

MODÉLISATION PHYSIQUE DE L'ÉROSION-AFFOUILLEMENT AU PIED D'UN OUVRAGE VERTICAL DE PROTECTION CÔTIÈRE

Par
Laurence Marois

Mémoire présenté pour l'obtention du grade de
Maître ès Sciences (M.Sc.)
en sciences de la terre

Jury d'évaluation

Président du jury et
examineur interne

Jacob Stolle
INRS - ETE

Examineur externe

Brian Morse
Université Laval

Directeur de recherche

Damien Pham Van Bang
INRS - ETE

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche, Damien Pham Van Bang, de m'avoir donné l'opportunité de mener à bien ce projet de recherche. Merci de m'avoir fait confiance, de m'avoir encouragée et conseillée durant ces dernières années. J'aimerais également remercier les professeurs Jacob Stolle et Brian Morse d'avoir accepté de lire et de juger ce mémoire.

Ce mémoire n'aurait pas été possible sans la merveilleuse équipe de techniciens, agents de recherche, étudiants et stagiaires du laboratoire CT-Scan et LHE. Louis-Frédéric, Mathieu, Philippe, Dominic et Raky, merci pour vos conseils, votre aide technique et votre disponibilité. Merci, Kad d'avoir été si patient pour m'expliquer la mécanique des fluides. J'aimerais aussi remercier mes amis de GEX et de l'INRS qui m'ont accompagnée pendant mon parcours universitaire.

Je tiens à remercier le MTQ pour le soutien financier qui a rendu possible ce projet, ainsi que les ingénieurs responsables du projet IMAGe, messieurs Pierre Gaudreau, Christian Poirier et Michel Michaud, pour leurs recommandations et le partage de leur expérience. Le soutien financier du MRIF a permis la réalisation du projet de collaboration avec le Disaster Prevention Research Institute (DPRI) de l'Université de Kyoto. Merci au professeur Nabuhito Mori et son équipe pour leur accueil chaleureux et les échanges enrichissants qui m'ont permis de vivre une expérience inoubliable.

J'aimerais remercier ma famille. D'abord mes parents pour m'avoir transmis tous les outils pour réussir et m'encourager tous les jours à me surpasser, pour leur écoute, leur soutien inconditionnel et leur confiance inébranlable en mes capacités. Mon frère, pour ses encouragements et ma sœur, mon amie, pour savoir sut trouver les mots justes pour transformer les larmes en rires. Finalement, merci, Pascal pour ton appui dans les moments plus difficiles de la dernière année.

RÉSUMÉ

Les murs côtiers au Québec sont soumis à un stress important lors des ondes de tempêtes. Ces événements extrêmes érodent la plage au pied des ouvrages, formant une fosse d'affouillement et menaçant la stabilité des ouvrages. Une étude a été menée afin d'améliorer les connaissances sur les processus de transports sédimentaires sous l'effet des vagues. Ces travaux présentent une étude rigoureuse de modélisation physique, avec le développement d'un montage expérimental, d'un protocole, puis de la réalisation de différentes campagnes expérimentales. Le suivi de la surface libre, des vitesses à proximité du mur et de l'évolution morphodynamique de la plage est effectué avec une technologie à haute résolution. Le suivi des vitesses se fait par *Planar Laser Induced Fluorescence* (PLIF) et une technologie acoustique est utilisée pour mesurer la bathymétrie. Sept paramètres d'intérêt ont été retenus ; les conditions hydrodynamiques (profondeur d'eau, période, hauteur de vague), sédimentaires (diamètre, pente) et les caractéristiques de l'ouvrage (position, géométrie). Deux processus distincts ont été observés, soit une évolution rapide, puis une stabilisation à une profondeur inférieure à la hauteur de vague et une évolution lente avec une profondeur d'affouillement supérieure à la hauteur de vague.

Mots-clés : Érosion côtière ; affouillement sur ouvrages côtiers ; hydrodynamique ; modèle physique ; canal à houle ; PIV ; imagerie echo-Doppler ; solutions côtière.

ABSTRACT

Coastal walls in Quebec are subject to significant stress during storm surges. These extreme events erode the beach at the foot of the structures, forming a scour hole and threatening the stability of the structures. A study was conducted to improve the knowledge of sediment transport processes under waves. This work presents a rigorous study of physical modelling, with the development of an experimental set-up, a protocol, and the realization of various experimental campaigns. The monitoring of the free surface, velocities near the wall and the morphodynamic evolution of the beach is carried out with a high-resolution technology. The monitoring of velocities is done by PLIF and an acoustic technology is used to measure the bathymetry. Seven parameters of interest were selected: hydrodynamic conditions (water depth, period, wave heights), sedimentary conditions (diameter, slope) and the characteristics of the structure (position, geometry). Two distinct processes were observed: a rapid evolution, then stabilization at a depth lower than the wave height and a slow evolution with a scouring depth higher than the wave height.

Keywords : Coastal erosion ; scour around coastal protection ; hydrodynamic ; physical modelling ; wave flume ; PIV ; echo-Doppler imaging ; coastal solutions.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XVII
LISTE DES SYMBOLES	XIX
1 INTRODUCTION.....	1
1.1 MISE EN CONTEXTE.....	1
1.2 OBJECTIFS	5
1.3 PLAN DU MEMOIRE	6
2 ÉTAT DE L'ART	7
2.1 LES ONDES EN GENIE COTIER	7
2.1.1 <i>Classification des ondes à la surface de l'eau</i>	7
2.1.2 <i>Les ondes gravitaires</i>	9
2.1.3 <i>Transformation des vagues</i>	13
2.2 CLASSIFICATION DES SYSTEMES COTIERS	18
2.2.1 <i>Classification des sédiments</i>	18
2.2.2 <i>Classification des plages</i>	19
2.3 TRANSPORT SEDIMENTAIRE EN ZONE COTIERE.....	22
2.3.1 <i>Mécanismes de transport</i>	22
2.3.2 <i>Dynamique côtière</i>	23
2.3.3 <i>Études expérimentales antécédentes de l'affouillement au pied d'un mur</i>	24
2.3.4 <i>Mise à l'échelle</i>	32

2.4	ANALYSE DE VAGUES PAR DECOMPOSITION HARMONIQUE	33
2.5	SOLUTIONS ALTERNATIVES DE MUR.....	36
2.5.1	<i>Mur incliné</i>	36
2.5.2	<i>Mur avec déflecteur</i>	37
2.5.3	<i>Mur rugueux</i>	38
2.5.4	<i>Mur cylindrique</i>	40
3	MATÉRIELS ET MÉTHODES	41
3.1	DISPOSITIF EXPERIMENTAL	41
3.1.1	<i>Canal à houle</i>	41
3.1.2	<i>Optimisation du canal</i>	43
3.1.3	<i>Mise en place de la plage</i>	44
3.1.4	<i>Fabrication des murs</i>	49
3.2	SONDES A VAGUE ACOUSTIQUES.....	51
3.3	VELOCIMETRIE PAR IMAGE DE PARTICULES (PIV)	54
3.4	SONDE BATHYMETRIQUE PAR ECHO-DOPPLER	59
3.5	PLAN EXPERIMENTAL.....	61
4	RÉSULTATS ET DISCUSSION	65
4.1	AFFOUILLEMENTS SUR LE MUR DE REFERENCE	65
4.1.1	<i>Évolution temporelle</i>	66
4.1.2	<i>Affouillement final</i>	78
4.1.3	<i>Analyse des vitesses</i>	89
4.1.4	<i>Décomposition harmonique</i>	95
4.2	NOUVEAUX CONCEPTS DE MURS POUR REDUIRE L'EROSION.....	97
4.2.1	<i>Évolution temporelle</i>	98
4.2.2	<i>Affouillement final</i>	100
4.2.3	<i>Analyse des vitesses</i>	101

4.2.4	<i>Décomposition harmonique</i>	102
5	CONCLUSION	105
6	BIBLIOGRAPHIE	109
	ANNEXE I – TRAITEMENT DES ACQUISITIONS PIV	115
	ANNEXE II – DISTRIBUTIONS GRANULOMETRIQUES	117
	ANNEXE III – RESULTATS DES ESSAIS	119
	ANNEXE IV – VITESSES VERTICALES ET HORIZONTALES	223

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1.1	EXEMPLES DE DOMMAGES LORS DES TEMPETES DU A) 6 DECEMBRE 2010 (QUINTIN <i>ET AL.</i> , 2013)	2
FIGURE 1.2	SCHEMA CONCEPTUEL DES PROCESSUS A L'ORIGINE DE L'AFFOUILLEMENT AU PIED D'UN MUR COTIER	4
FIGURE 2.1	GRANDEURS CARACTERISTIQUES DES VAGUES.....	7
FIGURE 2.2	DISTRIBUTION DE L'ENERGIE DES ONDES A LA SURFACE DES OCEANS EN FONCTION DES FREQUENCES (ECHELLE DU BAS) OU DES PERIODES (ECHELLE DU HAUT)(KINSMAN, 1965).	8
FIGURE 2.3	DOMAINE DE VALIDITE DES DIFFERENTES THEORIES DES VAGUES (LE MEHAUTE, 1976)	11
FIGURE 2.4	FORME DU PROFIL DE VAGUE DES DIFFERENTES ONDES GRAVITAIRES PROGRESSIVES (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2008)	13
FIGURE 2.5	CLAPOTIS EN REFLEXION PURE.....	14
FIGURE 2.6	DIFFRACTION PURE DERRIERE UN OBSTACLE.....	15
FIGURE 2.7	PROFIL MORPHOLOGIQUE TRANSVERSAL CARACTERISTIQUE D'UNE PLAGE BARREE. (GRASSO, 2009)	16
FIGURE 2.8	TYPES DE DEFERLEMENT. (OUELLET, 1975)	17
FIGURE 2.9	SCHEMA CARACTERISTIQUE D'UN PROFIL DE PLAGE DE DEAN.....	20
FIGURE 2.10	CLASSIFICATION DES ETATS DE PLAGES TYPIQUES OBSERVES EN FONCTION DU NOMBRE DE DEAN (WRIGHT <i>ET AL.</i> , 1984).....	21
FIGURE 2.11	DIAGRAMME DE SHIELDS (CRITERE A L'EROSION) ET REGIME DE TRANSPORT (COURS DE PHAM VAN BANG (2020))	23
FIGURE 2.12	DEVELOPPEMENT TEMPOREL DE L'AFFOUILLEMENT	26
FIGURE 2.13	FORMES D'AFFOUILLEMENT AU PIED D'UN MUR VERTICAL : SABLE FIN (SUSPENSION DOMINANTE, A GAUCHE) ; SABLE GROSSIER (CHARRIAGE DOMINANT, A DROITE) (XIE, 1981)	28
FIGURE 2.14	MUR COTIER AVEC DEFLECTEUR.....	37
FIGURE 2.15	TYPES DE MUR COURBES	38
FIGURE 2.16	SCHEMA D'UN MUR AVEC DES RUGOSITES A) DENTEES B) EXTRUDEES (NEELAMANI <i>ET AL.</i> , 2005).....	39
FIGURE 2.17	SCHEMA D'UN CAISSON A) VERTICAL ET B) CYLINDRIQUE.....	40
FIGURE 3.1	PETIT CANAL A HOULE (INRS, LHE-CT)	41

FIGURE 3.2	SCHEMA DE PRINCIPE D'UN BATTEUR A) A VOLET ET B) PISTON	42
FIGURE 3.3	HAUTEUR DE VAGUE GENEREE SELON LA HAUTEUR D'EAU, LA PERIODE ET LE DEPLACEMENT	43
FIGURE 3.4	GENERATEUR DE VAGUE ET SYSTEME D'ABSORPTION DU PETIT CANAL A HOULE	44
FIGURE 3.5	DISTRIBUTIONS GRANULOMETRIQUES DU SABLE FIN (A), DU SABLE MOYEN (B) ET DES BILLES DE VERRE (C)	45
FIGURE 3.6	A) SYSTEME POUR AJUSTER L'INCLINAISON DE LA PLAGE. B) MONTAGE FINAL.....	47
FIGURE 3.7	COURBES GRANULOMETRIQUES AU FOND (BLEU, $D_{50}= 225$ MM), AU MILIEU (ORANGE, $D_{50}= 220$ MM) ET A LA SURFACE (JAUNE, $D_{50}= 224$ MM), ECHANTILLONNE A LA FIN DE L'ESSAI 216_3 (SABLE FIN)	48
FIGURE 3.8	COURBES GRANULOMETRIQUES MOYENNES DES ESSAIS 216_3 (BLEU, $D_{50}= 223$ MM), 216_5 (ORANGE, $D_{50}= 223$ MM) ET 216_8 (JAUNE, $D_{50}= 225$ MM), SABLE FIN	48
FIGURE 3.9	SCHEMA DES MURS ALTERNATIFS ET IMPRESSION 3D	50
FIGURE 3.10	POSITIONNEMENT DES SONDAS A VAGUES ACOUSTIQUES.....	52
FIGURE 3.11	FILTRATION DU SIGNAL DE VAGUES	53
FIGURE 3.12	DIMENSIONS DES OBSTACLES.....	53
FIGURE 3.13	INFLUENCE DU NOMBRE DE CYCLES DE VAGUES SUR LE COEFFICIENT DE REFLEXION OBTENU PAR DECOMPOSITION.....	54
FIGURE 3.14	REFLEXIONS OBSERVEES LORS DES ACQUISITIONS EN PIV STANDARD SUR LE SABLE ET LA SURFACE LIBRE	56
FIGURE 3.15	ARTEFACTS OBSERVES LORS DES ACQUISITIONS EN PIV STANDARD ; UNE LIGNE VERTICALE SEPARANT DEUX INTENSITES LUMINEUSES DIFFERENTES DE PART ET D'AUTRE (GAUCHE) ET DES CERCLES CONCENTRIQUES (DROITE).....	56
FIGURE 3.16	SPECTRE DE LA RHODAMINE WT (WILSON, 1986)	57
FIGURE 3.17	CORRECTION DES REFLEXIONS AVEC LA METHODE DE PLIF	58
FIGURE 3.18	RECONSTRUCTION DU PROFIL DE PLAGE	60
FIGURE 3.19	DEFINITION DES PARAMETRES DE L'ETUDE	61
FIGURE 4.1	ÉVOLUTION TEMPORELLE DU PROFIL DE PLAGE	66
FIGURE 4.2	SCHEMA DE CONCEPTS DE LA FOSSE D'AFFOUILLEMENT	67
FIGURE 4.3	ÉVOLUTION TEMPORELLE DE L'AFFOUILLEMENT MAXIMAL ET AU PIED DU MUR.....	67
FIGURE 4.4	EXEMPLES D'ESSAIS CORRESPONDANTS AUX QUATRE TYPES D'AFFOUILLEMENT DE SATO <i>ET AL.</i> (1969).	68

FIGURE 4.5	ÉVOLUTION TEMPORELLE DE L'AFFOUILLEMENT, A) SABLE FIN, B) SABLE MOYEN, C) BILLES DE VERRE	70
FIGURE 4.6	ÉVOLUTION DE L'AFFOUILLEMENT EN FONCTION DE LA GRANULOMETRIE (SABLE FIN EN NOIR, SABLE MOYEN EN BLEU ET BILLES DE VERRE EN ROUGE)	72
FIGURE 4.7	A) DÉPLACEMENT DES PARTICULES EN CLEAR-WATER (BLEU) ET LIVE-BED (ROUGE). B) DÉVELOPPEMENT TEMPOREL DE L'AFFOUILLEMENT SELON LE MÉCANISME D'AFFOUILLEMENT.	73
FIGURE 4.8	ÉVOLUTION TEMPORELLE DE L'ENSEMBLE DES ESSAIS NORMALISES.	75
FIGURE 4.9	PARAMETRE DE NORMALISATION Z EN FONCTION DE A) LA CAMBRURE H_o/L_o , B) LA PROFONDEUR D'EAU RELATIVE H_w/L_o , C) LE NOMBRE DE DEAN ET D) LE NOMBRE D'IRIBARREN.	76
FIGURE 4.10	PARAMETRE DE NORMALISATION Δ EN FONCTION DE A) LA CAMBRURE H_o/L_o , B) LA PROFONDEUR D'EAU RELATIVE H_w/L_o , C) LE NOMBRE DE DEAN ET D) LE NOMBRE D'IRIBAREN.	77
FIGURE 4.11	PROFIL DE PLAGE AVEC A) ACCRETION (216_1, $H : 3,1$ CM, $H : 13$ CM, $T : 1$ S, $B : 1 : 25$) ET B) AFFOUILLEMENT (216_3, $H : 1,7$ CM, $H : 13$ CM, $T : 2$ S, $B : 1 : 25$)	78
FIGURE 4.12	PROFILS DE PLAGE NETS POUR DIFFERENTS ESSAIS DU GROUPE A (LIVE-BED) ET B (CLEAR-WATER)	79
FIGURE 4.13	PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT MAXIMAL EN FONCTION DE LA PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT AU MUR	80
FIGURE 4.14	PROFIL DE PLAGE FINAL POUR DIFFERENTES GRANULOMETRIES : A) SERIE 1, B) SERIE 2, C) SERIE 3 ET D) SERIE 4. EN NOIR : SABLE FIN, EN BLEU : SABLE MOYEN ET EN ROUGE : BILLES DE VERRE	81
FIGURE 4.15	PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT MAXIMALE EN FONCTION DE LA PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT AU PIED DU MUR	82
FIGURE 4.16	AFFOUILLEMENT MAXIMAL RELATIF (S_{MAX}/H_o) EN FONCTION DE SA DISTANCE RELATIVE (X_{SMAX}/L_o)	83
FIGURE 4.17	AFFOUILLEMENT MAXIMAL RELATIF (S_{MAX}/H_o) EN FONCTION DE LA PENTE INITIALE DU LIT	84
FIGURE 4.18	AFFOUILLEMENT AU MUR RELATIF (S_{MUR}/H_o) EN FONCTION DE LA PENTE INITIALE DU LIT COMPARE AVEC L'EQUATION DE MCDUGAL ET AL. (1996).	84
FIGURE 4.19	AFFOUILLEMENT MAXIMAL RELATIF (S_{MAX}/H_o) EN FONCTION DE LA CAMBRURE. LA RELATION DE SONG ET AL. EST PRESENTEE EN VERT.	85
FIGURE 4.20	AFFOUILLEMENT MAXIMAL RELATIF (S_{MAX}/H_o) EN FONCTION DE LA HAUTEUR D'EAU RELATIVE A LA HAUTEUR DE VAGUE (H_w/H_o)	86
FIGURE 4.21	AFFOUILLEMENT MAXIMAL RELATIF (S_{MAX}/H_o) EN FONCTION DU NOMBRE DE DEAN.	86
FIGURE 4.22	AFFOUILLEMENT MAXIMAL RELATIF (S_{MAX}/H_o) EN FONCTION DU NOMBRE D'IRIBARREN.	87

FIGURE 4.23	AFFOUILLEMENT AU MUR RELATIF (S_{MUR}/H_0) EN FONCTION DE LA PROFONDEUR D'EAU RELATIVE A LA LONGUEUR D'ONDE (EN ROUGE : <i>LIVE-BED</i> , EN BLEU : <i>CLEAR-WATER</i>). L'EQUATION EMPIRIQUE DE PEARCE <i>ET AL</i> (2006) EST PRESENTEE EN NOIR.	88
FIGURE 4.24	CHAMPS DE VITESSE OBTENUS PAR PIV-PLIF POUR L'ESSAI GB4, EN DEBUT D'ESSAIS (0 H). ...	90
FIGURE 4.25	PROFILS DE VITESSE HORIZONTALE ET VERTICALE OBTENUS PAR PIV-PLIF POUR L'ESSAI GB4, EN DEBUT D'ESSAIS (0 H) A X=11.4 CM (A ET B) ET X=0.5 CM (C ET D).	91
FIGURE 4.26	PROFIL VERTICAL DES VITESSES HORIZONTALES U A 0,5 CM DU MUR (NOIR) ET 5 CM DU MUR (ROUGE).	92
FIGURE 4.27	VITESSE ASCENDANTE RELATIVE EN FONCTION DE A) LA CAMBRURE (H0/LO) ET B) LA HAUTEUR D'EAU AU MUR RELATIVE A LA LONGUEUR D'ONDE (HW/LO) POUR LES ESSAIS AVEC DES BILLES DE VERRE	93
FIGURE 4.28	PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT RELATIVE SELON LA VITESSE ASCENDANTE MAXIMALE AU MUR LORS DE L'IMPACT.....	94
FIGURE 4.29	A) VITESSE HORIZONTALE MOYENNEE A X=11,4 CM ET B) VITESSE VERTICALE MAXIMALE AU MUR, CLASSEE SELON LE PROCESSUS D'AFFOUILLEMENT (ROUGE : <i>LIVE-BED</i> , BLEU : <i>CLEAR-WATER</i>)	94
FIGURE 4.30	ÉVOLUTION DES COMPOSANTES D'ONDE POUR L'ESSAI 216_3	96
FIGURE 4.31	DEUX TYPES D'ÉVOLUTION DES COEFFICIENTS DE REFLEXIONS : A) UNE AUGMENTATION DE $K_R^{(1)}$ ET $K_R^{(2)}$, B) UNE DIMINUTION DE $K_R^{(1)}$ ET $K_R^{(2)}$	97
FIGURE 4.32	ÉVOLUTION DE L'AFFOUILLEMENT MAXIMAL RELATIF AVEC LE NOMBRE DE VAGUES, POUR DIFFERENTES GEOMETRIES DE MUR ; MUR VERTICAL LISSE (NOIR), RUGUEUX (ROUGE), AVEC DEFLECTEUR (BLEU), CYLINDRIQUE (VERT) ET PALPLANCHE (ROSE).....	99
FIGURE 4.33	PROFILS DE PLAGE FINAUX AVEC DIFFERENTES GEOMETRIES DE MUR ; MUR VERTICAL LISSE (NOIR), RUGUEUX (ROUGE), AVEC DEFLECTEUR (BLEU), CYLINDRIQUE (VERT) ET PALPLANCHE (ROSE).....	101
FIGURE 4.34	RACINE DE L'ECART QUADRATIQUE MOYEN DE LA COMPOSANTE 3D DE L'ÉCOULEMENT (U_i) POUR LES DIFFERENTES GEOMETRIES DE MUR. ; MUR VERTICAL LISSE (NOIR), RUGUEUX (ROUGE), AVEC DEFLECTEUR (BLEU), CYLINDRIQUE (VERT) ET PALPLANCHE (ROSE).....	102
FIGURE 4.35	EFFET DES GEOMETRIES DE MUR SUR LES COEFFICIENTS DE REFLEXION DE PREMIER ET DE DEUXIEME ORDRE ; MUR VERTICAL LISSE (NOIR), RUGUEUX (ROUGE), AVEC DEFLECTEUR (BLEU), CYLINDRIQUE (VERT) ET PALPLANCHE (ROSE)	103

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 2.1 PRINCIPALES ETUDES EXPERIMENTALES ENTRE 1965 ET 2012	25
TABLEAU 3.1 PARAMETRES DES ESSAIS	63
TABLEAU 4.1 RESULTATS ET ANALYSE ADIMENSIONNELLE DES ESSAIS (CAMPAGNES 1 A 3)	65
TABLEAU 4.2 PARAMETRES DE NORMALISATION	74
TABLEAU 4.3 STATISTIQUES DES PARAMETRES DE NORMALISATION	75
TABLEAU 4.4 ÉQUIVALENCE DES ESSAIS DE LA CAMPAGNE 5	98
TABLEAU 4.5 RESULTATS ET ANALYSE ADIMENSIONNELLE DES ESSAIS (CAMPAGNE 5)	98

LISTE DES SYMBOLES

<i>Symbole</i>	<i>Définition</i>	<i>Dimension</i>
a	<i>Demi-amplitude d'une vague ($a=H/2$)</i>	m
B	<i>Largeur de la fosse d'affouillement</i>	m
C	<i>Vitesse ou célérité d'une vague (ou vitesse de phase)</i>	m/s
d_{50}	<i>Diamètre médian</i>	m
D^*	<i>Diamètre sédimentologique adimensionnel ou nombre de Galilée</i>	-
F	<i>Nombre de Froude</i>	-
g	<i>gravité</i>	m/s^2
h	<i>Hauteur d'eau au repos (loin de la plage)</i>	m
h_b	<i>Hauteur d'eau au déferlement</i>	m
h_w	<i>Hauteur locale d'eau au mur</i>	m
H	<i>Hauteur crête à creux d'une vague</i>	m
H_b	<i>Hauteur de vague au déferlement</i>	m
H_o	<i>Hauteur de vague en eau profonde</i>	m
H_s	<i>Hauteur significative, crête à creux, d'un spectre de vagues</i>	m
k	<i>Nombre d'onde</i>	m^{-1}
Kr	<i>Coefficient de réflexion</i>	-
L	<i>Longueur d'onde</i>	m
L_b	<i>Longueur d'onde au déferlement</i>	m
L_o	<i>Longueur d'onde en eau profonde</i>	m
N	<i>Nombre de vagues</i>	-
N_s	<i>Échelle de vague de la dynamique d'affouillement</i>	-
N^*	<i>Nombre de vague normalisé</i>	-
P	<i>Nombre de Rouse</i>	-
Re	<i>Nombre de Reynolds</i>	-
s	<i>Rapport de masse volumique entre la particule solide et le l'eau</i>	-
S_0	<i>Déplacement ou battement du piston</i>	m/s
SB	<i>Espacement des barres</i>	m
S_{max}	<i>Profondeur maximale d'affouillement au voisinage du mur</i>	m
S_{mur}	<i>Profondeur d'affouillement au pied du mur</i>	m
S_N	<i>Profondeur d'affouillement après N vagues</i>	m
S_t	<i>Profondeur d'affouillement au temps t</i>	m
S_∞	<i>Profondeur d'affouillement ultime ou à l'équilibre</i>	m
S^*	<i>Profondeur d'affouillement normalisée</i>	-
T	<i>Période des vagues</i>	s
T_p	<i>Période de pic d'un spectre de vagues</i>	s
T_s	<i>Échelle de temps de la dynamique d'affouillement</i>	s
u_{max}	<i>Vitesse horizaontale maximale sur le fond</i>	m/s
Ur	<i>Nombre d'Ursell</i>	-
U_x	<i>Vitesse horizontale décrite par la théorie potentielle</i>	m/s
U_z	<i>Vitesse verticale décrite par la théorie potentielle</i>	m/s

u^*	<i>Vitesse de frottement sur le fond</i>	<i>m/s</i>
u^*_c	<i>Vitesse de frottement sur le fond critique pour l'érosion</i>	<i>m/s</i>
$\langle u \rangle_z$	<i>Vitesse horizontale moyennée sur le profil vertical</i>	<i>m/s</i>
WB	<i>Largeur d'une barre</i>	<i>m/s</i>
w_s	<i>Vitesse de chute d'un grain sédimentaire</i>	<i>m/s</i>
X	<i>Distance du mur au trait de côte naturel</i>	<i>m</i>
X_b	<i>Distance du point de déferlement au trait de côte naturel</i>	<i>m</i>
X_s	<i>Position relative du mur au point de déferlement (=X/Xb)</i>	<i>-</i>
X_{Smax}	<i>Position de la profondeur d'affouillement maximal</i>	<i>-</i>
β	<i>Pente de la plage</i>	<i>-</i>
δ	<i>Paramètre de normalisation du temps</i>	<i>-</i>
ζ	<i>Paramètre de normalisation de l'affouillement</i>	<i>-</i>
ϕ	<i>Potentiel de vitesse</i>	<i>m²/s</i>
η	<i>Élévation de la surface libre par rapport au niveau moyen de l'eau</i>	<i>m</i>
φ	<i>Unité reliée au diamètre des sédiment dans l'échelle Wentworth (logarithme de 2)</i>	<i>-</i>
κ	<i>Constante de Von Karman</i>	<i>-</i>
ν	<i>Viscosité cinématique de l'eau</i>	<i>m²/s</i>
θ	<i>Nombre de Shields</i>	<i>-</i>
θ_{cr}	<i>Nombre critique de Shields à l'érosion</i>	<i>-</i>
σ	<i>Écart-type</i>	<i>-</i>
ω	<i>Pulsation d'une onde</i>	<i>rad/s</i>
Ω	<i>Nombre de Dean</i>	<i>-</i>
ξ_0	<i>Nombre d'Iribaren ou surf similarity parameter</i>	<i>-</i>

1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Les régions maritimes présentent de nombreux enjeux socio-économiques. Au Québec, dans les régions du Bas-Saint-Laurent, de la Gaspésie-Île-de-la-Madeleine et de la Côte-Nord, 110 municipalités sont situées sur la côte. Le tiers de la population de ces régions est établi à moins de 500 mètres de la côte et 90 % se situent à moins de 5 km du Saint-Laurent (Bourque *et al.*, 2008). La proximité des infrastructures routières présente des défis importants, puisque 60 % des routes nationales sont à moins de 500 m de la côte (Drejza *et al.*, 2015). Les accès étant déjà limités, il devient crucial de protéger ces infrastructures.

Différents ouvrages de protection ont été construits pour lutter contre l'érosion. Ces ouvrages ont pour objectif d'empêcher le recul du trait de côte vers l'intérieur des terres à la suite de l'érosion par les vagues. Toutefois, ils peuvent eux-mêmes subir l'érosion qu'ils protègent. Cet enjeu est d'autant plus important au Québec puisque des tempêtes par le passé ont entraîné des dommages importants sur les ouvrages de protection et par conséquent sur les infrastructures de transport qu'ils protégeaient, en particulier dans les régions du Bas-Saint-Laurent, de la Gaspésie-Île-de-la-Madeleine et de la Côte-Nord. Par exemple, la combinaison des fortes marées, d'une forte dépression atmosphérique et de forts vents le 6 décembre 2010 a causé une onde de tempête météo-maritime violente sur les régions du Bas-Saint-Laurent et de la Gaspésie. Lors de cet événement à caractère exceptionnel, un recul moyen du trait de côte de 3,89 m (allant jusqu'à 15 m par endroit) a été enregistré, l'endommagement des ouvrages de protection a été observé sur plus de 50 % du linéaire avec un niveau « très endommagé ou détruit » pour 30 % du parc de protection (Quintin *et al.*, 2013). Un scénario « exceptionnel » similaire s'est aussi produit le 16 décembre 2016, avec des portions de route arrachées par les vagues (Fournier, 2016). Un exemple de dommages observé est présenté à la Figure 1.1.



Figure 1.1 Exemples de dommages lors des tempêtes du a) 6 décembre 2010 (Quintin *et al.*, 2013)

Avec l'influence des changements climatiques, les infrastructures côtières seront encore plus à risque. En effet, il est attendu une hausse du niveau des mers, de même qu'une augmentation des vagues extrêmes sur la côte est canadienne (Guo *et al.*, 2017). Les glaces ont un effet d'atténuation sur les vagues en limitant la zone de fetch (la distance sur laquelle le vent agit) qui les génère ou en dissipant leur énergie au cours de leur propagation à la côte. Toutefois, les prévisions projettent un raccourcissement de saison des glaces, diminuant alors l'énergie totale dissipée sur la côte (Neumeier *et al.*, 2013). L'ensemble de ces facteurs augmenterait les risques (érosion, inondation) côtiers par les tempêtes météo-maritimes. Enfin, dans une étude plus récente sur l'influence de la montée du niveau des mers et l'érosion, Beuzen *et al.* (2018) rapporte que la présence de murs concentre l'érosion à proximité de l'ouvrage et contribue à un abaissement accru et globalisé de la plage.

D'une manière générale, une plage « naturelle » résulte d'un équilibre dynamique entre processus d'érosion et d'accrétion, des processus antagonistes certes, mais se produisant en simultanéité. Toutefois, avec la saisonnalité des marées d'équinoxes, de solstices ou encore des tempêtes, un processus peut dominer l'autre et une tendance morphodynamique être identifiée à différentes échelles de temps. Généralement, lors de fortes tempêtes ou des vagues importantes, des sédiments sont déplacés depuis la plage vers le large et une barre immergée est formée. Cette dernière rétroagit naturellement sur les vagues qui la crée en provoquant le déferlement des vagues et donc la dissipation de leur énergie : de cette dynamique résulte un profil de plage donné. À l'inverse, lorsque les conditions météo-maritimes sont plus calmes, le profil précédemment formé n'est plus à l'équilibre et tend à se reconstruire (Paskoff, 2010) avec une migration des sédiments vers la plage. Néanmoins cette alternance destruction-reconstitution

n'est pas symétrique sur des échelles pluriannuelles : par trajectoire hystérétique et changement climatique, les systèmes accélèrent mondialement vers une érosion nette ou un recul des traits de côtes.

Afin de lutter (ou d'atténuer) la tendance des côtes à l'érosion, observée depuis plus de mille ans et qui semble accélérer de nos jours, différentes solutions de protection ont été conçues. Selon Bruun (1973), on retrouverait les premières constructions de protections côtières sur les basses côtes d'Europe (aux Pays-Bas, notamment) et en Angleterre (époque romaine). Il s'agirait de construction de type « digue en remblais » ou « barrage en terre » en argile consolidée, ou de type « mur-briques », « mur-pieux » ou fascine : des digues végétales auraient même été construites dès le 8^e siècle. La recherche en performance ou en sécurité de ces premiers ouvrages a amené progressivement à leur renforcement par des surfaces dures et souvent imperméables. D'après ce survol historique de techniques de protection côtière sur les bords de mer, la solution de murs verticaux imperméables apparaît intuitivement efficace. Pourtant, dès 1911, la Royal Commission on Coast Erosion (Angleterre) rapportait qu'une mauvaise construction de murs côtiers pouvait être source de sa propre destruction, notamment en raison de l'érosion-affouillement en son pied.

Au Québec, le choix s'est souvent porté sur les ouvrages de types murs verticaux. Ceux-ci réduisent la largeur de l'estran, soit la zone où l'énergie des vagues est dissipée. Aussi, la plage se retrouve coupée de l'avant-dune qui est la réserve de sédiments pour former une barre de déferlement et ainsi éloigner le déferlement lors d'événements extrêmes (Paskoff, 2010).

Les ouvrages présentant une paroi verticale, comparée aux ouvrages avec un talus, empiètent moins sur le milieu marin et sont plus économes en matériaux de construction, ce qui les rend très attrayants. Cependant, toute structure influence l'écoulement à proximité, augmentant la contrainte de cisaillement au fond et la turbulence par la création de vortex. Ces deux facteurs contribuent à l'augmentation du transport sédimentaire à proximité. Alors que les ouvrages inclinés et poreux favorisent la dissipation de l'énergie, les murs verticaux sont très réfléchifs et entraînent de fortes redirections verticales sous forme d'un jet ascendant et d'un jet descendant vers le pied du mur (Figure 1.2). L'hydrodynamique « locale » sur les murs verticaux est très violente et rapide. Dans cette région, il a été observé lors d'une précédente étude INRS-MTQ (Frandsen *et al.*, 2016), la création d'une fosse d'érosion ou affouillement au pied des murs. Le jet descendant exerce une forte pression verticale et une contrainte de cisaillement sur le sol expliquant l'érosion et la liquéfaction des sédiments au pied du mur (Sumer *et al.*, 2002).

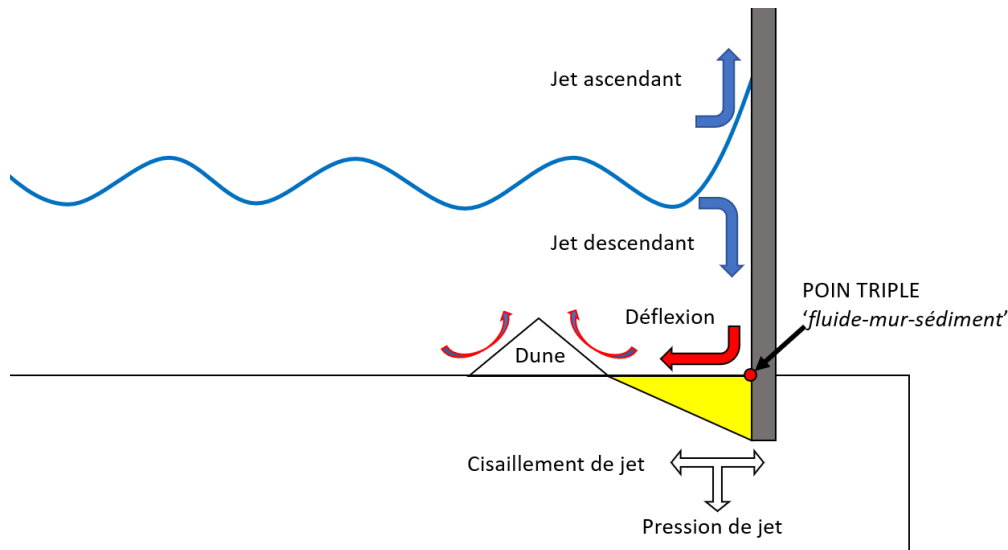


Figure 1.2 Schéma conceptuel des processus à l'origine de l'affouillement au pied d'un mur côtier

La pression interstitielle générée par le jet s'accumule avec le nombre de vagues et peut également amener à un phénomène de liquéfaction où le sol perd sa capacité portante et devient plus susceptible à l'érosion due à la diminution des forces de frottement intergranulaire (Whitehouse, 1998).

Il est très difficile de mesurer l'affouillement *in situ* et *in vivo*, puisqu'il a généralement lieu lors de conditions extrêmes. Les instruments de mesure sont souvent peu adaptés en résolution ou pas assez robustes pour être utilisés pendant les tempêtes. Le temps que les conditions permettent qu'un relevé soit effectué, la fosse est déjà partiellement comblée (Pearce *et al.*, 2007). Les modélisations, physiques et numériques, en laboratoire permettent de contourner ces difficultés : il est alors possible d'étudier le scénario exact souhaité, sans être limité par les conditions environnementales. De plus, elles permettent une économie de temps et d'argent puisqu'il n'est pas nécessaire d'attendre sur le terrain qu'un scénario climatique majeur se produise, ou de changer de site pour généraliser les observations. En outre, les essais peuvent être multipliés pour tester les effets isolés et cumulés des différents paramètres du problème. Enfin, une instrumentation de haute technologie peut être utilisée pour documenter les phénomènes et leurs processus, acquérir des données de qualité pour valider les codes de calculs, ces derniers pouvant en définitive prendre en considération différentes spécificités de sites à moindre coût.

Dans ce mémoire de maîtrise, nous présentons les résultats d'expérience sur modèle physique en canal à houle pour étudier l'affouillement au pied d'un mur vertical. Un suivi est effectué sur la surface libre, les vitesses à proximité du mur et l'évolution du lit sédimentaire à proximité de l'ouvrage. Tout particulièrement, les effets séparés et combinés des conditions hydrodynamiques

(profondeur d'eau, période, hauteur de vague) et sédimentaires (diamètre, pente) sont étudiées sous différentes configurations géométriques (position, géométrie) ou constructions.

1.2 Objectifs

Le projet de maîtrise s'inscrit dans le cadre d'une étude plus large, mandatée par le Ministère des Transports du Québec (MTQ). Le projet : Interactions entre un **M**ur de protection côtière et le transport sédimentaire : **A**ffouillements locaux au pied et abaissement **G**lobal de la plage (IMAGe), propose une approche de modélisation physique et numérique sur les interactions hydrosédimentaires à proximité d'un ouvrage vertical. La modélisation numérique, fondée sur la théorie diphasique Euler-Euler appliquée au transport sédimentaire [Zapata *et al.* (2018); Chauchat *et al.* (2013); Nguyen *et al.* (2012)], est développée en parallèle de ces travaux : ce volet du projet MTQ-IMAGE ne sera pas abordé dans ce mémoire de maîtrise, ce dernier portant sur le volet de modélisation physique.

L'objectif global de ce volet expérimental est de mieux comprendre et documenter la dynamique d'affouillement au pied d'un mur vertical. Par le biais du volet expérimental, nous visons à capturer les interactions fluides-sédiments-structure (déflexion sur le mur, impact au pied de mur et érosion), ainsi que la non-linéarité de ces phénomènes. Les objectifs spécifiques sont les suivants : réaliser des essais très résolus pour améliorer les observations et mieux comprendre les processus, obtenir une base de données en petit canal et effectuer une analyse détaillée afin de développer des relations entre les causes et les effets. La banque de données servira aussi à alimenter les développements numériques. La dernière partie du projet consiste à tester différentes géométries de mur et à analyser leur effet sur l'affouillement et les propriétés hydrodynamiques à proximité.

