'équation de Forchheimer, (B.2) peut également être simplifiée par linéarisation pour obtenir un coefficient de perméabilité équivalent donnée par (*CETMEF* (2007)) :

$$k_{eq} = \frac{1}{0,5A_{For} + \sqrt{0,25A_{For}^2 + B_{For}\,|i|}} \tag{B.5}$$

Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité

Le coefficient de perméabilité peut prendre des ordres de grandeur extrêmement différen -ts selon la nature de la couche poreuse. On l'exprime généralement en puissance de 10, en mètres par seconde (m/s) ou en centimètres par seconde (cm/s). Le tableau B.1 permet de se rendre compte de cette variabilité en donnant les valeurs associées à différents types de matériaux granulaire (*CETMEF* (2007)).

Type de couche	Intervalle de diamètres (D) (mm)	Perméabilité k_{eq} (m/s)
Enrochement	2500-850	1 (écoulement turbulent)
Enrochement dit «portable par un seul homme»	300-100	0,3 (écoulement turbulent)
Graviers	80-10	0,1 (écoulement turbulent)
Sable très grossier	3-01	0,01
Sable grossier	2-0,5	0.001
Sable à grains moyens	0,5-0,25	0,001
Sable et graviers	10-0,05	10^{-4}
Sable fin	0,25-0,05	10^{-5}
Sable limoneux	2-0,005	10^{-6}
Argile sablonneuse	1-0,001	10^{-7}

Tab. B.1: Perméabilité des matériaux granulaires

Mesure de la perméabilité en laboratoire

La mesure du coefficient de perméabilité des sols s'effectue en laboratoire, sur des échantillons de sol de petit volume. Le principe de la mesure consiste à relier le débit q traversant un échantillon cylindrique de milieu saturé (écoulement uniforme) à la charge h sous laquelle se produit l'écoulement. Les mesures en laboratoire se font sur des échantillon -es au moyen d'un perméamètre qui peut être à charge constante ou à charge variable.

En sachant que la première méthode est utilisée pour les sols à perméabilité élevée (sable, gravier) et la deuxième méthode pour les sols à perméabilité faible (limons et argiles).

Le perméamètre consiste à isoler une éprouvette entre deux mousses synthétique encastrés dans des embases en PVC munies de joints toriques. Dans ces conditions, l'essai est réalisé à volume constant, l'éprouvette n'ayant pas la possibilité de gonfler. Le choix d'un perméamètre à parois rigides a été motivé pour cette condition. Les essais ont été réalisés dans une colonne en plastique transparent ayant une longueur de 1000 mm, et un diamètre intérieur de 89 mm. La colonne a des prises latérales tous les 40 mm pour mesurer la charge hydraulique dans le tube pendant un essai à charge constante (Figure B.1).

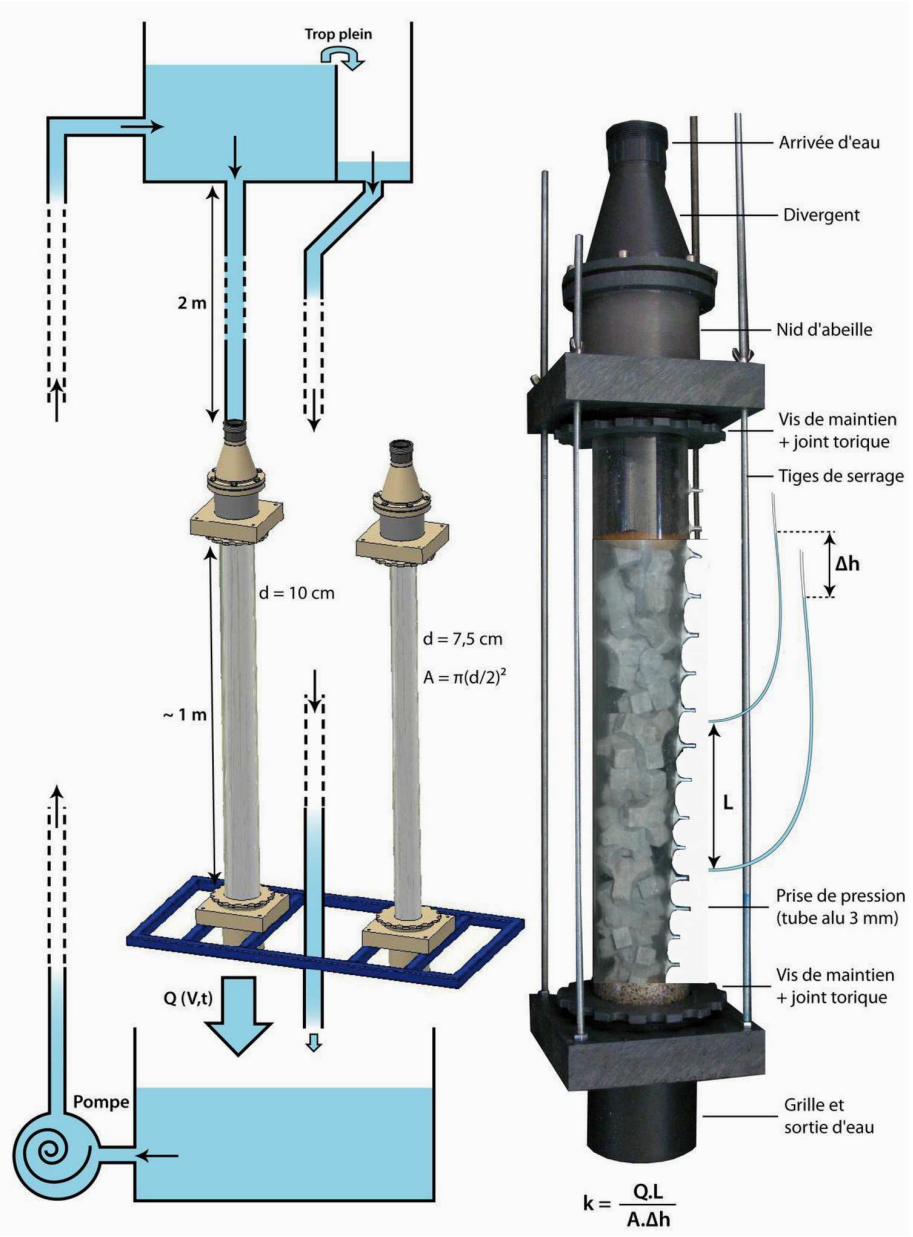


Fig. B.1: Appareil pour la mesure de perméabilité en laboratoire (*Weill* (2010))

La colonne est remplie par couches avec les matériaux (enrochement , noyau, blocs). Chaque nouvelle couche est compactée statiquement de façon à éviter les phénomènes de ségrégation. Lorsque la colonne est presque remplie de matériau, on installe la plaque perforée supérieure puis la tête de la colonne.

La saturation en eau du matériau est obtenue comme suit : un grand volume d'eau désaérée doit avoir été préparé. On laisse ensuite entrer l'eau désaérée par la haut du tube, afin de remplir lentement les vides du matériau. Ensuite, lorsque l'eau pénètre dans le dispositif, l'air mélangé à l'eau peut sortir soit par les prises latérales soit par la base du tube.

L'essai démarre au temps t=0 quand l'échantillon est désaéré. Ensuite, le temps nécessaire au passage d'un volume d'eau (en l'occurence un litre) à travers l'échantillon. Enfin, la charge hydraulique est mesurée à l'aide de deux grandes tubes connectées aux prises de la colonne.

Résultats

Le but de cet essai est de déterminer la perméabilité (conductivité hydraulique) des enrochements par la méthode charge constante. Les tests sont réalisés avec différents matériaux utilisés dans la digue tels que : le noyau, la sous-couche, la butée de pied, et la carapace.

Pour tenir compte de la dispersion des résultats, les essais sont répétées deux fois pour chaque échantillon, avec plusieurs mesures grâce à une distance variable entre les prises de pression et le débit.

On peut facilement calculer la conductivité hydraulique du matériau en isolant la variable k dans l'équation de Darcy :

$$k = \frac{VL}{At\Delta h} \tag{B.6}$$

où :
k coefficient de perméabilité ;
L longueur de la prise de mesure (cm) ;
t temps pour charge ;
V volume de l'eau passant à travers la section (m^3) ;
A aire de la section testée (m^2) ;
Δh la différence de charge hydraulique.

Il est important de noter qu'il est difficile de déterminer précisément la perméabilité des matériaux grossiers à l'aide un équipement de laboratoire conventionnel. Les résultats sont résumés dans le Tableau B.2.

Matériau	D_{n50} ou D_n (m)	Temps (s)	L (m)	h h	Q (m^3/s)	k (m/s)	v (m/s)	Re
Noyau	0,01	56	0,4	0,005	1E-3	0,22967	0,00287	28,71
Sous-couche	0,013	62	0,4	0,002	1E-3	0,51862	0,00259	33,71
Butée de pied	0,03	29	0,4	0,003	1E-3	0,73918	0,00554	166,3
Carapace	0,0375	39	0,4	0,002	1E-3	0,82447	0,00412	154,6

Tab. B.2: Principales caractéristiques des matériaux testés au laboratoire

Les quatre types de matériaux testés contient un comportement prévisible. L'aug-

mentation de la perméabilité va de pair avec l'augmentation de la taille des matériaux. Cependant, pour les matériaux de butée de pieds et de carapace, on constate un comportement très semblable, pourtant avec une taille différente. Ceci peut expliquer par le fait que la perméabilité dépend d'un certain nombre de caractéristiques de porosité (volume, dimensions, forme, connectivité) qui sont elles-mêmes variables pour les différents matériaux. En effet, en dépit de la grande taille des blocs, leur imbrication n'offrent pas un réseau d'intersection facilitant les écoulements.

Pour chacun des essais réalisés, nous avons calculé le nombre de Reynolds caractéristique de l'expérience.

Les nombres de Reynolds calculés montrent des valeurs plus élevés que la limite de la loi de Darcy. La loi de Darcy n'est applicable seulement pour les écoulements laminaires (vitesses lentes) et la relation entre le flux et le gradient hydraulique n'est plus linéaire aux grandes vitesses d'écoulement. Suivant les auteurs, la loi de Darcy ne s'appliquerait que pour des nombre de Reynolds inferieurs à un chiffre compris entre 1 et 5 (*Carlier* (1972)).

Au-delà, le régime d'écoulement est dit de transition et les forces d'inertie prennent une importance plus ou moins dominante sur les forces visqueuses. En revanche, si le nombre de Reynolds est supérieur à 100, l'écoulement est turbulent. Les mesures effectuées montrent des valeurs généralement plus élevées que celles données pour des éléments de même taille, et présentées en tableau B.1.

Le dispositif expérimental à notre disposition se permettant pas une forte variation des débits d'entrée, il ne-nous a pas possible de déterminer les coefficients associés à la formule du Forchheimer pour les différents matériaux utilisés dans le cadre de notre recherche.

Annexe C

Champs de vitesses

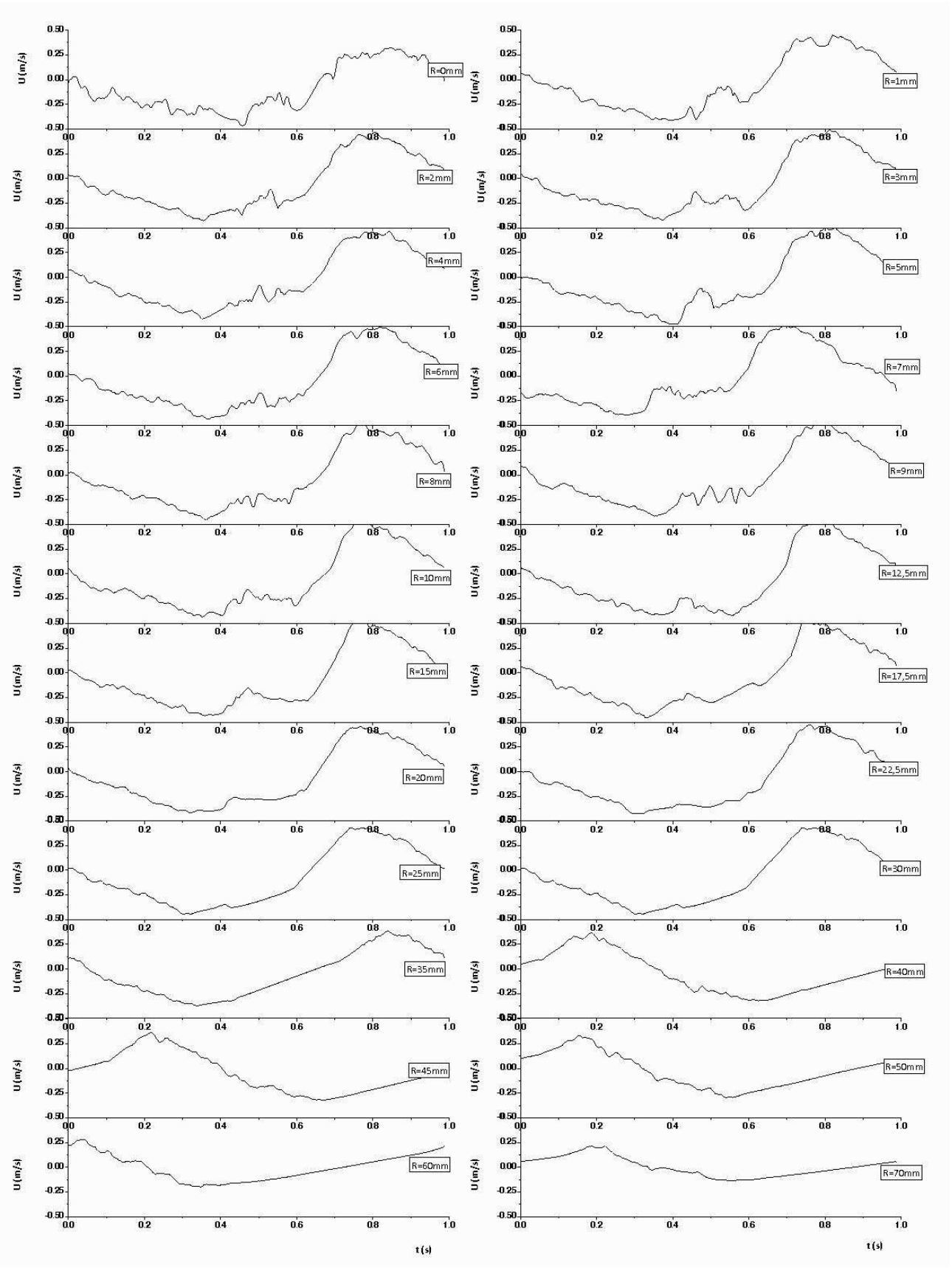


FIG. C.1: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1s et H=0,077m

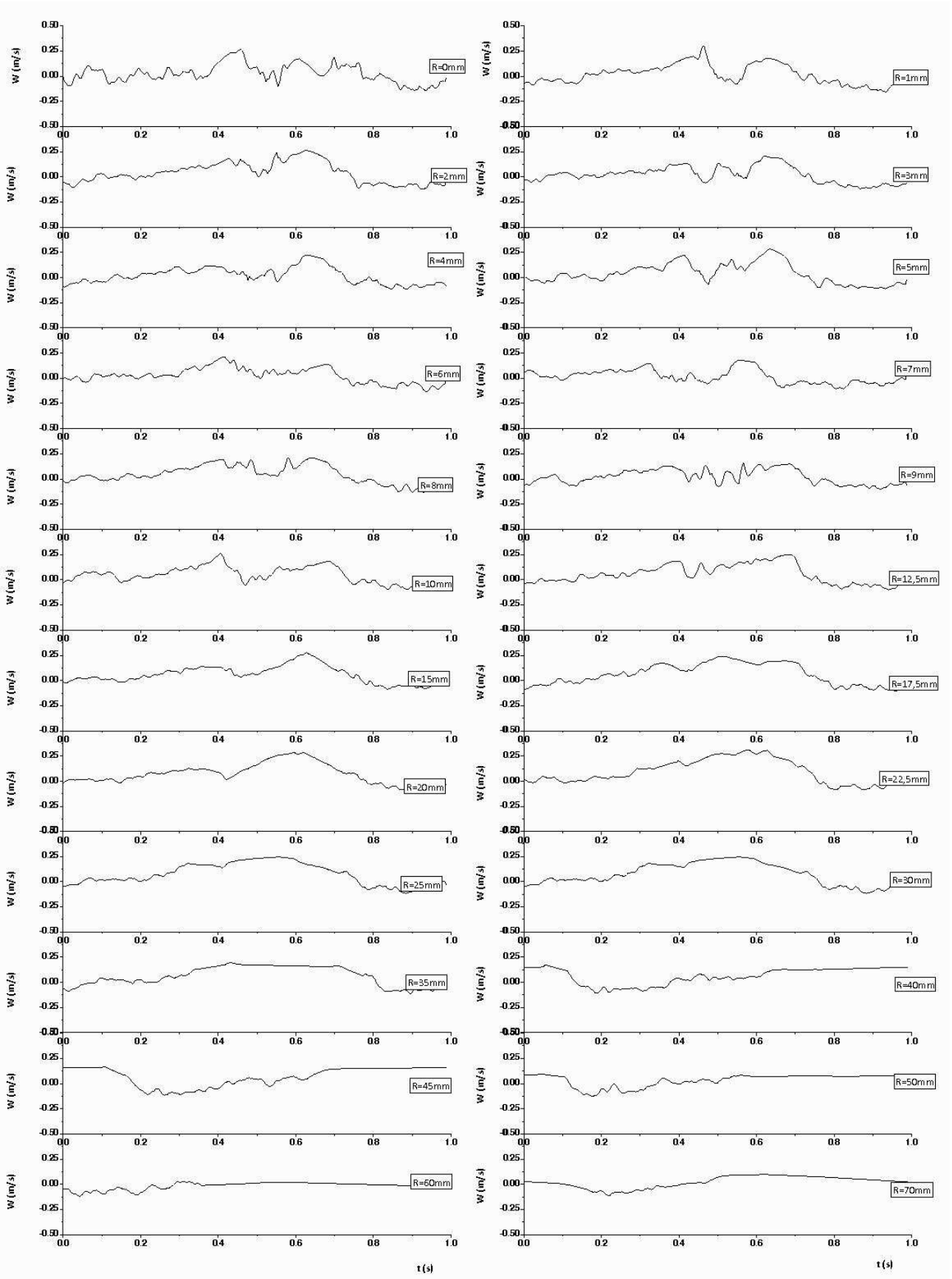


FIG. C.2: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1s et H=0,077m

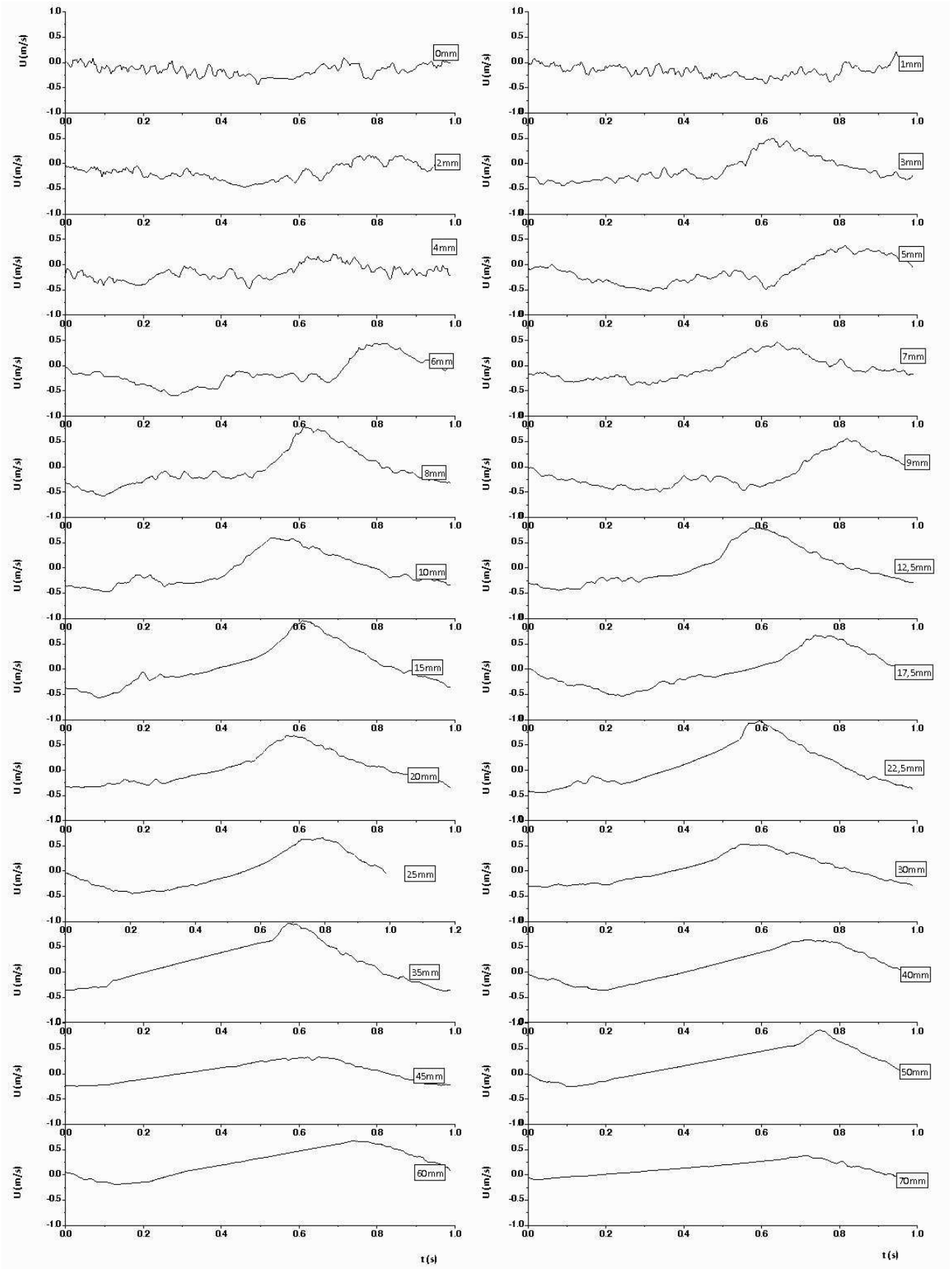


FIG. C.3: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1s et H=0,135m

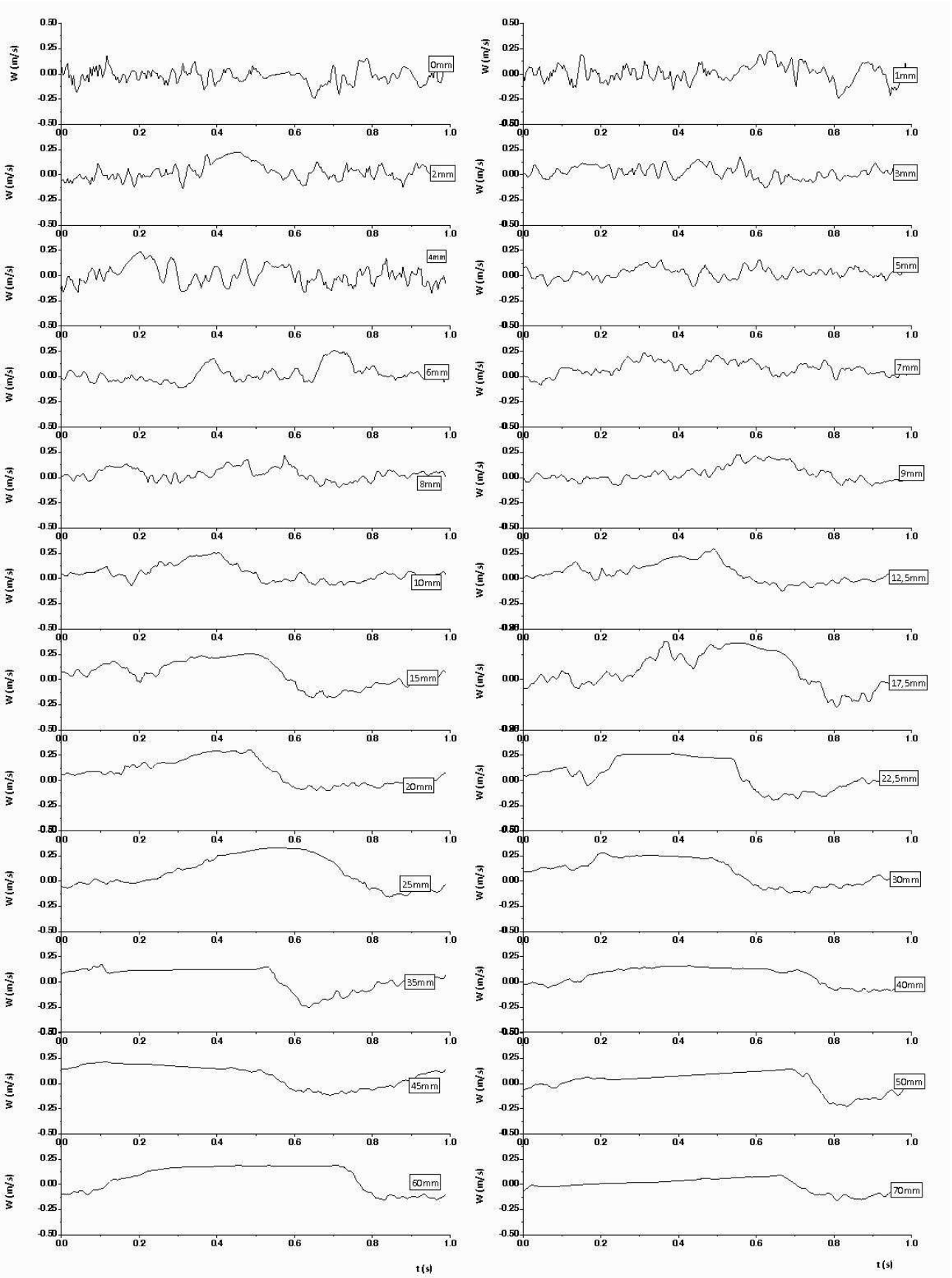