Le domaine d'application de l'étude se limite à des cas sans déferlement afin de protéger les équipements. Les similitudes de Froude et de Shield sont respectées, mais pas celle de Reynolds. L'étude se limite aussi au transport cross-shore (pas de vagues obliques), afin de permettre une comparaison avec les données de référence dans la littérature.

Une méthode de décomposition harmonique est aussi appliquée afin de déterminer si un suivi de l'évolution des vagues en surface peut être utilisé pour surveiller l'évolution du phénomène d'affouillement ou plus globalement de la plage.

1.3 Plan du mémoire

Le présent mémoire se divise en 5 chapitres :

Le chapitre 1 met en contexte l'étude et les objectifs du projet.

Le chapitre 2 se consacre aux informations nécessaires à la bonne compréhension de l'étude, ainsi que les précédentes études expérimentales sur le sujet. Il vise à mettre à jour l'état des connaissances sur le sujet ou en lumière leurs lacunes. La présentation permet d'introduire les concepts et les notations qui seront utilisés dans la suite du rapport.

Le chapitre 3 détaille la plateforme expérimentale, son instrumentation et le plan d'essais. Il propose une description imagée et exhaustive de la méthodologie de l'étude : le protocole opératoire, les technologies de mesure sont présentés explicitement afin d'en faciliter l'appropriation aux nouveaux utilisateurs ou la compréhension des lecteurs.

Le chapitre 4 présente les résultats des essais et l'analyse de ces derniers. Après une description des différentes opérations de traitement des données d'expériences sur un cas, l'ensemble des résultats d'essais est présenté pour faciliter les analyses comparatives. Cette présentation sépare volontairement les effets naturels de site (paramètres hydrodynamiques, sédimentologiques) des effets liés à la conception du mur lui-même. Ce dernier aspect est en effet pertinent au regard d'un objectif corollaire sur la maintenance-amélioration du parc existant d'ouvrages ou la conception du mur de demain.

Le chapitre 5 propose un résumé des travaux analytiques sur le phénomène et les processus d'érosion-affouillement sédimentaire au pied d'un mur vertical de protection côtière, un récapitulatif des principales tendances. Il propose à titre d'ouverture quelques pistes de recherches pour des travaux futurs.

2 ÉTAT DE L'ART

2.1 Les ondes en génie côtier

2.1.1 Classification des ondes à la surface de l'eau

Une onde est une perturbation qui se propage à travers un milieu ou bien l'espace en transportant de l'énergie. Afin de définir ses caractéristiques, nous la simplifions sous une expression mathématique de fonction sinusoïdale (Figure 2.1).

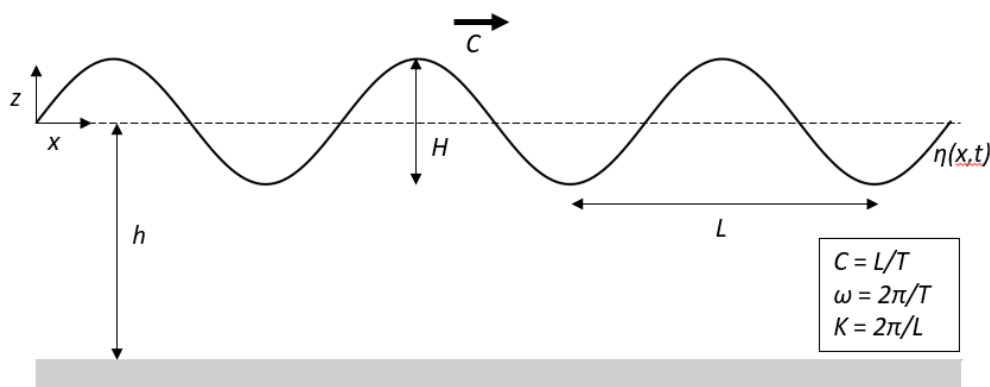


Figure 2.1 Grandeurs caractéristiques des vagues

h : hauteur d'eau au repos, H : hauteur de la vague, L : longueur d'onde, T : période, η : élévation de la surface libre, C : vitesse de phase, k : nombre d'onde, ω : pulsation.

Dans le cas des ondes à la surface de l'eau, la hauteur de la perturbation correspond à l'élévation maximale de la surface libre η entre un maximum, la crête, et un minimum, le creux. La distance verticale entre la crête et le creux correspond à la hauteur de vague H (amplitude de la sinusoïde égale à $H/2$). La longueur d'onde L correspond à la distance entre deux crêtes successives et le temps qui sépare ces deux crêtes, la période T . La crête d'une vague se propage à la vitesse de phase C (célérité) (Kamphuis, 2010).

Ces définitions préliminaires se complètent par les concepts et notations ondulatoires suivantes : la pulsation $\omega (=2\pi/T)$, le nombre d'onde $k (=2\pi/L)$. Ceci permet de relier la vitesse (de phase) d'une onde par : $C = L/T = \omega/k$.

Il existe différentes classifications des ondes selon leur forme plane ou sphérique, leur caractère progressif ou stationnaire. En hydraulique maritime, l'approche usuelle est basée sur les forces les générant, leur domaine fréquentiel ou temporel.

Les plus longues ondes correspondent aux ondes de marée. Elles résultent de l'action du soleil et de la lune et sont déterminées par les positions relatives du triptyque Terre-Soleil-Lune. Leurs périodes varient entre 12 et 24 h en général (voire davantage dans le cas des ondes trans-tidales, cf. Figure 2.2 issue de Kinsman (1965)).

Les glissements sous-marins de terre, les perturbations météorologiques dans les ports, les lacs, les baies et les mers quasi fermées créent des oscillations basses fréquences, nommées « seiches » dont les périodes, de quelques centaines de secondes à quelques heures, sont en relation avec la géométrie de ces bassins, les dimensions tout particulièrement, car il s'agit de phénomène de résonance. Dans le cas d'une mer ouverte, on rencontre cette gamme de périodes lors de tsunamis (raz-de-marée). Ces derniers correspondent à de fortes amplitudes de niveau d'eau consécutivement des déplacements sous-marins de terre à la suite de séismes ou des éruptions volcaniques : ils se manifestent généralement par un mur d'eau suivie par des oscillations de fortes amplitudes.

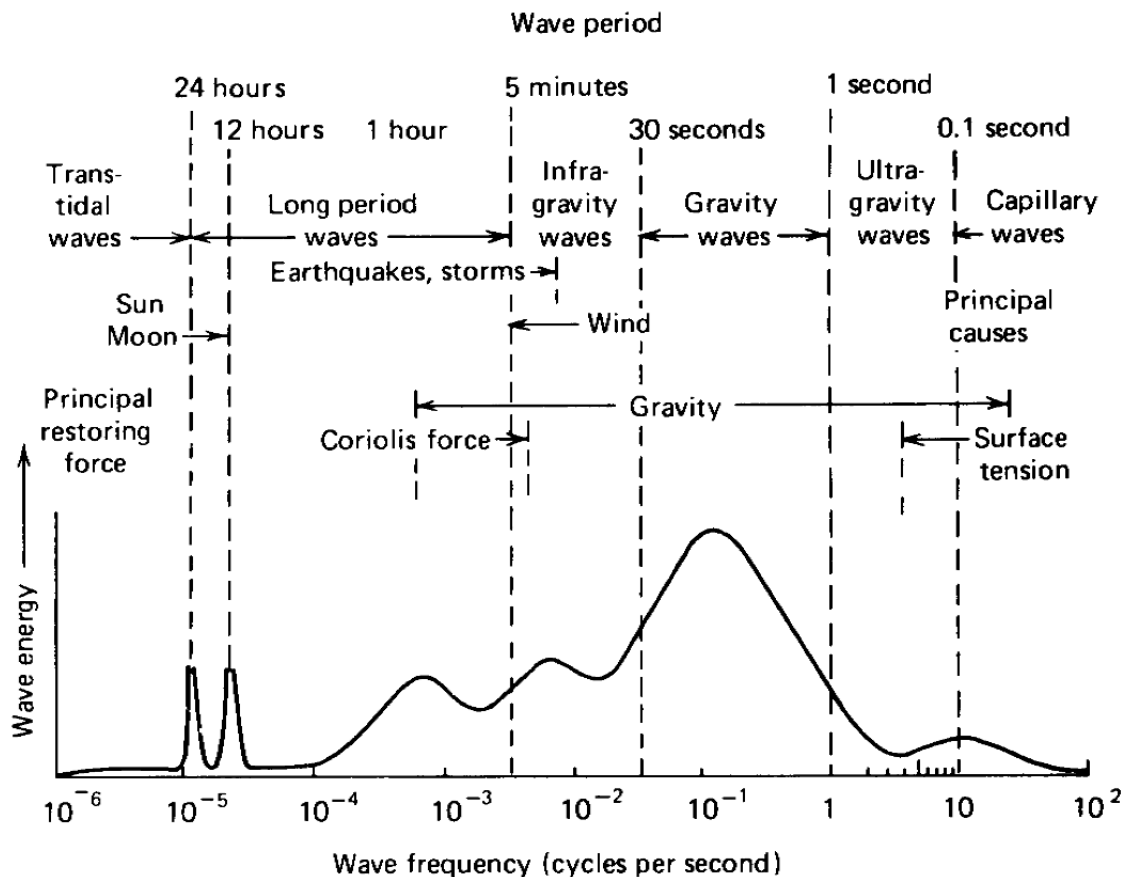


Figure 2.2 Distribution de l'énergie des ondes à la surface des océans en fonction des fréquences (échelle du bas) ou des périodes (échelle du haut)(Kinsman, 1965).

Les vagues sont des ondes générées par le vent et couvrent un grand spectre, allant de périodes inférieures à 0,1 seconde dans le cas des ondes capillaires (tension de surface) à plusieurs minutes voire des heures dans le cas des tsunamis. Leur hauteur est aussi très variable, allant de quelques micromètres (capillaires) à des dizaines de mètres (tsunamis). Ce domaine est subdivisé en trois grandes catégories (avec comme critère leur période) : les ondes infragravitaires (30 secondes à 5 minutes), les ondes gravitaires (1 à 30 secondes) et les ondes ultra-gravitaires (inférieure à 1 seconde).

Le présent mémoire se concentre sur les ondes gravitaires, utilisées pour la conception d'ouvrages en génie côtier. Ces ondes sont générées par l'interaction du vent et de la force gravitationnelle qui tend à restaurer une surface libre horizontale. Elles ont une période entre 1 et 30 secondes, avec une hauteur d'eau de l'ordre de quelques mètres. En raison de la prévalence de ces vagues, elles représentent la plus grande partie de l'énergie totale disponible (Kamphuis, 2010).

2.1.2 Les ondes gravitaires

Les ondes gravitaires (période de 1 s à 30 s) peuvent également se diviser en deux catégories : les vagues de vent et la houle. Les premières sont directement générées par le vent et n'existent que dans le champ de vent (ou zone de fetch) ; les secondes ont quitté la zone de fetch et résultent des vagues de vent en dehors de leur aire de génération.

Pour la suite de ce rapport, il est nécessaire de rappeler quelques notions sur la houle et de distinguer deux catégories : les ondes régulières ou monochromatiques (mono-fréquence) et les ondes irrégulières (à fréquence multiple). Dans le cas des ondes régulières à faible amplitude, les propriétés des vagues sont considérées comme constantes et la surface peut être représentée comme une onde sinusoïdale (Figure 2.1). En réalité, la surface de la mer est composée de vagues avec des hauteurs, périodes et directions différentes. Les vagues irrégulières permettent de définir l'état de mer en terme statistique avec l'utilisation d'un spectre de fréquence. De même, les vagues peuvent varier en directionnalité puisqu'elles sont générées par le vent ou subissent des réflexions-réfractions. Dans la suite de cette section, nous limitons la présentation au cas des ondes régulières, monodirectionnelles, planes et progressives.

Plusieurs théories ont été développées pour décrire ces ondes (Figure 2.3). Le cas le plus simple est la théorie linéaire de Stokes (ou théorie d'Airy), applicable aux vagues de faibles amplitudes (ou linéaires) et monochromatiques (à fréquence unique), se propageant en milieu infini. Dans cette théorie, l'eau est un fluide parfait (non visqueux), incompressible en écoulement

irrotationnel : le système d'équations se simplifie grandement avec une équation de Laplace (incompressibilité), deux conditions aux limites (cinématique et dynamique) sur la surface libre et une condition à la limite sur un fond imperméable. La théorie potentielle au premier ordre permet de relier la fréquence et la longueur d'onde grâce à une relation de dispersion (éq. 1) et d'exprimer le potentiel de vitesse, ϕ (éq. 3) donc les vitesses (éq. 4 et 5).

$$\omega^2 = gk \tanh(kh) \quad (1)$$

$$\eta(x,t) = a \cos(kx - \omega t) \quad (2)$$

$$\phi(x,z,t) = \frac{a\omega}{k} \frac{\cosh[k(z+h)]}{\sinh(kh)} \sin(kx - \omega t) \quad (3)$$

$$U_x = a\omega \frac{\cosh[k(z+h)]}{\sinh(kh)} \cos(kx - \omega t) \quad (4)$$

$$U_z = a\omega \frac{\sinh[k(z+h)]}{\sinh(kh)} \sin(kx - \omega t) \quad (5)$$

Où U_x (U_z) est la vitesse horizontale (verticale) telle que décrite par les théories potentielles.

Cette théorie est toutefois limitée aux trains de vagues simples, de faible amplitude (rapport H/h), de grande longueur (rapport L/H) se propageant sur un fond plat. Pour des trains de vagues plus complexes, il convient de généraliser ces concepts en prenant en compte différentes non-linéarités telles que les plus fortes amplitudes, les fortes cambrures, la variation bathymétrique. À cela s'ajoute également le déferlement des vagues, leur irrégularité, leur multi-directionnalité ou encore les phénomènes de réflexion-diffraction.

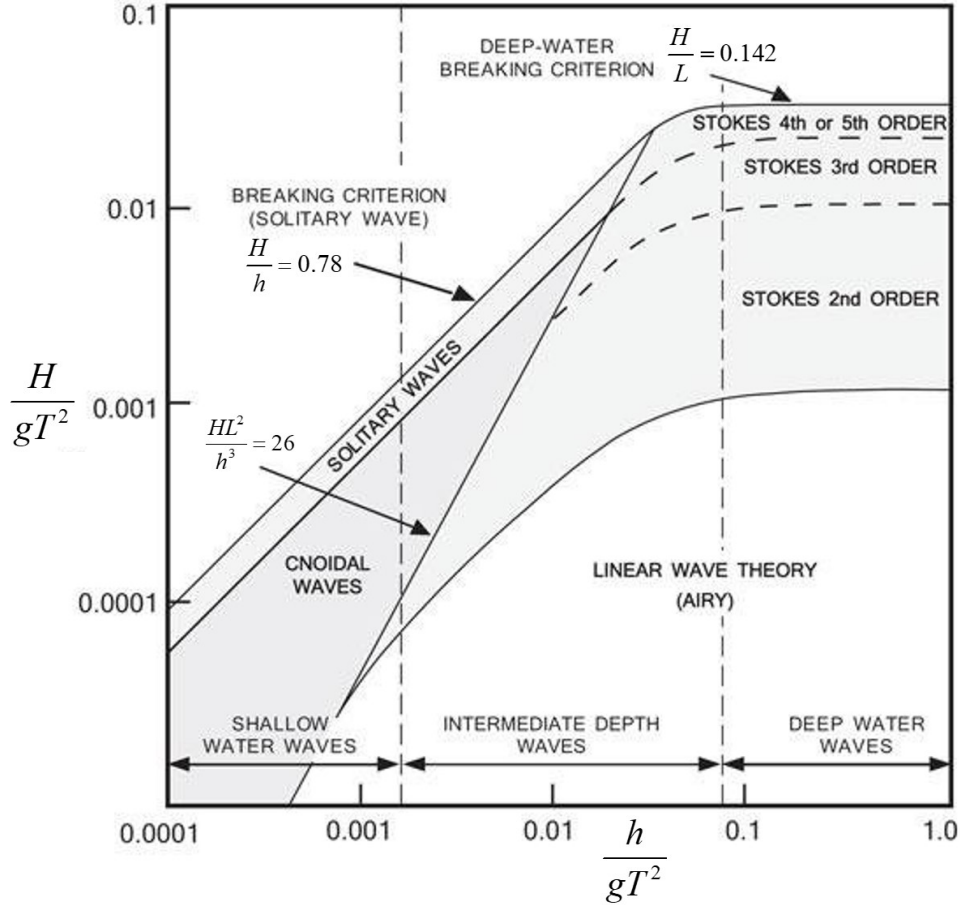


Figure 2.3 Domaine de validité des différentes théories des vagues (Le Méhauté, 1976)

Pour des vagues de plus fortes amplitudes (rapports H/h et H/L), l'approche linéaire (ou du premier ordre) n'est plus valable. L'approche la plus commune en théorie des vagues est alors d'utiliser les ordres supérieurs de la théorie potentielle. L'idée générale de la méthode est d'utiliser la surface libre au repos qui est connue au premier ordre en ajoutant des facteurs (d'ordre supérieur) correctifs appropriés. Ces termes correctifs permettent, physiquement, de traduire la non-linéarité de la houle. Le potentiel général de la houle se décompose en plusieurs termes conformément à un développement de Taylor (éq. 6 et 7).

$$\phi(x, z, t) = \sum_{i=1} \varepsilon^i \phi_i \quad (6)$$

$$\eta(x, t) = \sum_{i=1} \varepsilon^i \eta_i \quad (7)$$

La première solution est obtenue en supposant que l'amplitude de la houle est infinitésimale devant la longueur d'onde et la hauteur d'eau. Il s'agit de la houle d'Airy (ou de Stokes au 1^{er}

ordre) précédemment énoncée. Les autres solutions d'ordre supérieur représentent la différence entre la surface libre réelle et la surface libre au repos.

Théorie de Stokes au 2e ordre :

$$\eta(x, z, t) = a \cos(kx - \omega t) + \frac{a^2 k \cosh(kh)}{4 \sinh^3(kh)} (2 + \cosh^2(kh)) \cos[2(kx - \omega t)] \quad (8)$$

$$\phi(x, z, t) = a \frac{\omega \cosh[k(z + h)]}{k \sinh(kh)} \sin(kx - \omega t) + \frac{3}{8} a^2 \omega \frac{\cosh[2k(z + h)]}{\sinh^4(kh)} \sin[2(kx - \omega t)] \quad (9)$$

Théorie de Stokes jusqu'à l'ordre 5 (Fenton, 1985):

$$\eta(x, t) = \frac{1}{k} \left\{ \begin{array}{l} (ka) \cos(kx - \omega t) + (ka)^2 B_{22} \cos(2(kx - \omega t)) \\ + (ka)^3 B_{31} [\cos(kx - \omega t) - \cos(3(kx - \omega t))] \\ + (ka)^4 [B_{42} \cos(2(kx - \omega t)) + B_{44} \cos(4(kx - \omega t))] \\ + (ka)^5 [-(B_{53} + B_{55}) \cos(kx - \omega t) + B_{53} \cos(3(kx - \omega t)) + B_{55} \cos(5(kx - \omega t))] \end{array} \right\} \quad (10)$$

$$\phi(x, z, t) = \frac{\omega}{k^2} \sum_{i=1}^5 (ka)^i \sum_{j=1}^i A_{ij} \cosh(jk(h + z)) \sin(j(kx - \omega t)) \quad (11)$$

Où les coefficients A_{ij} et B_{ij} sont fournis dans Fenton (1985).

Plus l'ordre considéré est élevé, plus la surface libre décrite est réaliste. Néanmoins, on s'arrête généralement au troisième ordre, car au-delà du quatrième ordre, la théorie de Stokes perd son sens physique en raison de l'intervention du déferlement. La théorie de la houle cnoïdale est utilisée en eau peu profonde puisqu'elle tient compte de la distorsion de la forme des ondes due à l'interaction du mouvement du fluide avec le fond. À l'approche du rivage, près du point de déferlement la théorie des ondes solitaires est appropriée. La Figure 2.4 présente la forme du profil de vague des différentes théories d'onde régulière.

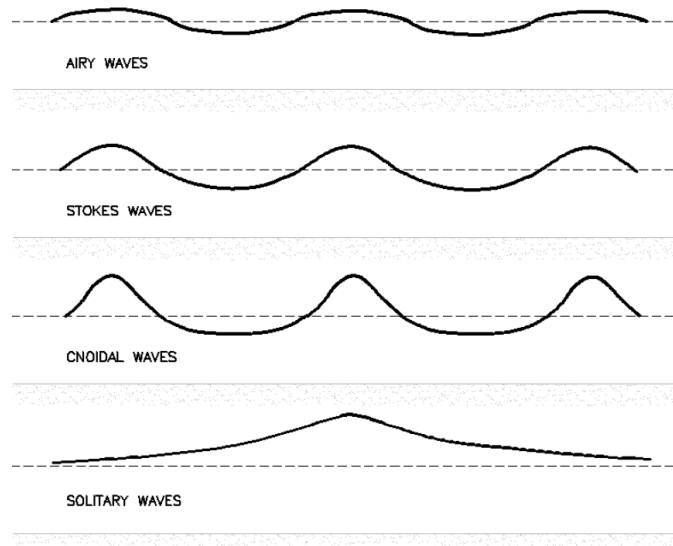


Figure 2.4 Forme du profil de vague des différentes ondes gravitaires progressives (US Army Corps of Engineers, 2008)

2.1.3 Transformation des vagues

Lorsque les vagues se propagent dans un milieu dont la géométrie varie, elles se transforment, tout en respectant le principe de conservation de l'énergie. Les transformations ont des effets sur plusieurs paramètres (C , H , T et L en particulier). Différents types de transformations sont observés : la réflexion des vagues par une surface rigide et le changement de direction d'un front d'onde suite à un changement de la profondeur d'eau (réfraction) ou à la présence d'un obstacle (diffraction). La cambrure des vagues peut aussi augmenter, entraînant le déferlement (Kamphuis, 2010).

Clapotis/Réflexion

Lorsqu'une vague aborde une surface rigide, imperméable, verticale, elle est réfléchiée en partie ou en totalité. Dans le cas de vagues normales à une paroi, il peut se développer une vague stationnaire (aussi appelé clapotis) dans un bassin portuaire ou une mer quasi-fermée, résultant de la superposition des ondes incidentes et réfléchiées. Dans le cas d'une réflexion parfaite d'une onde incidente de demi-amplitude a , la surface libre correspond à :

$$\eta = 2a \cos(kx) \cos(\omega t) \quad (12)$$

Pour une réflexion totale, le champ de vagues résultant présente des nœuds et de ventres avec des amplitudes deux fois supérieures à l'onde incidente. Le premier nœud est situé à $L/4$ du mur,

les suivants à des inter-distances de $L/2$. Les ventres sont situés sur la paroi du mur et distribués tous les $L/2$. A (Figure 2.5).

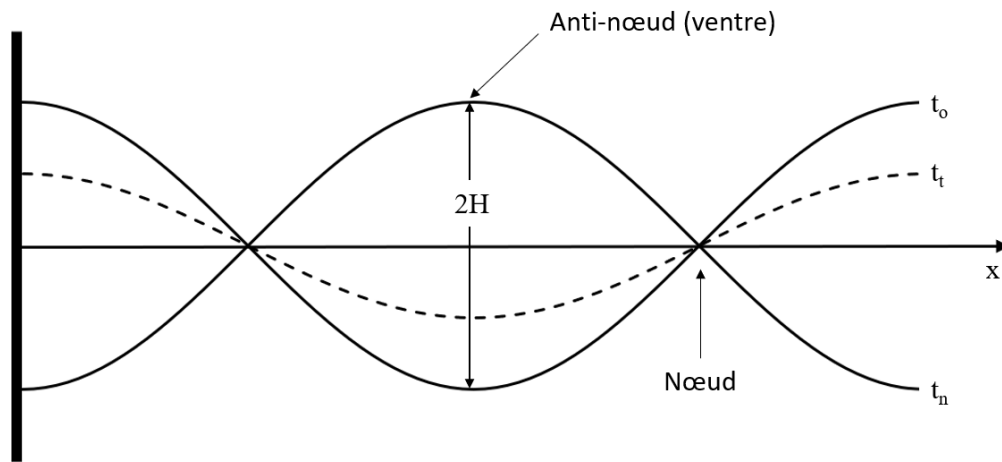


Figure 2.5 Clapotis en réflexion pure

Réfraction

En eau profonde, le front de vague est généralement rectiligne. À l'approche du rivage, la profondeur d'eau diminue et le front subit l'influence du fond. La vitesse de propagation est fonction de la profondeur d'eau et devient alors variable le long du front de la houle. Celle-ci diminue en eau profonde, ce qui implique une diminution de la longueur d'onde à période constante. Les lignes de crête se resserrent et les fronts de vagues se courbent avec une tendance à devenir parallèle aux lignes bathymétriques (ou isobathes) (Bonnefille, 1976).

Ce phénomène explique aussi pourquoi l'énergie libérée par les vagues est plus importante dans certaines régions de la plage pour une même houle. Pour une bathymétrie variable, une concentration de l'énergie est observée sur les caps et une dispersion sur les bancs. Le changement de direction est donné par une loi de réfraction de Descartes-Snell (Kamphuis, 2010) :

$$\frac{\sin \alpha_1}{C_1} = \frac{\sin \alpha_2}{C_2} = \text{constante} \quad (13)$$

Où α est l'angle entre les lignes de crête et les isobathes.

Diffraction

Le phénomène de diffraction est indépendant de la profondeur d'eau et apparaît lors d'un soudain changement de conditions de vague, typiquement après un obstacle (ex. brise-lame). Lorsqu'un obstacle n'arrête qu'une partie du front de houle, l'énergie est transmise latéralement le long du front et des oscillations apparaissent derrière l'obstacle (Figure 2.6).

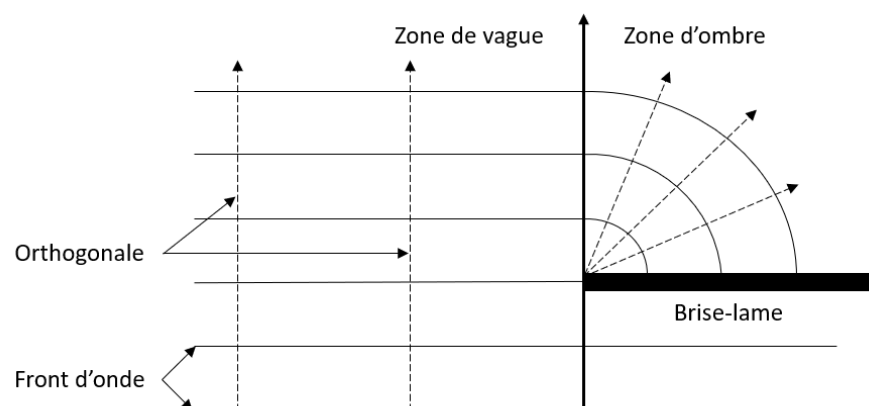


Figure 2.6 Diffraction pure derrière un obstacle

Déferlement

À l'approche du rivage, les vagues subissent l'influence du fond et la vitesse des particules de la crête devient plus élevée que celle du creux, entraînant une augmentation de la cambrure H/L . La vitesse des particules sur la crête continue d'augmenter jusqu'à atteindre la vitesse de propagation de la vague (célérité). La vague est alors instable et déferle. Ce phénomène est caractérisé par une turbulence importante, un entrainement d'air (aération de l'écoulement) et une grande dissipation d'énergie. On appelle *zone de levée* la zone où les vagues se déforment et perdent leur symétrie d'amplitude et zone de déferlement là celle où les vagues se brisent. La zone de jet de rive est la portion de plage qui est alternativement couverte, puis découverte par les vagues brisées qui s'échouent (Figure 2.7) (Grasso, 2009).

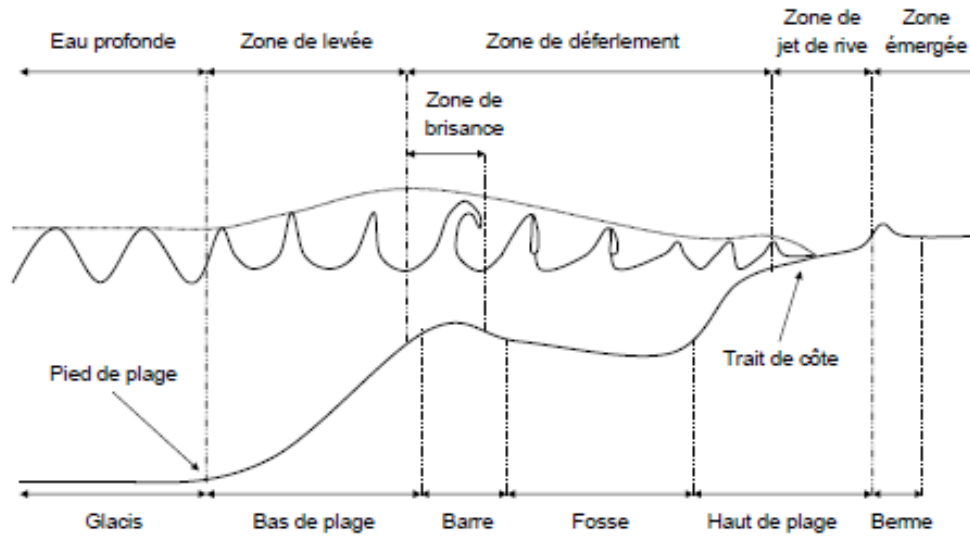


Figure 2.7 Profil morphologique transversal caractéristique d'une plage barrée. (Grasso, 2009)

Trois limites de déferlement des vagues régulières ont été développées. Miche (1944) a obtenu que la vague déferle lorsque :

$$\frac{H_b}{L_b} < 0,14 \tanh\left(2\pi \frac{h_b}{L_b}\right) \quad (14)$$

Où l'indice b se réfère au déferlement (*breaking*).

Des formulations simplifiées ont été développées par Michell (1893), en eau profonde :

$$\frac{H_b}{L_b} < 0,142 \quad (15)$$

Et McCowan (1891) en eau peu profonde:

$$\frac{H_b}{h_b} < 0,78 \quad (16)$$

Il est à noter que les équations (14) et (15) exprime le point de déferlement en fonction d'une limite de cambrure alors que pour l'équation (16), le déferlement survient lorsque la hauteur d'eau limite la hauteur de vague (Bonnefille, 1976).

Quatre types de déferlement peuvent être observés (Figure 2.8) :

- 1- Déferlement déversant (*spilling*), avec apparition d'écume à la mi-hauteur de la vague
- 2- Déferlement plongeant (*plunging*), avec formation de rouleau.

- 3- Déferlement gonflant (*surging*), avec apparition d'écume à la base.
- 4- Déferlement avec effondrement (*collapsing*), intermédiaire entre le déferlement plongeant et gonflant.

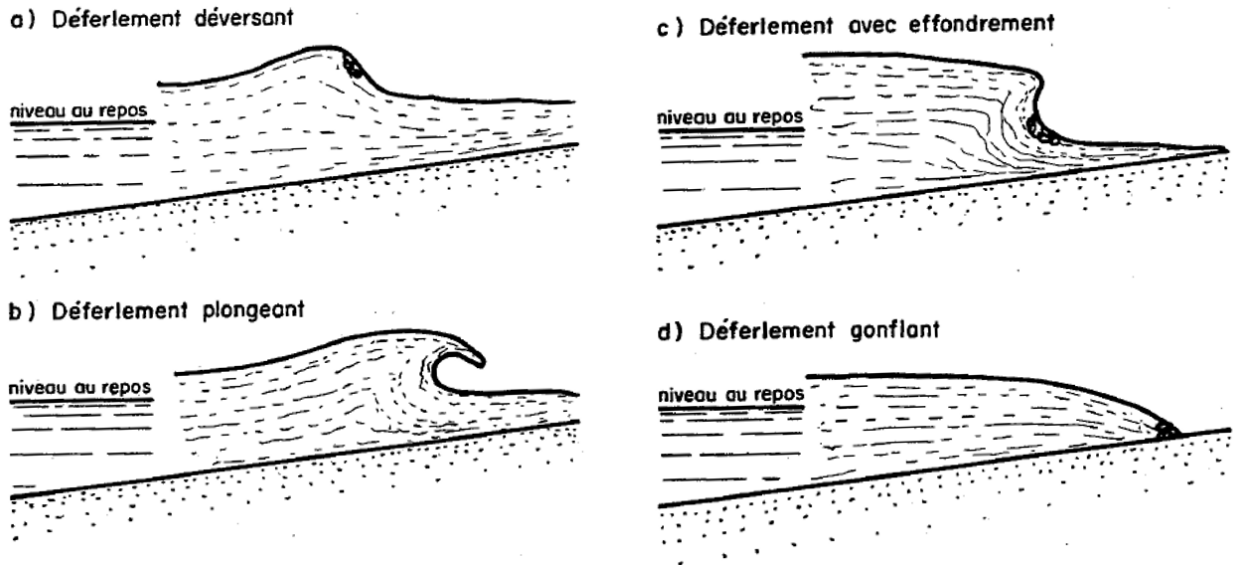


Figure 2.8 Types de déferlement. (Ouellet, 1975)

Les déferlements de type 2 et 4 (ou b et c sur la figure 2.9) sont les plus dangereux pour les ouvrages côtiers. Le type de déferlement est caractérisé par un indice de déferlement (*surf similarity parameter*) qui est fonction de la pente de la plage et de la cambrure de la houle et eau profonde. Ce nombre sans dimension est aussi appelé le nombre d'Iribarren ξ_0 (éq. 17).

$$\xi_0 = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_o / L_o}} \quad (17)$$

Où β est la pente de la plage

H_o et L_o sont la hauteur et la longueur d'onde des vagues en eau profonde

Avec

Gonflant/avec effondrement : $\xi_0 > 3,3$

Plongeant : $0,5 < \xi_0 < 3,3$

Déversant : $\xi_0 < 0,5$

Le déferlement est de type déversant lorsque la pente de la plage très faible et/ou les vagues ont une cambrure importante. Le déferlement plongeant survient pour des valeurs plus élevées de β et/ou une cambrure plus faible. Les types gonflants et avec effondrement sont retrouvés dans le cas de pente de plage très importante et une cambrure très faible. Le déferlement avec effondrement est très présent chez les plages de galets (US Army Corps of Engineers, 2008).

La transformation des vagues et leur déferlement induit des non-linéarités et peut générer des ondes libres (Grasso, 2009). Il devient alors important d'appliquer une méthode de décomposition harmonique, à une ou plusieurs sondes, pour mieux caractériser l'onde résultante. La décomposition harmonique est détaillée à la section 2.4.

2.2 Classification des systèmes côtiers

2.2.1 Classification des sédiments

Il existe deux grands types de sédiments, soit les sédiments cohésifs et non cohésifs. Les sédiments cohésifs ont un processus de sédimentation complexe sous l'action de la gravité, de la floculation et du tassement, alors que pour les sédiments non cohésifs seuls la gravité et les collisions entre les particules s'appliquent (Bonnefille, 1976). Le critère utilisé pour distinguer les deux types est le diamètre d . Les sédiments cohésifs comprennent les limons et les silts, avec des diamètres inférieurs à 62 μm . Les sédiments non cohésifs comprennent les sables (62 μm à 2 mm), les graviers (2 à 64 mm), les galets (64 à 256 mm) et les blocs (> 256 mm). L'échelle de Wentworth présente une classification plus détaillée (US Army Corps of Engineers, 2008).

Les échantillons de sédiments naturels contiennent des grains de taille variable. Le diamètre médian d_{50} est donc généralement utilisé pour caractériser un échantillon. L'écart-type σ_φ est aussi utilisé, celui-ci représentant la distribution autour de la moyenne.

$$\sigma_\varphi = \frac{(\varphi_{84} - \varphi_{16})}{4} + \frac{(\varphi_{95} - \varphi_5)}{6} \quad (18)$$

Avec

$$\varphi = -\log_2 d \quad (19)$$

Où φ est une unité de mesure sans dimension des sédiments et l'indice, le percentile.

Un écart-type petit (< 0,5) signifie que l'échantillon est bien trié alors qu'une valeur élevée (> 1) signifie que la distribution est étendue.

Lorsqu'une particule solide tombe par effet de gravité dans un fluide, elle accélère jusqu'à atteindre une vitesse terminale, soit sa vitesse de chute w_s . Il s'agit de l'équilibre entre la force de gravité et la traînée hydrodynamique. Son calcul est toutefois complexe puisque le coefficient de traînée est fonction de la grosseur, la forme du grain, la vitesse terminale, ainsi que la densité du fluide et sa viscosité au travers du nombre de Reynolds.

Soulsby *et al.* (1997) ont développé l'équation suivante pour calculer la vitesse de chute pour les sables naturels :

$$w_s = \frac{\nu}{d_{50}} \left[\left(10,36^2 + 1,049 D_*^3 \right)^{1/2} - 10,36 \right] \quad (20)$$

avec

$$D_* = \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{1/3} d_{50} \quad (21)$$

Où ν est la viscosité cinématique de l'eau

s est le rapport des masses volumique du sédiment et de l'eau

D_* est le diamètre sédimentologique adimensionnel, ou nombre de Galilée

D_* est un nombre adimensionnel caractéristique du diamètre. Il peut être interprété comme le rapport du temps caractéristique que met un grain à chuter sous son poids immergé sur le temps caractéristique de la viscosité sur une distance équivalente au diamètre du grain lui-même.

2.2.2 Classification des plages

Les plages sont des systèmes dynamiques, subissant continuellement des changements. Un profil d'équilibre dynamique peut être atteint si les conditions hydrodynamiques restent constantes suffisamment longtemps. Toutes variations subséquentes auront pour conséquences de modifier le profil d'équilibre de la plage. Dean (1977) a proposé un profil d'équilibre simplifié (Figure 2.9). Ce profil se base sur une dissipation volumique uniforme des vagues dans la zone de déferlement (Grasso, 2009). Le profil est concave et suit :

$$h = Ax^{2/3} \quad (22)$$

Où h est la hauteur d'eau (m) à une distance x (m) du trait de côte

A est un paramètre d'échelle qui dépend surtout des caractéristiques des sédiments

Cette équation implique que le profil peut être calculé en ayant seulement les caractéristiques du sédiment (d_{50} , w_s) et plus les sédiments sont grossiers, plus la pente est raide (US Army Corps of Engineers, 2008). Toutefois, dans la pratique, il est nécessaire d'introduire un paramètre supplémentaire, la profondeur de fermeture (*depth closure*) au-delà de laquelle l'exposant 2/3 est invalide.

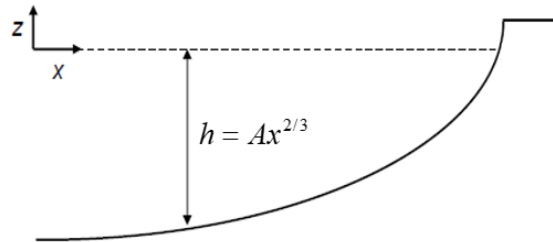


Figure 2.9 Schéma caractéristique d'un profil de plage de Dean

En réalité, les profils sont généralement plus complexes avec des alternances de barres et de fosses. Wright *et al.* (1984) ont défini une classification des profils transversaux basée sur les conditions de vagues incidentes, caractérisés par le nombre de Dean Ω

$$\Omega = \frac{H_s}{w_s T_p} \quad (23)$$

Où H_s et T_p sont la hauteur significative et la période de pic caractéristiques d'un spectre de vagues. Ces paramètres se simplifient en H et T pour une houle régulière (monochromatique). Ce nombre exprime le rapport entre la vitesse verticale d'une vague et la vitesse (verticale) de chute d'une particule sédimentaire.