FIG. C.4: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1s et H=0,135m

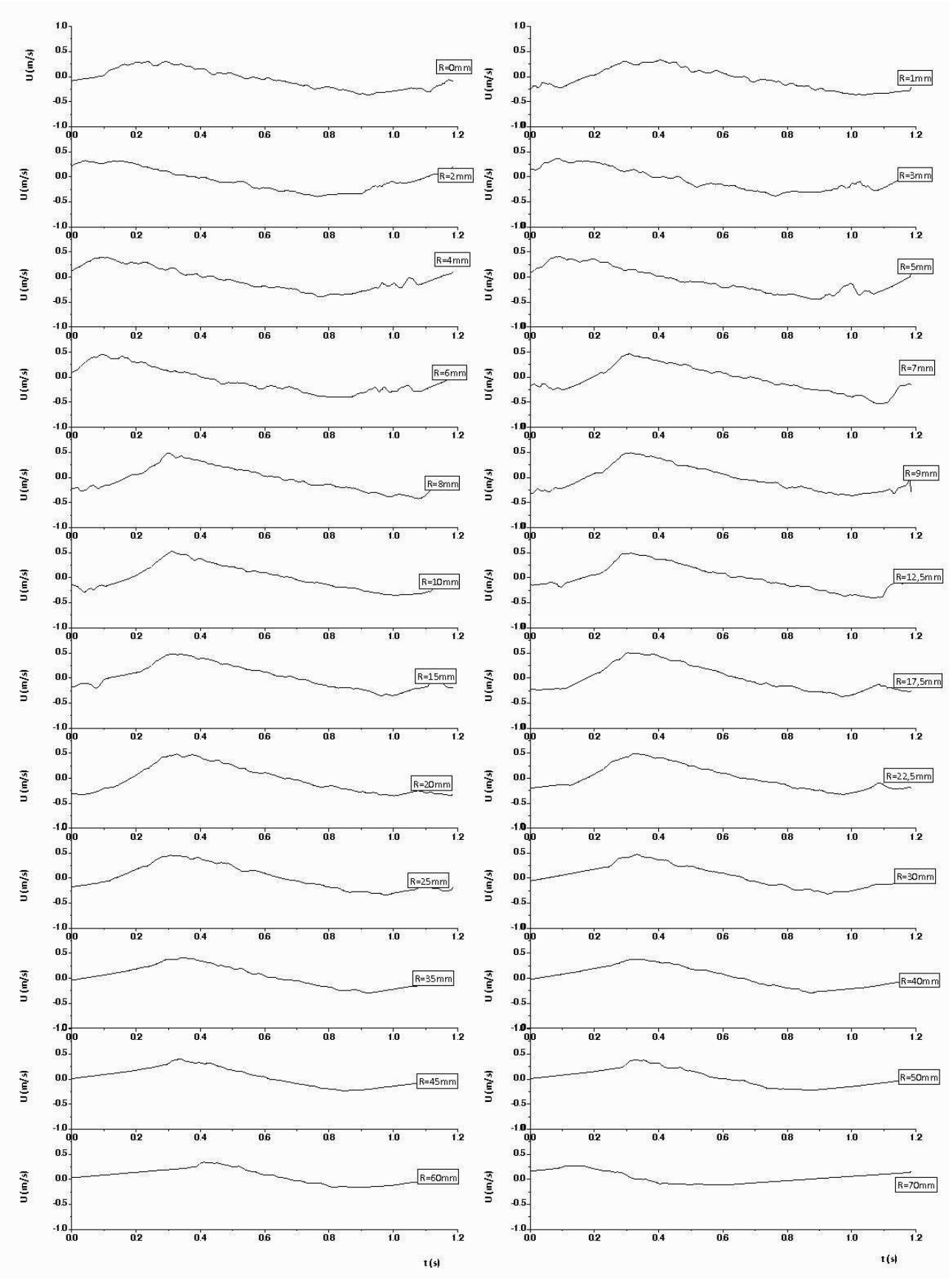


FIG. C.5: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,2s et H=0,08m

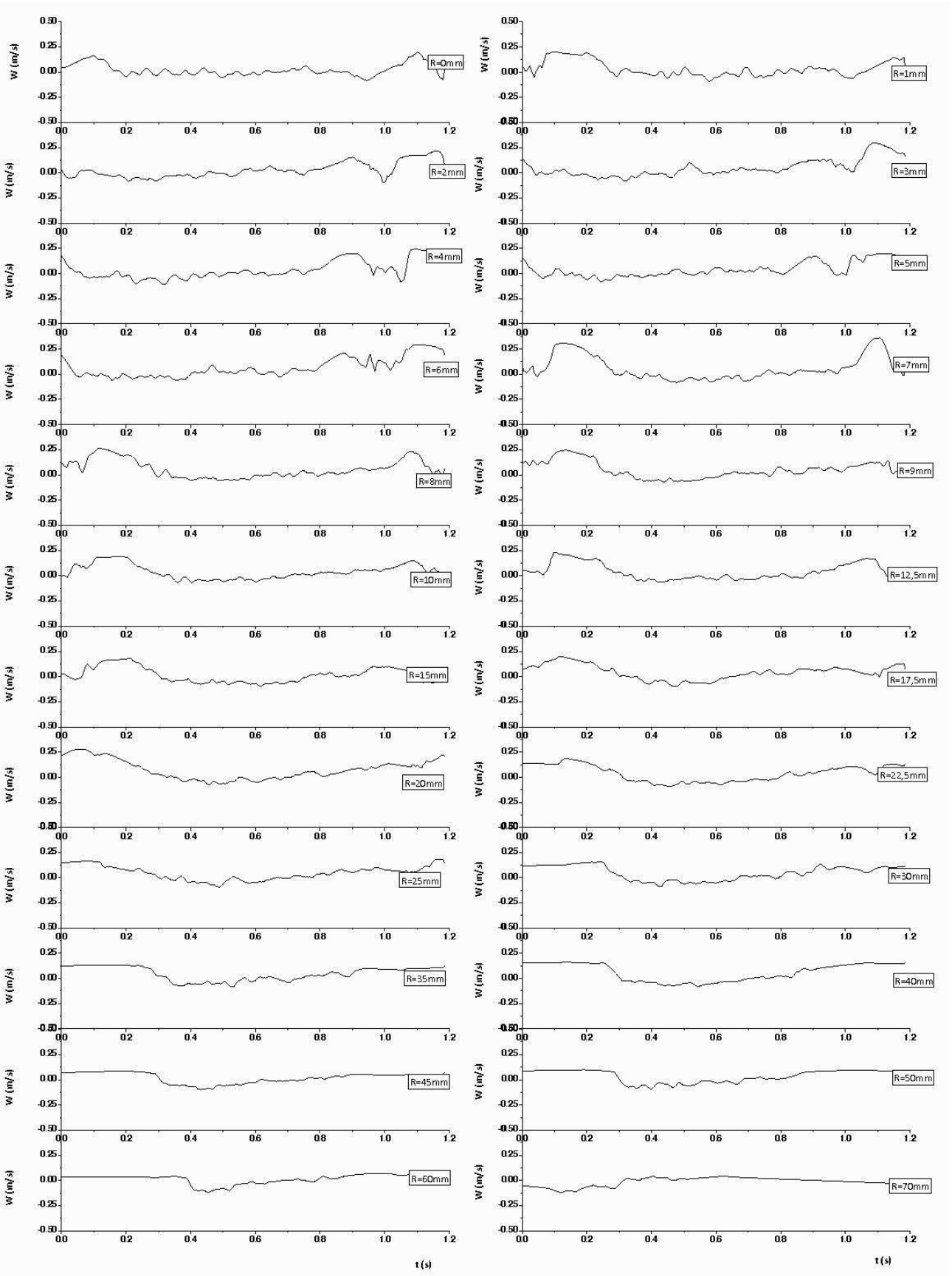


FIG. C.6: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,2s et H=0,08m

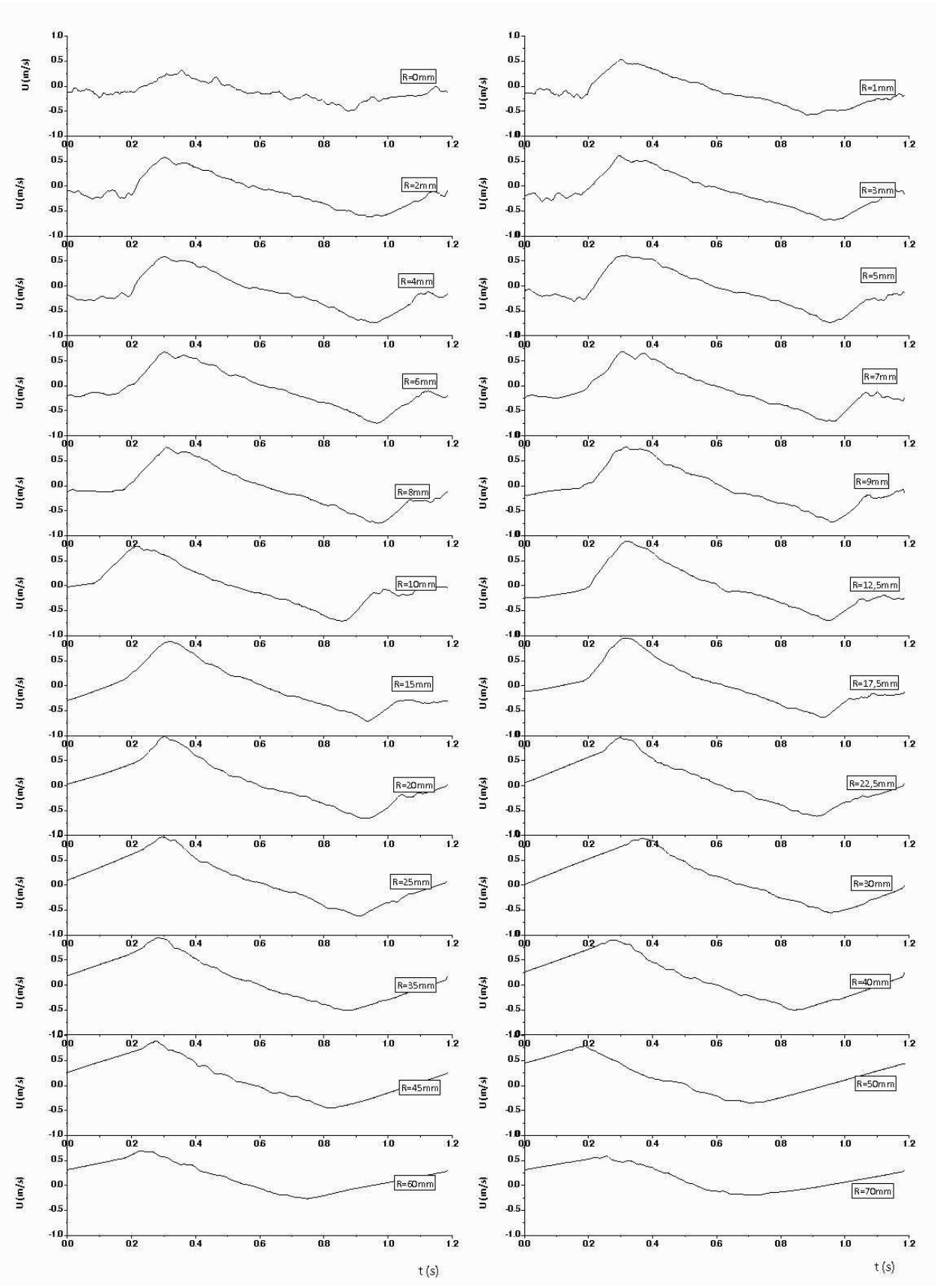


FIG. C.7: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,2s et H=0,14m