Le nombre de Dean, Ω , permet de classer les profils de plages en trois catégories, les plages réfléchives, dissipatives et intermédiaires. Les plages réfléchives ($\Omega \leq 1$) ont un haut de plage raide et une zone de déferlement restreinte. Le déferlement est généralement de type plongeant ou avec effondrement. Les plages dissipatives ($\Omega \geq 5$) ont une pente douce, avec une longue zone de déferlement, permettant de dissiper les vagues. Le déferlement de type déversant est fréquent. Les plages intermédiaires ($1 < \Omega < 5$) comprennent différents types de plages barrées et en forme de terrasse (Figure 2.10) (Grasso, 2009).

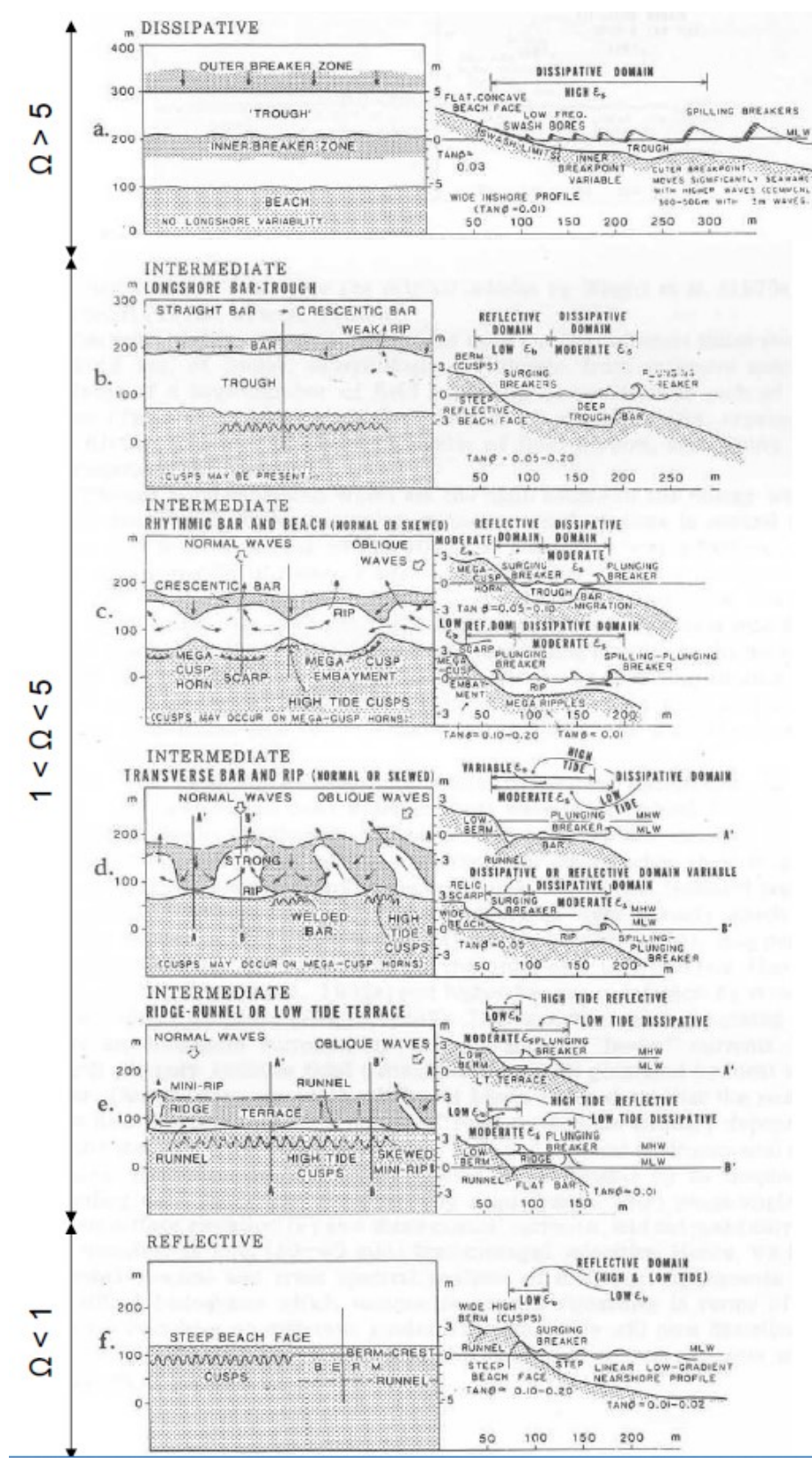


Figure 2.10 Classification des états de plages typiques observés en fonction du nombre de Dean (Wright et al., 1984).

2.3 Transport sédimentaire en zone côtière

2.3.1 Mécanismes de transport

Le mouvement des grains est initié lorsque la force d'entraînement du fluide sur la particule est suffisante pour vaincre la force de résistance liée au poids de la particule sédimentaire. Le nombre de Shields (θ) exprime le rapport entre la force résultant de la contrainte de cisaillement et le poids immergé du grain :

$$\theta = \frac{u_*^2}{g(s-1)d_{50}} \quad (24)$$

Où u_* est la vitesse de frottement.

Le seuil de mise en mouvement est déterminé par une valeur critique θ_{cr} fonction de D_* (Figure 2.11).

Le transport sédimentaire est divisé en deux types : le transport des sédiments en suspension, dans lequel les sédiments sont transportés dans la colonne d'eau, et le transport des sédiments du lit (*bed load*), dans lequel les grains restent près du lit et se déplacent par charriage et saltation. Lorsque la vitesse de frottement du lit excède tout juste la valeur critique d'initiation du mouvement, les grains sont transportés par charriage. Une augmentation additionnelle entraîne le déplacement des grains par bond plus ou moins réguliers (saltation). Lorsque la vitesse turbulente ascendante est supérieure à la vitesse de chute du grain, celui-ci est mis en suspension (Van Rijn, 1993). Le nombre de Rouse (P) permet d'exprimer le rapport entre la vitesse verticale (w_s) et horizontale (u_*) d'un grain sur le fond : le mode de transport par charriage est dominant pour de fortes valeurs de P ; le mode par suspension prédomine aux faibles valeurs.

$$P = \frac{w_s}{\kappa u_*} \quad (25)$$

Avec κ , la constante de Von Karman 0.4.

Le diagramme (Figure 2.11) présente les régions de dominance d'un mode de transport sur l'autre : ceci est établi en fonction de la taille des grains relativement à la vitesse locale, u_* , au niveau de l'interface eau-lit sédimentaire.

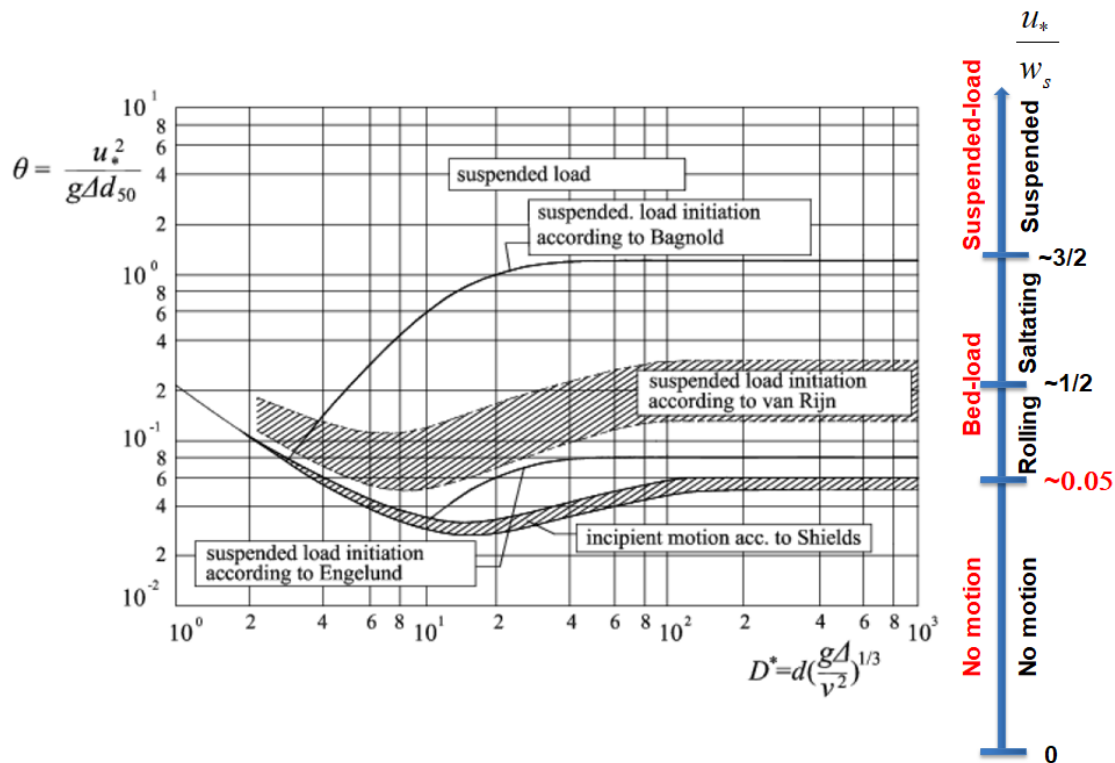


Figure 2.11 Diagramme de Shields (critère à l'érosion) et régime de transport (cours de Pham Van Bang (2020))

2.3.2 Dynamique côtière

Le profil des plages est remanié par deux processus de transport sédimentaire : la dynamique transversale (*cross-shore*) et la dérive littorale (*longshore*). Le transport perpendiculaire au rivage (*cross-shore*) comprend les échanges entre le haut et le bas de plage. Il est particulièrement dominant lorsque le profil est loin du profil d'équilibre, lors d'un changement de conditions hydrodynamiques (ex. les variations saisonnières). En été, la plage est à l'équilibre avec les petites vagues d'été. À l'hiver, les vagues deviennent plus grandes et plus cambrées. Le système tend alors vers un nouvel équilibre. Les ondes de tempêtes entraînent aussi un changement soudain des conditions. Les dunes jouent alors un rôle crucial dans le transport *cross-shore*. Celle-ci joue un rôle de protection à long terme contre l'érosion. Sous l'action de vagues importantes, du matériel est enlevé de l'avant-dune et est transféré vers l'avant-plage où une barre immergée est formée. Cette dernière force le déferlement des vagues et la dissipation de l'énergie avant que celles-ci atteignent le trait de côte. Lorsque les conditions sont plus calmes, les sédiments retournent vers le haut de plage afin de reconstruire le profil (Kamphuis, 2010).

Malgré le phénomène de réfraction, les vagues arrivent souvent obliques au rivage. Cela entraîne, entre la ligne de déferlement et le trait de côte, un courant parallèle au littoral, aussi appelé dérive littorale. Il s'agit du type de transport prédominant dans la majorité des systèmes. La vitesse moyenne est de 0,3 m/s ou moins, mais peut excéder 1 m/s pendant des tempêtes (US Army Corps of Engineers, 2008). Il s'agit de résultat de 2 mécanismes : la dérive littorale dans la zone du jet de rive et le transport dans la zone de déferlement dans le cas de vagues obliques à la plage.

La dérive littorale se produit en deux temps ; d'abord, le jet de rive force le sable à monter obliquement, dans la direction de propagation des vagues, puis la nappe de retrait entraîne le sable vers le bas, perpendiculairement au trait de côte (direction du plus grand gradient topométrique ou de la plus forte pente). La combinaison crée un déplacement en « dent-de-scie ». Le déferlement des vagues génère un courant parallèle et de la turbulence dans la zone de déferlement. Cela entraîne la mise en suspension des sédiments et leur transport (Kamphuis, 2010). Lorsque la combinaison du transport *cross-shore* et *longshore* correspond à une perte nette de matériel, de l'érosion est observée avec un retrait du trait de côte. Plusieurs facteurs peuvent expliquer l'érosion, tels que la diminution de la réserve de sédiment, la montée du niveau des eaux ou l'intervention humaine. La mise en place d'ouvrages en zone côtière peut modifier le transit sédimentaire.

2.3.3 Études expérimentales antécédentes de l'affouillement au pied d'un mur

L'affouillement au pied d'un mur vertical est une problématique étudiée depuis longtemps, avec une activité de « modélisation physique » importante entre 1960 et 1990. Puisque le présent mémoire se concentre sur cette approche, seules les études expérimentales en canaux à vagues sont présentées. Un résumé des études majeures est présenté au Tableau 2.1.

Dans ces travaux, les auteurs effectuent différentes mesures de l'affouillement. Par exemple, certains rapportent la profondeur d'affouillement (*Smur*, pour « scour depth ») directement sur le mur ; d'autres documentent la profondeur maximale (*Smax*) à une distance non précisée du mur. Il est donc difficile de comparer les résultats d'une étude à l'autre d'autant plus que les conditions expérimentales (dimension du canal, conditions de vagues, granulométrie des sédiments, pente de la plage, position et géométrie du mur).

Tableau 2.1 Principales études expérimentales entre 1965 et 2012

Année	Auteur	Dimension du canal (Longueur x Largeur x Profondeur)	H/L	d ₅₀ (mm)	Pente (β)
1965	Herbich, Murphy, Van Weele	20,5 x 0,6 x 0,6	0,032-0,047	0,48	plat
1968	Sato, Tanaka, Irie	40 x 0,5 x 0,5 105 x 3 x 2,5	0,033 0,051	0,38-0,69 0,21	1 : 10 1 : 10
1971	De Best & Bijker	10 x 0,5 x 0,31	0,025-0,039	0,13-0,22	plat
1971	Chesnutt & Schiller	36 x 0,6 x 0,9 12 x 0,2 x 0,5	0,03-0,015 0,007-0,036	0,17	1 :40; 1 :70; 1:100 1 :36
1973	Song & Schiller	12 x 0,2 x 0,5	0,006-0,072	0,17	1 :30
1977	Hatorri & Kawamata	16 x 0,5 x 0,7	0,008	0,55	1 :20
1981	Xie	38 x 0,8 x 0,6	0,008-0,038	0,1-0,8 0,1-0,2	1 :30 plat
1987	Barnett	37 x 0,9 x 1,2	0,011-0,039	0,15	profil de Dean
1992	Fowler	100 x 1,8 x 1,8	0,025-0,042	0,13	1 :15
1992	Kraus, McKee, Sollit	104 x 3,7 x 4,6	0,009-0,064	0,22	1 :25
2006	Sutherland et al.	45 x 1,2 x 1,7	0,006-0,052	0,11	1 :30; 1 :75
2007	El-Bisy	40 x 1,5 x 0,8	0,016-0,043	0,3-0,93	1 :20
2009	Gislason, Fredsoe, Sumer	28 x 0,6 x 0,8	0,06	0,44	plat
2010	Pearson	22 x 0,6 x 0,8	N/A	2,6	1 : 7
2012	Saitoh & Kobayashi	30 x 1,15 x 1,5	0,029	0,18	1 : 11

Dans ces travaux, les données d'affouillement, $Smur$ ou $Smax$ selon les auteurs, correspondent à des valeurs finales ou ultimes. Il s'agit selon Herbich *et al.* (1965) de la profondeur d'affouillement à l'équilibre, obtenue en fin d'essai, lorsqu'il n'y a plus d'augmentation notable et que celui-ci tend vers une valeur constante. S'il y a consensus pour le concept d'affouillement à l'équilibre (avec une croissance temporelle en exponentielle négative), la durée de l'essai nécessaire pour l'atteinte de celui-ci est très peu documentée. Le temps nécessaire à l'aboutissement d'un équilibre semble varier fortement selon les dimensions des canaux et les régimes de vagues. Par exemple, si le nombre de vagues est utilisé pour adimensionnaliser le temps, il faudrait 4000 vagues régulières ou 6000 vagues irrégulières pour atteindre un profil de plage à l'équilibre selon Dette *et al.* (1987). Dans leur étude morphodynamique sans ouvrages (échelle réelle, $T=6$ s), ils concluent qu'il est nécessaire d'attendre 50 % de plus en condition irrégulière qu'en condition régulière.

Parmi les études avec une plage devant un mur, Xie (1981) mentionne que le développement temporel est aussi influencé par la cambrure des vagues (H/L), une forte cambrure nécessitant moins de vagues (6500-7500 lorsque $H/L > 0,02$ et 7500-10000 lorsque $H/L < 0,02$). Le nombre de vagues semble toutefois élevé lorsque comparé avec d'autres études. Hughes *et al.* (1991)

mentionne que l'équilibre est atteint après 6000 vagues, alors que pour Powell *et al.* (1994), seules 3000 vagues sont nécessaires. Sumer *et al.* (2000), dans une étude en régime irrégulier, conclut que le développement maximal de l'affouillement est atteint entre 1000 et 2000 cycles de vagues.

Une des premières études (de référence) réalisées en laboratoire est celle de Herbich *et al.* (1965). Ceux-ci ont étudié l'affouillement d'un lit plat horizontal, à l'avant d'un mur avec une inclinaison variable entre 15 et 90 degrés. Les variables d'intérêt retenues sont la hauteur de vague, la période, la hauteur d'eau, l'inclinaison du mur et le nombre de vagues. Les essais se poursuivent jusqu'à l'atteinte de l'affouillement ultime. Pour l'ensemble de leurs essais, les résultats démontrent que l'affouillement se développe d'abord très rapidement avec l'augmentation du nombre de vagues, puis devient indépendant du nombre de vagues pour tendre vers une valeur ultime (Figure 2.12). L'évolution temporelle de l'affouillement suit l'équation (éq. 26) :

$$S_t = S_\infty \left(1 - \exp\left(-\frac{t}{T_s}\right) \right) \quad (26)$$

Où S_t : affouillement au temps t , S_∞ : affouillement ultime/équilibre et T_s l'échelle de temps (*Time scale*).

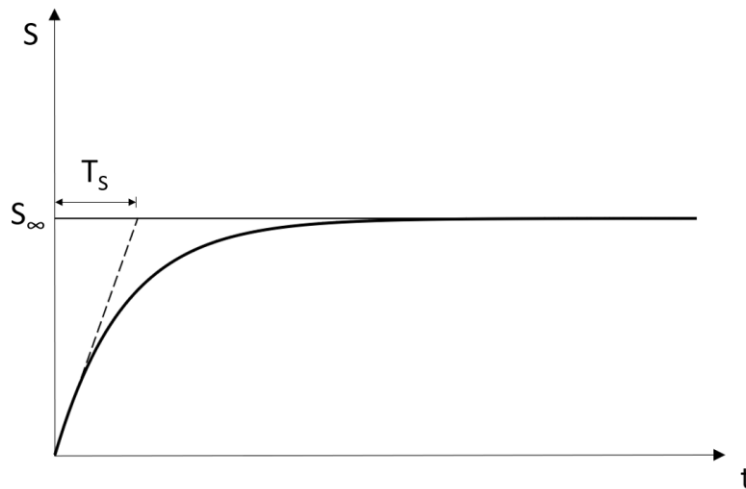


Figure 2.12 Développement temporel de l'affouillement

L'affouillement est influencé par le coefficient de réflexion et augmente avec celui-ci. L'inclinaison des murs influence également les résultats d'affouillement. Pour inclinaison du mur croissante

par rapport à l'horizontale, l'affouillement augmente linéairement puis tend vers une valeur constante pour des inclinaisons supérieures à 45°.

Sato *et al.* (1969) ont étudié le positionnement du mur sous deux régimes de vagues, un régime « normal » et un dit de « tempête ». Quatre types d'affouillement sont établis :

- Type 1 : Affouillement rapide suivi d'un arrêt, puis d'une accrétion. Un déferlement est observé directement à la base, avec un affouillement important au pied et une accumulation à l'avant du plateau. Le matériel est transporté vers la rive pour s'accumuler sur la barre. La barre s'étend vers le pied du mur pour éventuellement remplir la fosse d'affouillement.
- Type 2 : Affouillement initial rapide, puis stabilisation. Le mur installé près de la limite de la zone intertidale. La vague agit directement sur le mur et il n'y a donc pas autant de diminution du courant de retour et l'état d'équilibre est atteint sans remplissage de la fosse.
- Type 3 : Affouillement rapide, puis lent. Le pied du mur est rapidement affouillé par les vagues suite au déferlement. Puis, dans une deuxième phase, l'affouillement se poursuit plus lentement, mais de façon continue alors que la hauteur d'eau au pied du mur augmente et qu'un système de vagues stationnaires (*standing wave*) se développe.
- Type 4 : Affouillement lent continu. Ce type apparaît lorsque le mur est installé dans la zone *offshore*.

Plusieurs conclusions sont tirées de cette étude. L'affouillement relatif (S/H) diminue avec l'augmentation de la cambrure (H/L). Les vagues de tempêtes mènent à un affouillement relatif égal à 1, alors que l'affouillement relatif des vagues moins cambrées peut être plus grand. L'affouillement relatif diminue avec une diminution du diamètre médian relatif (d_{50}/H). Le type 3 est celui qui entraîne la plus grande profondeur d'affouillement et l'affouillement maximal sous des conditions de tempêtes (avec une cambrure H/L entre 0,02 et 0,04) est obtenu lorsque le mur se situe au trait de côte ou juste après le point de déferlement.

Chesnutt *et al.* (1971) ont étudié l'impact de la présence d'un mur sur le transport sédimentaire et reproduisant les essais avec et sans mur. Les variables sélectionnées sont l'inclinaison du mur, la pente de la plage, les conditions de vagues (H, T, h) ainsi que la position relative du mur (X) au point de déferlement (X_b) et mesuré à partir du trait de côte ($X_s = X/X_b$). Ils concluent que l'affouillement maximal est égal à la hauteur de vague et qu'il est maximal lorsque $0,5 < X_s < 0,67$. Ainsi, l'effet de la position du mur est aussi important sur le développement de l'affouillement que la hauteur de vague. Dans ces résultats, l'affouillement maximal diminue également avec une

diminution de la pente de la plage. Les travaux ont été poursuivis par Song *et al.* (1973) et l'équation (27) a été développée.

$$\frac{S_{\max}}{H} = 1,94 + 0,57 \ln(X_s) + 0,72 \ln\left(\frac{H}{L}\right) \quad (27)$$

Pour une hauteur de vague H constante, l'affouillement augmente avec une diminution de H/L . Davantage d'énergie est réfléchié dans le cas des vagues avec une faible cambrure. Cette équation ne prend pas en compte les propriétés réfléchives de l'ouvrage et le diamètre des grains.

De Best *et al.* (1971) ont étudié l'influence de la grosseur des sédiments sur le transport sédimentaire à proximité d'un mur vertical sous un régime de vagues stationnaires. Deux grosseurs de sable sont comparées : un sable très fin (0,13 mm) et un sable fin (0,22 mm). La trajectoire orbitale des particules dans l'eau entraîne l'observation des deux modes (charriage et suspension) de transports distincts. Dans le cas des sédiments très fins, le transport en suspension est dominant et les grains se déplacent des nœuds vers les anti-nœuds. Dans le cas du sable plus grossier, le charriage (*bed load*) est dominant et les grains se déplacent des anti-nœuds vers les nœuds. La fosse d'affouillement se forme à mi-chemin entre le nœud et l'anti-nœud avec une zone de déposition au nœud.

Xie (1981) a aussi étudié l'affouillement dans des conditions de vagues stationnaires. Les mêmes patrons d'affouillement de De Best *et al.* (1971) ont été observés (Figure 2.13). Avec un affouillement au nœud dans le cas des sédiments fins et à mi-chemin entre le nœud et la boucle dans le cas de sédiments grossiers.

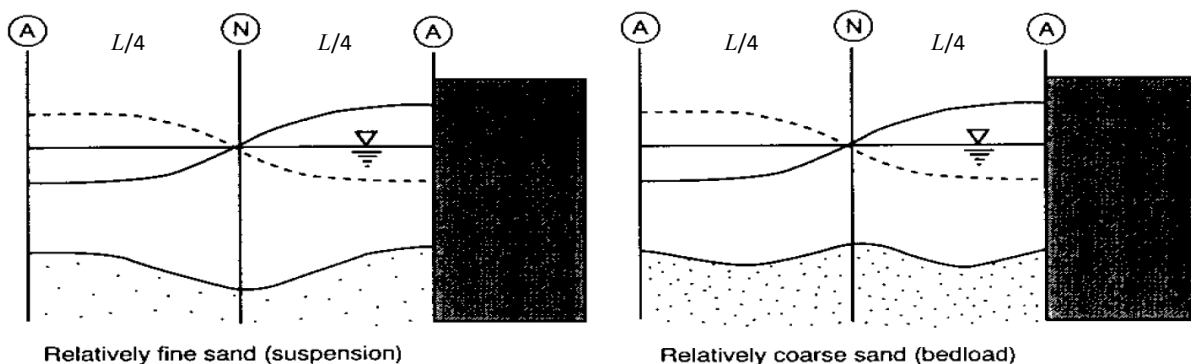


Figure 2.13 Formes d'affouillement au pied d'un mur vertical : sable fin (suspension dominante, à gauche) ; sable grossier (charriage dominant, à droite) (Xie, 1981)

Toutefois, Xie (1981) mentionne que les deux formes peuvent coexister lorsque les caractéristiques locales des vagues changent. Le type d'affouillement serait donc dépendant de la taille du sédiment, mais aussi des conditions de vagues. Un critère de transport est proposé :

$$\frac{(u_{\max} - u_{*c})}{W_s} > 16,5 \quad (28)$$

Où : u_{\max} est la vitesse horizontale maximale sur le fond (vitesse orbitale sur le fond) et u_* : vitesse critique de frottement sur le fond (en lien avec le nombre critique de Shields, cf. 2.3.1)

Une valeur élevée de ce rapport (similaire au nombre de Rouse, P , cf. 2.3.1) signifie que la vitesse du fluide est grande par rapport à la vitesse de chute du sédiment. Le transport en suspension est dominant avec une fosse d'affouillement au nœud.

Deux équations ont été développées pour calculer l'affouillement maximal pour les sédiments fins (éq. 29) et grossiers (éq. 30) :

$$\frac{S_{\max}}{H} = \frac{0,4}{\left(\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \right)^{1,35}} \quad (29)$$

$$\frac{S_{\max}}{H} = \frac{0,3}{\left(\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \right)^{1,35}} \quad (30)$$

Toutefois, seuls deux paramètres sont utilisés : le ratio h/L et la grosseur des sédiments. Il est à noter dans ces deux dernières formulations, la présence du terme en $\sinh(kh)$ au dénominateur signifiant que la profondeur d'affouillement est implicitement relié à la demi-excursion de la trajectoire elliptique d'une particule fluide en mouvement oscillatoire au-dessus de la couche limite de vague. Pour des exposants égaux à 1 (au lieu de 1.35), les préfacteurs 0,4 et 0,3 s'interpréteraient alors par des angles de frottement des matériaux sédimentaires.

Les deux types d'affouillements (dominés soit par la suspension, soit par le charriage) sont également observés par Irie *et al.* (1985), appelé N-Type (vers les nœuds) et L-Type (vers les anti-nœuds). Toutefois, les sédiments peuvent se déplacer dans la direction inverse sous l'influence de la non-linéarité des vagues. Le nombre d'Ursell U_r (éq. 31) est alors utilisé comme critère pour exprimer cette non-linéarité.

$$U_r = \frac{HL^2}{h^3} \quad (31)$$

Un principe important est formulé dans l'étude de Dean (1987). Dans des conditions de vagues propices au développement d'une barre immergée, le volume d'affouillement immédiatement à l'avant du mur est égal ou inférieur au volume de matériau érodé à l'arrière du mur en absence de mur. Le principe d'approximation de Dean, basée sur une masse volumique constante, a été vérifié dans par Barnett *et al.* (1989), Hughes *et al.* (1990) et Miselis (1994). Il n'est toutefois pas toujours évident de déterminer le volume de sable érodé en absence de mur.

Fowler (1992) a réalisé une campagne expérimentale à moyenne échelle pour étudier l'affouillement au pied d'un mur vertical sous l'action de vagues régulières. Des essais avec un régime de vagues irrégulières ont été rajoutés, toutefois, leur nombre est très limité (4 essais). Pour ces quatre essais, l'affouillement sous les vagues régulières excède celui des essais sous vagues irrégulières. En moyenne, l'affouillement est 15 % supérieur en condition régulière. L'étude de Miselis (1994) confirme que l'affouillement tend à être surestimé avec l'utilisation de vague régulière. L'équation empirique (32) est obtenue avec les essais sous conditions irrégulières de vagues :

$$\frac{S_{\max}}{H_o} = \sqrt{22,72 \frac{h_w}{L_o} + 0,25} \quad (32)$$

Où h_w est la profondeur d'eau au mur

L'équation est applicable lorsque $-0,011 \leq h_w/L \leq 0,045$ et $0,015 \leq H/L \leq 0,040$. Hors de ces limites, l'auteur suggère l'utilisation de la règle du pouce pour prédire l'affouillement au pied d'un mur vertical (Herbich *et al.*, 1965). Celle-ci stipule que l'affouillement maximal est égal ou inférieur à la hauteur de vague en eau profonde. $S_{\max}/H \leq 1$. Une seule pente et un seul diamètre médian sont utilisés pour les essais, il n'est donc pas possible de conclure sur les effets de ces paramètres.

Kraus *et al.* (1994), dans le cadre du projet SUPERTANK, ont mené une étude à grande échelle sur les différents processus hydrodynamique et sédimentaire des zones côtières. Un total de 3 campagnes expérimentales a été réalisé avec un mur. Des vagues régulières et irrégulières ont été utilisées, avec une hauteur significative entre 0,4 et 1 m, ainsi qu'une période entre 3 et 8 secondes. Les données ont ensuite été utilisées par McDougal *et al.* (1996) pour valider un modèle numérique et développer l'équation (33).

$$\frac{S_{mur}}{H_o} = 0,41\beta^{0,85} \left(\frac{L_o}{H_o} \right)^{1/5} \left(\frac{h_w}{H_o} \right)^{1/4} \left(\frac{H_o}{d_{50}} \right)^{1/3} \quad (33)$$

Sumer *et al.* (2000) se sont intéressés à la constante de temps T_s de l'équation (26) de l'évolution temporelle de l'affouillement avancée par Herbich *et al.* (1965). T_s augmente avec une diminution du ratio h/L . Une diminution de ce paramètre entraîne une augmentation de l'affouillement. Le sable est donc enlevé en plus grande quantité, augmentant ainsi l'échelle de temps du processus.

Dans le cadre d'une large étude sur l'abaissement des plages Sutherland *et al.* (2006) se sont intéressés à l'effet du nombre d'Iribarren et le type de déferlement sur l'affouillement. Le déferlement de type plongeant entraîne généralement plus d'érosion que celui de type déversant. Pearce *et al.* (2007) a combiné ces données expérimentales à celles d'autres études (Xie (1981), Fowler (1992), Kraus *et al.* (1994) en particulier) ainsi que des données recueillies sur le terrain. Pour des études à moyenne échelle, sous des conditions de vagues irrégulières, l'enveloppe des résultats d'affouillement suit les équations (34) et (35):

$$\frac{S_{mur}}{H} = \left(35 \frac{h_w}{L} + 0,40 \right)^2 \quad h_w/L \leq 0,016 \quad (34)$$

$$\frac{S_{mur}}{H} = \frac{0,036}{\sinh(h_w / L)^{0,8}} \quad h_w/L > 0,016 \quad (35)$$

La courbe enveloppe présente un maximum à h_b/L 0,015 et diminue graduellement de part et d'autre de cette valeur. Lorsque le niveau d'eau est inférieur à la base de l'ouvrage ($h_b/L < 0$), une accrétion est observée. Une accrétion se produit aussi lorsque la hauteur d'eau augmente et que la réflexion des vagues devient de plus en plus importante ($h_b/L > 0,09$).

Dans la poursuite des travaux, Sutherland *et al.* (2008) proposent une version améliorée des équations (34) et (35), valable pour $-0,013 \leq h_w/L \leq 0,18$.

$$\frac{S_{mur}}{H} = 4,5e^{-8\pi(h_w/L+0,01)} \left(1 - e^{-6\pi(h_w/L+0,01)} \right) \quad (36)$$

Dans le cas d'une de pente de plage connue, l'équation (37) peut être appliquée, valable pour $-0,04 \leq h_w/L \leq 0,12$:

$$\frac{S_{mur}}{H} = 6,8(0,207 \ln(\beta) + 1,51)e^{-5,85kh_w} (1 - e^{-3kh_w}) - 0,137 \quad (37)$$

Powell *et al.* (1994) se sont intéressés au comportement des plages de sédiments plus grossiers (5-30mm). Sous des conditions de vagues irrégulières et une cambrure de vague entre 0,02 et 0,04, l'affouillement est environ égal à la hauteur d'eau, conformément à la règle du pouce. L'affouillement maximal est observé lorsque le ratio h/H se situe entre 0 et 2.

Salauddin *et al.* (2019) a reproduit à échelle réduite une plage de galets, utilisant de l'antracite. La plus grande profondeur d'affouillement (accrétion ou affouillement) a été observée avec des déferlements déversant ou plongeant ($0,005 \leq h_w/L \leq 0,04$). Pour une profondeur relative h_w/H constante, les profondeurs maximales d'affouillement se produisent pour les plus grands nombres d'Iribarren.

2.3.4 Mise à l'échelle

La similitude hydrodynamique est atteinte en respectant les nombres de Froude F et de Reynolds Re . Le nombre de Froude représente l'importance relative des forces d'inertie par rapport à l'effet de la gravité sur l'écoulement (éq. 38).

$$F = \frac{U_x}{\sqrt{gh}} \quad (38)$$

Où U_x est la vitesse de l'écoulement et h la profondeur d'eau

Le nombre de Reynolds représente le rapport entre les forces d'inertie et les forces visqueuses de l'écoulement (éq. 39).

$$Re = \frac{U_x h}{\nu} \quad (39)$$

Toutefois, ces deux nombres sont théoriquement incompatibles et il est impossible de les respecter simultanément sauf si on change de fluide (adaptation de la viscosité) ou si on teste à l'échelle réelle. Puisque les forces gravitationnelles sont dominantes dans les écoulements à surface libre, la très grande majorité des modèles en génie côtier sont mis à l'échelle selon le critère de Froude (Hughes, 1993).

Avec les interactions fluide-sédiment, il est très difficile de respecter une similitude parfaite du sédiment : la réduction d'échelle géométrique risquerait d'altérer la nature non cohésive des sédiments réels pour une nature cohésive du sédiment modèle. Il est dans tous les cas important de reproduire les processus de transport dominants. Plusieurs approches sont utilisées pour la similitude du sédiment. Les plus fréquentes sont d'utiliser le nombre de Shields (éq. 24) qui décrit

à la fois l'initiation du mouvement et le mode de transport, ou le critère de vitesse de chute (éq. 20). Il est important d'assurer la non-cohésion des sédiments pour une plage sableuse ou à galets, donc d'utiliser un sédiment modèle de type non cohésif ($d_{50} > 0,063$ mm) pour conserver la même dynamique sédimentaire. Pour contrer la limite aux plus grandes échelles de réduction, certaines études ont étudié la mise à l'échelle du sédiment utilisant une densité réduite. Dans son étude sur les profils d'équilibre en laboratoire, Nayak (1970) conclut que le profil d'équilibre est davantage influencé par la densité du grain que sa taille. Selon Paul *et al.* (1973), il est impossible d'obtenir une similitude exacte entre le profil d'une plage prototype de sable et son modèle avec un sédiment de densité réduite. Une correspondance plus étroite entre les profils existe lorsque du sable est utilisé dans le modèle. L'utilisation de sédiments plus légers risque également d'augmenter la porosité du lit et l'énergie absorbée celui-ci (Hattori *et al.*, 1977). Il est donc recommandé d'utiliser le même type de sédiment que le prototype (Hughes *et al.*, 1990).

Plus récemment (Grasso, 2008), il a été démontré qu'il est finalement possible de reproduire la morphodynamique des plages en modèle réduit ou physique si la mise à l'échelle des nombres de Froude, de Shields et de Rouse sont strictement respectés. Toutefois, il reste malgré cela certains artefacts dues aux effets d'échelle. Par exemple, la présence d'ondulations dans les zones de surf en laboratoire, qui n'existent pas sur le terrain et qui peuvent masquer les tendances des changements de profil et des différences dans le mode de transport des sédiments en tant que charge en suspension ou charge de fond (Hughes *et al.*, 1990). En définitive, plus l'échelle se rapproche de l'échelle réelle, plus il est facile de s'affranchir de ces effets d'échelle et de mieux représenter les phénomènes naturels. Toutefois, les ressources nécessaires à l'opération telles que le grand canal de l'INRS augmentent considérablement. À l'inverse, les études à petites échelles sont plus faciles à réaliser en termes de temps et de ressources. Ils permettent d'étudier les processus à une échelle très locale et à haute résolution, ce qui est très approprié pour le sujet de notre étude sur l'érosion par affouillement des fondations de murs de protections côtières.

2.4 Analyse de vagues par décomposition harmonique

La présence d'un fond incliné et d'un obstacle influence fortement les caractéristiques de la houle, d'abord en transformant les hauteurs et les longueurs d'onde (par variation bathymétrique), ensuite ajoutant une composante de réflexion, enfin en générant des harmoniques d'ordre supérieures. Ces non-linéarités rendent difficiles les estimations des forces hydrodynamiques à proximité des ouvrages côtiers : il est donc important de bien caractériser les composantes

incidentes et réfléchies des modes fondamentaux et harmoniques de la houle, et de distinguer, pour ces dernières, les ondes libres des ondes liées. En effet, le mode fondamental imposé par le batteur de vague génère également des modes harmoniques (multiple de la fréquence fondamentale) par des phénomènes de transferts, non-linéaire, d'énergie. Si les longueurs d'onde de ces harmoniques sont également multiples de la longueur d'onde fondamentale, alors les vitesses de phase (rapport ω/k) seront égales à la vitesse de phase du mode principal et les modes harmoniques seront considérés liés (*bound*) au mode fondamental.

En revanche, lorsque les longueurs d'onde des composantes harmoniques ne sont pas multiples de celle de la fondamentale (directement déterminées par la relation de dispersion, éq. 1), alors les vitesses de phases des ondes harmoniques et fondamentale seront distinctes et les modes harmoniques seront considérées comme libres (*free*). La différence de vitesse de phase entre le mode fondamental et les modes harmoniques libres donnera donc lieu à des interactions vague-vague avec de la fusion (*merging*), du détachement (*splitting*) et des transferts d'énergies fortement non-linéaires (Nguyen, 2008).

L'utilisation d'une méthode de décomposition que nous utiliserons permet d'analyser des vagues en continu, sans se soucier des vagues multi-réfléchies par le batteur, donc d'éviter de découper le signal global en de plus petits trains d'ondes. La séparation des ondes incidentes et réfléchies du mode fondamental et harmonique peut être réalisée en mesurant la surface libre à différents endroits. Goda *et al.* (1977) ont proposé une première méthode utilisant deux sondes. Celle-ci permet de séparer les ondes incidentes et réfléchies du mode fondamental, donc de mesurer le coefficient de réflexion sur la ou les composantes harmoniques. Mansard *et al.* (1980) ont diminué l'erreur due au bruit de cette méthode de Goda en appliquant la méthode des moindres carrés sur trois sondes fixes ou plus. Toutefois, il n'est pas possible de faire la distinction entre les ondes libres et liées des harmoniques d'ordre supérieur ou de calculer les coefficients de réflexion pour chaque mode. Brossard *et al.* (2000) ont développé une méthode permettant de résoudre cette limitation en exploitant l'effet Doppler sur des sondes de vagues placées sur un chariot mobile à vitesse constante. Toutefois, cette méthode est inapplicable en présence d'une bathymétrie variable (Nguyen, 2008).

Lin *et al.* (2004) ont développé une méthode avec quatre sondes fixes, permettant de séparer les ondes libres et liées des ordres supérieurs. La transformation de Fourier est d'abord appliquée, puis la méthode des moindres carrés pour réduire l'erreur dû au bruit. Un système d'équations linéaires complexes est obtenu et résolu, permettant d'obtenir les amplitudes incidentes et réfléchies des modes fondamentales et harmoniques. Nguyen (2008) a appliqué cette méthode,

jumelée à une technique de détection de la surface libre par traitement d'image, chaque colonne de pixel pouvant alors être utilisée comme sonde de niveau d'eau. Un nouveau critère, utilisant le nombre d'onde k , est proposé pour expliquer les singularités observées avec Lin *et al.* (2004). Cette méthode a été retenue dans le cas de la présente étude.