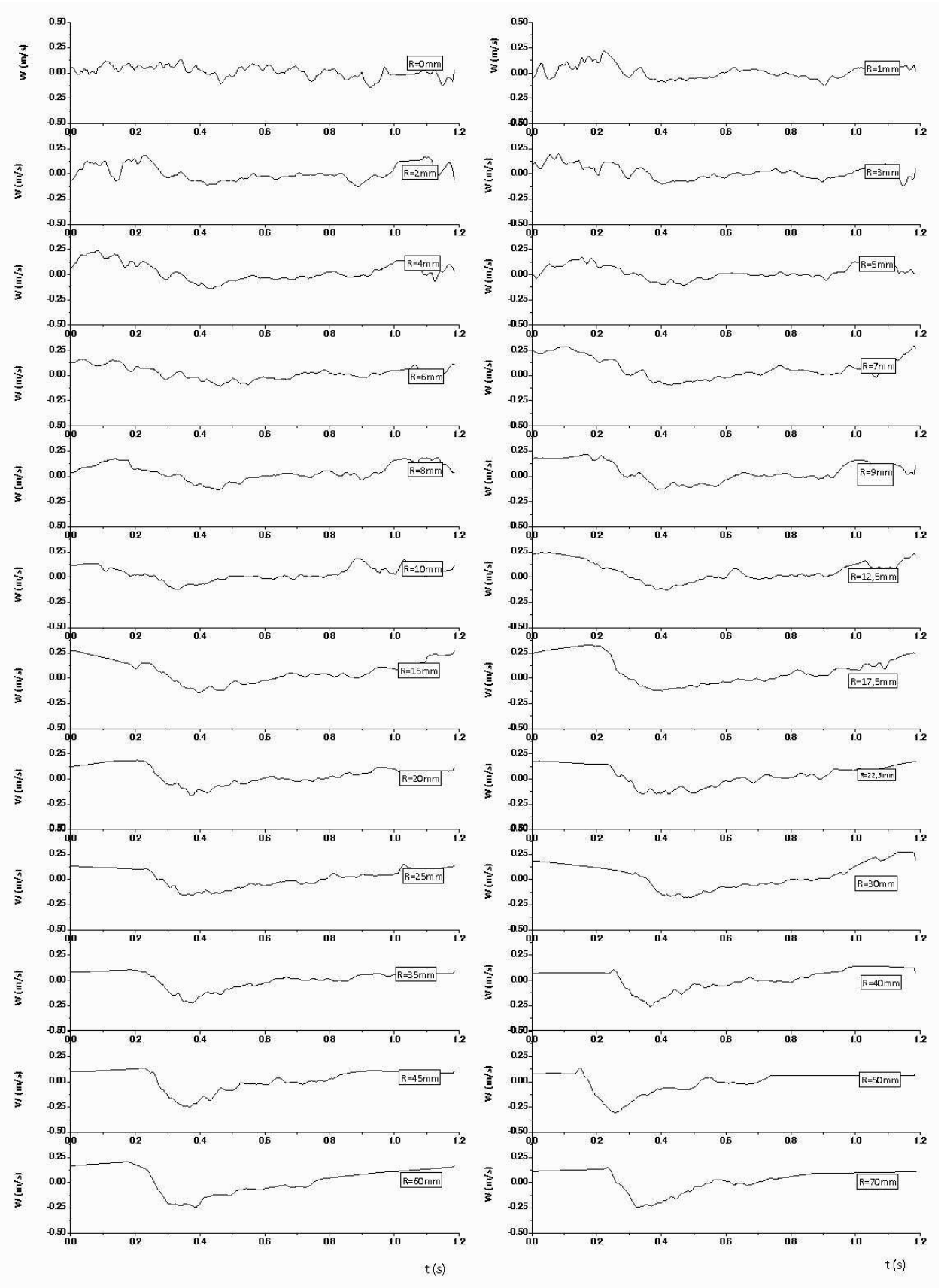


FIG. C.8: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,2s et H=0,14m

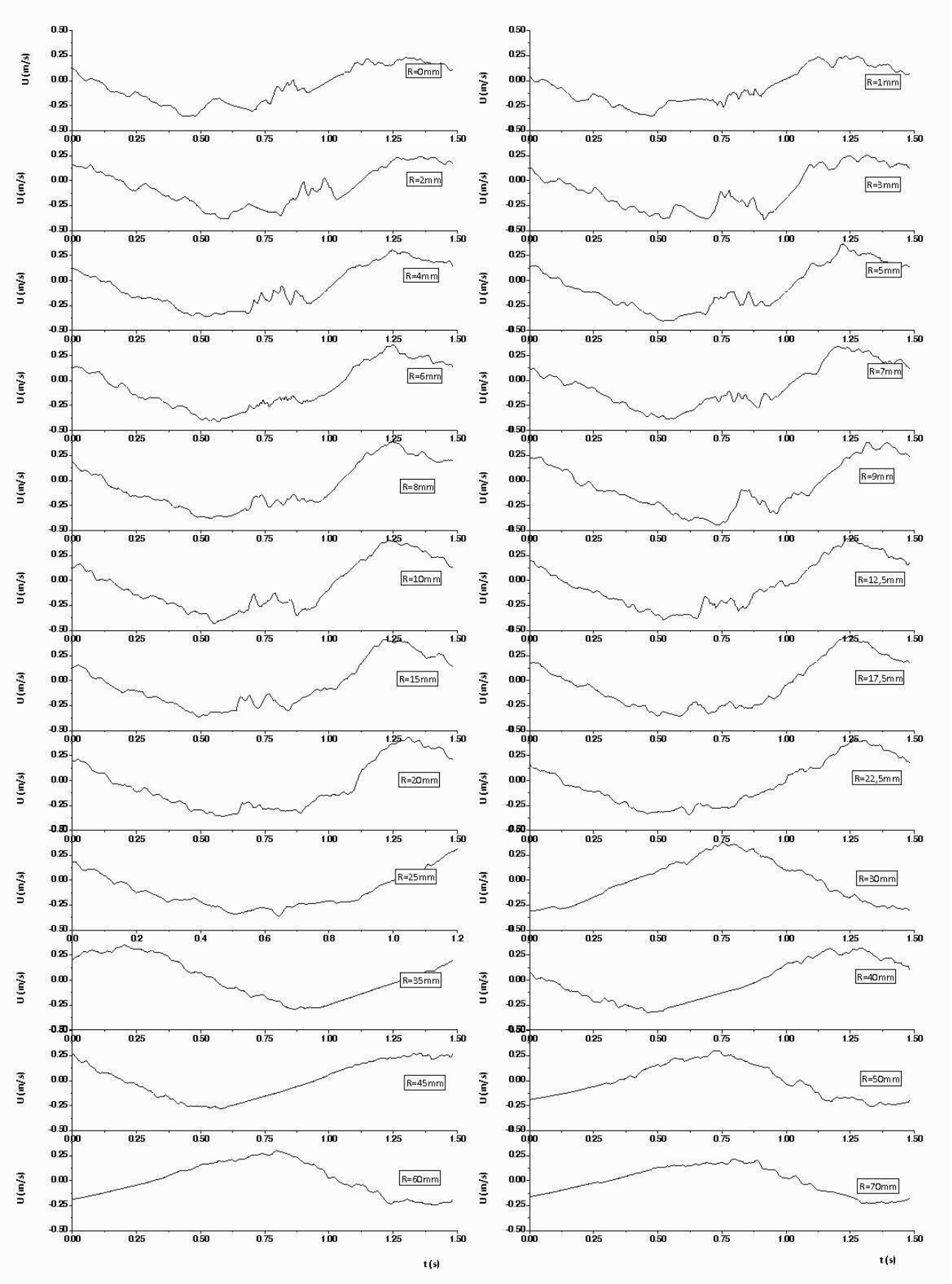


FIG. C.9: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,5s et H=0,105m

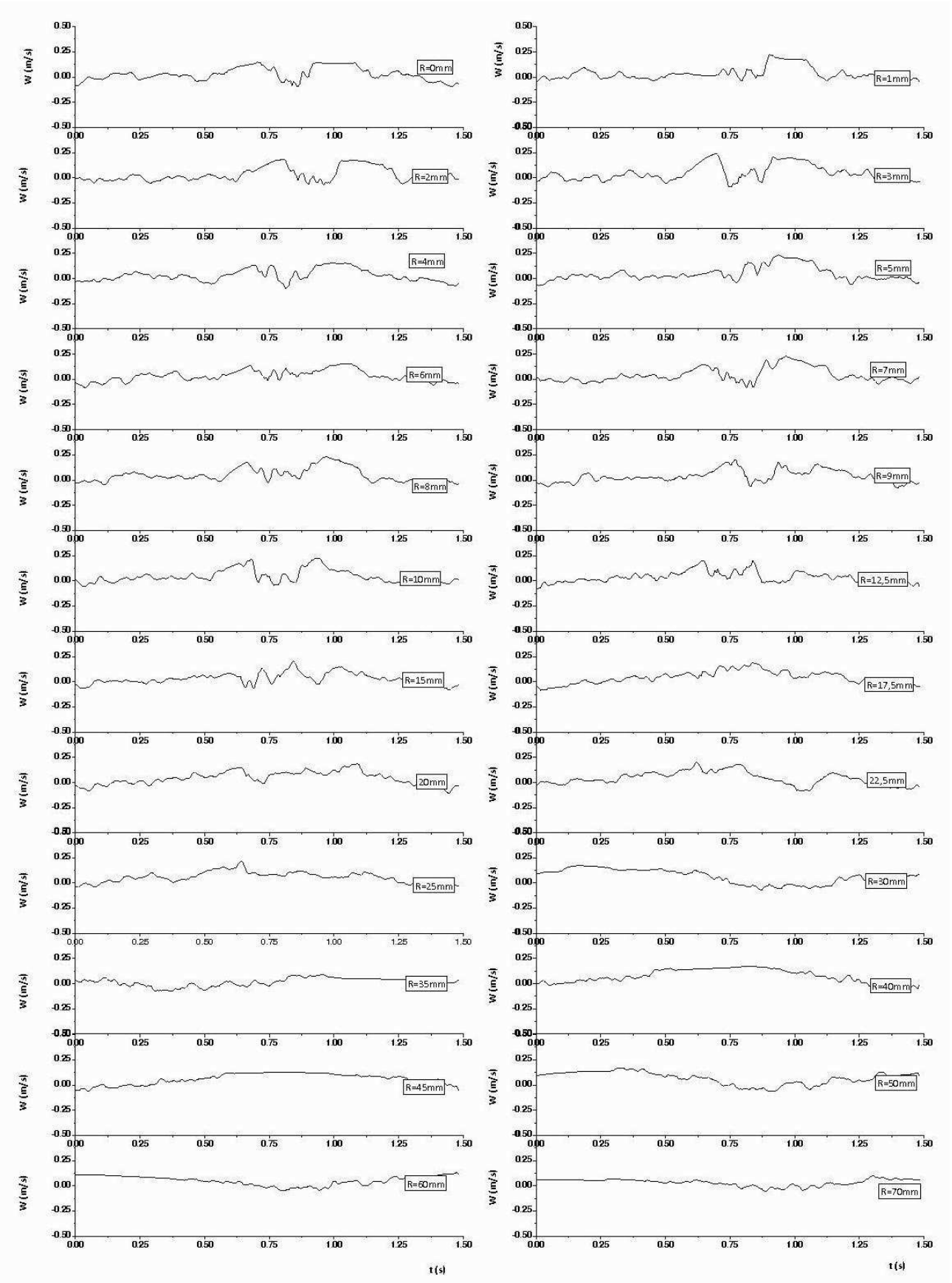


FIG. C.10: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,5s et H=0,105m

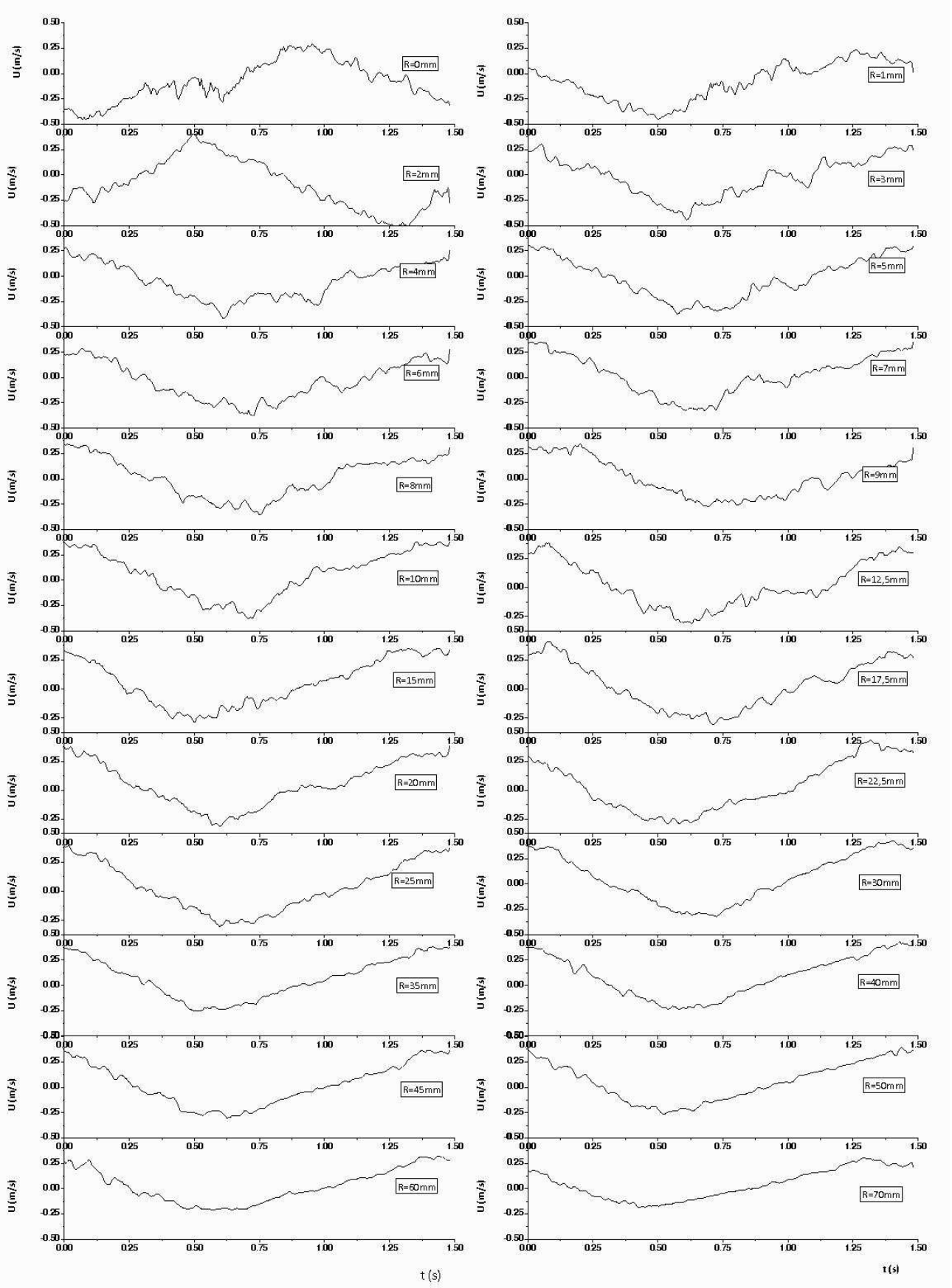