L'hypothèse principale de la méthode de Lin, est que la houle peut être décrite comme une superposition d'un nombre infini de composantes discrètes chacune avec leurs propres fréquence, amplitude, déphasage et célérité. La surface libre à une position x_m peut alors être exprimée par :

$$\begin{aligned}
\eta(x_m, t) = & a_I^{(1)} \cos(kx_m - \omega t + \phi_I^{(1)}) + a_R^{(1)} \cos(kx_m + \omega t + \phi_R^{(1)}) \\
& + \sum_{n \geq 2} a_{I,B}^{(n)} \cos[n(kx_m - \omega t) + \phi_{I,B}^{(n)}] \\
& + \sum_{n \geq 2} a_{R,B}^{(n)} \cos[n(kx_m + \omega t) + \phi_{R,B}^{(n)}] \\
& + \sum_{n \geq 2} a_{I,F}^{(n)} \cos[k^{(n)}x_m - n\omega t + \phi_{I,F}^{(n)}] \\
& + \sum_{n \geq 2} a_{R,F}^{(n)} \cos[k^{(n)}x_m + n\omega t + \phi_{R,F}^{(n)}] + e_m(t)
\end{aligned} \tag{40}$$

Où a est l'amplitude, ω la pulsation, k le nombre d'onde, ϕ le déphasage. Les indices I et R sont utilisés pour identifier les ondes incidentes et réfléchies, alors que B et F désignent les ondes liées (*bound*) et libres (*free*). L'ordre est indiqué par n . Le terme e_m représente l'erreur résultant des bruits expérimentaux et des interactions non linéaires telles que le mode évanescent.

Les coefficients de réflexion linéaire $K_R^{(1)}$ et non linéaire $K_R^{(2)}$ peuvent aussi être calculés :

$$K_R^{(1)} = \sqrt{\frac{(a_R^{(1)})^2}{(a_I^{(1)})^2}} \tag{41}$$

$$K_R^{(2)} = \sqrt{\frac{(a_R^{(1)})^2 + (a_{R,B}^{(2)})^2 + (a_{R,F}^{(2)})^2}{(a_I^{(1)})^2 + (a_{I,B}^{(2)})^2 + (a_{I,F}^{(2)})^2}} \tag{42}$$

Le positionnement des sondes doit respecter plusieurs critères. Pour le calcul du coefficient de réflexion, les sondes peuvent être positionnées jusqu'à $0,1 L$ du mur et du batteur. Toutefois, cette distance augmente à $0,2 L$ pour la séparation des ondes incidentes et réfléchies, puisque la hauteur de vague fluctue à proximité des limites réfléchissantes. Afin d'éviter les nœuds dans

un système d'ondes stationnaires, Goda *et al.* (1977) proposent de positionner les sondes de façon à respecter le critère : $0,05 < \Delta x/L < 0,45$.

Lin *et al.* (2004), font l'hypothèse qu'il ne peut pas y avoir de singularité si les conditions de singularité du mode fondamental sont respectées, soit :

$$\Delta x_2 = n \frac{L}{2}, \Delta x_3 = p \Delta x_2, \Delta x_4 = q \Delta x_2, \Delta x_5 = r \Delta x_3 \quad (43)$$

Où n, p, q et r sont des entiers et Δx_m est la distance entre la sonde 1 et la sonde m . L'espacement entre les sondes doit donc être choisi afin d'éviter la condition de singularité (éq. 43). Nguyen (2008) mentionne qu'un second critère doit être surveillé afin d'assurer que le déterminant de la matrice d'entrée soit non nul (matrice inversible) : le risque de singularité augmente lorsque le nombre d'onde du mode lié est proche du nombre d'onde du mode libre, c'est à dire lorsque le rapport $nk / k^{(n)}$ s'approche de 1.

Lin *et al.* (2004) mentionnent que la durée de l'acquisition doit être un multiple de la période des vagues afin d'être en mesure de faire la transformation de Fourier. Toutefois, il ne semble pas exister de consensus sur la longueur de la série temporelle (nombre de vagues) ou la fréquence de mesure pour assurer la convergence de la méthode. Li *et al.* (2012) effectuent une analyse sur 5 secondes, soit 5 périodes de vagues alors que Bonnefoy (2005) applique la méthode à trois sondes de Mansard *et al.* (1980) et utilise une fenêtre glissante de 4 périodes dans une première expérimentation, puis 25.

2.5 Solutions alternatives de mur

2.5.1 Mur incliné

Une alternative aux murs verticaux est l'utilisation de murs inclinés. Ceux-ci forcent le déferlement des vagues sur leur paroi, favorisant la dissipation d'énergie. L'énergie disponible pour entraîner les sédiments au large se retrouve réduite. Plusieurs études ont évalué l'efficacité de ce type de structure. Lors d'une étude expérimentale, Herbich *et al.* (1965) a conclu qu'il n'y a pas de différence significative sur l'affouillement entre les murs verticaux et les murs avec une forte inclinaison (45° et 60°) par rapport à l'horizontale. Seuls les murs avec un angle d'inclinaison de 15° et 30° ont montré une différence significative sur les coefficients de réflexion et l'affouillement. Cette conclusion a par ailleurs été confirmée dans plusieurs études [Neelamani *et al.* (2005), El-Bisy (2007)] et est conforme au principe avancé par Miche (1951) qui stipule que le coefficient de

réflexion est constant pour un mur incliné, pourvu que la pente soit supérieure à une valeur critique.

Puisqu'il faut une pente relativement faible pour voir une amélioration notable sur l'affouillement, cela implique un fort empiètement sur le littoral, ainsi qu'une augmentation des coûts en matériaux ou une perte d'espace pour les différents usagers de la plage. Pour ces raisons, cette solution ne sera pas davantage étudiée dans ce mémoire. L'emphase est ici mise sur des solutions modifiant la géométrie et les propriétés réfléchives de la structure, sans toutefois modifier la pente vertical du mur, donc son empiètement.

2.5.2 Mur avec déflecteur

L'ajout d'un déflecteur au sommet des murs verticaux est déjà pratique courante au Québec. Celui-ci à l'avantage de limiter le franchissement (*overtopping*) et de réduire le risque de submersion côtière : ceci est d'autant plus important avec la proximité des routes mentionnées précédemment. La présence d'un déflecteur convenablement dimensionner pour les tempêtes permet aussi de diminuer la hauteur du mur et par conséquent, des économies de matériaux. L'ajout d'un déflecteur pourrait, peut-être, même réduire l'affouillement par combinaison d'une interaction vague-courant et d'un effet d'aération ou de bullage. Par exemple, la redirection du splash ascendant vers le large pourrait donner lieu à courant surfacique dirigé offshore permettant un déferlement prématuré des vagues incidentes. Ou encore, l'aération du jet de splash et la formation d'une zone de bullage offshore participerait à une diminution de l'énergie des vagues. Toutefois, à la connaissance actuelle de l'auteure, il n'existe pas d'études permettant de démontrer la réduction de l'affouillement au pied d'un mur côtier par l'ajout d'un déflecteur.

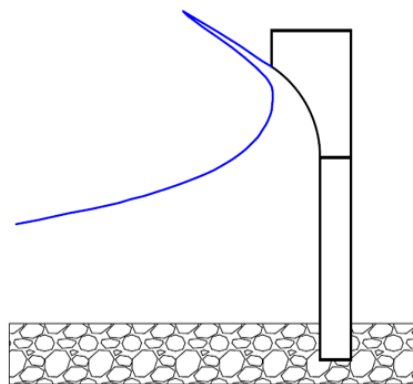


Figure 2.14 Mur côtier avec déflecteur

Anand *et al.* (2011) ont étudié expérimentalement les caractéristiques hydrodynamiques de différents types de mur courbés. La performance est notée par rapport aux vitesses du jet ascendant, l'overtopping ainsi que la pression exercée sur le mur et le coefficient de réflexion (K_R).

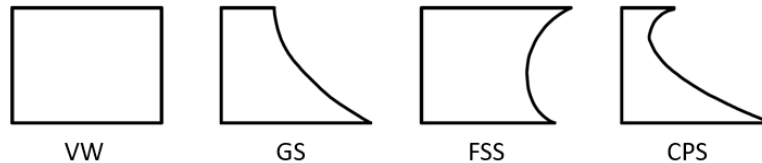


Figure 2.15 Types de mur courbés

Pour tous les modèles, une réduction du coefficient de réflexion a été observée, en particulier les modèles GS et CPS, où une partie de l'énergie des vagues est dissipée dans le run-up. Des vitesses élevées ont toutefois été observées au pied du mur CPS, ce qui pourrait mener à un affouillement local. De Chowdhury *et al.* (2017) ont repris ces configurations dans une étude numérique. Contrairement aux travaux Anand *et al.* (2011), les simulations avec le mur CPS, ont montré une diminution du champ de vitesse après le déferlement. Une augmentation du champ de vitesse est observée pendant le run-down pour les autres types de murs.

2.5.3 Mur rugueux

Des formes peuvent être ajoutées à la surface du mur pour modifier sa rugosité de surface et ainsi ralentir l'écoulement à proximité. Dans leur étude, Neelamani *et al.* (2005) compare la performance de murs verticaux et inclinés présentant des formes extrudées ou creusées sur un mur vertical. La performance des murs est évaluée en fonction de la réduction de 4 critères : le coefficient de réflexion, le run-up et le run-down, ainsi que les pressions exercées par les vagues. Le mur avec des extrusions de type brique est environ 20 à 40 % plus efficace qu'un mur vertical lisse dans la réduction des réflexions des vagues, du *run-up* et du *run-down*. Le mur « creusé » permet également d'obtenir une réduction de ces paramètres, avec une performance globalement amoindrie à 15 à 30 %.

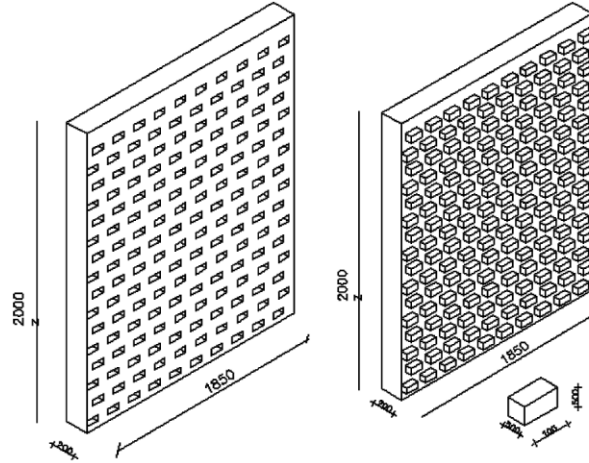


Figure 2.16 Schéma d'un mur avec des rugosités a) dentées b) extrudées (Neelamani *et al.*, 2005)

Deux équations pour prédire le coefficient de réflexion sont proposées ($0,09 < h/L < 0,45$) :

Pour un mur vertical lisse :

$$K_R = 0,94 \left(\frac{h}{L} \right)^{-0,045} \quad (44)$$

Pour un mur vertical rugueux

$$K_R = 0,66 + \left(\frac{0,22}{h/L} \right) \quad (45)$$

Nassar *et al.* (2018) ont étudié la performance de murs verticaux et inclinés avec des barres horizontales rectangulaires ou triangulaires. Les paramètres d'influence retenus sont la hauteur de vague, la période, la hauteur d'eau et l'inclinaison du mur. Différents essais ont aussi été réalisés afin de déterminer une configuration optimale en termes d'espacement et de largeur de bloc. La rugosité de surface est optimisée lorsque l'espacement entre deux barres est d'environ 2,5 fois la largeur d'une barre.

Les équations (46) et (47) sont proposées pour calculer les coefficients de réflexion pour un mur vertical lisse et un mur vertical avec rugosité (barres horizontales).

$$K_R = 0,92 \left(\frac{h}{L} \right)^{0,05} \left(\frac{H}{L} \right)^{-0,049} \quad (46)$$

$$K_R = 0,46 \left(\frac{h}{L} \right)^{0,31} \left(\frac{H}{L} \right)^{-0,33} \left(\frac{SB}{WB} \right)^{-0,024} \quad (47)$$

Où SB est l'espacement entre les barres (*spacing*)

WB est la largeur d'une barre (*width*)

Avec comme domaine d'applicabilité : $0,183 \leq h/L \leq 0,574$ et $0,03 \leq H/L \leq 0,15$

Toutefois, il n'existe pas d'étude spécifique sur l'affouillement, mais puisque celui-ci vient de l'impact du jet descendant, il est intuitif de projeter une diminution de ce jet et par conséquent une réduction de la profondeur d'affouillement.

2.5.4 Mur cylindrique

Les caissons cylindriques ont été introduits par Lundgren *et al.* (1974). Il s'agit de demi-cylindre apposé sur une paroi verticale (Figure 2.17). L'objectif, encore une fois, est de dissiper l'énergie des vagues et ainsi réduire la contrainte exercée au pied du mur. Quelques études sur la force exercée par les vagues sur les caissons circulaires ont été réalisées, mais aucune étude d'affouillement n'a été trouvée utilisant cette géométrie. Cette option est avantageuse sur le plan hydraulique puisqu'elle permet de réduire entre 25 et 40 % l'impact horizontal des vagues sur le mur (Oumeraci *et al.*, 1993). Il est également raisonnable de prédire une réduction de l'affouillement.

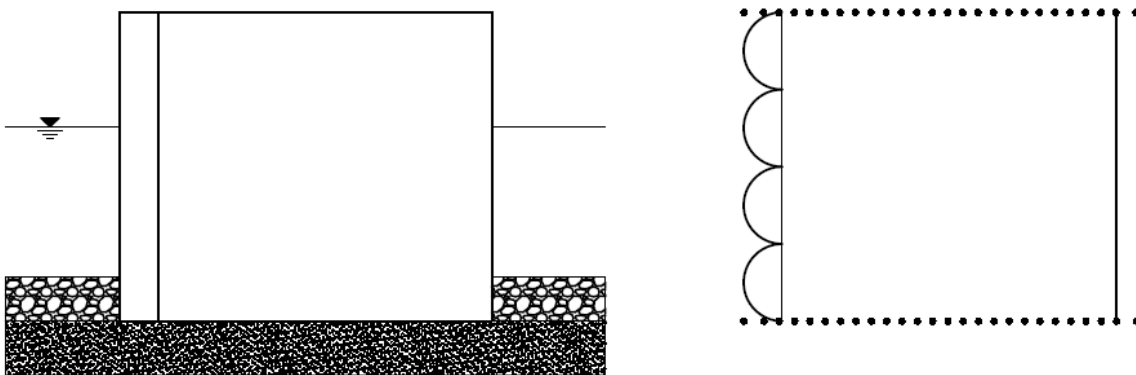


Figure 2.17 Schéma d'un caisson a) vertical et b) cylindrique

La configuration a) a aussi été étudiée par Van der Meer *et al.* (1985) qui a comparé les forces exercées sur les caissons circulaires et rectangulaires. Parmi les conclusions principales de leur étude, les forces quasi statiques horizontales sont presque les mêmes. Toutefois, les forces d'impact totales pour un caisson carré sont 1,5 fois plus élevées. Le temps de montée et la durée sont similaires.

3 MATÉRIELS ET MÉTHODES

3.1 Dispositif expérimental

3.1.1 Canal à houle

La dernière étude à avoir exploité le petit canal hydraulique à houle des Laboratoires Hydraulique Environnemental (LHE) et Laboratoire CT-Scan est celle de Corinne Bourgeault-Brunelle. Cette étude visant à étudier les profils d'équilibre des plages a malheureusement été interrompue, car le sujet a été réorienté sur la formation de rides de courant. Dans le cadre de mon projet de recherche, l'étude de l'érosion sous l'effet des vagues a été réamorcée et des améliorations sur le dispositif d'origine ont été apportées à cette occasion.

Les essais ont lieu dans le canal à houle de 9 m de long (du batteur à la fin du canal), 0,3 m large et 0,3 de profondeur (Figure 3.1). La longueur utile, entre le batteur et le mur, est de 7 mètres. Le canal est en plexiglas, ce qui permet des observations sur toute sa longueur, et il est équipé d'un générateur de vague qui peut être opéré en mode piston ou volet (Figure 3.2).

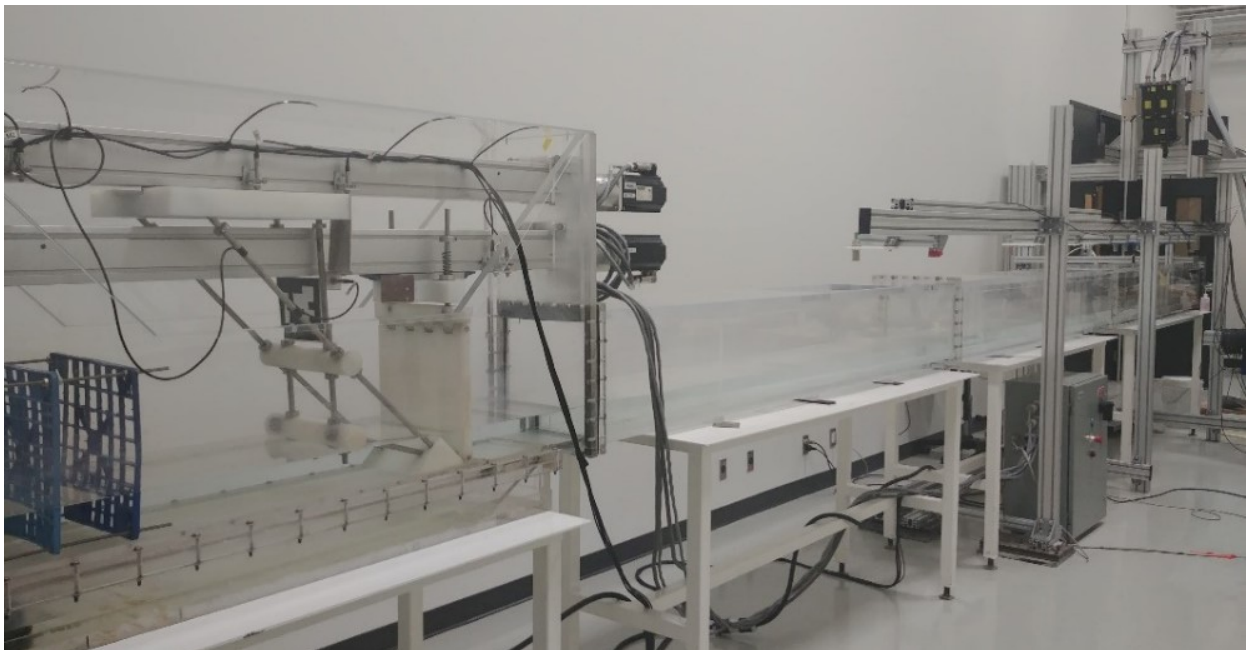


Figure 3.1 Petit canal à houle (INRS, LHE-CT)

Des tests préliminaires réalisés à l'été 2018 ont montré que le mode piston offrait une plus grande étendue de vagues. Seul ce mode est utilisé pour ce projet, avec une longueur de course d'environ 40 cm. Initialement, seules des vagues régulières pouvaient être générées ; et des

phénomènes de résonance pouvaient se produire dans la zone arrière du batteur, limitant la durée des séquences de vagues. Un système d'absorption a donc été conçu à l'arrière du batteur pour pallier aux phénomènes de résonance.

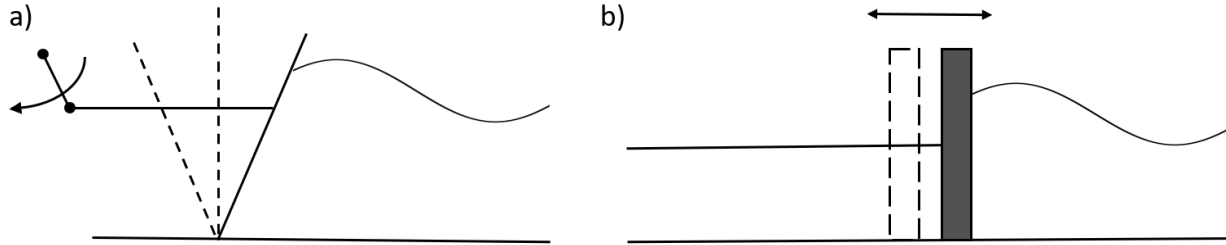


Figure 3.2 Schéma de principe d'un batteur a) à volet et b) piston

Pour ajouter la fonctionnalité irrégulière au batteur à vague, le logiciel de pilotage qui était obsolète et limitant a été entièrement reprogrammé. Le nouveau logiciel, Wavemaker_INRS a été spécifiquement développé sous l'environnement Labview. Il permet à présent de générer des vagues régulières ou irrégulières. Pour ces dernières, il est possible d'utiliser les fichiers de vague (spectre de Pierson-Moskowitz ou de Jonswap par exemple) du grand canal à vagues pour les exécuter dans le petit canal, après modification des amplitudes et des périodes bien sûr.

Pour les essais réalisés dans notre étude, nous avons étudié le cas des vagues régulières. Le logiciel de pilotage permet de contrôler le déplacement (*stroke*), la période du piston sur une durée contrôlée. Des tests préliminaires ont été effectués pour déterminer la gamme des conditions hydrodynamiques disponibles. Dans le cadre de l'utilisation d'un mur à l'extrémité du canal et d'une hauteur d'eau de 15 cm, la hauteur de vague maximale est de 3 cm. Aussi, la période minimale est de 0,8 seconde. En deçà de cette valeur (c'est-à-dire à plus haute fréquence), des ondes transversales se développent et le caractère 2D XZ des vagues est perdu.

La théorie des batteurs à vagues (Biesel *et al.*, 1951) a été utilisée pour contrôler la hauteur de vague en fonction du déplacement du batteur (S_0). Pour le mode piston que nous utilisons, la théorie se résume par l'équation de transfert (48). La Figure 3.3 présente l'abaque correspondant.

$$\frac{H}{S_0} = \frac{4 \sinh^2(kh)}{\sinh(2kh) + 2kh} \quad (48)$$

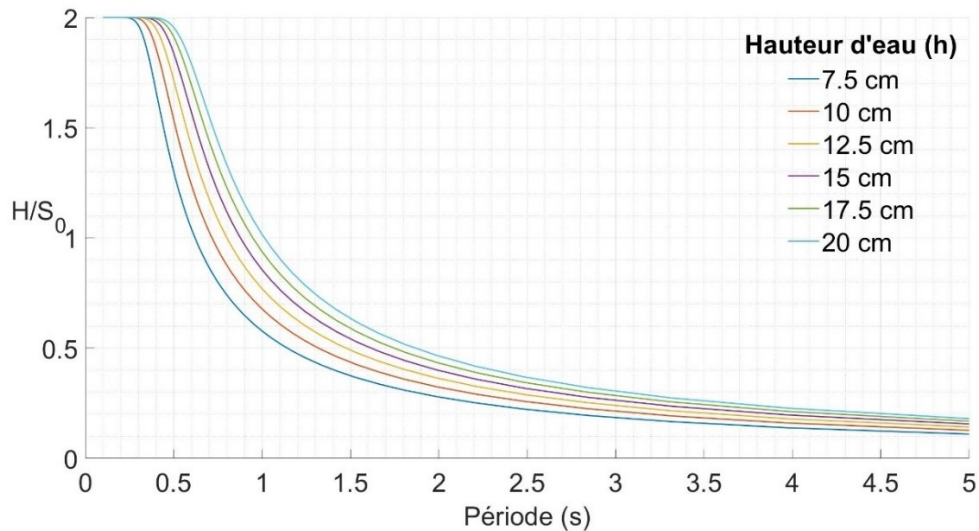


Figure 3.3 Hauteur de vague générée selon la hauteur d'eau, la période et le déplacement

3.1.2 Optimisation du canal

Des améliorations ont d'abord été effectuées sur le canal suite aux études antérieures. La première limitation du montage concernait le batteur. En effet, les rétroactions des expérimentations passées mentionnaient que lors de l'utilisation de vagues importantes, les vagues créées à l'arrière du batteur entraînaient des débordements. Afin d'éviter les éclaboussures sur le matériel, ainsi qu'une interférence avec la vague formée à l'avant, un système d'absorption a été conçu (Figure 3.4). La conception de l'amortisseur passif est basée sur l'étude de Allilaire *et al.* (1994) puisque la conception d'un absorbeur à plaques poreuses verticales est simple, compacte, robuste et durable.

Les plaques ont été conçues en plastique et plexiglas pour éviter une expansion ou une détérioration des matériaux avec le temps. L'efficacité d'un système à plaques poreuses verticales dépend de trois paramètres : l'espacement inter plaques, le nombre de plaques et la porosité de ces dernières. Pour ce qui est de l'espacement, une distance trop petite augmente le coefficient de réflexion, alors qu'à l'inverse, si l'espacement est trop grand, les plaques agissent de façon indépendante et perdent leur efficacité. Dans le cas présent, une distance d'environ 10 cm a été sélectionnée. Compte tenu des limitations d'espace à l'arrière du batteur, un système à quatre plaques a été retenu (trois plaques poreuses et une réfléchissante). La plaque pleine en plexiglas, située à la fin du système (4e), sert à stabiliser le montage. Pour ce qui est de la porosité, celle-ci décroît en s'éloignant du batteur et a été ajustée à la suite des essais.

Pour le premier essai, nous avons utilisé deux plaques de plastique grillagées, d'une porosité d'environ 45 %, suivi d'une plaque trouée en plexiglas d'une porosité de 20 %. Toutefois, le dispositif n'était pas assez absorbant et la première plaque trop réfléchive. Sa porosité a donc été augmentée à 60 %. Aucune analyse quantitative du coefficient de réflexion et de l'efficacité du système n'a été faite, toutefois des observations visuelles ont permis de constater qu'il n'y avait presque aucun mouvement entre les deux dernières plaques et aucune éclaboussure, et ce même pour les scénarios avec de fortes vagues.

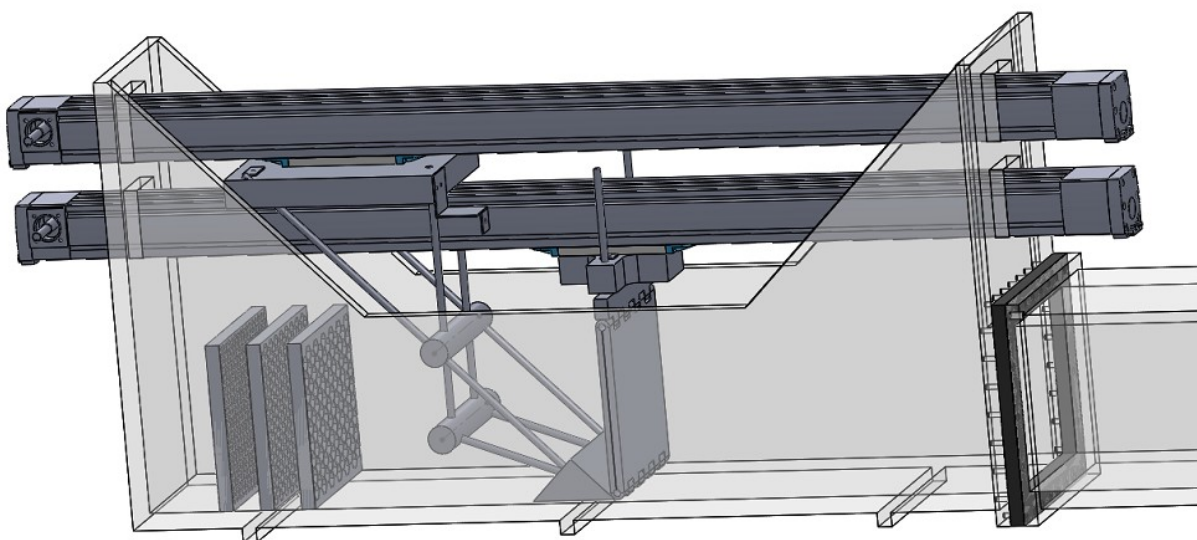


Figure 3.4 Générateur de vague et système d'absorption du petit canal à houle

3.1.3 Mise en place de la plage

Trois types de sédiments ont été testés, deux diamètres de sable d'Ottawa : $d_{50}= 525 \mu\text{m}$ ($w_s=7,9 \text{ cm/s}$) et $d_{50}=216 \mu\text{m}$ ($w_s=2,9 \text{ cm/s}$), ainsi que des billes de verres ($d_{50}=630 \mu\text{m}$, $w_s=8,3 \text{ cm/s}$). La taille des sédiments a été contrôlée au granulomètre laser (Beckman Coulter 13 320 LS) et les distributions granulométriques sont présentées à la Figure 3.5. Des granulométries supérieures à 0,1 mm ont été retenues afin d'éviter les sédiments cohésifs.

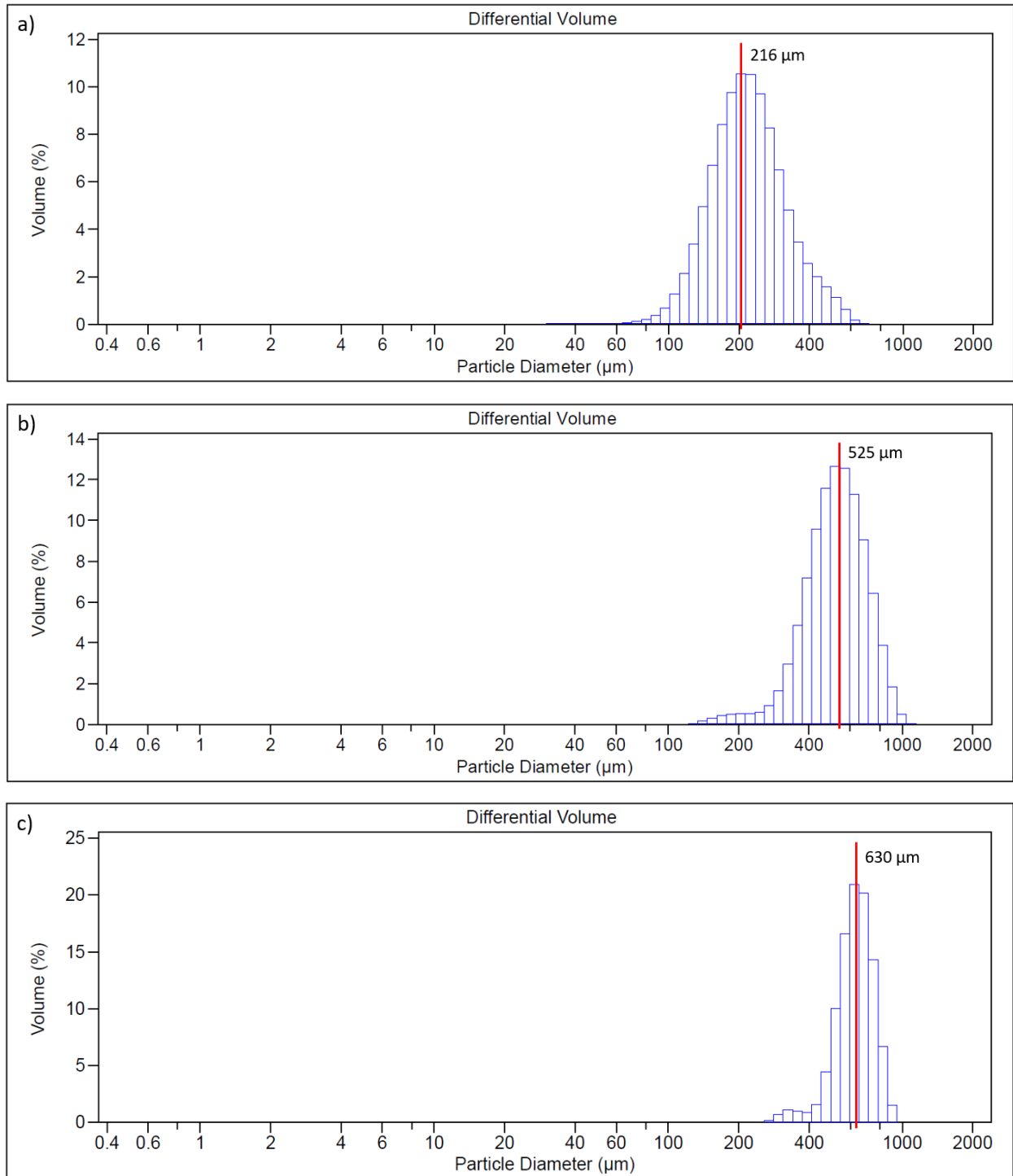


Figure 3.5 Distributions granulométriques du sable fin (a), du sable moyen (b) et des billes de verre (c)

Trois pentes β ont été retenues, soit 1/100, 1/25 et 1/10. Le choix est basé sur la revue de littérature (cf. 2.3.3, Tableau 2.1), afin de représenter une large gamme de paramètres. La limite supérieure a été fixée à 1 : 10, puisqu'une pente supérieure entraîne une épaisseur du lit

importante et réduit considérablement la hauteur de vagues qui peut être générée compte tenu des risques d'éclaboussure sur l'électronique des instruments. La plage est formée d'une partie rigide et d'une partie meuble ou mobile. Une section en plexiglas de 50 cm (pente 1/10) a été positionnée à l'avant du lit sédimentaire (mobile) afin de réduire la quantité de matériel requis et faciliter la mise en place de la plage. La hauteur de sable au mur limitait le choix de hauteur d'eau et de vagues et entraînait beaucoup d'éclaboussures hors du canal. Une nouvelle section, avec une longueur de 20 cm et une hauteur de 2 cm, permet d'augmenter la gamme de hauteur d'eau, h_w , sur le mur.

La longueur de la partie mobile a été choisie en fonction des essais préliminaires. Une première plage d'une longueur de 50 cm a été testée. Toutefois, le changement entre la pente rigide et la plage (changement de rugosité) a généré des artefacts (d'affouillement de jonction ou *apron scour*) se propageant sur la zone de mesure (à proximité du mur). La plage a donc été rallongée à 100 cm pour éviter de biaiser les résultats sur l'affouillement au mur.

Il est important d'assurer une répétabilité des essais, ce qui est difficile avec un lit de sédiments. Beaucoup d'efforts ont été déployés pour la préparation initiale de la plage, puisqu'il s'agit d'une étape critique. Différentes méthodes de mise en place du sable ont été testées : d'abord en plaçant le sable dans le canal vide, sans eau ; puis en le déposant par sédimentation dans l'eau. La première méthode entraînait l'emprisonnement de bulles d'air dans le lit, en particulier si le sable est un peu humide. La libération de ses bulles, sous l'action des vagues, forme des fosses d'érosion locale, modifiant le transport sédimentaire. La seconde méthode a considérablement réduit l'emprisonnement de bulles d'air et les artefacts liés à : elle a été retenue pour l'ensemble des tests.

Une fois le sable ajouté dans le canal, le lit doit être ajusté selon la pente souhaitée. Au départ, la pente était ajustée à la main, suivant un guide tracé sur les parois. Le processus était long, laborieux et peu répétable. Il est en effet très difficile, sinon impossible de reproduire un état de plage initial et répétable par cette méthode manuelle. Un dispositif de réglage sur rail a donc été élaboré puis fabriqué par l'impression 3D. Des ajustements peuvent être faits sur les fixations des rails pour modifier l'inclinaison, ou régler la hauteur de la plaque : ceci permet de préparer facilement une plage pour différentes pentes et épaisseurs. L'utilisation de sédiments avec une granulométrie contrôlée et peu dispersée permet aussi de réduire la variabilité de la plage. Des essais réalisés en double ont montré une bonne répétabilité, avec des résultats dans les mêmes ordres de grandeur.

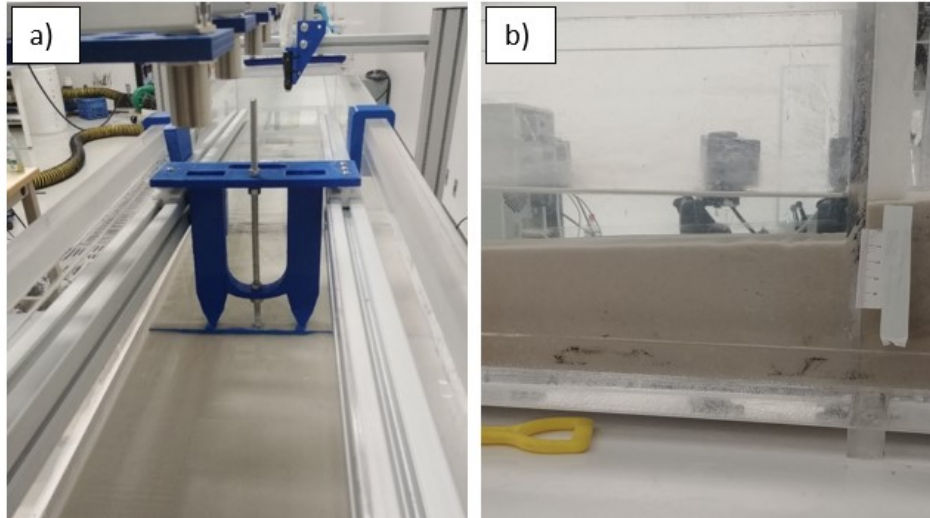


Figure 3.6 a) Système pour ajuster l'inclinaison de la plage. b) Montage final

Afin d'établir un protocole avec le moins de biais possible, des vérifications ont été menées lors des premiers essais. Tout d'abord, la possibilité d'un tri granulométrique pendant l'essai a été vérifiée. Sous l'effet des vagues, les sédiments fins peuvent s'infiltrer sous les sédiments grossiers (*Brazilian nut's effect*) et un effet de pavage peut être observé. La présence d'une concentration de sédiments grossiers à la surface peut influencer les résultats de l'essai par changement du frottement de peau (*skin friction*).

Des prélèvements ont été effectués à différentes profondeurs à proximité du mur à la fin des essais, et cela pour plusieurs essais. Une analyse granulométrique avec un granulomètre laser a été réalisée sur les échantillons. La Figure 3.7 présente les distributions granulométriques à différentes profondeurs du lit, mesurées à la fin de l'essai 3 ; alors que la Figure 3.8 présente une comparaison des courbes granulométriques entre les essais 216_3, 216_5 et 216_8, tous réalisés avec le sable fin de 216 μm .