FIG. C.11: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,5s et H=0,14m

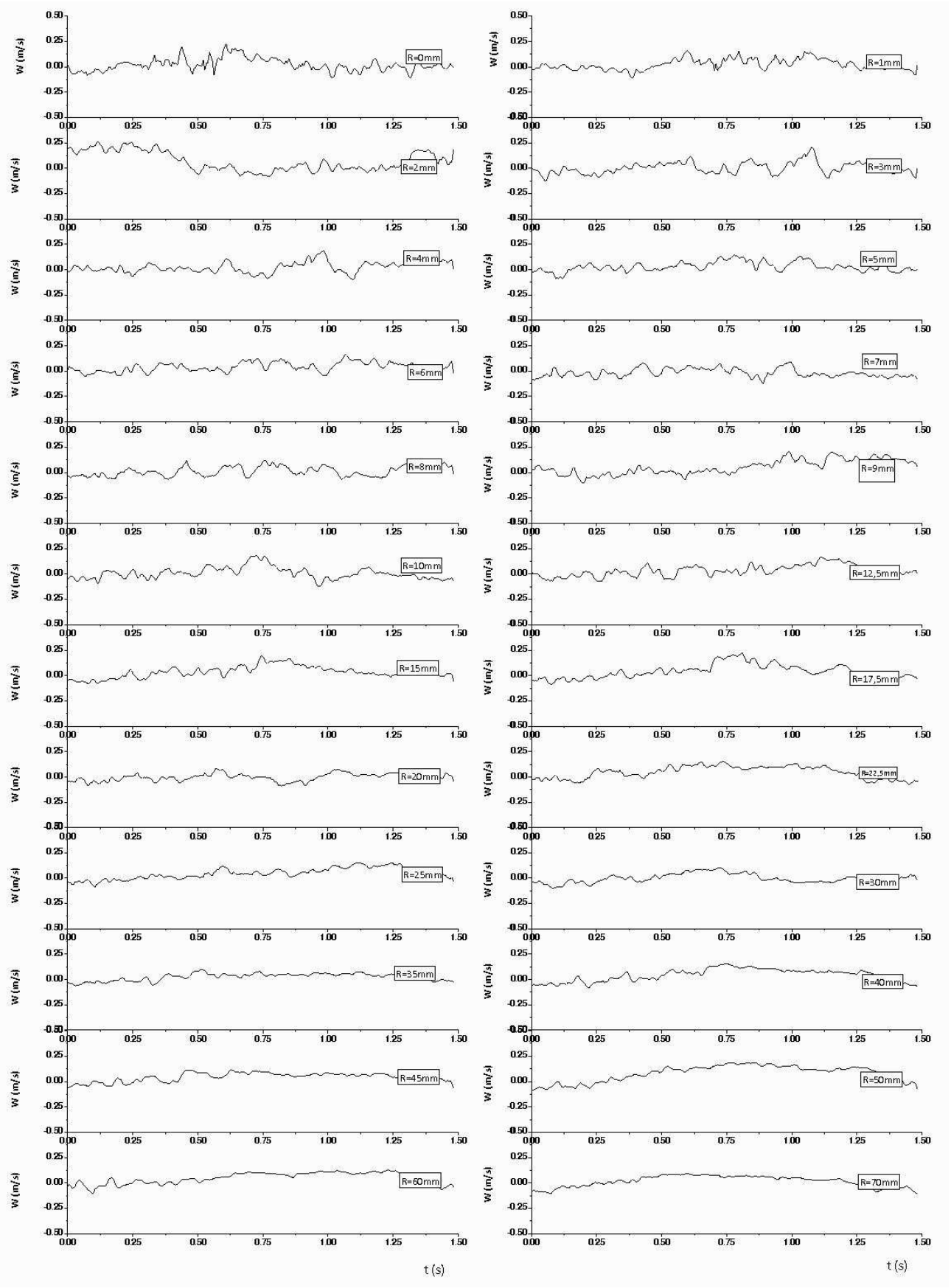


FIG. C.12: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,5s et H=0,14m

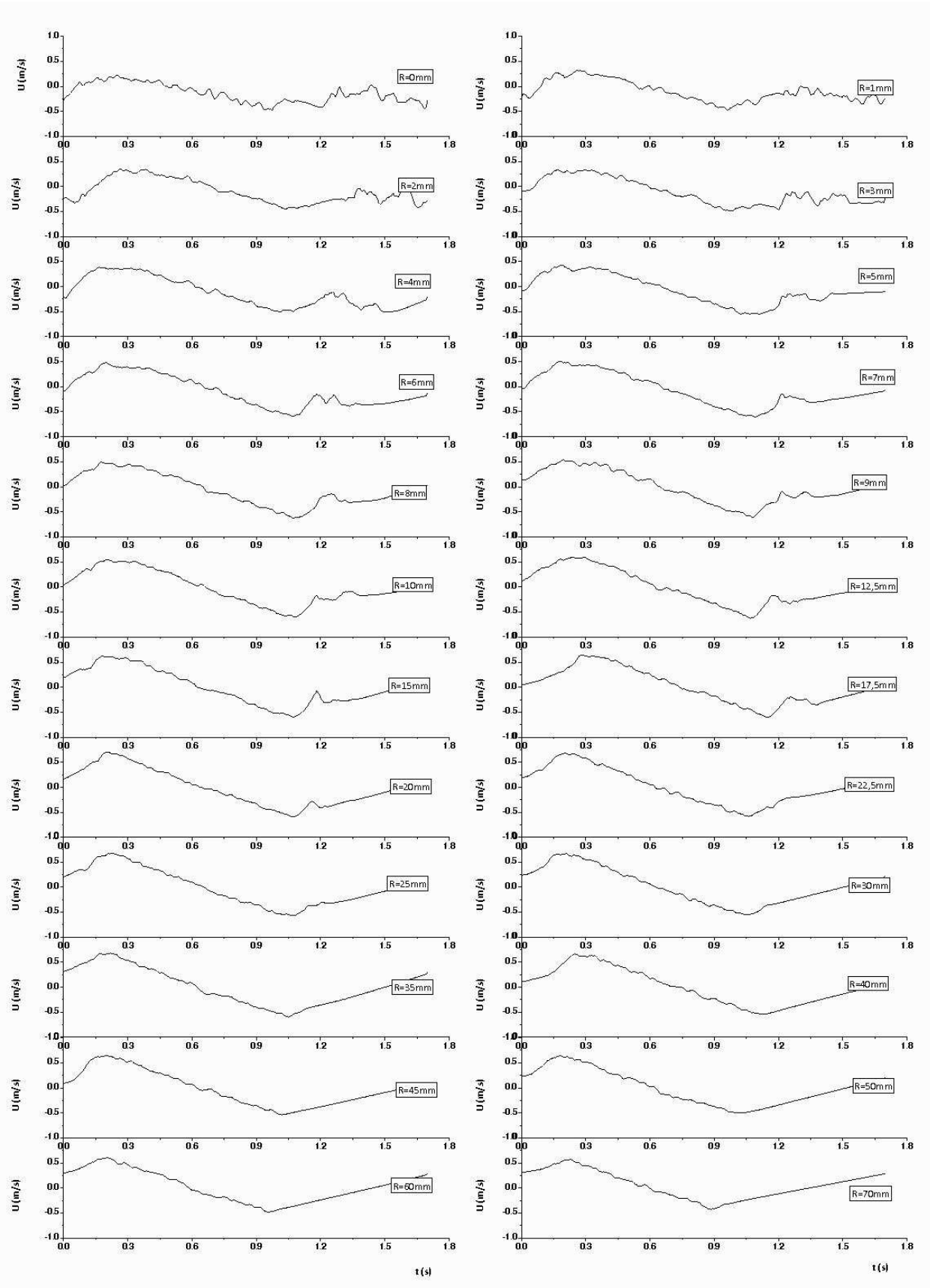


FIG. C.13: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,72s et H=0,145m

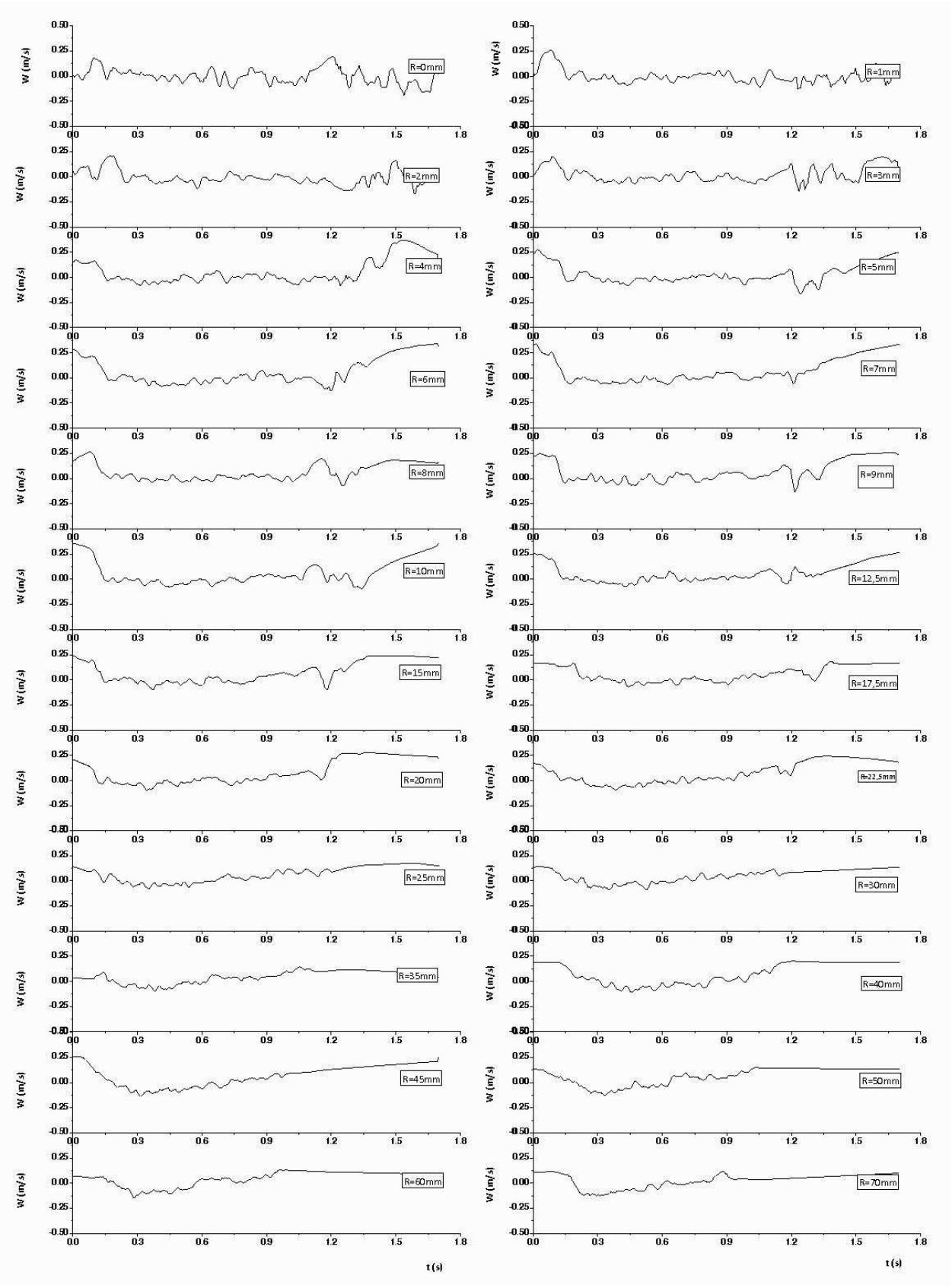


FIG. C.14: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,72s et H=0,145m