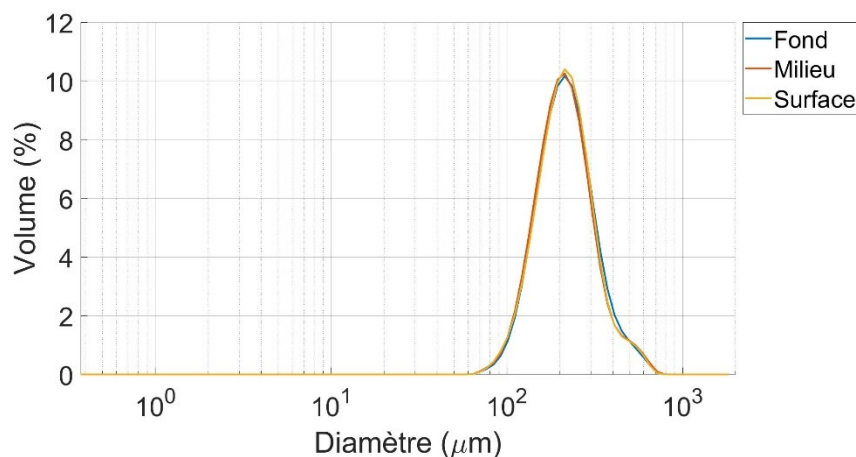


Figure 3.7 Courbes granulométriques au fond (bleu, $d_{50}=225\ \mu\text{m}$), au milieu (orange, $d_{50}=220\ \mu\text{m}$) et à la surface (jaune, $d_{50}=224\ \mu\text{m}$), échantillonné à la fin de l'essai 216_3 (Sable fin)

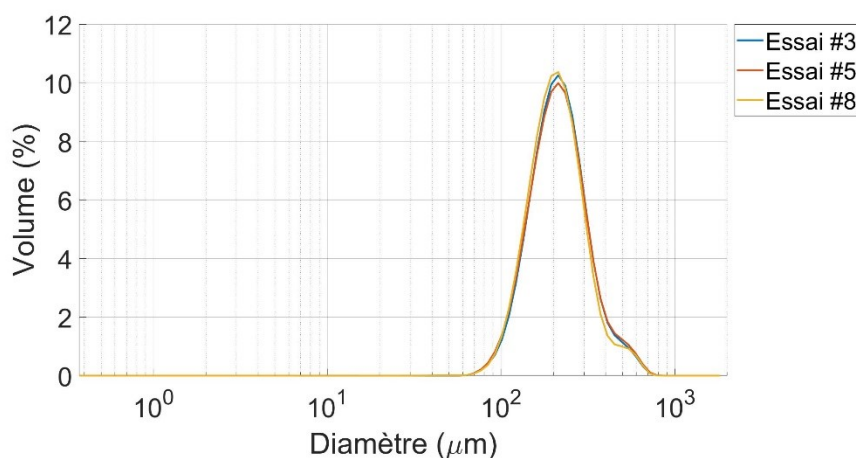


Figure 3.8 Courbes granulométriques moyennes des essais 216_3 (bleu, $d_{50}=223\ \mu\text{m}$), 216_5 (orange, $d_{50}=223\ \mu\text{m}$) et 216_8 (jaune, $d_{50}=225\ \mu\text{m}$), sable fin

Le diamètre médian des distributions a été calculé et varie entre 220 et 225 μm pour la stratification verticale et entre 215 et 223 μm pour le tri sédimentaire entre les essais. Le sable utilisé a une granulométrie peu étendue ($\sigma_\phi=0,57$ pour le sable fin, 0,40 pour le sable moyen et 0,30 pour les billes de verre) ce qui permet de conserver une granulométrie uniforme entre les essais. Les différences observées sur les Figure 3.7 et Figure 3.8 sont négligeables. Il n'y a donc pas de stratification verticale et de tri granulométrique entre les essais.

Le second biais possible provient de l'arrêt des vagues et d'un possible comblement de la fosse d'affouillement avant la mesure du profil. Des acquisitions vidéo ont été prises entre la commande d'arrêt au batteur et le retour au calme de la surface libre. Comme il a été mentionné à la section 2.3.2, la fosse pourrait se combler durant cette période par mécanisme de relaxation de sa pente

ou des avalanches. Après vérification, le comblement de la fosse entre l'arrêt du batteur et le retour au calme dans le canal est de l'ordre de 1mm, ce qui reste négligeable compte tenu des ordres de grandeur (quelques centimètres) pour les fossés d'affouillement observés.

3.1.4 Fabrication des murs

Le premier mur consiste en une plaque de plexiglas lisse montée sur une structure en aluminium. Pour des solutions alternatives de murs (avec déflecteur, différentes rugosités et formes), l'impression 3D a été retenue comme méthode de fabrication. Celle-ci offre une grande versatilité et un contrôle précis de la géométrie. Un plastique de type PETG est utilisé puisqu'il ne se dégrade pas dans l'eau et ne subit pas de déformation avec les changements de température : notre canal étant situé dans une salle du bâtiment dont la température est réglée à 20°C environ, les effets thermiques sont négligeables dans notre étude. Quatre configurations ont été retenues, le mur rugueux, le mur avec déflecteur, le mur cylindrique et le mur de type palplanche (*sheet pile*). La Figure 3.9 présente les schémas de conception (à gauche) et les photos des réalisations (à droite).

<p>(A) Mur avec déflecteur</p>		
<p>(B) Mur rugueux</p>		
<p>(C) Mur cylindrique</p>		
<p>(D) Mur palplanche</p>		

Figure 3.9 Schéma des murs alternatifs et impression 3D

3.2 Sondes à vague acoustiques

Différentes sondes à vagues ont été testées. Une première série d'essais préliminaires a été réalisée avec des sondes WG de type capacitance. Puisque les données obtenues avec les sondes à capacitance sont exprimées sous forme de différence de potentiel, celles-ci doivent d'abord être converties en hauteur d'eau. Pour ce faire, une calibration a été effectuée afin d'obtenir des courbes de conversion de volt en centimètre. Une droite de régression est obtenue, permettant d'obtenir la relation de conversion de volt en centimètre. La nécessité de vérifier la calibration des sondes de façon régulière complexifie leur utilisation. Aussi, il s'agit de sonde intrusive, limitant leur utilisation sur la plage.

Le choix s'est porté sur les sondes acoustiques sans contact avec la surface de l'eau. La sonde est placée au-dessus du canal, émet un signal qui est réfléchi par la surface libre et est retourné à la cellule. Utilisant la vitesse du son dans l'air, il est possible de déterminer la distance de la surface libre. Ces sondes étant totalement non intrusives, il est possible de les utiliser au-dessus de la plage sans influencer le transport sédimentaire. Leur utilisation est très simple et la hauteur d'eau est obtenue directement, sans calibration (la vitesse acoustique dans l'air varie très peu dans notre salle expérimentale puisqu'elle est thermiquement régulée). Une correction, utilisant une sonde de référence, est automatiquement appliquée à la mesure : elle varie en fait très peu. En revanche, la taille du capteur et la largeur du faisceau acoustique sont importantes à considérer par rapport à la longueur d'onde des vagues afin de garantir leur caractère ponctuel et leur précision.

Tout d'abord, des sondes General Acoustic USS10 provenant du grand canal hydraulique ont été utilisées. Leur plage de mesure variant de 20 à 120 cm a imposé des contraintes pour les fixer sur le petit canal. D'autre part, leur tête de mesure est assez grosse (diamètre 4 cm) ce qui peut générer des problèmes pour les petites longueurs d'onde. La fréquence de mesure est de 25 ou 50 Hz. Toutefois, ces sondes sont habituellement utilisées pour des mesures à grande échelle. Le diamètre de la sonde n'est pas adapté aux petites longueurs d'onde (de l'ordre du mètre) utilisées dans le petit canal.

Le laboratoire a donc fait l'acquisition de nouvelles sondes, avec une plage de mesure réduite, mais une plus grande précision. Celles-ci sont davantage adaptées aux mesures en petit canal. L'acquisition de la surface libre se fait dorénavant avec huit sondes acoustiques General Acoustic de type USS03. La plage de mesure de ces nouvelles sondes se situe entre 3 et 35 cm. Ces sondes ont une résolution de 0,18 mm, une précision de 1 mm et une fréquence d'acquisition de 50 ou 100 Hz. Dans le cadre de la campagne expérimentale, les trois premiers essais (216_1,

216_2 et 216_3) utilisent une fréquence de 100 Hz, puis la fréquence a été réduite à 50 Hz. Le transfert de données a aussi été amélioré, passant d'une communication série RS232 à un port Ethernet. L'installation des sondes a aussi été améliorée. Le mouvement du batteur induit une vibration dans le canal qui se propageait aux sondes lorsque celles-ci étaient en contact. Pour éviter le mouvement des sondes pendant l'acquisition, une structure en aluminium a été montée séparément le long du canal. Quatre sondes ont été placées au-dessus de la plage et les quatre sondes restantes ont été réparties sur le reste du canal (Figure 3.10).

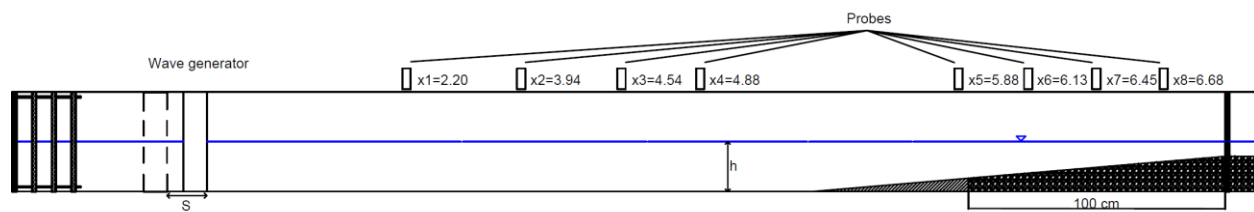


Figure 3.10 Positionnement des sondes à vagues acoustiques

Afin d'éviter de traiter des fichiers très volumineux, l'acquisition est arrêtée et enregistrée toutes les 30 minutes. Cela permet aussi d'éviter d'avoir une perte de signal lors du passage du sonar bathymétrique pour la mesure des profils de plage. Les données sont obtenues sous forme d'un fichier .txt, qui est ensuite traité sur Matlab. Une fois les fichiers sauvegardés, la présence de pics est observée. Ces pics sont très rares avec les nouvelles sondes. Ils peuvent parfois être présents chez la sonde la plus proche du mur, où la déformation des vagues est très importante. Les sondes semblent avoir de la difficulté à capter certains retours de signal. La distance mesurée est alors aberrante (très grande), se traduisant par des creux avec une très faible hauteur d'eau, dépassant parfois les capacités du canal. La correction du signal par *despiking* est effectuée avec un code Matlab utilisant le gradient et des valeurs seuils (Figure 3.11) pour détecter et supprimer les pics, l'interpolation et lissage pour remplacer l'information manquante.

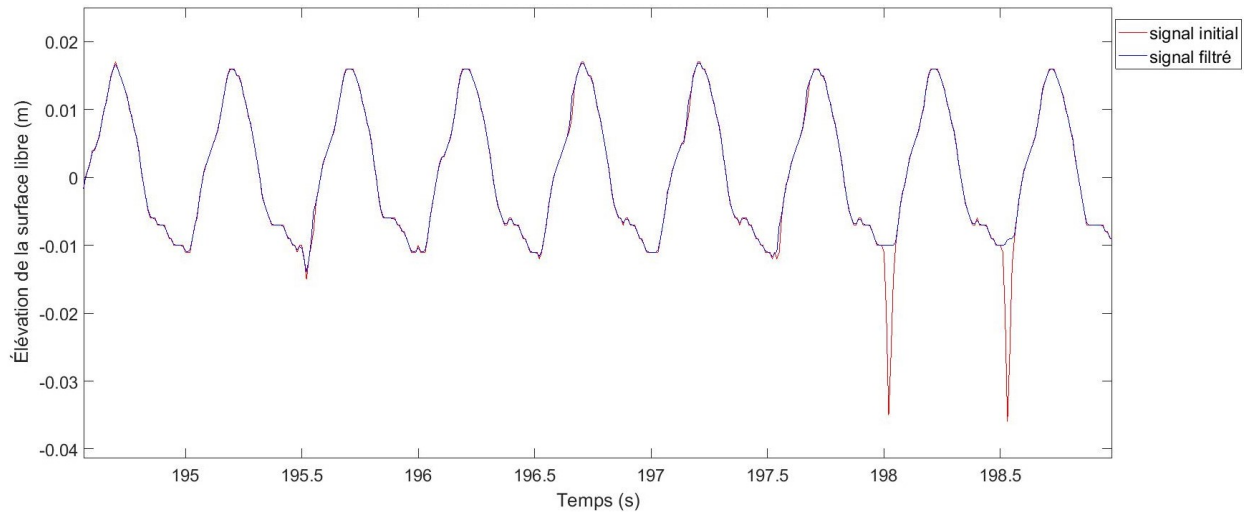


Figure 3.11 Filtration du signal de vagues

La méthode de décomposition harmonique de Lin a d'abord été testée avec une bathymétrie constante. Comme il a été mentionné à la section 2.4, il existe peu d'information sur les paramètres d'analyse utilisés dans la méthode. Plus la durée de la fenêtre temporelle est longue, meilleure est la méthode au sens des moindres carrés. Toutefois, la localisation en temps diminue. Une première analyse a donc été effectuée afin de déterminer le nombre de cycles ou de vagues optimal pour la décomposition.

Trois séries de tests ont été effectuées : avec le canal vide et deux différents obstacles submergés de forme trapézoïdale, similaire à un brise-lame. Les dimensions de ces obstacles sont identifiées à la Figure 3.12.

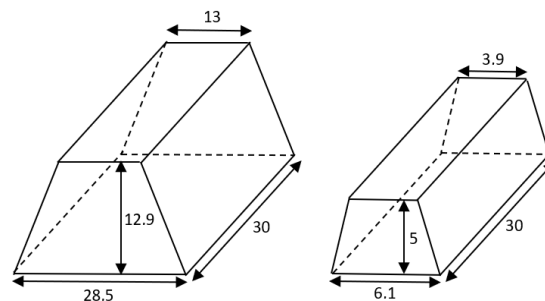


Figure 3.12 Dimensions des obstacles

Ces essais préliminaires ont été réalisés avant le changement de sondes acoustiques. L'acquisition de la surface libre s'est faite à l'aide de cinq sondes acoustiques General Acoustic de type USS10, avec une fréquence d'acquisition de 50 Hz. Quatre d'entre elles sont installées avant l'obstacle et la dernière après. Un total de 33 essais ont été réalisés avec une hauteur d'eau

variant entre 7 et 18 cm, une hauteur de vagues entre 1 et 2 cm et une période entre 1 et 2,5 secondes. Chaque acquisition a une durée d'environ 15 minutes. Le coefficient de réflexion $K_R^{(1)}$ est ensuite calculé utilisant un nombre de cycles variant entre 1 et 256. Les résultats sont présentés à la Figure 3.13.

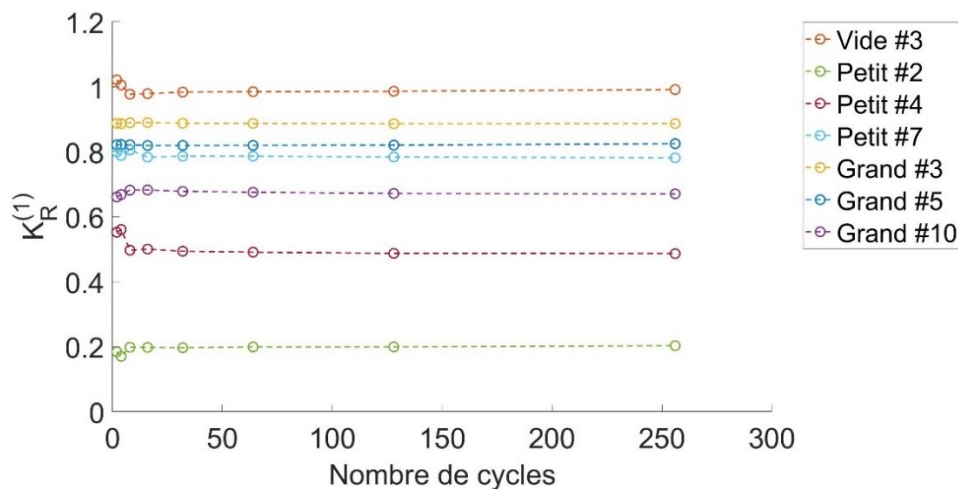


Figure 3.13 Influence du nombre de cycles de vagues sur le coefficient de réflexion obtenu par décomposition

Le coefficient de réflexion varie légèrement au départ, mais se stabilise rapidement (après 16-32 cycles de vagues). Il a été décidé de conserver la valeur utilisée par Bonnefoy (2005), soit 25 cycles.

3.3 Vélométrie par image de particules (PIV)

Les propriétés de l'écoulement sont mesurées à partir d'une technique de vélocimétrie par image de particules à deux caméras (Stéréo-PIV). Deux caméras sont utilisées en stéréo, ainsi qu'un laser pulsé permettant une parfaite synchronisation. Sous éclairage stroboscopique du laser pulsé, les caméras placées en mode stéréo enregistrent des paires d'images. Il est alors possible de détecter le mouvement des particules entre deux pulses laser. La lumière diffusée par la première et la deuxième exposition des particules est enregistrée sur deux images différentes (double frame/double exposure). L'image complète est subdivisée en fenêtres d'interrogation et chaque fenêtre est évaluée par corrélation croisée. Les vecteurs de vitesse sur l'ensemble du champ de vision peuvent ainsi être obtenus (3 composantes dans un plan 2D), et cela sans modifier l'écoulement. L'avantage d'utiliser la technique du double frame/double exposure par

rapport au single frame/double exposure, est l'obtention d'un pic de corrélation plus élevé, donc une meilleure précision. Toutefois, la deuxième image ne peut être obturée, ce qui entraîne une intensité de fond différente de la première image. Il est donc nécessaire d'installer un filtre devant l'objectif de la caméra. Le système de base de PIV utilise deux caméras ImagerProX4m avec une résolution de 2048 x 2048 pixel et un laser à double cavité émettant à 532 nm. Les filtres des caméras sont centrés à 532 ± 10 nm. Le système a une fréquence d'acquisition de 7 Hz. La chaîne de traitement des images à l'aide du logiciel Davis de LaVision est détaillée à l'Annexe I.

La technique PIV est avantageuse dans notre configuration de test, car elle offre en une mesure le champ de vitesse 3D dans un plan 2D de l'écoulement. Les techniques en vélocimétrie (acoustique ou optique) Doppler ont un caractère plus ponctuel : elles donnent l'information sur une ligne ou sur un point. De plus, la technique PIV est complètement non-intrusive. Toutefois, l'opérabilité de la technique est délicate sur des configurations complexes. Le système de PIV est majoritairement utilisé pour des configurations de courant dans une conduite en charge pour éviter une surface libre déformable. En condition de vagues, le laser est généralement placé sous le canal ou directement dans le canal [Ferguson *et al.* (2017); Nabavi *et al.* (2008)]. Dans notre configuration, avec le sable et un mur, il n'a pas été possible de placer le laser en dessous du canal. La nappe laser est donc formée au-dessus du canal et traverse la surface libre. Nous craignons que la forte agitation de la surface libre entraîne la diffraction du faisceau du laser et empêche la formation d'un plan illuminé. Toutefois, comme les acquisitions l'ont démontré, les vagues n'ont pas eu cet effet.

Dans le cas du projet, la mesure en PIV est complexe avec les nombreuses sources de réflexion. Le quartz utilisé pour la plage est un matériel très réfléchissant. De plus, la surface libre se retrouve très perturbée par les vagues et à cela s'ajoute la réflexion sur le mur (Figure 3.14). Ces réflexions indésirables provoquent généralement un éblouissement des cellules de la caméra et empêchent la mesure sur certains pixels, or il s'agit des zones d'intérêt pour la problématique sédimentaire visée par le projet.

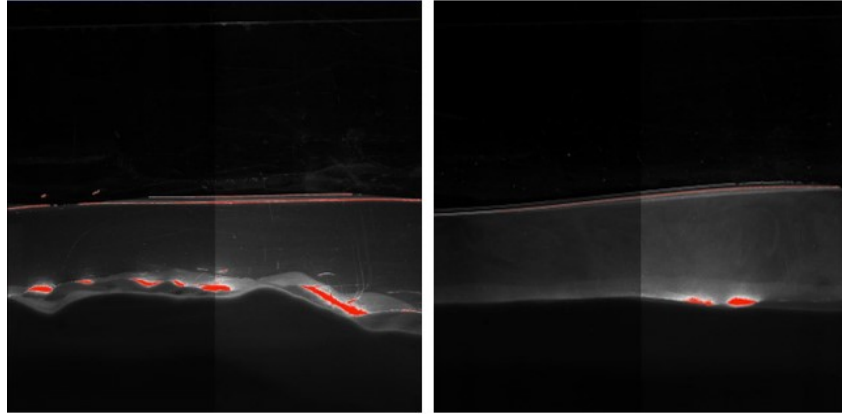


Figure 3.14 Réflexions observées lors des acquisitions en PIV standard sur le sable et la surface libre

Les artefacts provenant de la réflexion du laser dans la paroi de plexiglas ont aussi été relevés par une des caméras (Figure 3.15). L'ensemble des réflexions et artefacts rendent la mesure, selon la méthode standard, impossible près de ces zones.

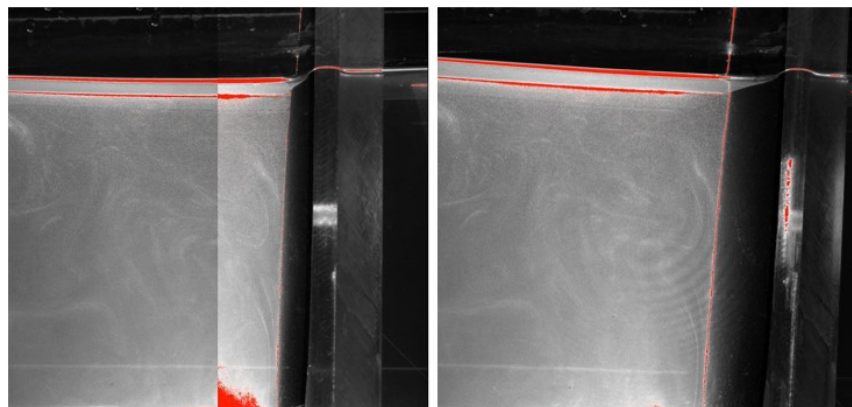


Figure 3.15 Artefacts observés lors des acquisitions en PIV standard ; une ligne verticale séparant deux intensités lumineuses différentes de part et d'autre (gauche) et des cercles concentriques (droite)

L'utilisation de la fluorescence et de la technique de PIV-PLIF (Particle Image Velocimetry — Planar Laser Induced Fluorescence) permet de réduire ces problèmes de réflexion. Les particules fluorescentes ont un spectre d'absorption différent de leur spectre d'émission. Autrement dit, elles ré-emettent par fluorescence une longueur d'onde différente de celle qui les ont excitées (Figure 3.16). Il est alors possible, utilisant un filtre adéquat, de ne conserver que la lumière émise par les particules et de filtrer les réflexions sur le sable, le mur et la surface libre.

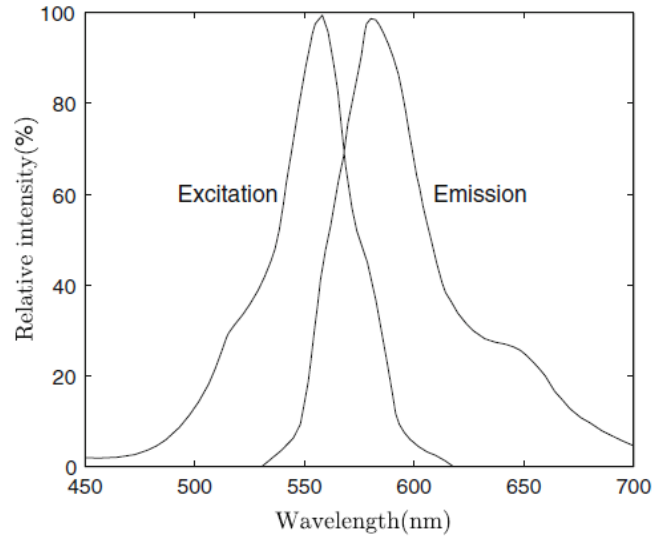


Figure 3.16 Spectre de la Rhodamine WT (Wilson, 1986)

La rhodamine WT a été retenue comme traceur pour sa faible toxicité. Suivant la méthode présentée par Pedocchi *et al.* (2008), des traceurs fluorescents ont été fabriqués. La méthode a été adaptée à la résine de polyester et aux équipements disponibles au laboratoire CT-Scan. La rhodamine WT 20 % est ajoutée à de la résine de polyester. Le mélange obtenu est broyé, puis tamisé à 63 μm . Seule la fraction inférieure à 63 μm est utilisée : la granulométrie des particules de rhodamine a été mesurée à l'aide de granulométrie laser, pour un diamètre médian de 33 μm (masse volumique de 1,03 g/cm^3 , donc très proche de l'eau). La concentration des particules fluorescentes étant très faible afin de permettre les mesures optiques (< 1 %), la viscosité et les propriétés de l'eau demeurent inchangées.

Avec l'ajout de la rhodamine et son spectre d'émission centré à 585 nm, il a été nécessaire d'adapter les filtres sur les optiques des deux caméras. Deux types de filtres ont été testés ; un filtre passe-haut, qui filtre les longueurs d'onde inférieures à 570 nm et un filtre passe-bande centré à 585 ± 40 nm. Ce dernier permet d'obtenir la meilleure qualité d'image, mais au prix d'une réduction de l'énergie lumineuse. Un exemple d'acquisition avant (été 2018) et après l'ajout de la PLIF (été 2019) est présenté à la Figure 3.17. Il est possible d'observer que les fortes intensités à la surface et dans le creux des rides ne sont plus présentes avec la nouvelle méthode combinant les méthodes PLIF et PIV.

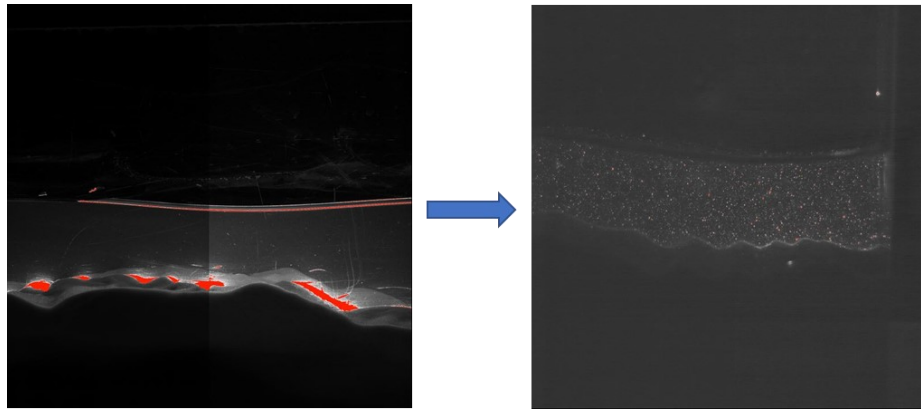


Figure 3.17 Correction des réflexions avec la méthode de PLIF

Un second obstacle à la mesure est l'irrégularité de la formation des rides en début d'essai. Les rides ne sont pas toujours 2D pendant la première heure et il arrivait lors des essais préliminaires qu'une ride près de la paroi obstrue la vision de la caméra, empêchant la mesure au point triple. Lors d'échanges avec le Prof. Mori de l'Université de Kyoto (DPRI, visite en mars 2019), il a été suggéré de décentrer la feuille de laser et la zone de focus. En étant plus près de la paroi, le risque d'obstruction diminue. Le laser a donc été rapproché de la paroi (8 cm), en évitant toutefois d'être trop près et d'avoir des effets de paroi.

La fréquence d'acquisition du système est de 7 Hz. Une première acquisition est enregistrée au départ de l'essai, puis environ à chaque heure, soit 3 min avant l'arrêt des vagues pour la bathymétrie. Les images sont prises 3 minutes avant l'arrêt des vagues pour laisser une marge de manœuvre si jamais des corrections (quantité de traceurs par exemple) étaient requises. Avant de démarrer, la paroi du canal est essuyée et les lumières sont éteintes afin d'éliminer le plus possible, les sources de biais telles que le bruit (ou la lumière) ambiante. Une image est prise afin de vérifier que l'ensemencement ou « *seeding* » (en particules de rhodamine) est suffisant. Même si une très faible quantité est requise, il arrive, avec le mouvement des vagues, que les particules soient diluées sur l'ensemble du canal et que la quantité devienne insuffisante au moment et sur la zone d'acquisition. Pour pallier à cette difficulté, des particules ont été rajoutées opportunément en amont de la zone de mesure. La durée de l'acquisition doit être spécifiée via le nombre d'images. Dans notre cas, un total de deux vagues est enregistré. Ainsi, pour une période de 1 seconde et une fréquence d'acquisition de 7 Hz, 14 doublets d'images (à un intervalle de 3000 μ s) sont enregistrés.

Des développements ont aussi été réalisés sur Matlab. Le traitement et l'exploitation des images étaient initialement réalisés sur le logiciel Davis © de LaVision (le fabricant de notre système PIV).

À présent, le traitement s'effectue toujours sur Davis, mais le post-traitement et l'exploitation se fait via des fonctions complémentaires développées sur Matlab.

3.4 Sonde bathymétrique par écho-doppler

Deux technologies ont été testées pour mesurer la bathymétrie : la stéréophotogrammétrie et une sonde à ultrasons. La stéréophotogrammétrie permet la reconstruction 3D des rides en utilisant des mesures effectuées sur deux ou plusieurs images photographiques prises depuis des positions ou des angles différents par le dessus du canal. Sans bras automatisé, la procédure de prise de mesure s'est avérée très fastidieuse. Les corrections et recalibrations des résultats pour tenir compte de la position de la surface libre ont parfois nécessité des opérations assez lourdes en post-traitement. La stéréophotogrammétrie reste toutefois intéressante, notamment pour la capture 3D des formes de fonds. En revanche, par souci opérationnel, notre choix s'est porté sur la méthode d'imagerie médicale par échographie Doppler alors disponible au laboratoire. Cette technologie offre en effet un plus haut rendement.

Le modèle d'imageur-sonar (LOGIQ-e avec une sonde 12L-RS de 12 MHz, du fabricant General Electric) est médical : il est typiquement utilisé pour les échographies. Cette sonde a une largeur de 4 cm et puisqu'il s'agit d'une sonde linéaire, il n'y a pas de déformation du champ. Les cellules piézoélectriques, soumises à des impulsions électriques génèrent des ultrasons. Ceux-ci voyagent dans le milieu et sont partiellement réfléchis par les différentes structures rencontrées, à une intensité plus ou moins élevée selon la densité des milieux de propagation. L'écho est retransmis à la sonde. L'image est formée en prenant en considération deux paramètres : le temps de retour de l'écho (position de l'information par rapport à la source, le capteur) et l'intensité de celui-ci (B-mode, ou 'Backscattered' relié aux contrastes d'impédance acoustique). De nombreux paramètres peuvent être ajustés afin d'améliorer la qualité des images. Dans notre étude nous avons principalement ajusté la profondeur du champ afin de couvrir l'ensemble du lit sédimentaire (13 cm) et limiter les réflexions multiples. L'ensemble de ces paramètres permet d'enregistrer avec une fréquence de 12 Hz et une résolution de 0,0275 cm/pixel.

L'enregistrement peut s'effectuer selon 2 modes, soit des images ponctuelles ou un vidéo continu. Ces deux méthodes ont été testées, avec différents espacements pour le mode ponctuel. L'acquisition en mode continu permet de réduire les erreurs de manipulation. L'économie de temps est aussi non négligeable. Toutefois, au moment de réaliser les essais, il n'y avait pas de moyen disponible pour assurer une vitesse de déplacement constante et une vitesse variable

implique une résolution variable qui rend difficile la reconstruction des profils. Le mode ponctuel a donc été conservé.

Le montage de la sonde a aussi été amélioré. Afin d'obtenir un profil droit et à la même position d'un essai à l'autre, la sonde a été fixée sur un rail. Les profils bathymétriques sont réalisés toutes les 30 minutes. Les vagues sont alors arrêtées et afin d'éviter de créer un affouillement localisé autour de la sonde lorsque la profondeur d'eau est faible, une attente de 30 secondes est requise. Une fois la surface libre calme, la sonde est descendue dans le canal et positionnée au début de la plage en plexiglas. Celle-ci a été incluse dans les relevés afin d'avoir un point de repère et de faciliter les mesures et la comparaison des profils. Une image est enregistrée à un intervalle d'environ 2 cm.

Les données bathymétriques sont enregistrées sous forme de fichiers DICOM, un standard pour les données provenant du monde médical. Un code Matlab est ensuite utilisé pour juxtaposer les images et reconstruire le profil. Celui-ci permet de fusionner des images en les déplaçant à l'horizontale. La méthode de corrélation est utilisée afin de déterminer les points de recouvrement : elle est établie sur une série de 5 colonnes pour la première et deuxième image. Une image globale résulte ainsi de la fusion de toutes les images bathymétriques. Enfin, les dimensions d'un pixel, inscrites dans les propriétés des fichiers DICOM (0,0275 cm/pixel), permettent de transformer les données verticales et horizontales en unités métriques.

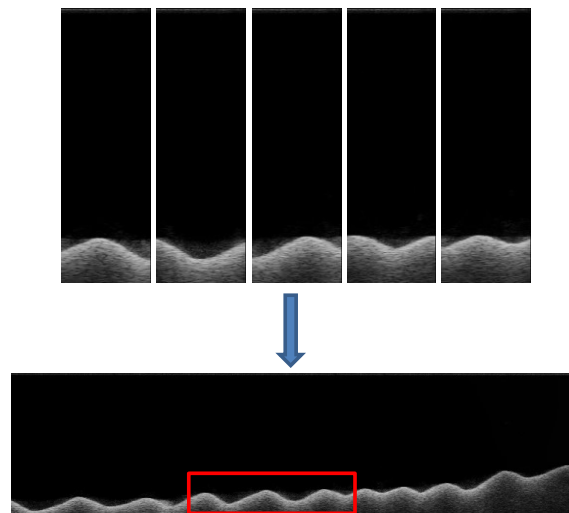


Figure 3.18 Reconstruction du profil de plage

3.5 Plan expérimental

Les essais consistent à éroder une plage à proximité d'un mur vertical de protection côtière. L'ensemble des paramètres de contrôle ou d'influence sont schématisés sur la Figure 3.19. Les conditions hydrodynamiques sont présentées par le triplet (h, H, T) , l'environnement côtier avec son ouvrage par les paramètres $(d_{50}, \beta, \theta, X, X_b)$. La réponse ou affouillement est noté S dans notre étude.

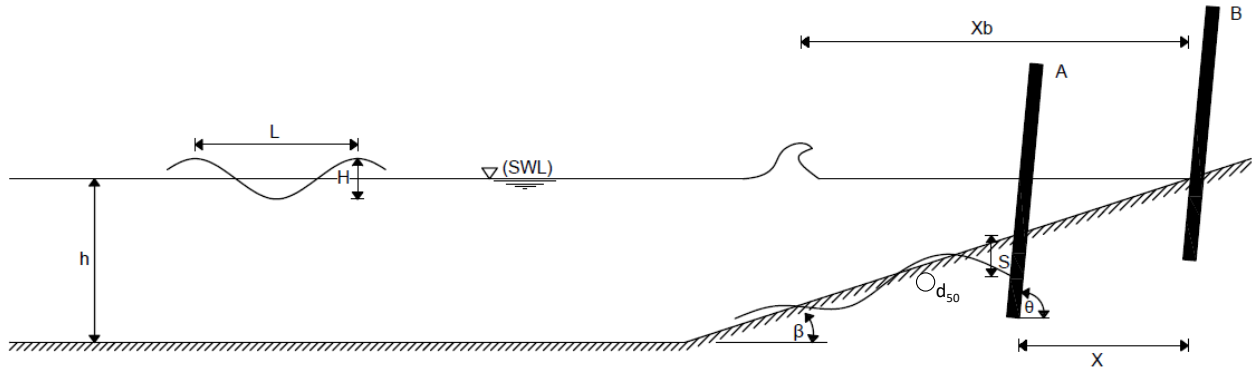


Figure 3.19 Définition des paramètres de l'étude

Hauteur d'eau (h) ; amplitude (H) et période (T) des vagues ; granulométrie du sédiment (d_{50}) ; pente initiale (β) de la plage ; profondeur de l'affouillement (S) au mur ; angle d'inclinaison du mur (θ) ; position du mur relative au trait de côte (X) ; position du point de déferlement (X_b) au trait de côte. (Marois et al. 2020)

La campagne d'essais consiste à formuler la réponse S en fonction des paramètres hydrodynamiques ou environnementaux, donc à formuler une loi de type :

$$S = f(h, H, T, d_{50}, \beta, \theta, X, X_b) \quad 3.1$$

Pour mener une campagne d'essais faisant judicieusement varier les 8 paramètres de contrôle et permettant de croiser les résultats afin de formuler une loi regroupant les mesures d'affouillement, il est essentiel de définir un protocole et un mode opératoire à la fois répétable, mais aussi économe en temps et donc productif. Faisant suite aux essais préliminaires, le protocole suivant a été retenu (en prenant en exemple l'essai 1).

1. Mise en eau de 15 cm d'eau, repositionnement du batteur à sa position initiale
2. Mise en place de la pente rigide et du mur, remplissage de la zone intermédiaire par du sédiment ($216 \mu\text{m}$) par méthode de sédimentation
3. Installation du dispositif de préparation initiale de plage, réglage de la pente (1 : 25) et réalisation de la plage à la pente souhaitée
4. Ajustement au niveau d'eau h souhaité (13 cm)

5. Mesure de la bathymétrie initiale
6. Réglage des consignes du batteur pour l'amplitude H et la période T des vagues (Déplacement de 40 mm pour une vague de 3,1 cm et une période de 1 s, selon l'abaque présenté en figure 3.3)
7. Lancement des essais
 - i. Séquence de 30 minutes avec mesure en continu sur les 8 sondes de vagues
 - ii. Prise de photo lors de la première séquence (intervalle 5 min)
 - iii. Mesure de la vélocimétrie (5 min, 25 min, 55 min, 175 min)
 - iv. Mesure de la bathymétrie entre chaque séquence
 - v. Répétition sur (i) jusqu'à la fin de l'essai
8. Fin de l'essai : sauvegarde et classement des données pour l'étape d'analyse
9. Retrait des dispositifs pour configuration ($h, H, T, d_{50}, \beta, \theta, X, X_b$, mur) suivante

La durée totale de l'essai est généralement de 180 min, ce qui correspond entre 3600 et 13500 vagues par essai. Si aucune érosion n'est observée après 1 heure, l'essai est arrêté, puisque l'affouillement se développe surtout au début de l'essai.

Un plan expérimental a été développé en prenant en considération des études précédentes et les limitations du canal.

Cinq campagnes ont été réalisées :

- 1^{re} campagne : sable fin (216),
17 essais avec le sable fin de 216 μm , une hauteur d'eau entre 9 et 16 cm, une hauteur de vague entre 1 et 3,1 cm, une période entre 0,8 et 2,5 s et une pente entre 1 et 10 %.
- 2^e campagne : sable moyen (F),
13 essais avec le sable moyen 525 μm , une hauteur d'eau entre 10 et 16 cm, une hauteur de vague entre 1,3 et 2,5 cm, une période entre 0,8 et 3 s et une pente entre 1 et 10 %.
- 3^e campagne : billes de verres (GB),
10 essais, les essais de la campagne 2 présentant de l'érosion ont été reproduits avec les billes de verres 630 μm .
- 4^e campagne : position du mur (XB),
2 essais (GB1 et GB2) ont été reproduits en variant la hauteur d'eau au mur.
- 5^e campagne : différents murs (RUG, DEF, CYL, SP),

Un total de 14 essais ont été réalisés, soit 4 pour les murs rugueux (RUG) et cylindriques (CYL) et 3 pour les murs avec déflecteur (DEF) et palplanche (SP).

- Une 6^e campagne avec le canal sous CT-Scan était prévue, mais des circonstances (de COVID) hors de notre contrôle ont eu raison de notre ambition.

La liste complète des essais est présentée au Tableau 3.1. Au total 59 essais ont été réalisés, dont 35 avec de l'érosion et 3 doublons.