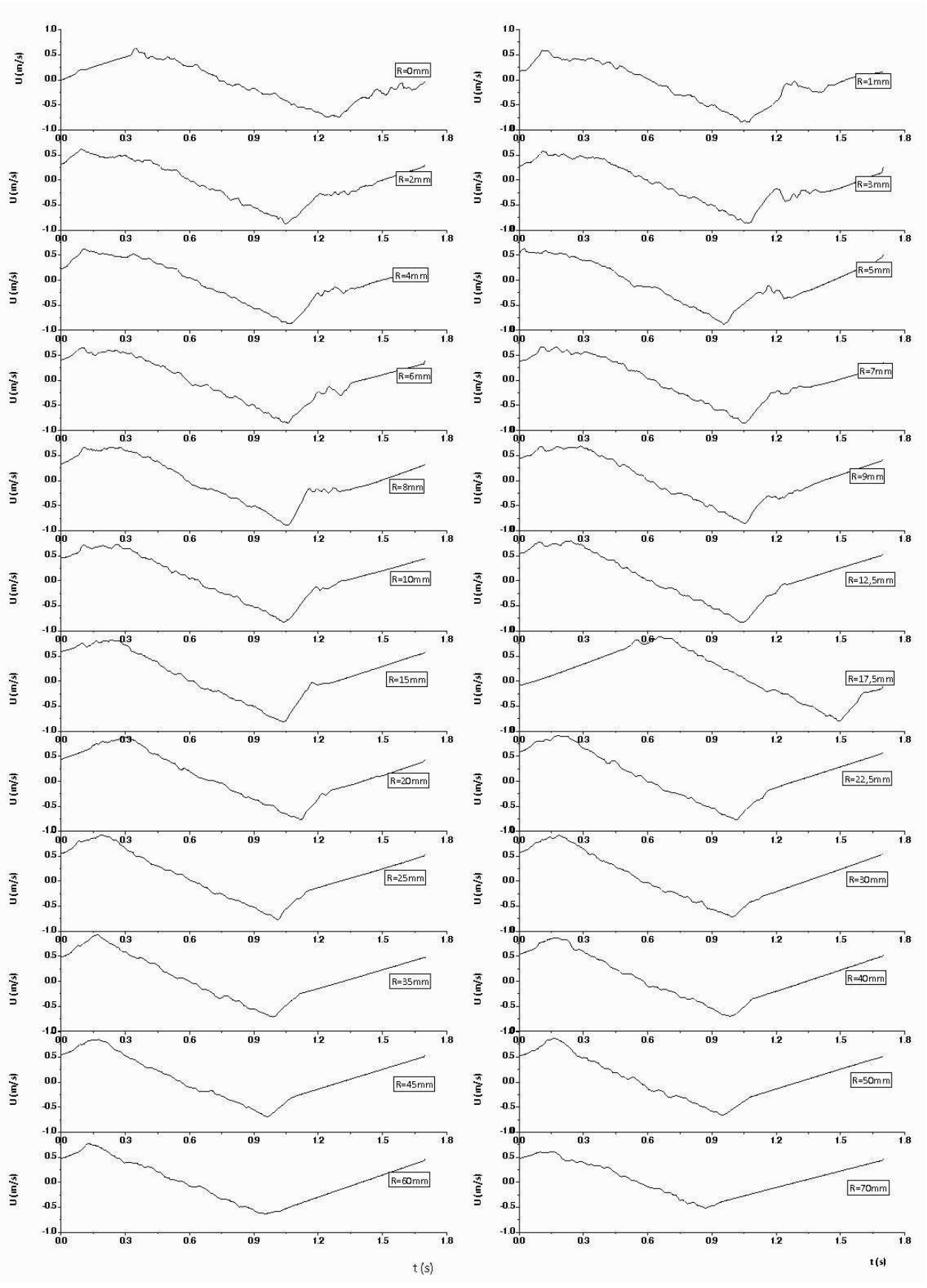


FIG. C.15: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=1,72s et H=0,16m

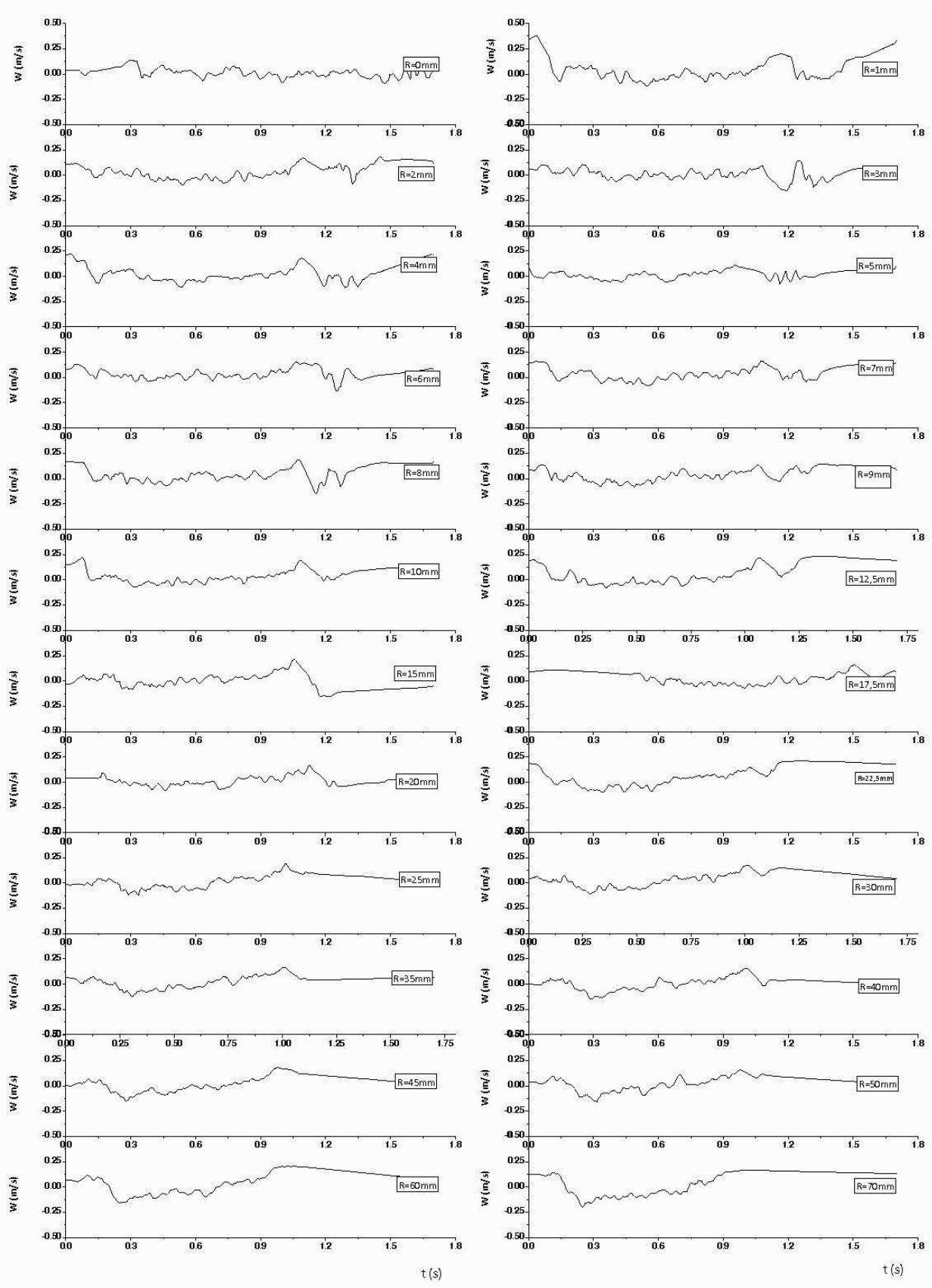


FIG. C.16: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=1,72s et H=0,16m

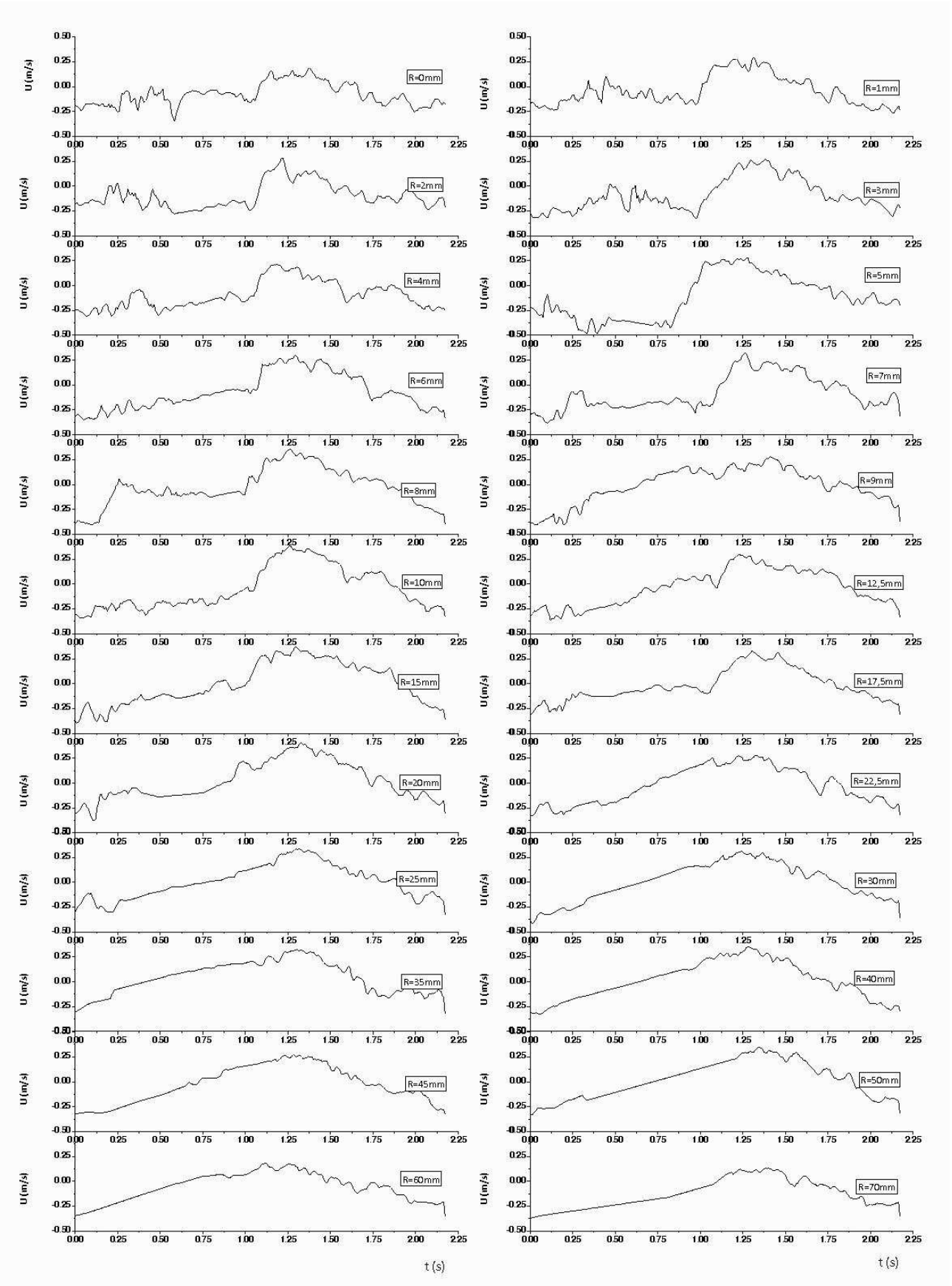


FIG. C.17: Profil de la vitesse longitudinale en fonction de la distance au bloc, T=2,2s et H=0,15m

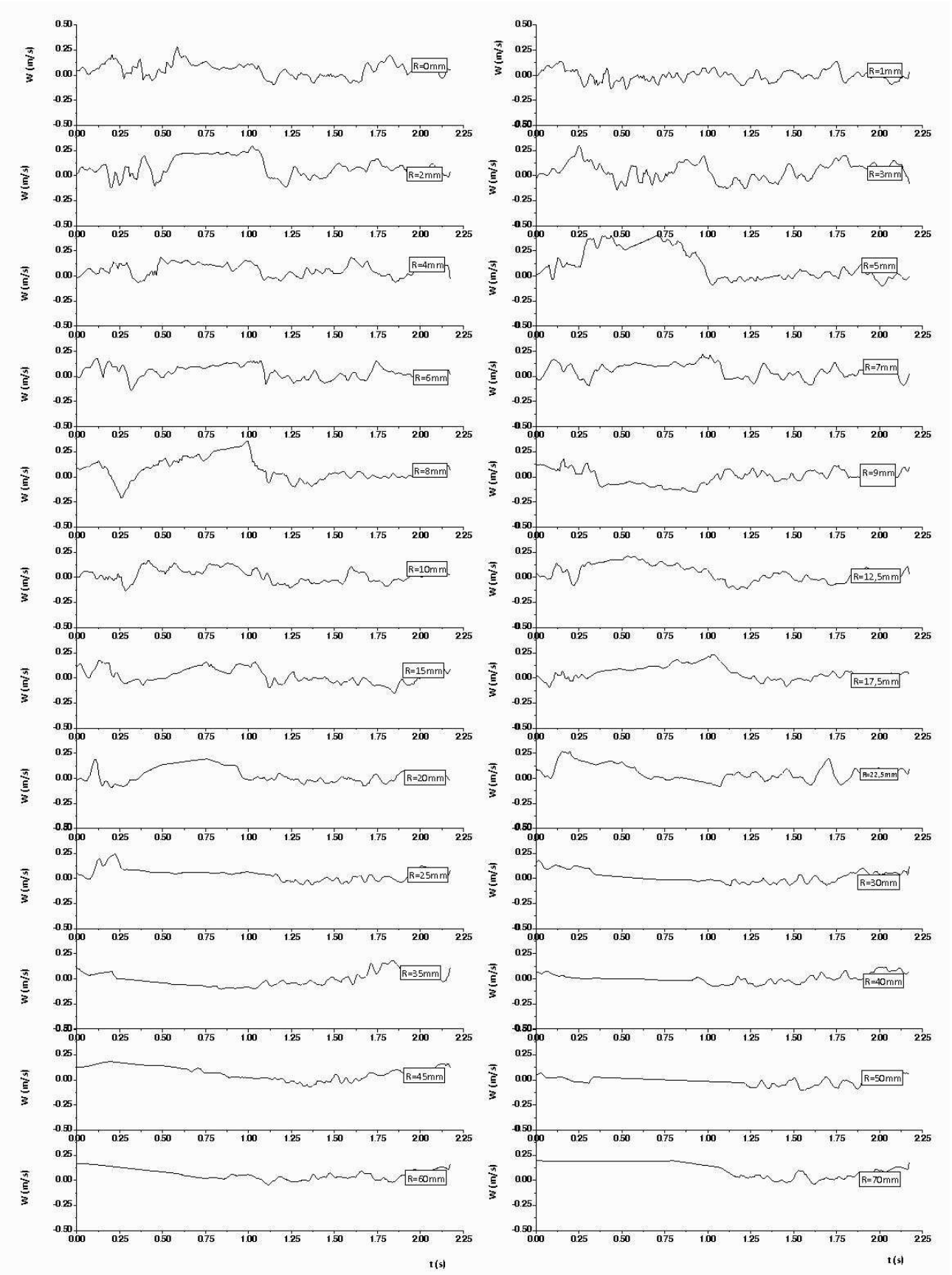


FIG. C.18: Profil de la vitesse transversale en fonction de la distance au bloc, T=2,2s et H=0,15m

Annexe D

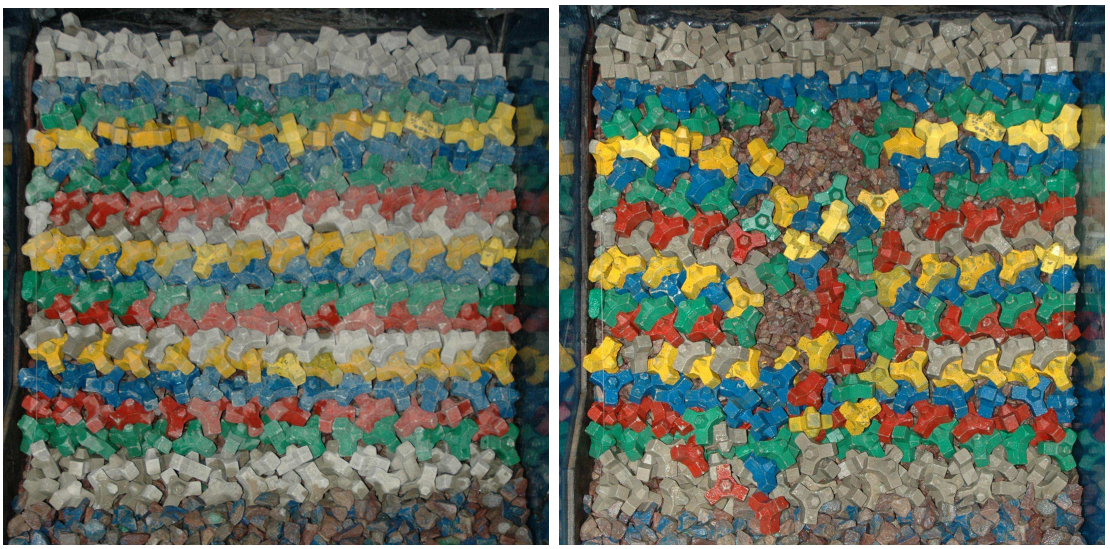
Paramètres des différents assemblages

Test	Nombre de blocs	t_a (mm)	K_t	n_v	ϕ	Pente
PDP aléatoire	207	60	1,6	0,625	0,60	3/2
PDP Mix	212	60	1,6	0,61	0,615	3/2
	211	60	1,6	0,6	0,62	3/2
PDP Dominante	205		1,6	0,59	0,63	3/2
PDP tressè	198	60	1,6	0,57	0,64	3/2
PDP Mix	210	60	1,6	0,61	0,62	3/2
	210	60	1,6	0,61	0,62	3/2

Tab. D.1: Caractéristiques géométriques des plans de pose testés (PDP : Plan de Pose)

(a) Avant le test (b) Après les dommages

Fig. D.1: Evolution du plan de pose PDP Aléatoire

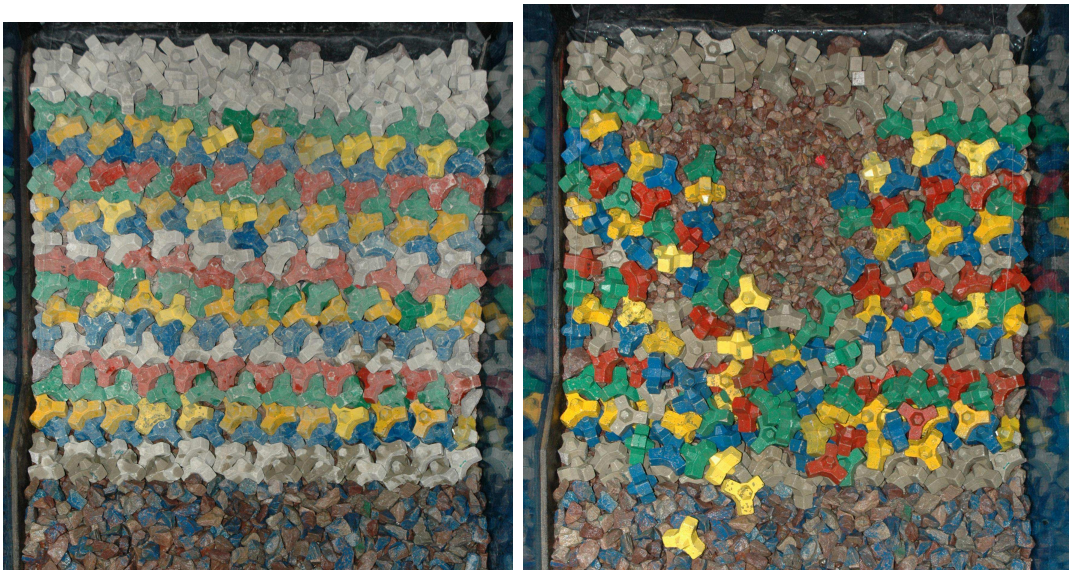


(a) Avant le test (b) Après les dommages

Fig. D.2: Evolution du plan de pose PDP Mix

(a) Avant le test (b) Après les dommages

Fig. D.3: Evolution du plan de pose PDP Mix

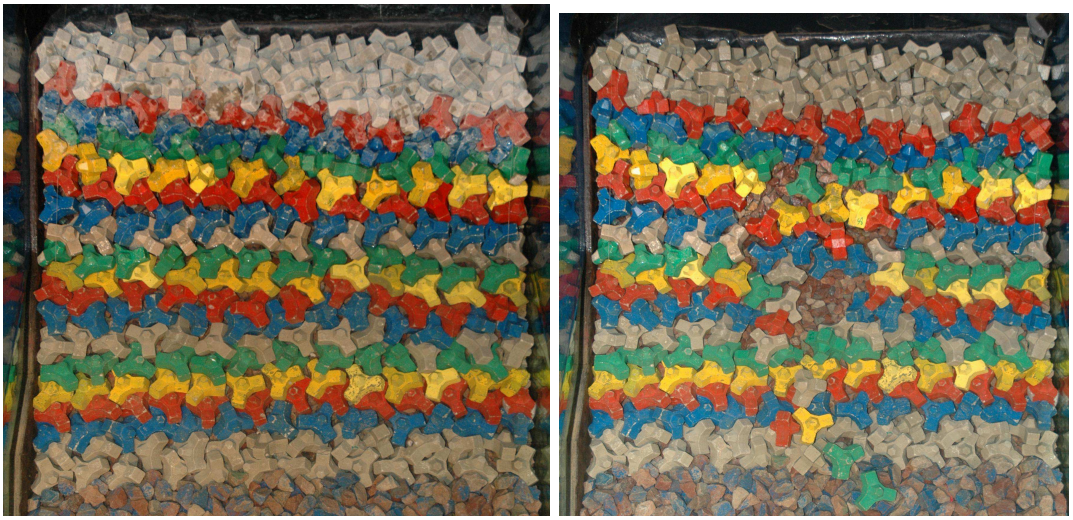


(a) Avant le test (b) Après les dommages

Fig. D.4: Evolution du plan de pose PDP Dominant

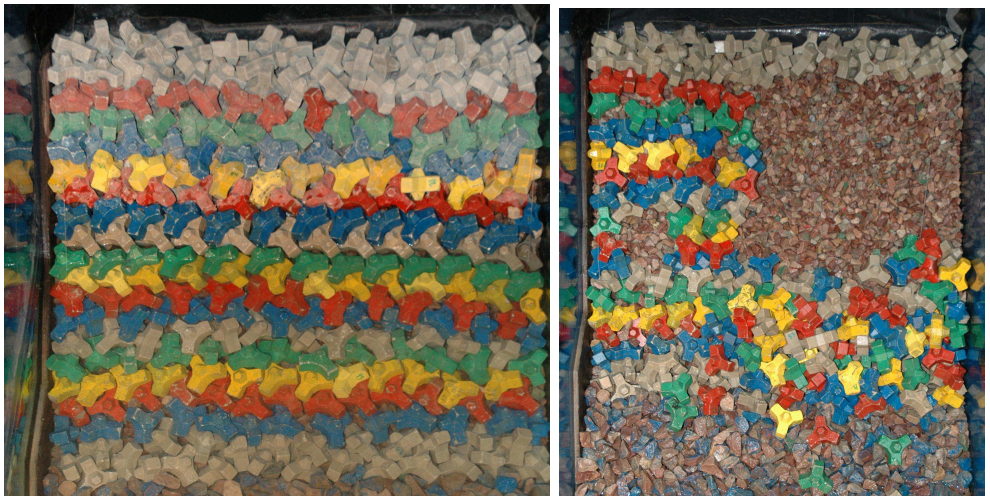
(a) Avant le test (b) Après les dommages