Tableau 3.1 Paramètres des essais

Essai	Date	d ₅₀	h (cm)	H (cm)	T (s)	L (cm)	β
Mur vertical, sable fin (216 μm)							
216_1	05/11/2019	216	13	3,1	1,0	104	1 : 25
216_2	07/11/2019	216	13	2,5	1,5	165	1 : 25
216_3	12/11/2019	216	13	1,7	2,0	223	1 : 25
216_4	15/11/2019	216	15	2,5	0,8	82	1 : 25
216_5a	18/11/2019	216	15	2,5	1,5	177	1 : 25
216_5b	20/11/2019	216	15	2,5	1,5	177	1 : 25
216_6a	22/11/2019	216	9	1,2	1,0	89	1 : 100
216_6b	22/11/2019	216	9	1,4	1,0	89	1 : 100
216_7a	25/11/2019	216	9	1,0	2,0	187	1 : 100
216_7b	22/11/2019	216	9	1,5	2,0	187	1 : 100
216_8	27/11/2019	216	10	2,1	0,8	72	1 : 100
216_9	28/11/2019	216	10	2,1	1,5	146	1 : 100
216_10	03/12/2019	216	10	1,5	2,5	246	1 : 100
216_11	04/12/2019	216	10	2,1	1,5	146	1 : 100
216_12	05/12/2019	216	11	2,2	1,5	152	1 : 100
216_13	07/02/2020	216	16	1,3	2,0	247	1 : 10
216_14	11/02/2020	216	16	1,7	1,0	113	1 : 10
Mur vertical, sable FLINT (525 μm)							
F_1	13/12/2019	525	10	2,1	0,8	72	1 : 100
F_2	17/12/2019	525	10	2,1	1,5	146	1 : 100
F_3	18/12/2019	525	10	1,5	2,5	246	1 : 100
F_4	15/01/2020	525	10	1,7	2,0	197	1 : 100
F_5	21/01/2020	525	11	2,1	1,5	152	1 : 100
F_6	22/01/2020	525	13	2,2	2,5	281	1 : 25
F_7	23/01/2020	525	13	1,7	2,0	223	1 : 25
F_8	24/01/2020	525	13	1,7	1,0	104	1 : 25
F_9	29/01/2020	525	15	1,6	3,0	362	1 : 25
F_10	30/01/2020	525	15	2,5	1,0	110	1 : 25
F_11	03/02/2020	525	15	1,6	1,5	177	1 : 10
F_12	05/02/2020	525	16	1,3	2,0	247	1 : 10
F_13	06/02/2020	525	16	1,7	1,0	113	1 : 10

Tableau 3.1 Paramètres des essais (suite)

Essai	Date	d ₅₀	h (cm)	H (cm)	T (s)	L (cm)	β
Mur vertical, billes de verre (630 μm)							
GB_1	14/02/2020	630	16	1,7	1,0	113	1 : 10
GB_2	17/02/2020	630	16	1,3	2,0	247	1 : 10
GB_3	19/02/2020	630	15	2,5	1,0	110	1 : 25
GB_4	20/02/2020	630	15	1,6	3,0	362	1 : 25
GB_5	24/02/2020	630	13	1,7	2,0	223	1 : 25
GB_6	12/03/2020	630	13	2,2	2,5	281	1 : 25
GB_7	13/03/2020	630	15	1,6	3,0	362	1 : 25
GB_8	21/05/2020	630	10	1,7	2,0	197	1 : 100
GB_9	22/05/2020	630	10	2,1	0,8	72	1 : 100
GB_10	25/05/2020	630	10	1,5	2,5	246	1 : 100
Mur vertical, billes de verres (630 μm), position variable							
XB_1	02/06/2020	630	12	1,3	2,0	215	1 : 10
XB_2a	04/06/2020	630	10	1,7	1,0	94	1 : 10
XB_2b	04/06/2020	630	12	1,7	1,0	101	1 : 10
Mur rugueux, billes de verre (630 μm)							
RUG_1a	18/06/2020	630	16	1,3	2,0	247	1 : 10
RUG_1b	22/06/2020	630	16	1,3	2,0	247	1 : 10
RUG_2	23/06/2020	630	15	2,5	1,0	110	1 : 25
RUG_3	25/06/2020	630	15	1,6	3,0	362	1 : 25
RUG_4	26/06/2020	630	10	1,7	2,0	197	1 : 100
Mur avec déflecteur, billes de verre (630 μm)							
DEF_4	30/06/2020	630	10	1,7	2,0	197	1 : 100
DEF_2	02/07/2020	630	15	2,5	1,0	110	1 : 25
DEF_1	03/07/2020	630	16	1,3	2,0	247	1 : 10
DEF_3	06/07/2020	630	16	1,7	1,0	113	1 : 10
Mur cylindrique, billes de verre (630 μm)							
CYL_1	08/07/2020	630	16	1,7	1,0	113	1 : 10
CYL_2	09/07/2020	630	15	2,5	1,0	110	1 : 25
CYL_3	10/07/2020	630	15	1,6	3,0	362	1 : 25
CYL_4	13/07/2020	630	10	1,7	2,0	197	1 : 100
Mur palplanche, billes de verre (630 μm)							
SP_4	14/07/2020	630	10	1,7	2,0	197	1 : 100
SP_2	15/07/2020	630	15	2,5	1,0	110	1 : 25
SP_1	16/07/2020	630	16	1,7	1,0	113	1 : 10

216_ : Sable fin, F_ : Sable moyen, GB_ : Billes de verre, XB_ : Position du mur variable, RUG_ : Mur rugueux, DEF_ : Mur avec déflecteur, CYL_ : Mur cylindrique, SP_ : Mur palplanche

4 RÉSULTATS ET DISCUSSION

4.1 Affouillements sur le mur de référence

Les résultats des campagnes 1 à 3 sont présentés dans cette section, soit les campagnes avec le sable 216 μm , le sable 525 μm et les billes de verre 630 μm . L'ensemble des résultats d'affouillement est présenté dans le Tableau 4.1, ainsi que les paramètres sans dimension utilisés pour l'analyse. Comme il a été mentionné à la section 3.5, une accrétion a été observée lors de certains essais (valeur négative de S). Ceux-ci n'ont pas été inclus dans l'analyse. Les fiches détaillées des résultats de chaque essai sont présentées à l'Annexe III.

Tableau 4.1 Résultats et analyse adimensionnelle des essais (campagnes 1 à 3)

Essai	ξ_0	Ω	H_0/L_0	h_w/H_0	h_w/L_0	S_{mur}/H_0	S_{max}/H_0	$X_{S_{\text{max}}}/L_0$	B/L_0
Mur vertical, sable fin (216 μm)									
216_1	0,232	1,667	0,030	1,290	0,038	-0,15	n.d.*		
216_2	0,325	0,896	0,015	1,600	0,024	-0,78	n.d.*		
216_3	0,458	0,457	0,008	2,353	0,018	0,96	2,10	0,03	0,10
216_4	0,229	1,680	0,030	2,400	0,073	0,04	0,18	0,04	0,05
216_5a	0,337	0,896	0,014	2,400	0,034	-0,03	n.d.*		
216_6b	0,080	0,753	0,016	2,143	0,034	-0,12	n.d.*		
216_7b	0,112	0,403	0,008	2,000	0,016	0,05	0,08	0,02	0,04
216_8	0,059	1,411	0,029	1,905	0,056	0,02	0,48	0,05	0,11
216_9	0,083	0,753	0,014	1,905	0,027	-1,17	n.d.*		
216_10	0,128	0,323	0,006	2,667	0,016	1,17	1,17	0,00	0,03
216_11	0,083	0,753	0,014	1,905	0,027	-0,90	n.d.*		
216_12	0,083	0,789	0,014	2,273	0,033	-0,24	n.d.*		
216_13	1,378	0,349	0,005	3,077	0,016	1,28	3,45	0,09	0,12
216_14	0,815	0,914	0,015	2,353	0,035	0,40	0,99	0,01	0,07
Mur vertical, sable FLINT (525 μm)									
F_1	0,059	0,905	0,029	1,905	0,056	0,26	0,26	0,00	0,16
F_2	0,083	0,483	0,014	1,905	0,027	-0,54	n.d.*		
F_3	0,128	0,207	0,006	2,667	0,016	-0,61	n.d.*		
F_4	0,108	0,293	0,009	2,353	0,020	0,52	0,59	0,04	0,06
F_5	0,085	0,483	0,014	2,381	0,033	-0,16	n.d.*		
F_6	0,452	0,303	0,008	1,818	0,014	0,95	1,54	0,04	0,08
F_7	0,458	0,293	0,008	2,353	0,018	0,19	2,29	0,05	0,10
F_8	0,313	0,586	0,016	2,353	0,038	-0,46	n.d.*		
F_9	0,602	0,184	0,004	3,750	0,017	0,55	0,89	0,02	0,09
F_10	0,266	0,862	0,023	2,400	0,054	0,43	0,43	0,00	0,09
F_11	1,050	0,368	0,009	1,875	0,017	-0,12	n.d.*		
F_12	1,378	0,224	0,005	3,077	0,016	1,61	2,54	0,04	0,11
F_13	0,815	0,586	0,015	2,353	0,035	0,97	1,07	0,00	0,04

Tableau 4.1 Résultats et analyse adimensionnelle des essais (campagnes 1 à 3) (suite)

Essai	ξ_0	Ω	H_0/L_0	h_w/H_0	h_w/L_0	S_{mur}/H_0	S_{max}/H_0	X_{smax}/L_0	B/L_0
Mur vertical, billes de verre (630 μm)									
GB_1	0,815	0,205	0,015	2,353	0,035	0,22	0,22	0,00	0,01
GB_2	1,378	0,078	0,005	3,077	0,016	2,22	2,77	0,03	0,16
GB_3	0,265	0,301	0,023	2,400	0,055	0,42	0,42	0,00	0,04
GB_4	0,602	0,064	0,004	3,750	0,017	0,94	1,56	0,02	0,09
GB_5	0,458	0,102	0,008	2,353	0,018	0,15	1,20	0,06	0,16
GB_6	0,452	0,106	0,008	1,818	0,014	-0,63	n.d.*		
GB_7	0,602	0,064	0,004	3,750	0,017	2,44	2,44	0,00	0,06
GB_8	0,108	0,102	0,009	2,353	0,020	0,25	0,25	0,00	0,03
GB_9	0,059	0,316	0,029	1,905	0,056	0,37	0,37	0,00	0,03
GB_10	0,128	0,072	0,006	2,667	0,016	-0,78	n.d.*		

*Non disponible, essais avec accrétion,

4.1.1 Évolution temporelle

Le développement temporel de la fosse d'affouillement a d'abord été analysé. Les profils de plage de l'essai 216_3 ($H=1.7$ cm, $T=2$ s, $h=13$ cm, $\beta= 1 : 25$, $d_{50}=216$) sont présentés à la Figure 4.1. Afin de faciliter la lecture, les profils, 1 h 30 et 2 h 30 ont été exclus.

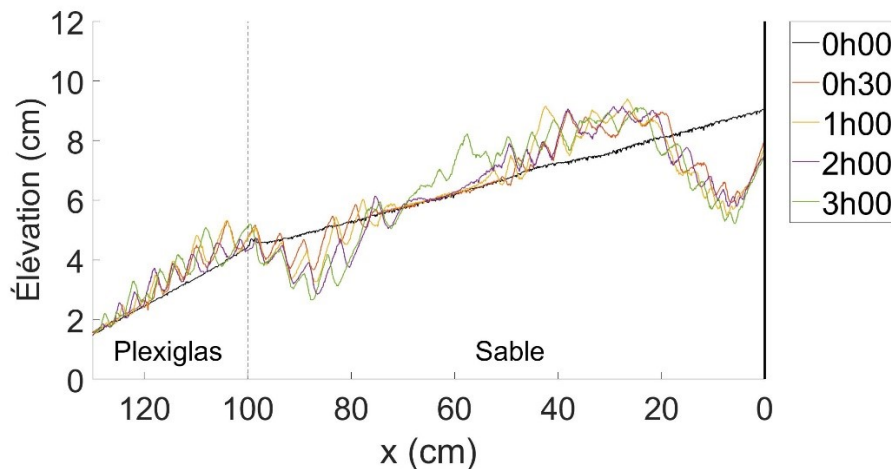


Figure 4.1 Évolution temporelle du profil de plage

Le mur est positionné à $x=0$. La zone érodable se situe entre celui-ci et le début de la plage rigide ($x= 100$ cm). Le lit initialement lisse se déforme rapidement avec une fosse d'affouillement au pied du mur. Des rides sont observées ainsi qu'une dune centrale, migrant vers le large. De l'érosion est aussi observée à l'extrémité de la plage rigide. Cela est dû au changement de rugosité du fond (équivalent à un tablier ou une dalle anti-affouillement). Cette fosse est attribuable au phénomène d'*apron scour* (Amoudry *et al.*, 2009). Il s'agit d'un artefact lié à la

préparation du lit qui a un effet sur les premiers centimètres, mais qui n'interfère pas sur la zone d'étude à proximité du mur comme le montre la Figure 4.1.

L'affouillement au mur et l'affouillement maximal ont été calculés pour chaque essai. L'affouillement maximal correspond à la profondeur maximale mesurée dans la fosse d'affouillement, à une distance X_{smax} du mur (Figure 4.2).

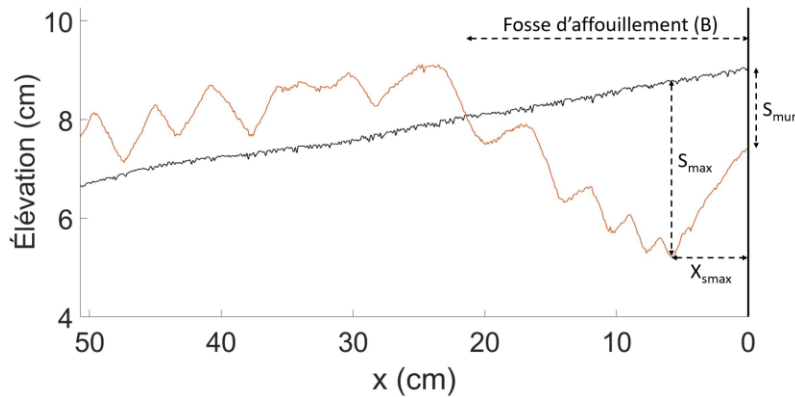


Figure 4.2 Schéma de concepts de la fosse d'affouillement

Il est à noter que pour l'essai 216_3, l'affouillement maximal n'est pas observé directement au pied du mur, mais légèrement à l'avant ($x=5.8$ cm). Un peu plus de la moitié des essais avec affouillement présente une large fosse avec un affouillement maximal décalé du mur. Les essais où S_{max} est égal à S_{mur} , ont une fosse d'affouillement généralement plus étroite. La Figure 4.3 présente la profondeur d'affouillement au mur et maximal normalisée par rapport à la hauteur de vague H pour essai 216_3.

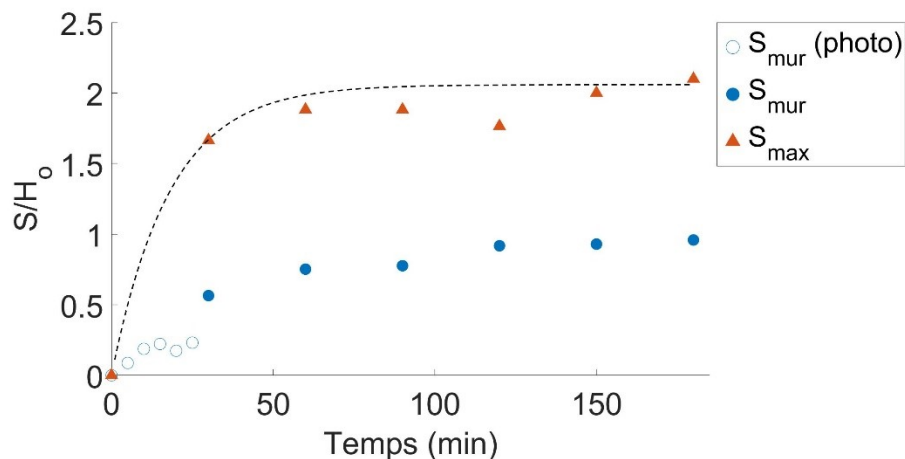


Figure 4.3 Évolution temporelle de l'affouillement maximal et au pied du mur

Une différence est parfois observée entre les mesures avec les photographies lors des 30 premières minutes et celles prises avec l'échodoppler pour l'affouillement au mur. La photographie capture le profil à la paroi et ne permet pas de mesures précises au centre du canal. Elles reflètent donc le processus à proximité de la paroi et non celui dans la veine d'écoulement du canal. Plus de confiance est accordée à la méthode de mesure avec échodoppler, effectuée au centre du canal. Les mesures tirées des photographies sont donc utilisées à titre complémentaires et sont identifiées par des points vides.

La dynamique d'affouillement est variable et présente des tendances similaires à celles observées par Sato *et al.* (1969). Un exemple de chaque type est présenté à la Figure 4.4.

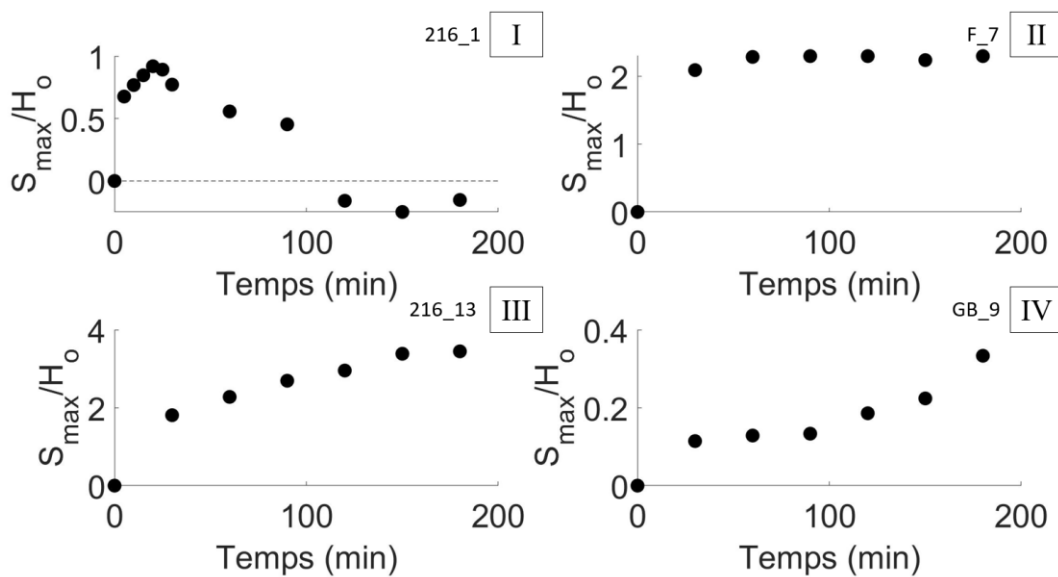


Figure 4.4 Exemples d'essais correspondant aux quatre types d'affouillement de Sato *et al.* (1969).

Type 1, érosion, puis accréation : 216_1 ; type 2, érosion rapide, puis stabilisation : F_7 ; type 3, érosion lente, puis stabilisation : 216_13 ; type 4, Érosion lente : GB_9.

Plusieurs essais de la campagne 1 (sable 216 μm) suivent une dynamique de type 1, soit un affouillement, puis un remplissage de la fosse. Lors de ses essais, un déferlement est généralement observé à l'avant du mur (20-50 cm). L'affouillement est rapide avec la formation d'une barre à l'avant. Celle-ci migre vers mur, remplissant la fosse et résultant en une accréation. Ce type est moins fréquent lors des campagnes subséquentes, puisque les essais avec accréations ont rarement été répétés avec le changement de sédiments. Le type 1 se produit pour des gammes de paramètres différentes de Sato, où les vagues déferlent directement à la base du mur.

Parmi les essais avec affouillement, la majorité est de type 2 et 3, avec à quelques occasions des essais de type 4. Le processus d'affouillement est donc rapide puis se stabilise ou ralentit. Les conditions menant aux types 2 et 3 sont très similaires. Il n'y a pas de déferlement ou celui-ci a lieu au mur. Un système de vagues stationnaires se développe parfois, ce qui est en accord avec Sato *et al.* pour le type 3. Il est difficile de conclure sur les types 2 et 4, puisqu'il n'y a pas vraiment de conditions où le mur est offshore ou à la limite de la zone intertidale. Finalement, le type d'affouillement dépend des conditions hydrodynamiques, puisque les mêmes tendances sont observées avec différents sédiments.

L'évolution temporelle de l'affouillement pour la majorité des essais avec érosion respecte les résultats obtenus par Herbich *et al.* (1965). L'affouillement augmente rapidement, puis sature et devient indépendant du temps (ou du nombre de vague N). L'affouillement dépasse parfois la hauteur de vague ($S/H > 1$). Cela s'explique en partie par le régime de vague utilisé. L'affouillement obtenu avec des vagues régulières est supérieur à celui qui serait obtenu avec un régime de vague irrégulier équivalent (Fowler, 1992). La différence est toutefois très importante pour certains essais avec une profondeur d'affouillement de plus du double de la hauteur de vague.

Afin de permettre une comparaison des essais, le nombre de vagues N , un nombre sans dimension, est utilisé à la place du temps ($N=t/T$). L'évolution de l'affouillement maximal S_{max} en fonction du nombre de vagues pour l'ensemble des essais avec érosion est présentée à la Figure 4.5.

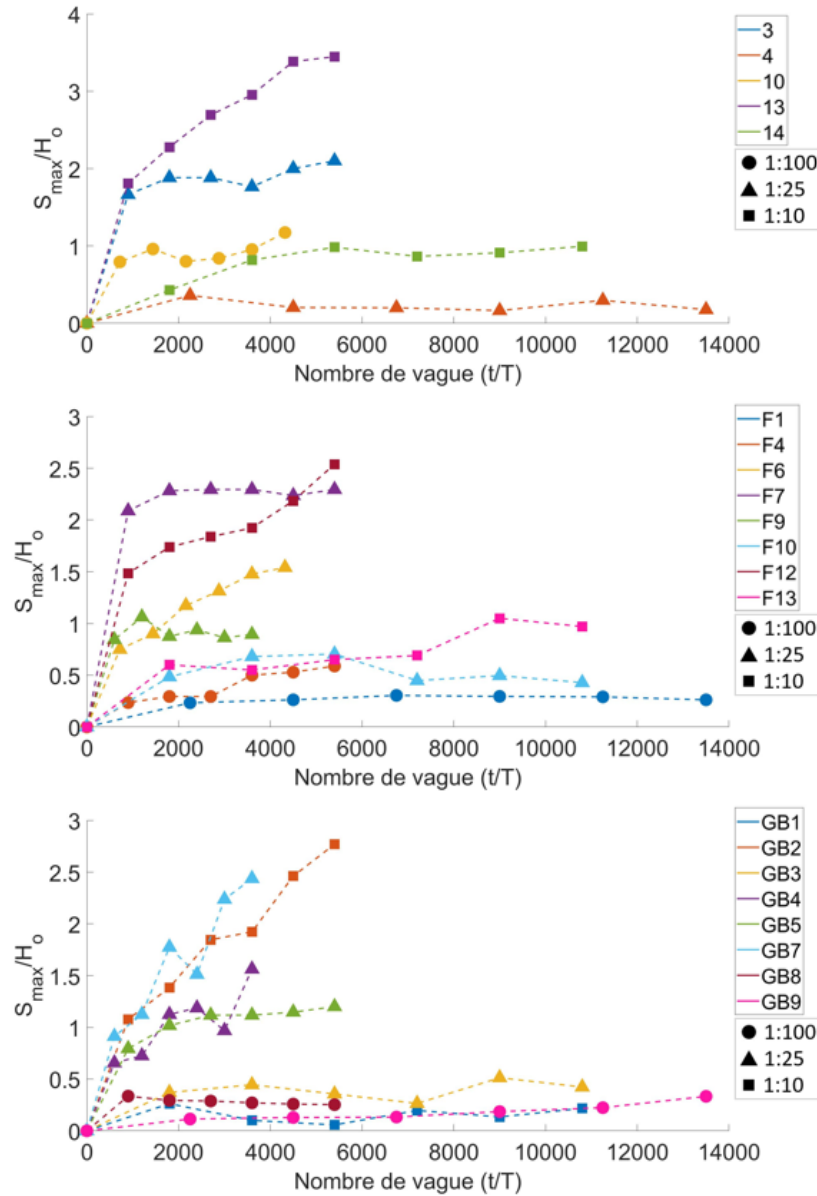


Figure 4.5 Évolution temporelle de l'affouillement, a) sable fin, b) sable moyen, c) billes de verre

La même tendance est respectée entre les essais, mais l'échelle de temps et la profondeur relative d'affouillement varie. L'affouillement maximal est atteint plus ou moins rapidement et dans certains cas, ne semble pas tout à fait atteint (F_12, GB_2, GB_4 et GB_7). Il s'agit d'essais avec un affouillement relatif important, mais aussi plus lent.

Comme il a été mentionné à la Section 2.3.3, il n'y a pas de consensus dans la littérature sur le nombre de vagues nécessaires à l'atteinte de l'équilibre. À la lumière de nos résultats, les valeurs avancées par Dette *et al.* (4 000 en conditions régulières), Powell *et al.* (3 000) et Sumer *et al.* (2 000 en conditions irrégulières) sont nettement insuffisantes pour stabiliser le lit sédimentaire.

Plusieurs de nos essais ne sont pas encore stabilisés à ses seuils. Il y a donc un risque de ne pas atteindre l'affouillement maximal avant la fin de l'essai, et donc de les sous-estimer si l'on utilise leur critère. La valeur avancée par Fowler (1992), soit 7 500 vagues semble un meilleur seuil pour assurer l'atteinte de l'équilibre. Il propose également d'augmenter le nombre de vagues pour des valeurs inférieures de cambrure inférieure à 0,02. Dans notre étude, il est vrai que les essais les plus lents font partie des essais avec les plus petits ratios H/L . Toutefois, certains essais avec une faible cambrure (ex. : F_9 et F_7) ont atteint un équilibre rapidement. D'autres paramètres sont donc à prendre en compte pour déterminer la vitesse du processus. Le seuil de $H_o/L_o=0,02$ est aussi très élevé pour nos résultats.

La pente de la plage n'a pas d'effet majeur sur le développement temporel. Des marqueurs sont utilisés pour regrouper les essais dans la Figure 4.5. Un carré représente les essais avec une pente 1 : 10, un triangle ceux avec une pente de 1 : 25 et finalement un cercle pour 1 : 100. Chaque groupe est composé d'essais avec un profil d'équilibre rapide (ex. GB_3) et d'essai avec un transport sédimentaire prolongé (ex. GB_7). L'effet de la pente est plus observable sur l'affouillement maximal en fin d'essai, où une pente plus faible entraîne une profondeur d'affouillement moindre. L'abaissement global de la plage sous l'effet des vagues mène à une diminution de la pente du système. Un système initial avec une faible pente est plus près de son état stable et le volume de sédiment devant être déplacé pour atteindre l'équilibre est plus petit.

L'influence de la grosseur des sédiments est évaluée avec quatre séries d'essais. Les mêmes conditions hydrodynamiques sont répétées avec les trois différents matériaux granulaires. La première série concerne les essais 216_3, F_7 et GB_5, avec comme condition $(H, h, T, \beta)=(1,7 \text{ cm}, 13 \text{ cm}, 2 \text{ s}, 1 : 25)$. La seconde série (216_8, F_1 et GB_9) a comme paramètres $(H, h, T, \beta)=(2,1 \text{ cm}, 10 \text{ cm}, 0,8 \text{ s}, 1 : 100)$ et la troisième (216_13, F_12 et GB_2) a comme conditions $(H, h, T, \beta)=(1,3 \text{ cm}, 16 \text{ cm}, 2 \text{ s}, 1 : 10)$. La dernière série est composée des essais 216_14, F_13 et GB_1, avec $(H, h, T, \beta)=(1,7 \text{ cm}, 16 \text{ cm}, 1 \text{ s}, 1 : 10)$. Les essais ont été sélectionnés afin de couvrir les différentes conditions expérimentales. L'évolution de l'affouillement maximal avec le nombre de vagues pour ces essais est présentée à la Figure 4.6.

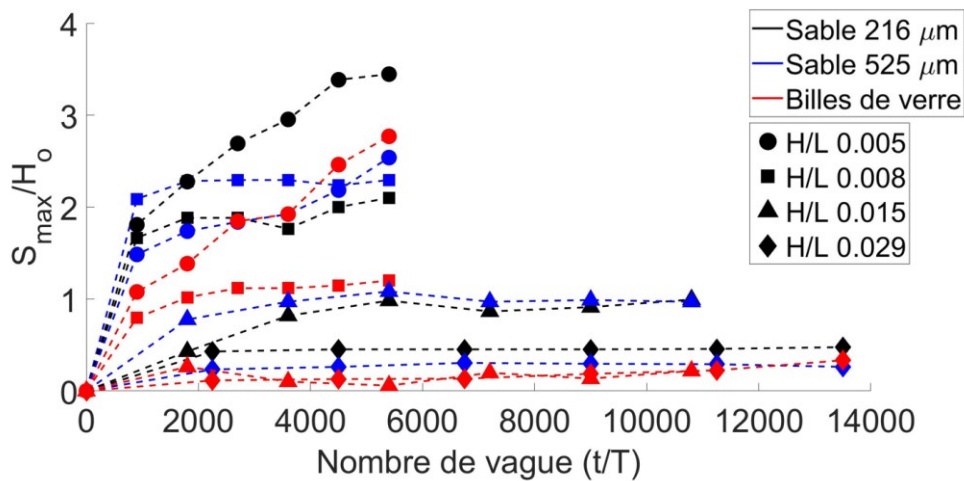


Figure 4.6 Évolution de l'affouillement en fonction de la granulométrie (sable fin en noir, sable moyen en bleu et billes de verre en rouge)

La Figure 4.6 permet d'observer que la granulométrie a un impact sur la profondeur d'affouillement finale, mais n'a pas d'effet notable sur la vitesse de développement de la fosse. En effet, pour une même série d'essais, les courbes sont très similaires et l'équilibre est atteint après le même nombre de vagues. L'amplitude est toutefois variable, avec un affouillement réduit pour les essais avec les billes de verre.

Les Figures 4.5 et 4.6 mettent en évidence deux groupes d'essais avec un mécanisme d'affouillement distinct et indépendant du matériau granulaire. Des différences sont observées sur la vitesse de développement de la fosse et la quantité de matériel retiré au pied du mur. Pour l'analyse, ces groupes sont appelés groupe A et B. Le groupe A démontre une stabilisation plus rapide que le groupe B avec une profondeur d'affouillement inférieure, respectant la règle du pouce ('rule of thumb', $S/H_o < 1$, Fowler, 1992, p29/42). La fosse d'affouillement pour les essais du Groupe B est plus importante ($S/H_o > 1$) et nécessite aussi plus de temps (de vagues) à atteindre l'équilibre. Certains essais de cette catégorie n'avaient d'ailleurs toujours pas atteint cet équilibre après les 3 h de forçage (ex : GB_1).

La distinction entre ces 2 groupes est similaire au cas de *live-bed* et de *clear-water*. En prenant comme exemple une pile de ponts, l'affouillement de type *live-bed* se traduit par une mobilisation généralisée des sédiments sous l'effet de la turbulence. Dans le cas du *clear-water*, seuls les sédiments à proximité immédiate de l'ouvrage sont déplacés alors que le reste du lit est peu perturbé. La dynamique est aussi différente, avec une réponse initiale rapide, suivi d'une stabilisation pour le *live-bed* et un développement progressif pour le *clear-water* (Figure 4.7).

Parmi tous les essais avec affouillement, 13 essais ont été classés dans le groupe A et 9 essais dans le groupe B.

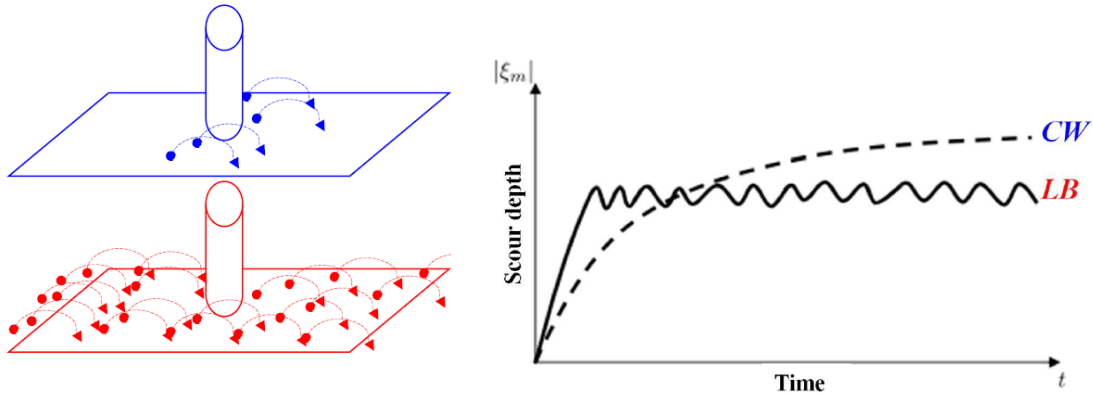


Figure 4.7 a) déplacement des particules en clear-water (bleu) et live-bed (rouge). B) développement temporel de l'affouillement selon le mécanisme d'affouillement.

Afin de caractériser la dynamique d'affouillement, la constante de temps T_s de l'équation (26) a été analysée. Comme mentionné précédemment, au meilleur de nos connaissances, il n'existe pas de formulations pour la constante de temps. L'échelle de temps varie selon les configurations d'essais. Une courbe théorique a été ajustée pour chaque essai, suivant la forme de l'équation (26). Pour l'ensemble de nos tests, la constante de temps est en moyenne de 40 min et varie entre 15 et 100 minutes. Toutefois, le temps n'est pas une bonne variable pour comparer maturité des rides qui est plutôt dépendant du nombre de vagues. Pour être cohérent dans notre analyse, l'équation (26) est reformulée afin d'utiliser le nombre de vagues. Le nombre de vagues permet une meilleure comparaison entre les essais et un meilleur suivi du développement et de la maturité des formes sédimentaires du lit. L'équation (26) devient alors :

$$S_N = S_\infty \left(1 - \exp\left(-\frac{N}{N_s}\right) \right) \quad (49)$$

Où N_s , suivant le même raisonnement que T_s , est le nombre de vague correspondant à une profondeur d'affouillement de $0,63S_{inf}$.

Une courbe théorique est calée pour chaque essai afin de déterminer l'échelle de vague N_s correspondante. Les essais sont ensuite normalisés, suivant un affouillement final S_{inf}/H_o prescrit par la règle du pouce. La valeur de référence pour l'échelle de vague est moins évidente à déterminer, puisque peu de littérature mentionne ce paramètre dans des conditions d'affouillement au pied d'un mur. Ici, le critère d'équilibre de Fowler a été retenu (7 500 vagues).

En combinant cette valeur avec la relation (49), une échelle de vague N_s de 1 600 est obtenue pour la règle du pouce.

Les paramètres ζ et δ sont utilisés respectivement pour l'affouillement et le nombre de vagues. Ces paramètres sont des indicateurs de la déviation par rapport à la règle du pouce. Pour un essai respectant la règle du pouce et le critère d'équilibre de Fowler, ζ et δ sont égaux à 1. Les nouvelles variables normalisées soit $S^* ([S/H_o]/\zeta)$ et $N^* (N_s \delta)$ sont utilisées pour obtenir l'équation normalisée (50).

$$S^* = S_\infty (1 - \exp(-N^*)) \quad (50)$$

Les paramètres des équations (26) et (50) pour chaque essai avec affouillement sont inscrits dans le Tableau 4.2. La Figure 4.8 présente la valeur temporelle d'affouillement pour chaque essai, normalisée avec les paramètres ζ et δ . La courbe pointillée représente la règle du pouce modifiée (combinée avec le seuil d'équilibre de Fowler)

Tableau 4.2 Paramètres de normalisation

Essai	S_∞	T_s	N_s	ζ	δ
216_3	3,5	18	540	2,06	0,34
216_4	0,6	18	1350	0,24	0,84
216_8	1,0	15	1125	0,47	0,70
216_10	1,8	35	840	1,17	0,53
216_13	4,5	50	1500	3,46	0,94
216_14	1,8	40	2400	1,03	1,50
F_1	0,6	20	1500	0,29	0,94
F_4	1,0	60	1800	0,59	1,13
F_6	3,5	55	1320	1,57	0,83
F_7	3,9	15	450	2,29	0,28
F_9	1,5	20	400	0,94	0,25
F_10	1,2	20	1200	0,48	0,75
F_12	3,4	60	1800	2,62	1,13
F_13	1,8	25	1500	1,07	0,94
GB_1	0,3	20	1200	0,15	0,75
GB_2	3,8	75	2250	2,92	1,41
GB_3	1,2	25	1500	0,48	0,94
GB_4	2,7	75	1500	1,69	0,94
GB_5	2,0	30	900	1,18	0,56
GB_7	4,2	80	1600	2,63	1,00
GB_8	0,5	15	450	0,26	0,28
GB_9	0,8	100	7500	0,38	4,69

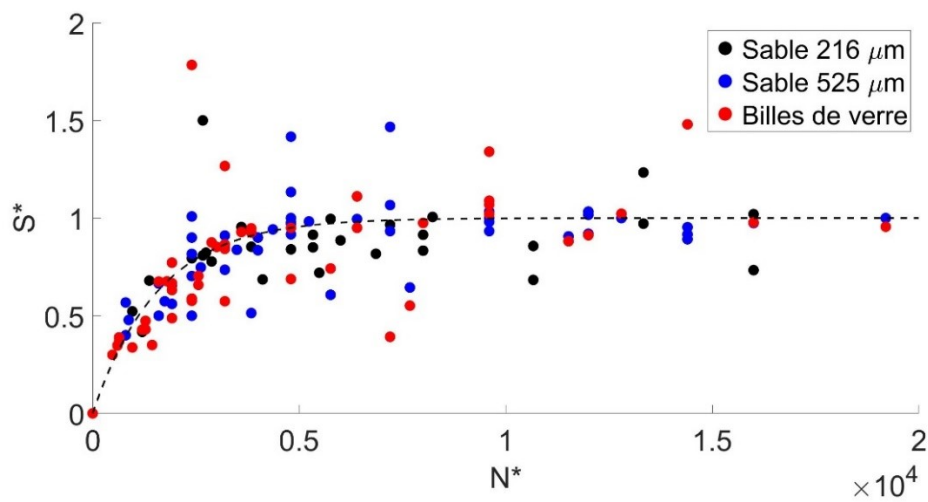


Figure 4.8 Évolution temporelle de l'ensemble des essais normalisés.

La constante de vague varie entre 400 et 7 500 vagues, avec une moyenne de 1 575. Il est à noter que la valeur N_s est très proche de la valeur moyenne de nos essais. Une bonne corrélation est observée en début d'essais, alors que la variabilité augmente avec le nombre de vagues. La courbe théorique représente aussi la limite entre les groupes A ($S/H_o < 1$) et B ($S/H_o > 1$). Le Tableau 4.3 présente les statistiques des paramètres ζ et δ .

Tableau 4.3 Statistiques des paramètres de normalisation

ζ				
	Global	216	FLINT	GB
min	0,23	0,70	0,50	0,23
max	2,25	2,25	1,95	1,90
moyenne	1,24	1,41	1,23	1,12
médiane	1,23	1,50	1,29	1,10
écart-type	0,54	0,62	0,59	0,48
δ				
	Global	216	FLINT	GB
min	0,25	0,34	0,25	0,28
max	1,50	1,50	1,13	1,41
moyenne	0,81	0,81	0,78	0,84
médiane	0,84	0,77	0,88	0,94
écart-type	0,35	0,40	0,34	0,36

Les distributions des paramètres ζ et δ sont très étendues. Le paramètre ζ varie entre 0,15 et 3,46, pour une moyenne de 1,24. L'affouillement ultime est donc en moyenne supérieur à

l'affouillement prédit par la règle du pouce : cette dernière sous-estime donc les profondeurs maximales. Le paramètre δ varie entre 0,25 et 1,50, pour une moyenne de 0,81. L'atteinte de l'équilibre est légèrement plus rapide que le seuil prédit par Fowler. Il est à noter que l'essai GB_9 a été exclu de cette analyse pour l'écart significatif du paramètre δ avec le reste de l'échantillon (4,69). Il s'agit d'un essai avec peu d'affouillement ($S_{max}/H_o=0,33$), mais aucun signe de stabilisation après 3 h.

Nous avons précédemment reformulée une règle du pouce avec une nouvelle analyse adimensionnelle fondée sur ζ et δ . Les paramètres de normalisation ζ et δ ont été introduits pour mieux décrire les déviations à la règle du pouce et ainsi mieux cibler le domaine d'application de cette dernière. La Figure 4.9 présente le paramètre de normalisation de l'affouillement final ζ en fonction de plusieurs variables d'intérêt : la profondeur d'eau relative h_w/L_o , la cambrure H_o/L_o , le nombre de Dean Ω et le nombre de Iribarren ξ_0 .