Fig. D.5: Evolution du plan de pose PDP Tressé



(a) Avant le test (b) Après les dommages

Fig. D.6: Evolution du plan de pose PDP Mix2



(a) Avant le test (b) Après les dommages

Fig. D.7: Evolution du plan de pose PDP Mix2

D.1 Résultat expérimentaux

D.1.1 Réflexion

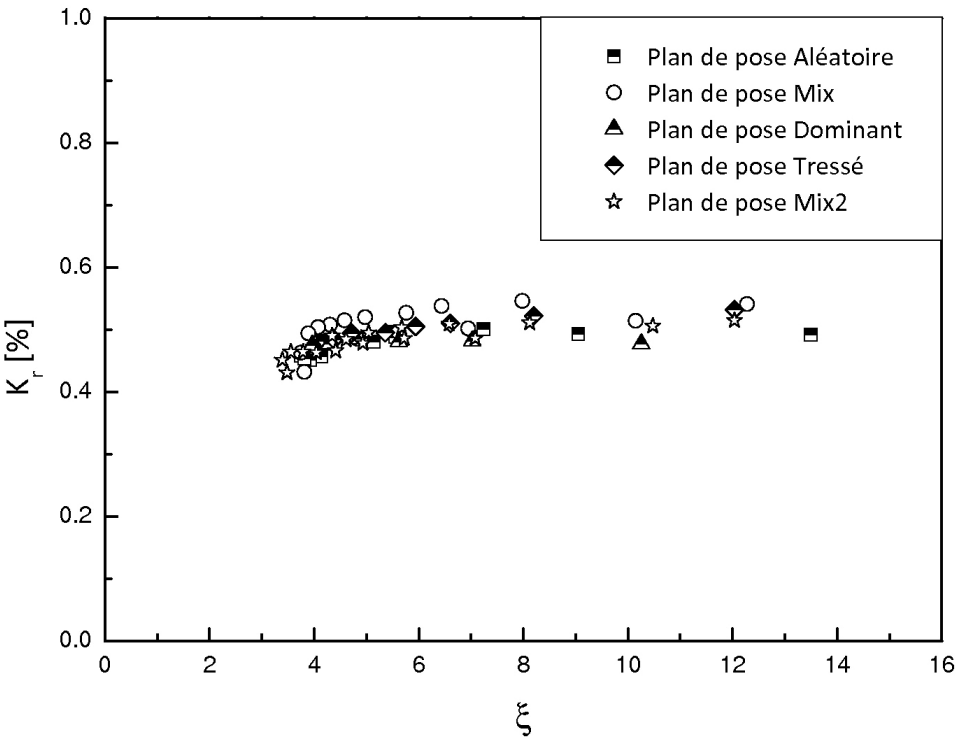


FIG. D.8: Variation du coefficient de réflexion en fonction du nombre d'Iribarren. Comparaison des différents plans de pose

D.1.2 Run-up/Run-down

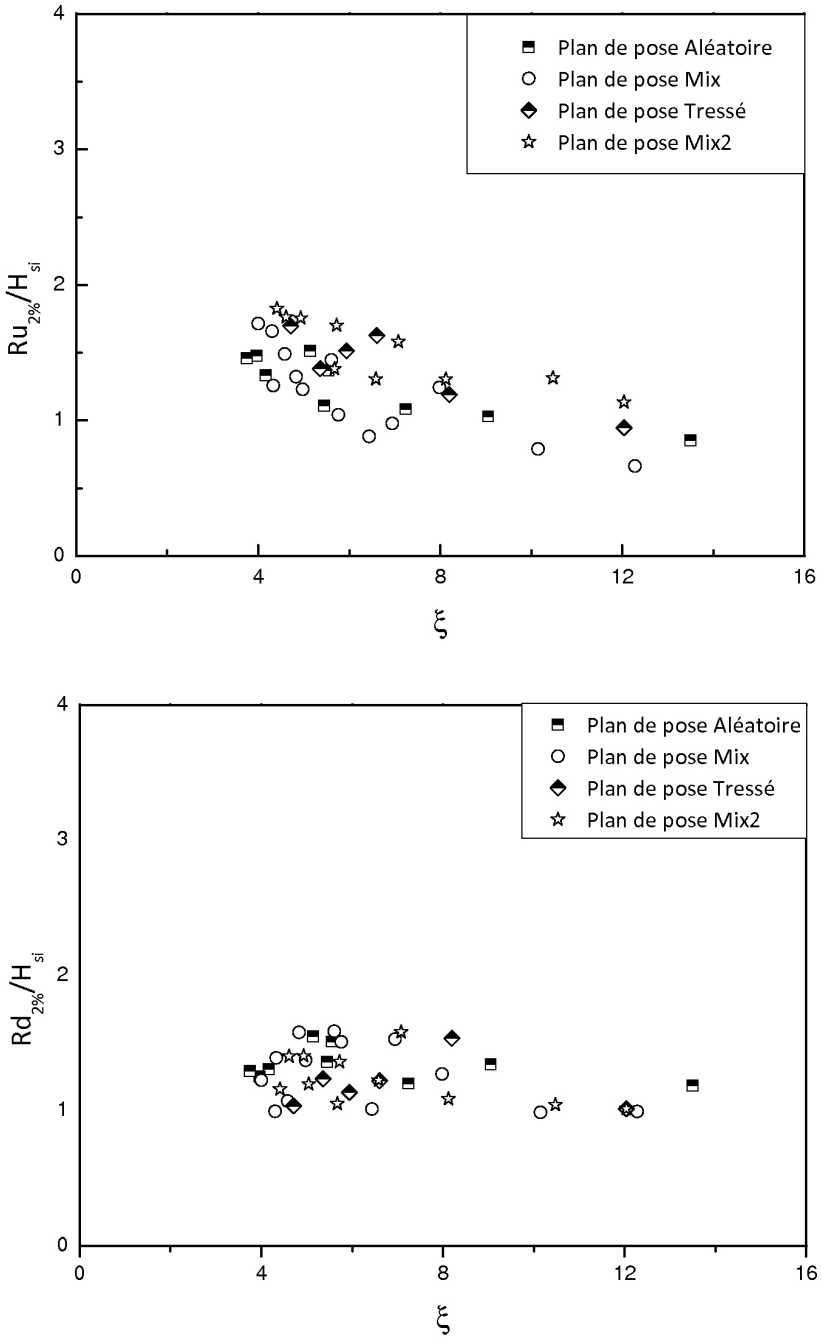


FIG. D.9: Run-up/run-down en fonction du nombre d'Iribarren. Comparaison des différents plans de pose

D.1.3 Franchissement

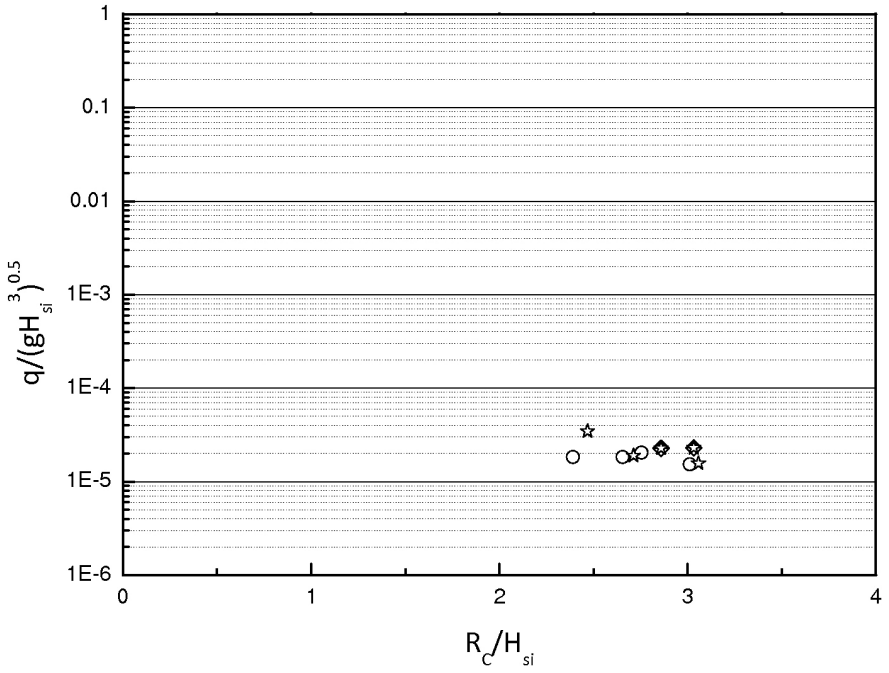


Fig. D.10: Evolution du franchissement en fonction du nombre d'Iribarren

D.1.4 Critère de dommage

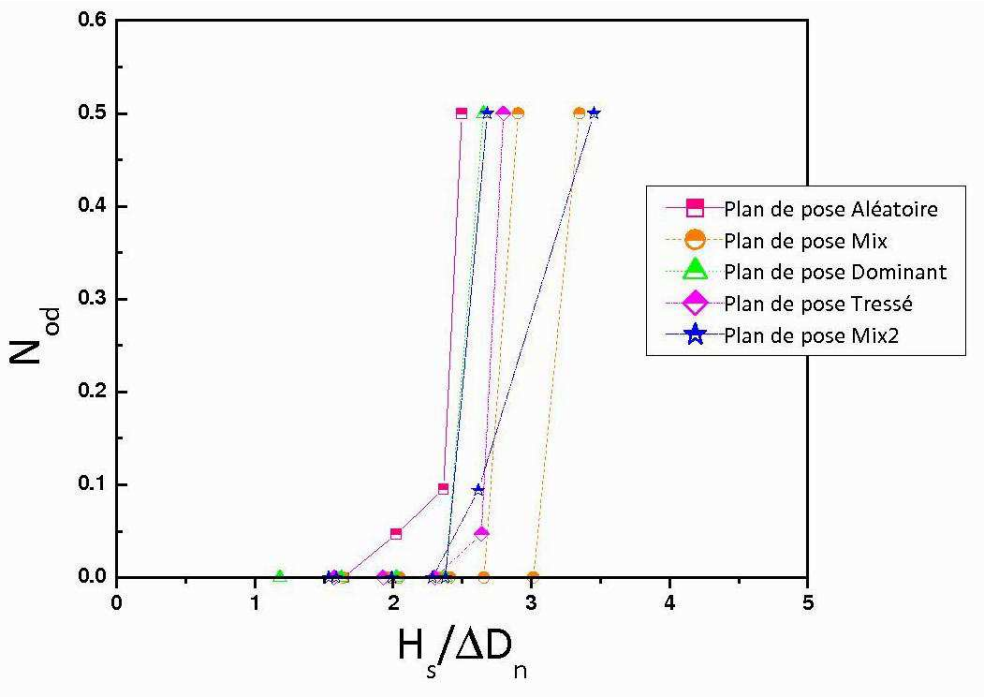


FIG. D.11: Evolution des dommages en fonction du paramètre de stabilité

Résumé
Parmi l'ensemble des différentes parties composant une digue à talus maritime, la carapace représente l'élément clé de la stabilité de la structure. Elle se compose soit d'enrochements naturels soit de blocs artificiels en béton lorsque l'intensité de la houle requiert des poids d'éléments naturels que les carrières disponibles ne sont pas en mesure de fournir.
Le développement des blocs artificiels performants a fait l'objet de multiples travaux de la part de chercheurs du monde entier. Il s'agissait principalement de proposer des formes optimisées conduisant à une grande stabilité hydraulique autorisant par là de faibles consommations de béton et donc des économies substantielles. L'objective principale de ces travaux de recherche est de mettre au point de nouveaux blocs artificiels de protection des digues à talus soumis à l'action des houles. Le travail contribuera à développer des méthodes d'optimisation des formes des blocs. Les enseignements recueillis à l'issue de la thèse doivent permettre de proposer des formes plus performances que celles aujourd'hui disponibles sur le marché. L'analyse de la performance de ce bloc sur modèle réduit nous apporte des résultats satisfaisants en termes de stabilité, malgré le franchissement restant à améliorer.
Une étude approfondie, d'une part sur la cinématique de l'écoulement proche de la carapace et d'autre part les efforts subis par le bloc, nous permet de proposer une nouvelle formulation de la vitesse longitudinale liée au run-up. L'influence du caractère de l'onde (déferlement, claque) est déterminante pour les coefficients hydrodynamiques.

Mots clés : Littoraux, Digues à talus, Carapace, Bloc artificiel, Constructions stabilité, Performance hydraulique, Vagues, Déferlement, Claque

Abstract
Among the whole various parts composing a rubble mound breakwater, armour layer represents the key component of the structure stability. It is composed either of quarry stones or of artificial concrete armour units when the design wave conditions require heavy armour elements that careers may not able to provide.
The development of the concrete armour unit performance has been the subject of numerous studies. The main concern was to propose optimizations leading to a better hydraulic stability thereby allowing low consumption of concrete and thus significant savings. The main objective of this thesis is to develop a new artificial armor unit for rubble mound breakwaters. Work will contribute to develop methods for optimizing shapes of the armour units. The lesson collected at the end of the thesis will produce new forms more performing than those available today on the market.
Based on hydraulic model tests, the results demonstrate the large hydraulic stability, in spite of overtopping remaining to be improved. In this study, other experimental tests were performed to investigate the velocity field close to the armor layer and also the wave -induced loadings acting on one instrumented block. A new formula is proposed concerning velocity longitudinal in relation to run-up. It is shown that the influence of the wave characteristics (breaking wave, impact) is a decisive parameter for the hydrodynamic coefficients.

Keywords : Coasts, Rubble mound breakwaters, Armour layer, Armour concrete units, Structural stability, Hydraulic performance, Ocean waves, Breaking wave, Impact.