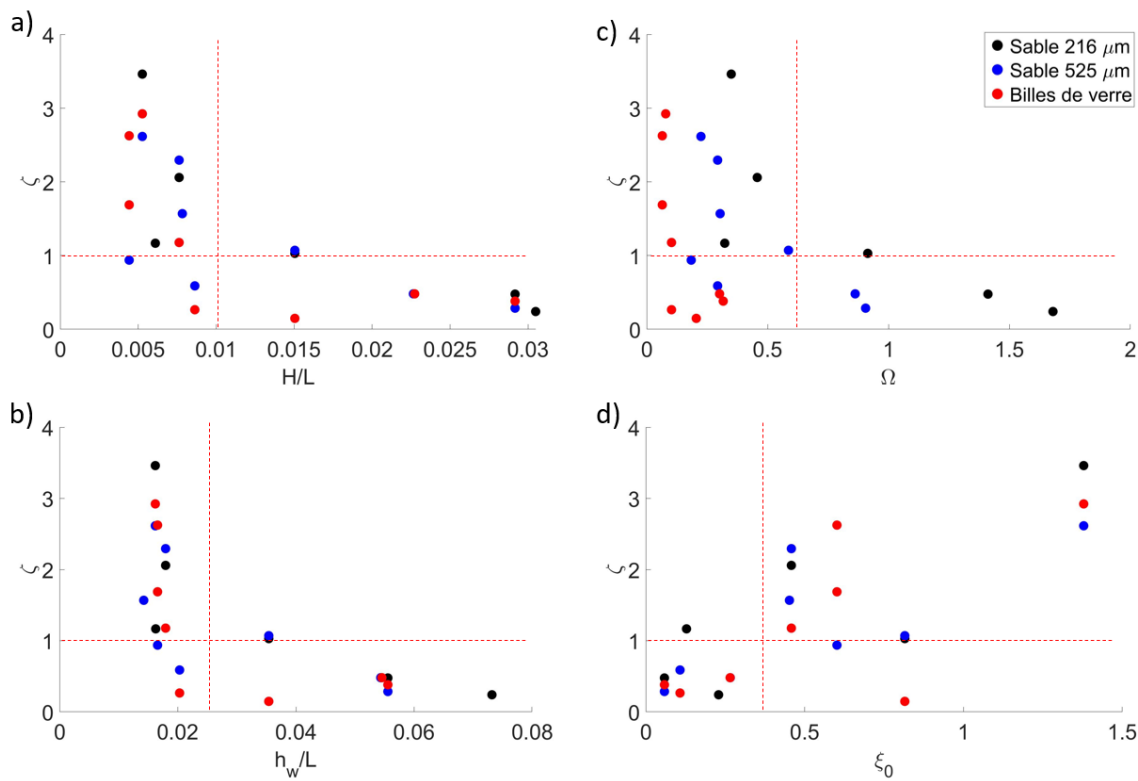


Figure 4.9 Paramètre de normalisation ζ en fonction de a) la cambrure H_o/L_o , b) la profondeur d'eau relative h_w/L_o , c) le nombre de Dean et d) le nombre d'Iribarren

Le paramètre ζ diminue avec l'augmentation de H_o/L_o , h_w/L_o et Ω de façon non linéaire et augmente linéairement avec ξ_0 . Le transport sédimentaire de type *clear-water* (B) domine en cas de faible

forçage hydrodynamique. Une analyse similaire a été reproduite pour le paramètre temporel δ . Les résultats sont présentés à la Figure 4.10.

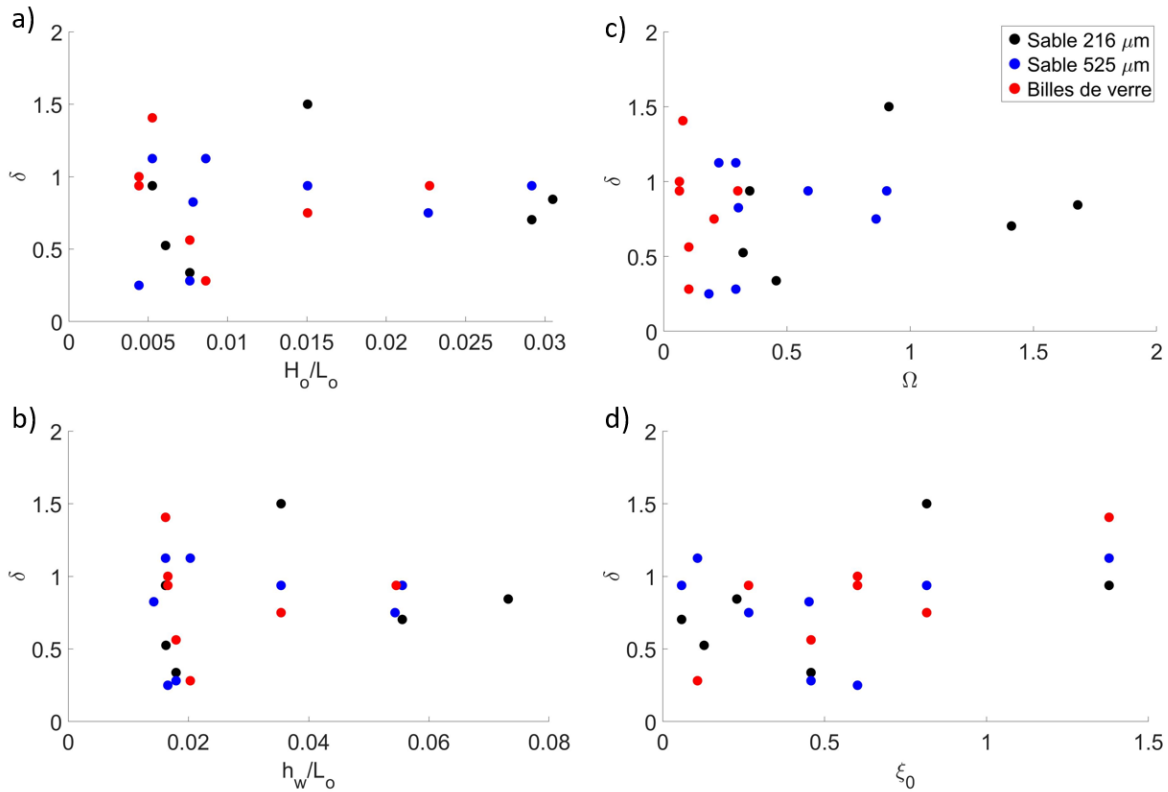


Figure 4.10 Paramètre de normalisation δ en fonction de a) la cambrure H_o/L_o , b) la profondeur d'eau relative h_w/L_o , c) le nombre de Dean et d) le nombre d'Iribarren

Pour les raisons énoncées précédemment, l'essai GB_9 est exclu de l'analyse. Une valeur de δ inférieure à 1 signifie qu'un nombre de vagues inférieur à 7 500 est suffisant pour atteindre l'équilibre. Les paramètres hydrodynamiques (H_o/L_o , h_w/L_o) et sédimentaires (Ω) ne semblent pas avoir une influence marquée sur le développement temporel de la fosse. Dans son étude, Fowler (1992) identifie deux seuils pour atteindre l'équilibre, soit 7 500 vagues pour $H_o/L_o > 0,02$ et 10 000 vagues lorsque $H_o/L_o < 0,02$. Cette distinction n'est toutefois pas observée dans nos résultats. Parmi les différents paramètres d'analyse, le nombre d'Iribarren semble être le plus influent. Une augmentation de celui-ci entraîne une augmentation du paramètre δ . Les régimes de vagues avec un déferlement de type déversant ($\xi_0 < 0,5$) nécessitent moins de cycles de vagues que le type déversant afin de se stabiliser.

4.1.2 Affouillement final

Après un certain temps soumis à un forçage externe constant, un nouvel équilibre est atteint. Ce profil final est particulièrement important pour le dimensionnement d'ouvrages. L'affouillement final, dans notre cas après un forçage de 3 h, est analysé. L'affouillement est mesuré à 2 endroits, soit au mur, ainsi que la profondeur maximale dans la fosse d'affouillement. Utilisant les données recueillies par l'échodoppler, les profils finaux sont extraits pour tous les essais. La Figure 4.11 présente les profils finaux de deux essais, soit 216_1 ($H : 3,1$ cm, $h : 13$ cm, $T : 2$ s et $\beta : 1 : 25$) et 216_3 ($H : 1,7$ cm, $h : 13$ cm, $T : 2$ s et $\beta : 1 : 25$).

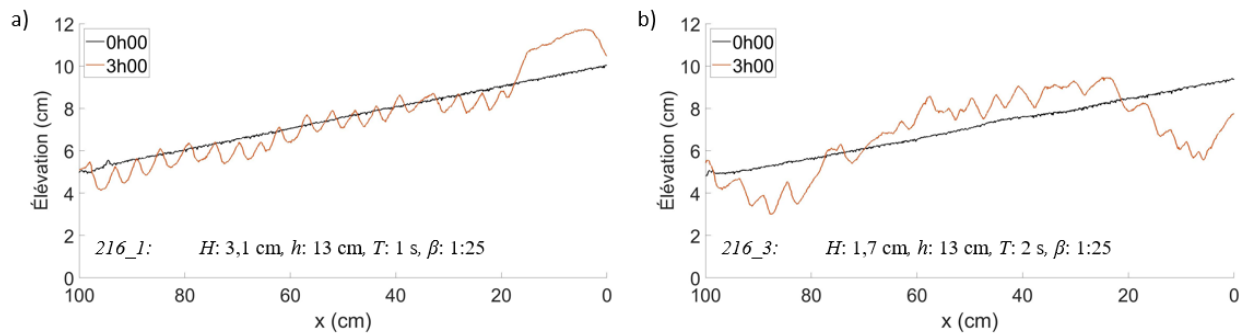


Figure 4.11 Profil de plage avec a) accrétion (216_1, $H : 3,1$ cm, $h : 13$ cm, $T : 1$ s, $\beta : 1 : 25$) et b) affouillement (216_3, $H : 1,7$ cm, $h : 13$ cm, $T : 2$ s, $\beta : 1 : 25$)

Les campagnes 1 à 3 montrent à la fois des essais avec accrétion et avec affouillement. Quatorze essais ont présenté une accrétion au pied du mur, cela est plus fréquent avec la campagne de sable fin (8 essais). Des ajustements ont été faits sur les paramètres hydrodynamiques pour limiter les cas avec accrétion dans les campagnes subséquentes. Une fosse d'affouillement, de taille variable, a été mesurée au pied du mur pour la majorité des essais. Sur les 23 essais avec affouillement, 12 ont une profondeur d'affouillement finale inférieure à la hauteur de vague ($S_{max} > H_o$) et 11 essais ont montré un affouillement important, avec une profondeur nettement supérieure à la hauteur de vague incidente. Afin de permettre la comparaison entre les essais avec des pentes initiales différentes, le profil initial est soustrait au profil final afin d'obtenir un déplacement net (z_b). Une valeur négative dénote d'érosion alors qu'une valeur positive, d'accumulation. Des exemples de profils de plage nets sont présentés à la Figure 4.12.

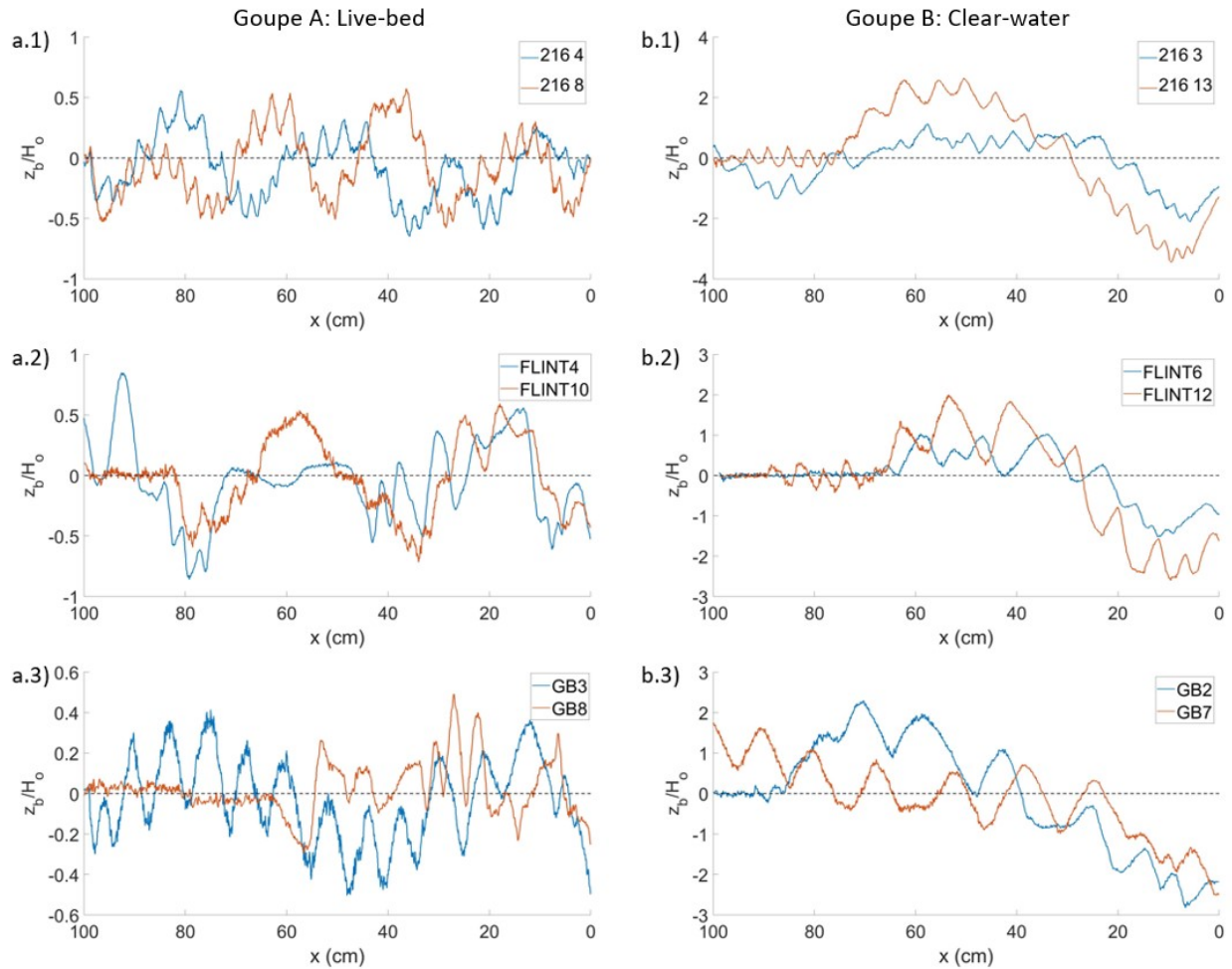


Figure 4.12 Profils de plage nets pour différents essais du groupe A (*live-bed*) et B (*clear-water*)

Les processus d'affouillement *live-bed* et *clear-water* ont une influence sur le profil final. Il est possible d'observer à la Figure 4.12a que les profils associés au type *live-bed* présente une succession de crêtes et de creux rapprochés. L'ensemble du lit est perturbé, avec une fosse d'affouillement étroite. En ce qui concerne les essais en *clear-water* (Figure 4.12 b), une large fosse d'affouillement est observée, avec la formation d'une barre à l'avant de celle-ci sous l'effet du déplacement des grains. Le processus *clear-water* est caractérisé par une mise en mouvement des sédiments localisés à proximité immédiate de l'ouvrage, d'où la faible perturbation du lit à l'extrémité de la plage. Il est à noter que les processus d'affouillement ont été observés à la fois pour les campagnes avec le sable et la campagne avec billes de verre. Pour l'ensemble des campagnes, deux patrons d'affouillement distincts ont été observés, soit une fosse étroite, avec une profondeur maximale immédiatement au pied du mur et une fosse plus large, avec une profondeur maximale à l'avant du mur. Le deuxième cas est le plus fréquent (12 essais) contre 11 essais de type 1. La Figure 4.13 présente la relation entre l'affouillement

maximal et l'affouillement au mur pour les essais des campagnes 1 à 3 avec affouillement. Les essais précédemment associés au groupe A (*live-bed*) sont représentés en rouge et ceux du groupe B (*clear-water*) en bleu.

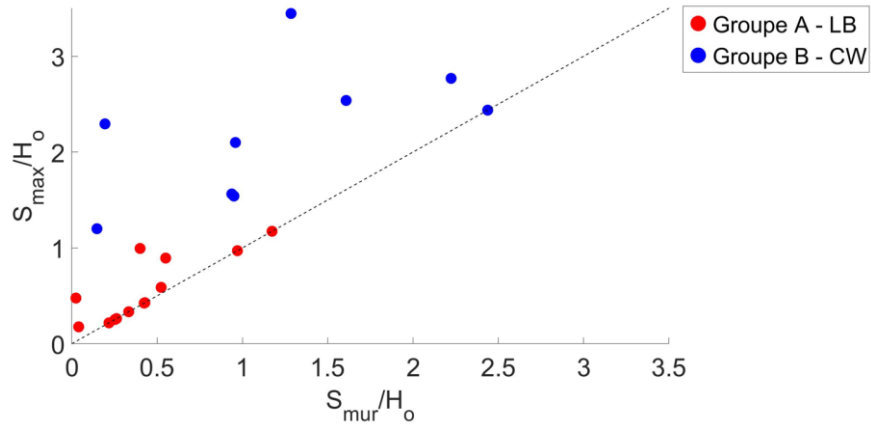


Figure 4.13 Profondeur d'affouillement maximal en fonction de la profondeur d'affouillement au mur

L'affouillement maximal est majoritairement situé au mur pour les essais du groupe A, alors que la profondeur maximale est observée à une certaine distance pour le groupe B. Puisque les fosses d'affouillement résultant du processus *clear-water* sont plus importantes, le maximum est généralement décalé du mur pour une question de stabilité de la fosse.

L'influence de la grosseur des sédiments est évaluée avec les quatre séries d'essais énoncées précédemment, couvrant une large gamme de paramètres. La Figure 4.14 présente la comparaison des profils finaux pour chaque matériel granulaire utilisé, pour les quatre séries. Le sable fin (216 μm) est représenté en noir, le sable moyen (525 μm) en bleu et les billes de verre en rouge.

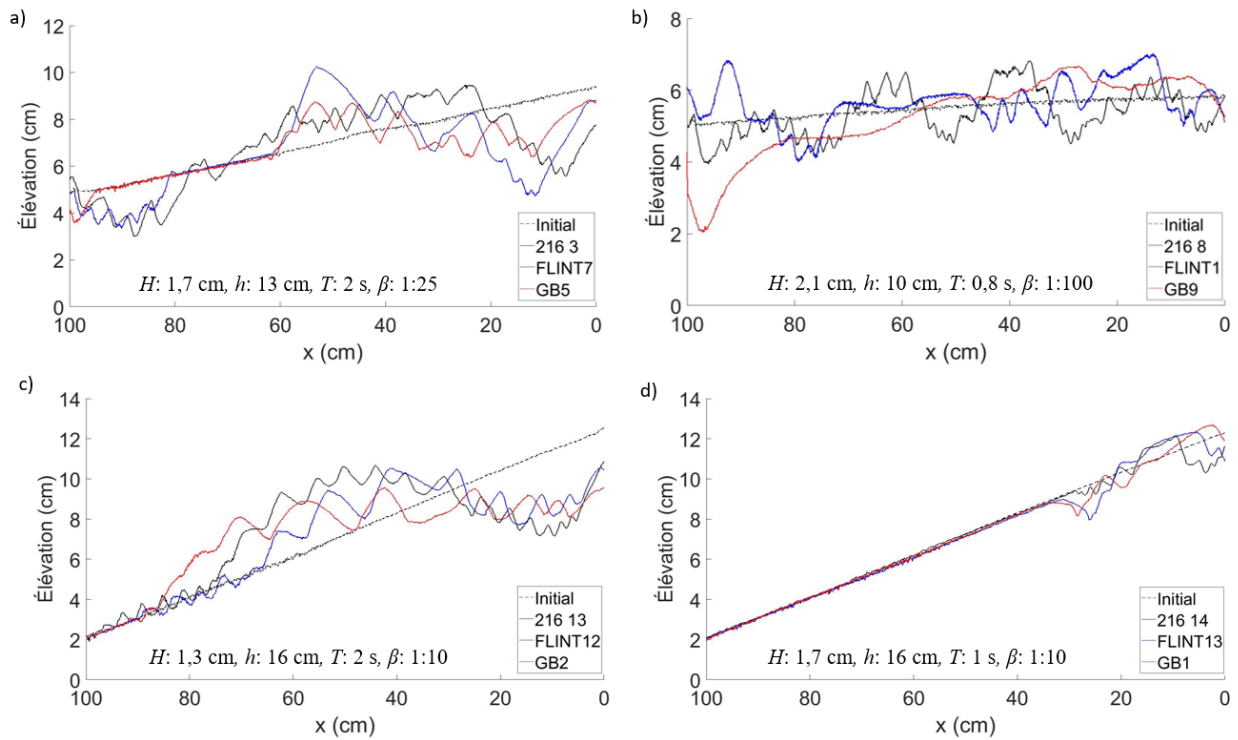


Figure 4.14 Profil de plage final pour différentes granulométries : a) Série 1, b) Série 2, c) Série 3 et d) Série 4. En noir : sable fin, en bleu : sable moyen et en rouge : billes de verre

Pour l'ensemble des profils, il est possible d'observer la superposition de dunes (macro) et de rides (micro). Les rides sont encore plus présentes avec utilisation de sable fin. Leurs apparitions sont physiquement inévitables: elle résulte de l'instabilité hydrodynamique à l'interface eau-sédiment à l'instar des instabilités de Kelvin-Helmholtz qui se produisent même en l'absence de structures de type murs côtiers. L'utilisation d'un sable moyen-gros, puis de billes de verre permet de limiter leurs effets et de conserver principalement les formes dominantes.

La forme du profil est similaire entre les granulométries, mais le volume de sédiment transporté est moindre avec les billes de verre. Le seuil de mise en mouvement augmente avec la granulométrie, d'où un transport réduit. L'angle de repos pour un grain de sable angulaire (30°), irrégulier étant supérieur à celui d'une bille de verre lisse et sphérique (22°), il en résulte que les formes observées sur le profil sont atténuées avec l'utilisation des billes de verre, avec des creux et des crêtes plus petits et une pente plus faible. Pour les billes de verre, le profil est généralement moins influencé loin du mur, excepté pour l'essai GB_9 de la série 2 (Fig. 4.15 b), où une fosse importante est observée à l'extrémité de la plage en plexiglas. Généralement, lorsqu'il y a présence d'une fosse à l'avant de la plage, le phénomène est très local et ne se propage pas plus loin (max 10 cm).

La Figure 4.15 présente la relation entre la profondeur d'affouillement maximale et la profondeur d'affouillement au mur avec l'utilisation de différentes granulométries. Seuls les essais avec affouillement sont ici analysés.

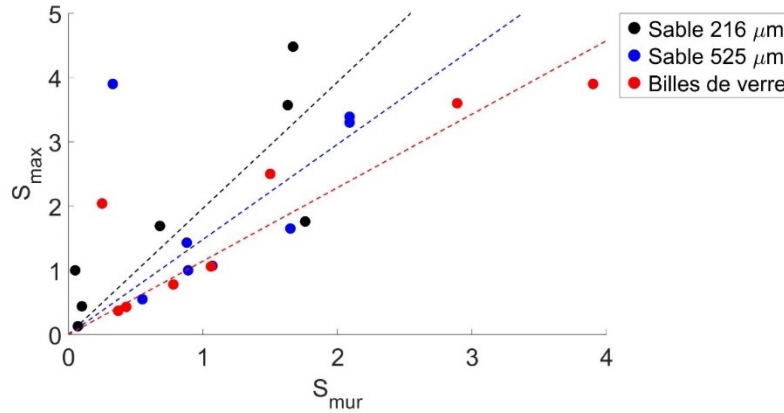


Figure 4.15 Profondeur d'affouillement maximale en fonction de la profondeur d'affouillement au pied du mur

Environ 45 % des essais ont obtenu un affouillement maximal au mur. Cette situation est d'autant plus fréquente avec l'utilisation des billes de verre (5 des 8 essais), alors que le sable fin (216 μm) est la série présentant la plus grande différence entre S_{max} et S_{mur} . À la section 4.1.1, il a été soulevé que deux types de transport sédimentaire sont observés : le transport en suspension est dominant pour les sédiments fins alors que les sédiments grossiers, sont généralement déplacés par charriage (*bedload*). Cette différence de mécanisme se traduit aussi par des différences pour la fosse d'affouillement où le transport de type *bedload* a tendance à créer une fosse d'affouillement plus près du mur (Xie) ; ce que l'on remarque ici avec un affouillement maximal généralement au pied du mur pour les sédiments le plus grossiers (bille de verre).

La distance horizontale de l'affouillement maximal par rapport au mur $X_{S_{max}}$ a été mesurée pour tous les essais. L'affouillement maximal est présenté en fonction de la distance $X_{S_{max}}/L_o$ à la Figure 4.16.

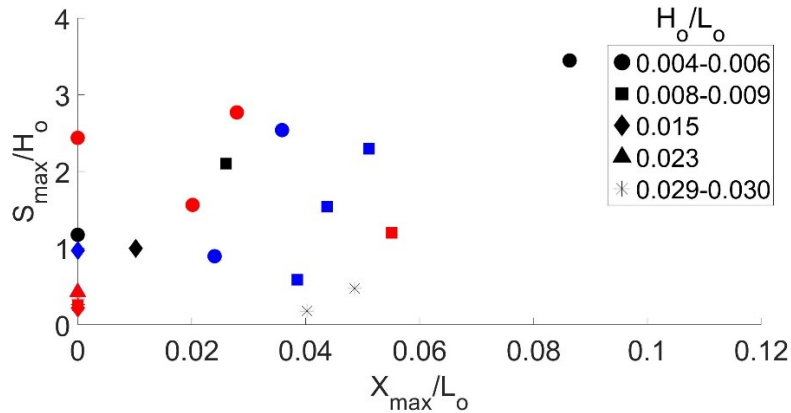


Figure 4.16 Affouillement maximal relatif (S_{max}/H_o) en fonction de sa distance relative (X_{max}/L_o). Le sable fin (216 μm) est représenté en noir, le sable moyen (525 μm), en bleu et les billes de verre (630 μm) en rouge.

La profondeur maximale est toujours proche du mur, généralement à une distance inférieure à $L/10$. Cela est en accord avec la théorie de Xie pour le transport sédimentaire de type dominant « *bedload* », avec une accumulation à $L/4$ et une fosse entre ce point et le mur. Les points situés sur l'axe des ordonnées ($x=0$) correspondent aux essais où l'affouillement maximal est observé directement au pied du mur. Les profondeurs d'affouillement importantes correspondent aussi à des distances du mur élevées. Cela est attribué à l'angle de repos des grains, limitant la pente de la fosse afin qu'elle demeure stable.

Six paramètres adimensionnels ont été retenus de la revue de littérature soit la pente, la cambrure de vague, la hauteur d'eau relative à la hauteur de vague (h_w/H_o), le nombre d'Iribarren et la hauteur d'eau relative à la longueur d'onde (h_w/L_o). Le diamètre relatif (d_{50}/H_o) est remplacé par le nombre de Dean, qui caractérise l'ensemble du système. L'influence de ces paramètres a été analysée sur l'affouillement final. La Figure 4.17 présente les effets de la pente initiale sur la profondeur d'affouillement finale.

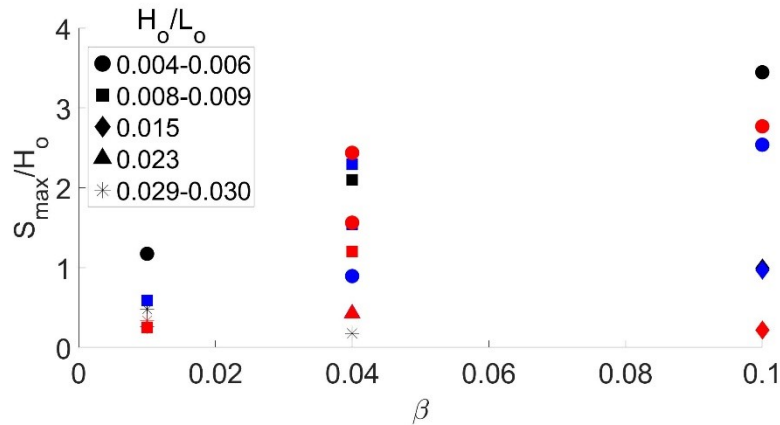


Figure 4.17 Affouillement maximal relatif (S_{max}/H_o) en fonction de la pente initiale du lit.
 Le sable fin (216 μm) est représenté en noir, le sable moyen (525 μm), en bleu et les billes de verre (630 μm) en rouge.

La profondeur d'affouillement augmente avec la pente initiale. Comme observé à la Figure 4.11, les vagues tendent à abaisser graduellement la pente du système. Un système initial avec une faible pente est donc plus près de son état stable et le volume de sédiments devant être déplacé pour atteindre cet équilibre est plus petit. Seules les relations de McDougal *et al.* (1996) et de Sutherland *et al.* (2008) utilise la pente comme paramètre pour prédire l'affouillement, celui-ci est toutefois mesuré au mur. La courbure de l'enveloppe maximale est similaire à celle observée dans nos résultats, cependant nos résultats sont considérablement supérieurs à ceux prédits par la relation de McDougal *et al.* (Figure 4.18).

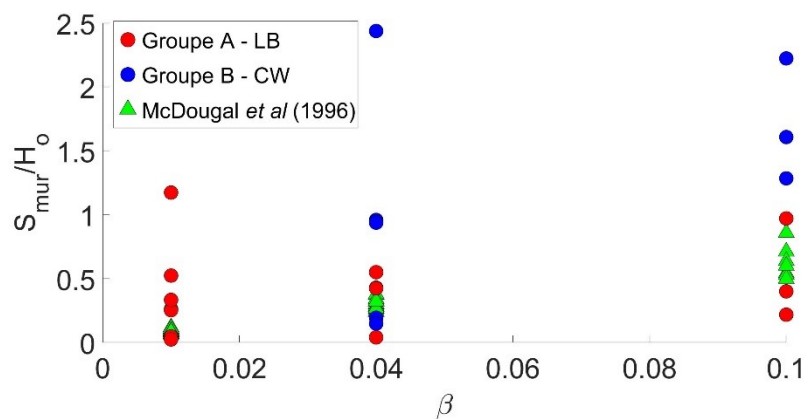


Figure 4.18 Affouillement au mur relatif (S_{mur}/H_o) en fonction de la pente initiale du lit comparé avec l'équation de McDougal *et al.* (1996)

Les essais en condition de *live-bed* sont mieux représentés, excepté pour pente de 1 : 10. Toutefois, l'étude de McDougal *et al.* (1996) est majoritairement numérique avec quelques données de validation provenant de l'étude Supertank. S'il s'agit d'une campagne de tests en très

grand canal, l'étude comporte peu d'essais sur le cas d'un mur côtier parfaitement vertical : les tests avec une pente d'environ 1 : 25 sont difficilement comparables. L'exposant appliqué à β (0,85) est adéquat. L'écart entre les données provient plutôt du paramètre H_o/d_{50} .

La cambrure (H_o/L_o) est le paramètre le plus utilisé pour caractériser les vagues. C'est pourquoi ce paramètre intervient dans plusieurs relations visant à prédire l'affouillement. La Figure 4.19 présente les effets de la cambrure sur la profondeur d'affouillement finale.

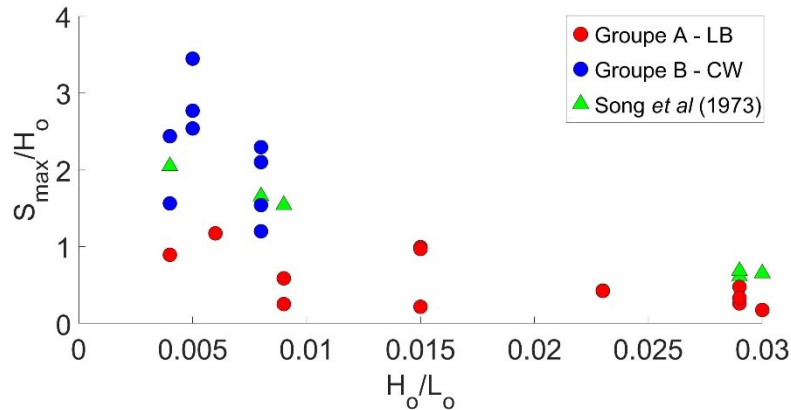


Figure 4.19 Affouillement maximal relatif (S_{max}/H_o) en fonction de la cambrure. La relation de Song *et al.* est présentée en vert.

Une diminution de l'affouillement final est observée avec une augmentation de la cambrure. Une cambrure importante est généralement accompagnée d'un déferlement de la vague qui favorise, si celui-ci a lieu avant le mur, la dissipation de l'énergie disponible pour mettre en mouvement les grains. McDougal *et al.* (1996), ainsi que Song *et al.* (1973) confirment aussi la diminution de l'affouillement avec une augmentation de la cambrure. Cette diminution est cependant moins prononcée (en vert à la Figure 4.19). L'application de la relation de Song et al représente bien la limite supérieure de l'affouillement des cas en *live-bed*. Par contre, le second paramètre de l'équation (27), la position relative du mur X_s est difficile à mesurer et n'est pas disponible pour tous les essais. Il est possible aussi de remarquer une nette dominance des cas de transport sédimentaire de type *live-bed* pour les cambrures élevées. Le phénomène de liquéfaction favorisant une mise en mouvement de l'ensemble du lit (et donc le type *live-bed*) et les vagues de tempêtes, avec une cambrure importante, tendent également à réduire les forces intergranulaires du lit (Whitehouse, 1998).

La hauteur d'eau au mur relative à la hauteur de vague est peu utilisée pour prédire l'affouillement. L'influence de ce paramètre sur l'affouillement final est présentée à la Figure 4.20.

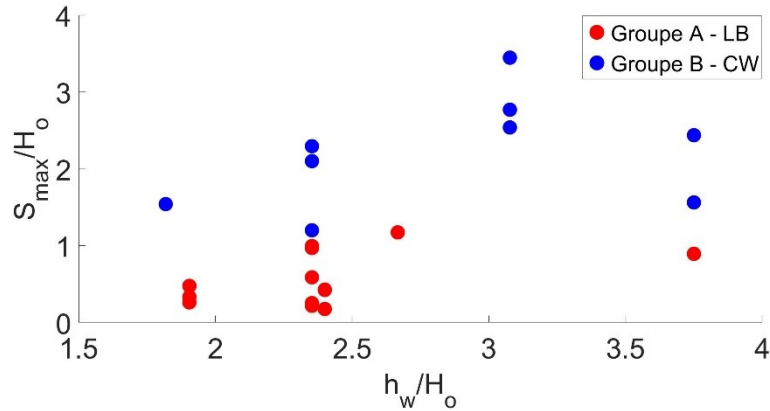


Figure 4.20 Affouillement maximal relatif (S_{max}/H_o) en fonction de la hauteur d'eau relative à la hauteur de vague (h_w/H_o).

Une délimitation nette est encore observée entre les deux mécanismes d'affouillement. Toutefois, les deux processus suivent la même évolution, avec une augmentation, puis une diminution. Le maximum est observé à $h_w/H_o \approx 3$. Une hauteur d'eau faible au pied du mur favorise le dépassement du seuil de déferlement $H_b/h_b < 0.78$. À l'inverse, une atténuation des vitesses est observée à travers la colonne d'eau d'où le point d'inflexion dans la courbe et une diminution de l'affouillement pour des hauteurs d'eau élevée au pied du mur.

La Figure 4.21 présente les effets du nombre de Dean sur la profondeur d'affouillement finale. Les différentes granulométries, ainsi que la cambrure sont représentées.

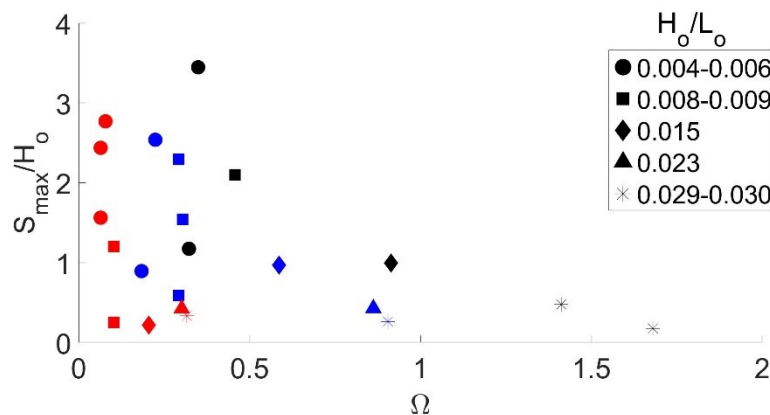


Figure 4.21 Affouillement maximal relatif (S_{max}/H_o) en fonction du nombre de Dean. Le sable fin (216 μm) est représenté en noir, le sable moyen (525 μm), en bleu et les billes de verre (630 μm) en rouge.

Une diminution de l'affouillement est aussi observée avec l'augmentation du diamètre médian. Une augmentation du diamètre (et par le fait même du critère de mobilité Shield) nécessite une vitesse plus élevée pour initier le mouvement des grains plus gros. Les essais couvrent une

gamme restreinte de classes de plage ; la majorité des essais présente un profil de plage de type réfléchitif ($\Omega \leq 1$). La profondeur d'affouillement maximale diminue avec l'augmentation du nombre de Dean. Une augmentation du nombre de Dean signifie que la plage s'approche de la classification dissipative, provoquant une diminution de l'énergie disponible pour la mise en mouvement. Ce type de plages présente aussi une zone de déferlement restreinte, concentrant l'énergie des vagues, ainsi qu'une prédominance de vagues déferlantes plongeantes. Le critère de déferlement Iribarren est analysé à la Figure 4.22.

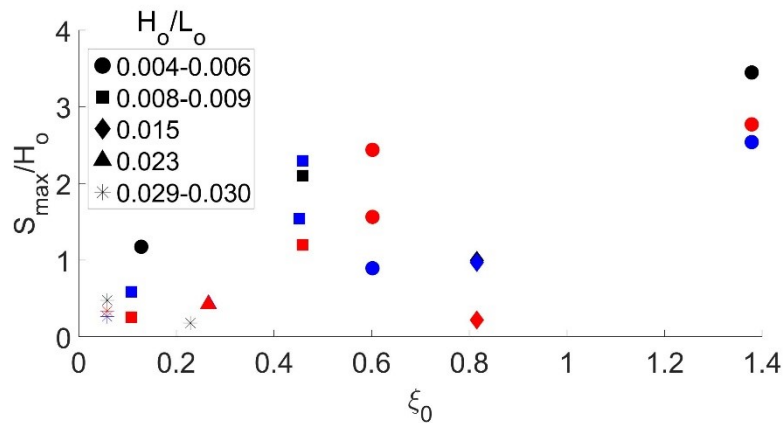


Figure 4.22 Affouillement maximal relatif (S_{max}/H_0) en fonction du nombre d'Iribarren.
Le sable fin (216 μm) est représenté en noir, le sable moyen (525 μm), en bleu et les billes de verre (630 μm) en rouge.

L'influence du déferlement sur l'affouillement est reconnue unanimement dans la littérature, puisqu'il s'agit d'un phénomène modifiant considérablement les vitesses et leur orientation, ainsi que l'énergie des vagues. Pour les trois campagnes, la profondeur d'affouillement ultime augmente avec le nombre d'Iribarren. Une valeur inférieure à 0,5 signifie une vague déferlante de type déversant. Alors qu'une valeur entre 0,5 et 3 dénote d'une vague plongeante, plus violente et entraînant un jet descendant important. Une minorité d'essais (9 essais) a montré des conditions de déferlement. Dans la majorité de nos essais, un train de vagues sans déferlement ou des conditions similaires au *standing wave* ont été observés. Toutefois, ce dernier est un état éphémère puisque la présence d'une plage ne permet pas une réflexion parfaite et constante. Les conditions de vagues initiales sont choisies pour qu'il n'y ait pas de déferlement et c'est ce qui est observé lors du premier train de vague. Toutefois, la présence du mur (surface très réfléchive) modifie la forme des vagues ainsi que leur amplitude. Un déferlement peut apparaître après quelques minutes. La distance du déferlement est évaluée par photos et vidéo dans les 25 premières minutes de l'essai. Presque tous les essais avec déferlement sont sous le seuil de $\xi_0 < 0,5$. Un système caractérisé par un faible ξ_0 (déversant) a tendance à déferler plus loin du mur.

Alors que la vague plongeante déferle plus proche de la rive (et du mur). La position du déferlement est aussi importante puisqu'un déferlement au large n'entraîne pas le même stress au pied du mur qu'un déferlement sur celui-ci.

La relation entre l'affouillement et la hauteur d'eau au mur relative à la longueur d'onde (h_w/L_o) est présentée à la Figure 4.23. Puisque la relation établit par Pearce *et al.* (2007) utilise la profondeur mesurée au mur, cette variable a aussi été retenue pour notre analyse.

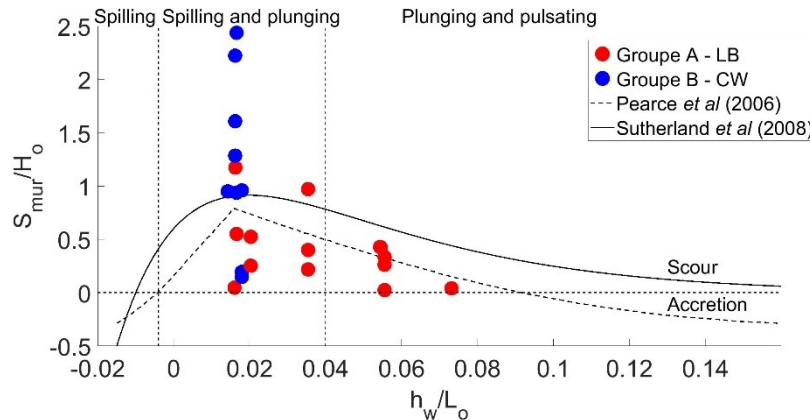


Figure 4.23 Affouillement au mur relatif (S_{mur}/H_o) en fonction de la profondeur d'eau relative à la longueur d'onde (en Rouge : *live-bed*, en bleu : *clear-water*). L'équation empirique de Pearce *et al.* (2006) est présentée en noir.

L'équation de Pearce *et al.* (2007) prédit une accrétion pour des valeurs négatives ainsi que des valeurs élevées de h_w/L_o . La campagne expérimentale a aussi permis d'observer des cas avec un gain net de sédiment au pied du mur (Tableau 4.1). Seuls les essais avec affouillement ont été retenus pour une analyse approfondie. Selon les équations de Pearce et de Sutherland, l'affouillement est maximal à environ $h_w/L_o=0,016$, puis diminue. Les profondeurs d'affouillement maximales ont aussi été observées à ce seuil. Toutefois, un seul essai a été réalisé sous ce seuil ($h_w/L_o = 0,014$). Il est donc difficilement possible de valider la partie gauche des courbes et par conséquent l'augmentation de l'affouillement avec le ratio h_w/L_o . Il est à noter que le domaine d'application est limité à $-0,011 \leq h_w/L_o \leq 0,045$ et $0,015 \leq H_o/L_o \leq 0,040$ et plusieurs de nos essais se situent hors de ces limites.

Certains essais sont nettement supérieurs à l'enveloppe. Plusieurs facteurs peuvent expliquer les différences. D'abord une partie des données utilisées pour caler la courbe provient d'études en conditions de *live-bed* (Xie) : les essais identifiés comme *live-bed* sont ainsi bien représentés. Le deuxième facteur à prendre en considération est le régime de vagues. En effet, l'utilisation de vagues régulières tend à surestimer de 15 % l'affouillement final. Le comportement en condition

de *clear-water* est plus difficile à évaluer avec la variable adimensionnelle h_w/L_o , puisque l'ensemble des essais identifiés se situe à l'alentour de 0,016.

4.1.3 Analyse des vitesses

L'application de la PLIF a permis de mesurer le champ de vitesse à proximité de l'ouvrage. Compte tenu du chevauchement permettant une acquisition en stéréo, la fenêtre finale après les opérations de post-traitement, couvre jusqu'à 13 cm du mur. Un total de 16 jeux de données sont satisfaisants sur les 22 essais avec affouillement. Les essais sans affouillement ou sans transport sédimentaire visible ont généralement été arrêtés après 1 h. Six autres essais avec affouillement sont incomplets ou de qualité insatisfaisante. Cela s'explique majoritairement par des problèmes d'acquisition ou d'ensemencement par les traceurs fluorescents. Un mauvais positionnement ou une mauvaise calibration des caméras a été remarqué en cours des essais ou après les essais de la première série sur le sable fin. Des correctifs ont dû être apportés au cours des essais pour améliorer ce point. En outre, il est plus complexe d'obtenir un ensemencement uniforme avec le caractère oscillatoire des vagues. L'ensemencement a donc été augmenté pour les séries d'essais subséquentes. Enfin, le type de sédiments a aussi une influence non négligeable. Les grains de sable fins sont davantage mis en suspension à proximité du fond et du mur, ce qui bloque partiellement le faisceau du laser et réduit l'intensité lumineuse dans les zones de turbulence. Les billes de verre, par leur propriété optique, laissent passer la lumière et permettent de mieux discerner les traceurs sur l'ensemble du champ.

La Figure 4.24 présente le champ de vitesse 2D obtenu pour l'essai GB4 (H, T, h, β) en début d'essai (0 h), avant l'apparition des rides. Différentes séquences avant et après l'impact sur le mur sont présentées.

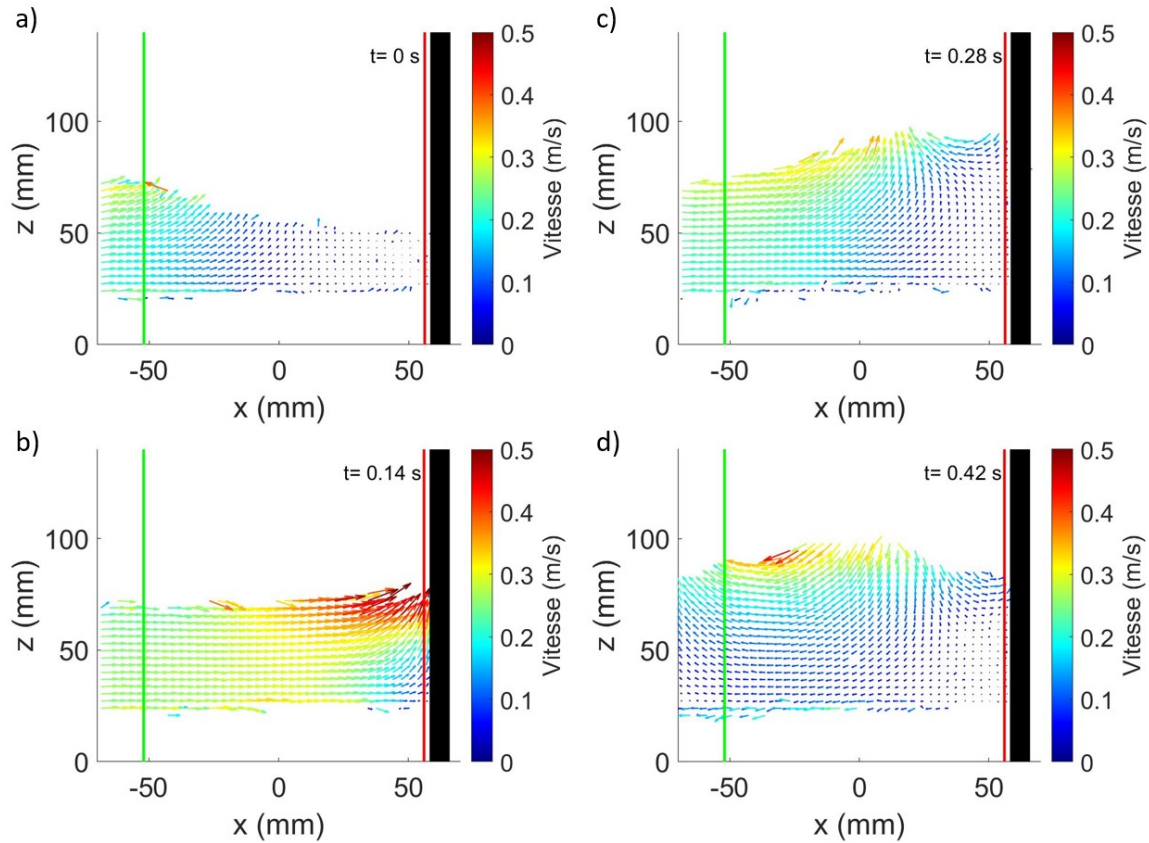


Figure 4.24 Champs de vitesse obtenus par PIV-PLIF pour l'essai GB4, en début d'essais (0 h).

En a), alors que la vague se dirige vers le mur, la hauteur d'eau au mur diminue. L'eau est entraînée vers le large et un courant de retour est formé. Puis, lors de l'impact, un jet ascendant est formé (Figure 4.24b). La zone au pied du mur est déstabilisée, avec des sédiments mis en suspension. Les Figures 4.25c et 4.25d présentent les dernières phases de l'impact avec la réflexion de la vague par le mur, un jet descendant le long du mur et un mouvement global vers le large. Des profils de vitesses ont été évalués à différentes distances du mur, soit $x=11.4$ cm (ligne verte sur la Figure 4.24) et à proximité du mur $x=0.5$ cm (ligne rouge). La Figure 4.25 présente ces profils.

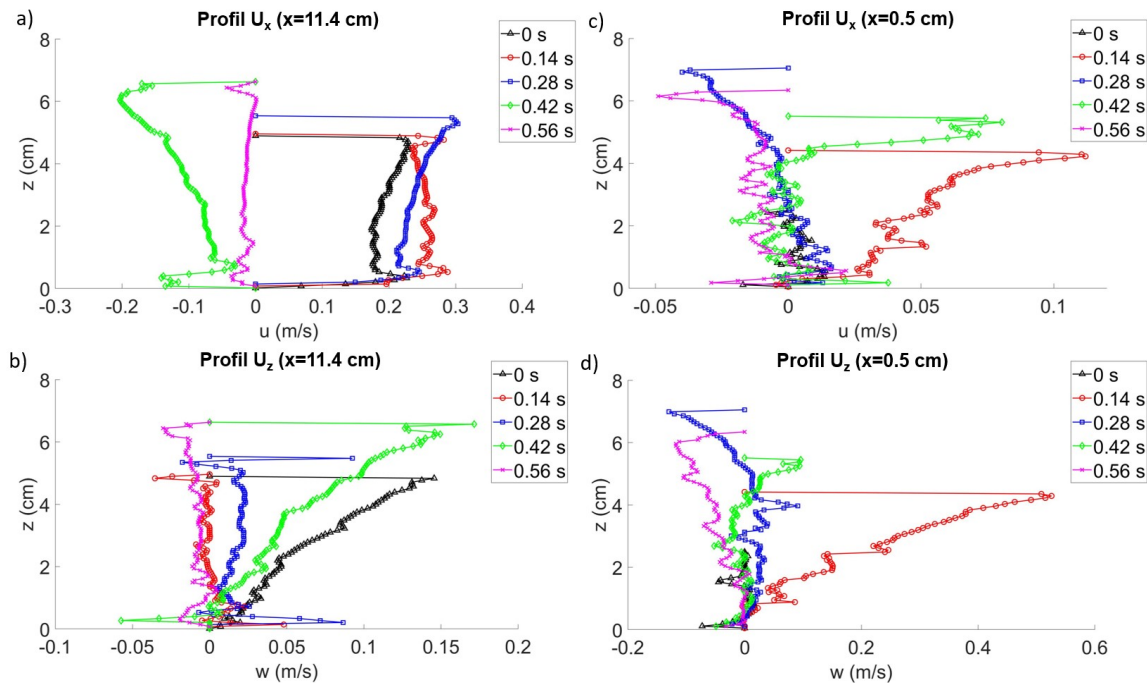


Figure 4.25 Profils de vitesse horizontale et verticale obtenus par PIV-PLIF pour l'essai GB4, en début d'essais (0 h) à $x=11.4$ cm (a et b) et $x=0.5$ cm (c et d).

Le profil loin du mur ($x=11.4$ cm) respecte qualitativement la théorie linéaire de Stokes en eau profonde. L'effet local du lit est facilement observable sur le profil de vitesse verticale. Une transformation des profils est observée alors que la vague se propage vers le mur. Loin du mur, la composante de vitesse prédominante est la vitesse horizontale. Toutefois, la présence d'un obstacle (le mur) force une redirection de la masse d'eau incidente. Les vitesses horizontales diminuent (Fig 4.26a et Fig 4.26c) et les vitesses verticales augmentent (Fig 4.26b et Fig 4.26d), alors que la vague est redirigée en un jet ascendant.

Les Figures 4.26c et 4.26d montrent aussi l'inversion du profil entre l'impact de la vague ($t=0.14$ s) et la vague réfléchi ($t=0.28$ s). Le sens de l'écoulement varie aussi dans la colonne d'eau à certains moments de l'impact ($t=0.28$ s et $t=0.42$ s), où les vitesses horizontales en surface et au fond sont de directions opposées. Cela est expliqué par la turbulence générée à proximité du point triple et la rémanence de la vague précédente par les effets de couche limite. Pour $t=0.28$ s, cet effet se propage jusqu'à 5 cm du mur, où le profil redevient unidirectionnel (Figure 4.26).

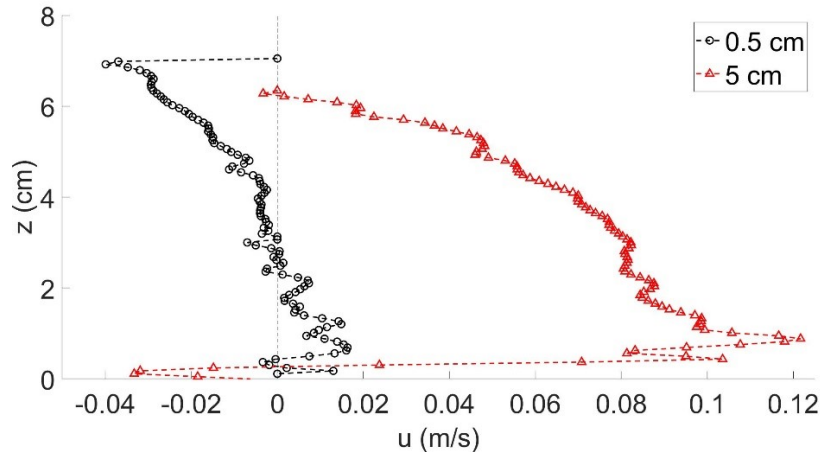


Figure 4.26 Profil vertical des vitesses horizontales u à 0,5 cm du mur (noir) et 5 cm du mur (rouge).

Aux Figures 4.26 et 4.27, une augmentation locale de la vitesse est observée à proximité du lit. Les conditions (fréquence et durée) des acquisitions relient ces quantités à leurs valeurs instantanées : une analyse à plus haute fréquence (possible pour les instruments disponibles depuis l'été 2021) et sur une plus longue série chronologique permettrait de réaliser une moyenne sur la phase de l'onde et une étude plus poussée sur les valeurs moyennes. Néanmoins, la valeur maximale instantanée des composantes de vitesse verticale et horizontale a été extraite des profils pour chaque acquisition. Deux indicateurs ont été retenus pour l'analyse : la vitesse ascendante au mur ($U_{z,mur}$) et la vitesse d'approche moyennée au large ($x=11.4$ cm) suivant l'équation (51). Les vitesses sont présentées à l'Annexe IV.

$$\langle u \rangle_z = \frac{1}{h} \int_0^h u(z) dz \quad (51)$$

La vitesse maximale est obtenue pour chaque acquisition (0, 30, 60 et 180 min). Seulement la vitesse maximale au départ, à la fin et pour l'ensemble de l'essai a été retenue pour l'analyse, puisqu'il est difficile d'obtenir la vague maximale sur les acquisitions. La comparaison quantitative des essais est complexe puisque l'échelle de temps du processus d'affouillement est différente entre les essais, en particulier les groupes A et B. Les essais ne sont donc pas tous à la même maturité de rides, d'où l'utilisation des données avant la formation de rides (0 h) et après l'atteinte du plateau (3 h).

Le calcul de la vitesse ascendante maximale au mur ($x=0.5$ cm) se fait avec l'évaluation des 5 derniers vecteurs non nuls. La détection automatique de l'interface eau-air et eau-sédiment a été nettement améliorée avec l'utilisation de la méthode de PIV-PLIF et l'amélioration de l'installation expérimentale, mais il arrive que l'étape de post-traitement ne retire pas tous les vecteurs

aberrants, ce qui justifie l'utilisation des 5 derniers vecteurs. Dans la continuité de l'analyse adimensionnelle présentée dans les sous-sections précédentes, les vitesses sont divisées par la vitesse de phase (C) correspondant au ratio ω/k .

La campagne d'essais avec les billes de verres est utilisée pour comparer l'influence des paramètres hydrodynamiques sur la vitesse ascendante au mur. Cette campagne a été sélectionnée pour la qualité des données pour l'ensemble des essais. Les Figures 4.28a et 4.28b présentent respectivement les vitesses ascendantes maximales au mur en fonction de la cambrure H_o/L_o et la hauteur d'eau relative au mur h_w/L .

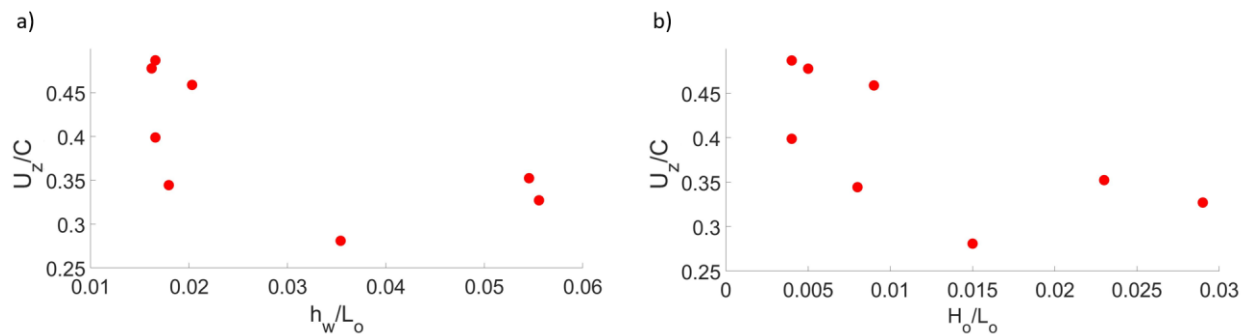


Figure 4.27 Vitesse ascendante relative en fonction de a) la cambrure (H_o/L_o) et b) la hauteur d'eau au mur relative à la longueur d'onde (h_w/L_o) pour les essais avec des billes de verre

La vitesse relative U_z/C diminue avec l'augmentation de H_o/L_o et de h_w/L_o . Une vague avec une cambrure plus élevée a tendance à déferler juste avant le mur, entraînant une dissipation de l'énergie et un jet ascendant moindre, une partie étant redirigée vers le bas lors du déferlement de la crête. La vitesse du jet diminue avec l'augmentation de h_w/L_o . Cette diminution de vitesse se traduit par une diminution du transport sédimentaire et de l'érosion, observable aux Figures 4.20 et 4.24. L'affouillement maximal relatif (S_{max}/H_o) augmente avec la vitesse ascendante maximale (Figure 4.28).

L'affouillement maximal augmente avec la vitesse, moyennée sur la profondeur, ascendante relative à la vitesse de phase (U_z/C). La grande dispersion des résultats présentés par la figure 4.29 reflète la grande variabilité des impacts de vagues d'une part et la grande non-linéarité des processus sur le mur d'autre part. Une grande valeur de vitesse relative signifie une grande contrainte de cisaillement et une augmentation du transport sédimentaire. L'augmentation de la vitesse du jet ascendant entraîne aussi une aspiration importante des grains au pied du mur, réduisant les forces intergranulaires dans le lit et favorisant le phénomène de liquéfaction.

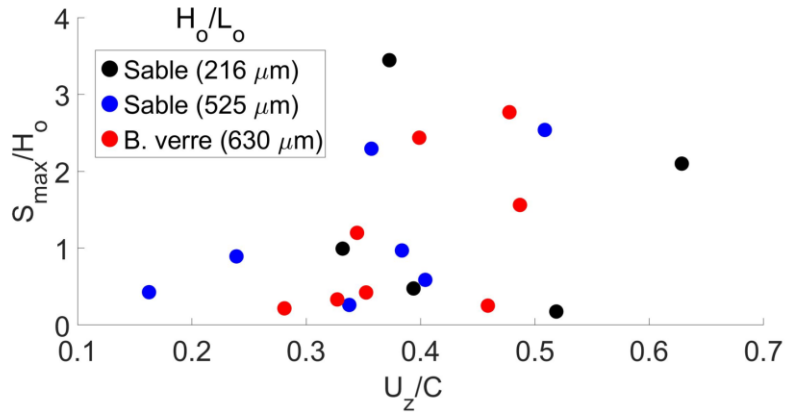


Figure 4.28 Profondeur d'affouillement relative selon la vitesse ascendante maximale au mur lors de l'impact.

Le sable fin (216 μm) est représenté en noir, le sable moyen (525 μm), en bleu et les billes de verre (630 μm) en rouge.

La vitesse d'approche moyennée au large ($x=11,4$ cm) et la vitesse ascendante au mur sont évaluées en fonction de la cambrure des vagues ainsi que le processus d'affouillement associé.

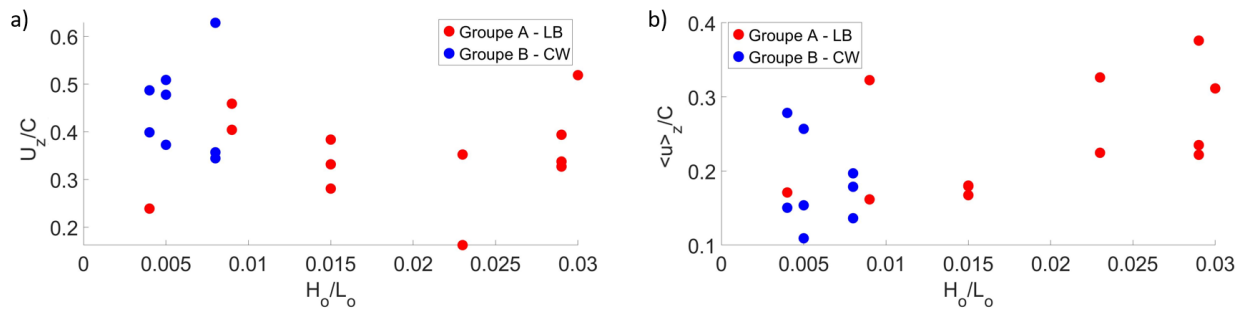


Figure 4.29 a) Vitesse horizontale moyennée à $x=11,4$ cm et b) vitesse verticale maximale au mur, classée selon le processus d'affouillement (Rouge : *live-bed*, bleu : *clear-water*)

La vitesse horizontale, moyennée sur la profondeur, augmente avec la cambrure alors que la vitesse ascendante diminue, atteignant son minimum à $H_0/L_0=0.022$. Une légère augmentation est observée au-dessus de ce seuil. La vitesse horizontale pour le type *clear-water* est plus faible (Fig 4.30a). Symétriquement, de fortes redirections verticales sont observées, avec une vitesse ascendante plus élevée et une vitesse horizontale moindre : cette tendance est effectivement attendue par la loi de conservation de masse. Une augmentation locale de la vitesse est observée, induisant une mise en mouvement des grains au pied de l'ouvrage, alors que lit demeure immobile plus loin du mur. Les essais associés au *live-bed* présentent une vitesse plus élevée, mais sur l'ensemble du lit, d'où un mouvement généralisé des grains et un développement plus rapide.

Les équations de la théorie des vagues de Stokes ont été comparées aux données expérimentales et malgré l'utilisation des ordres supérieurs, ces théories ont échoué dans leur prédiction des champs de vitesses lors des affouillements sur un mur côtier. En effet, la proximité de l'ouvrage et la pente modifient la cambrure des vagues et introduisent des composantes non linéaires traduisant les processus hydrodynamiques complexes en zone de proche paroi. Les phénomènes de turbulence, de déphasage et de rémanence de la vague précédente ne sont absolument pas prédits par la théorie de Stokes. Bien qu'elle soit appliquée dans la majorité des études, cette théorie reste très imprécise et inadéquate pour représenter la mécanique des vagues sur la zone d'étude.

La PIV-PLIF permet une bonne mesure des vitesses à proximité du mur. Toutefois, des améliorations dans l'acquisition des données doivent être apportées pour approfondir l'analyse. Avec la configuration actuelle et une fréquence d'acquisition de 7 Hz, il est difficile d'enregistrer précisément le moment de l'impact ou de réaliser des moyennes de phases limitant l'analyse quantitative. Une durée d'acquisition plus longue et l'utilisation de la nouvelle PIV rapide permettront dans le futur de s'affranchir de ces limitations.

4.1.4 Décomposition harmonique

La présence d'obstacles, soit la plage et le mur, induit des phénomènes non linéaires et la méthode de décomposition est requise afin de bien caractériser le système hydrodynamique. La méthode de décomposition de Lin et Huang s'est avérée plus complexe à mettre en application. Les données disponibles sont encourageantes et la méthode de décomposition permet d'accéder directement aux coefficients de toutes les composantes d'onde. À titre d'exemple, les composantes harmoniques de l'essai 216_3 sont présentées à la Figure 4.30.

Il est possible d'observer une augmentation des composantes non-linéaires avec la déformation de la plage. Toutefois, la méthode est très sensible aux sondes utilisées, à leur position ainsi que la durée d'acquisition. Cette sensibilité apporte une variabilité dans les résultats, du même ordre que les résultats. Ne permettant pas de déceler avec confiance une évolution prononcée de chaque coefficient avec l'affouillement, nous avons restreint l'utilisation de cette méthode pour l'analyse des coefficients de réflexion d'ordre 1 (linéaire) et 2 (non linéaire).

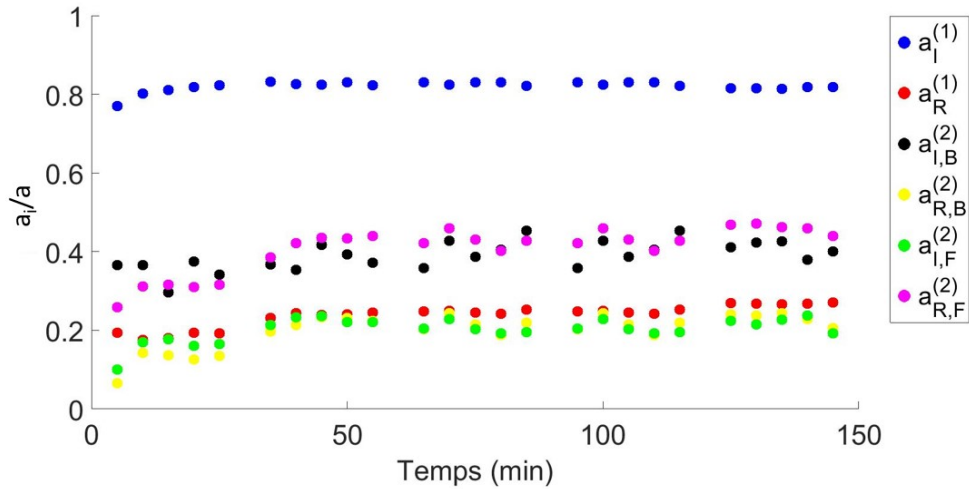


Figure 4.30 Évolution des composantes d'onde pour l'essai 216_3

Un total de 15 essais a été utilisé pour cette analyse de coefficients de réflexion, linéaire ou non. En effet, les études antérieures ont mis en évidence de forts écarts entre les coefficients à l'ordre 1 ou 2, d'où l'intérêt d'évaluer les ordres supérieurs. Le coefficient de réflexion d'ordre 2 $K_R^{(2)}$ est toujours supérieur à celui d'ordre 1 $K_R^{(1)}$. Pour certains de nos essais, l'écart est de plus de 40 %. Deux types d'évolution temporelle ont été observés ; une diminution conjointe de $K_R^{(1)}$ et $K_R^{(2)}$ (Fig 4.31a) et une augmentation des coefficients de réflexion (Fig 4.31b).

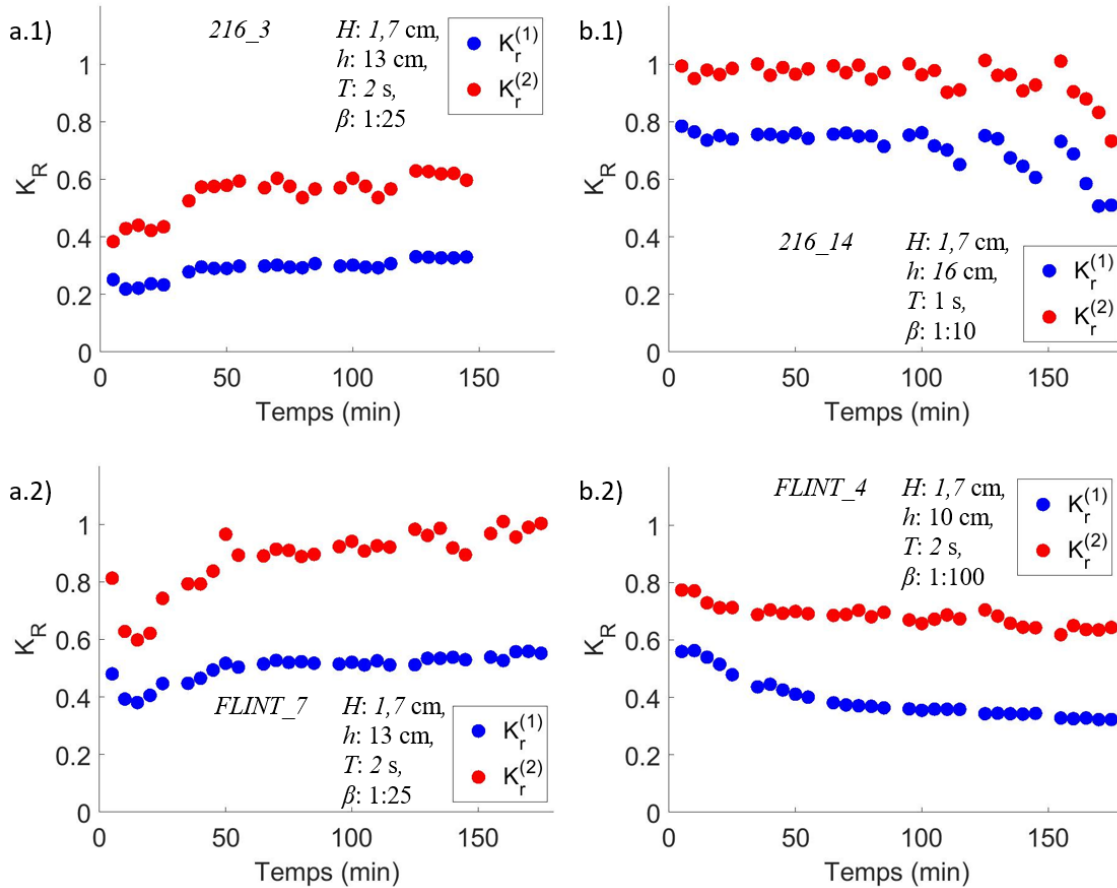


Figure 4.31 Deux types d'évolution des coefficients de réflexions : a) une augmentation de $K_R^{(1)}$ et $K_R^{(2)}$, b) une diminution de $K_R^{(1)}$ et $K_R^{(2)}$.

Le type 2 domine avec dix essais alors que les coefficients de réflexion augmentent pour cinq essais. Aussi, la réflexion est rarement totale au début de l'essai ($K_R=1$) : la présence d'une plage entraînant une dissipation des vagues explique une valeur de coefficient de réflexion inférieur à 1. La taille des grains influence également le coefficient initial, avec des valeurs plus élevées observées pour les sédiments les plus grossiers.

4.2 Nouveaux concepts de murs pour réduire l'érosion

Cette section présente les résultats de la campagne 5 portant sur les alternatives au mur vertical traditionnel, ainsi que la campagne 3 à des fins de comparaison. Différentes géométries de mur ont été testées en canal à houle afin de réduire l'érosion. Les mêmes conditions hydrodynamiques et sédimentaires ont été répétées pour les différents murs. L'équivalence des essais est présentée au Tableau 4.4 et les résultats des essais de la campagne 5 au Tableau 4.5.

Tableau 4.4 Équivalence des essais de la campagne 5

Vertical lisse	Rugueux	Défecteur	Cylindrique	Palplanche	Conditions (H, T, h, β)
GB_2	RUG_1	DEF_1			(1,3 cm, 2 s, 16 cm, 1 : 10)
GB_3	RUG_2	DEF_2	CYL_2	SP_2	(2,5 cm, 1 s, 15 cm, 1 : 25)
GB_7	RUG_3		CYL_3		(1,6 cm, 3 s, 15 cm, 1 : 25)
GB_8	RUG_4	DEF_4	CYL_4	SP_4	(1,7 cm, 2 s, 10 cm, 1 : 100)
GB_1		DEF_3	CYL_1	SP_1	(1,7 cm, 1 s, 16 cm, 1 : 10)

Tableau 4.5 Résultats et analyse adimensionnelle des essais (campagne 5)

Essai	ξ_0	Ω	H_0/L_0	h_w/H_0	h_w/L_0	S_{mur}/H_0	S_{max}/H_0	X_{smax}/L_0	B/L_0
Mur rugueux, billes de verre (630 μm)									
RUG_1a	1,378	0,078	0,005	3,077	0,016	0,69	1,09	0,02	0,15
RUG_1b	1,378	0,078	0,005	3,077	0,016	1,69	2,46	0,00	0,13
RUG_2	0,265	0,301	0,023	2,400	0,055	-0,17	n.d.*		
RUG_3	0,602	0,064	0,004	3,750	0,017	0,44	1,63	0,01	0,07
RUG_4	0,108	0,102	0,009	2,353	0,020	0,04	0,06	0,00	0,01
Mur avec déflecteur, billes de verre (630 μm)									
DEF_4	0,108	0,102	0,009	2,353	0,020	n.d.*	n.d.*		
DEF_2	0,265	0,301	0,023	2,400	0,055	0,24	0,24	0,00	0,01
DEF_1	1,378	0,078	0,005	3,077	0,016	2,29	2,93	0,04	0,17
DEF_3	0,815	0,205	0,015	2,353	0,035	0,43	0,43	0,00	0,01
Mur cylindrique, billes de verre (630 μm)									
CYL_1	0,815	0,205	0,015	2,353	0,035	-0,02	n.d.*		
CYL_2	0,265	0,301	0,023	2,400	0,055	0,40	0,40	0,00	0,02
CYL_3	0,602	0,064	0,004	3,750	0,017	2,43	2,43	0,00	0,07
CYL_4	0,108	0,102	0,009	2,353	0,020	0,12	0,12	0,00	0,01
Mur palplanche, billes de verre (630 μm)									
SP_4	0,108	0,102	0,009	2,353	0,020	-0,43	n.d.*		
SP_2	0,265	0,301	0,023	2,400	0,055	0,23	0,23	0,00	0,02
SP_1	0,815	0,205	0,015	2,353	0,035	0,41	0,47	0,02	0,03

4.2.1 Évolution temporelle

L'influence de la géométrie des murs sur le développement temporel de l'affouillement est d'abord étudiée. La Figure 4.32 présente l'évolution temporelle de l'affouillement maximal selon le nombre de vagues. Les cinq séries d'essais sont ici présentées, avec en noir le mur lisse, en rouge le mur rugueux, en bleu le mur avec déflecteur, en vert le mur cylindrique et en rose le mur palplanche.

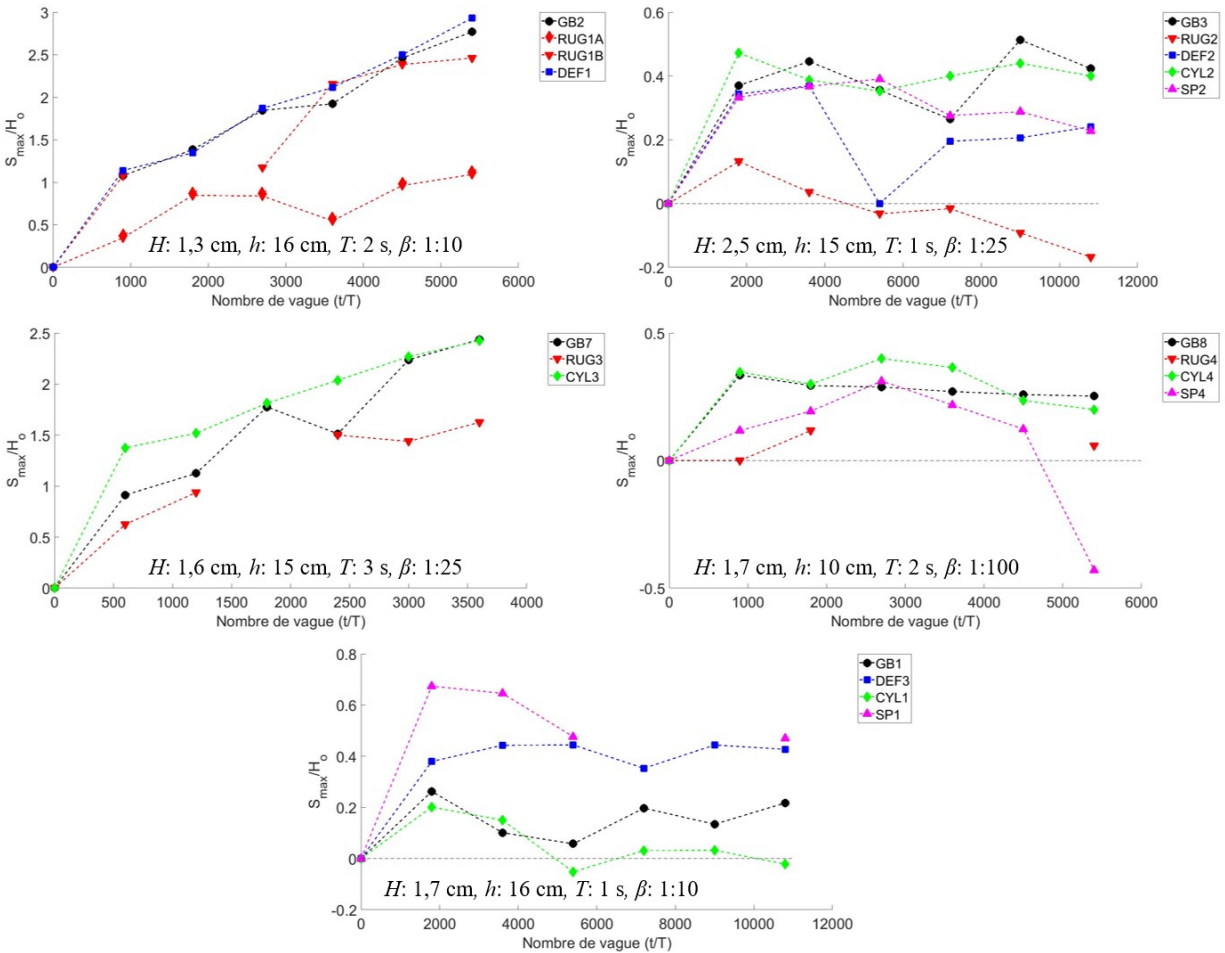


Figure 4.32 Évolution de l'affouillement maximal relatif avec le nombre de vagues, pour différentes géométries de mur ; mur vertical lisse (noir), rugueux (rouge), avec déflecteur (bleu), cylindrique (vert) et palplanche (rose)

L'essai RUG_1A montre une réduction considérable de l'affouillement, par contre la position du mur était différente des autres murs suite à une erreur de manipulation. L'essai a donc été reproduit (RUG_1B). Le mur étant plus reculé sur la plage pour l'essai RUG_1A, les vagues déferlent avant le mur, dissipant l'énergie. L'effet est aussi visible dans le profil final (Figure 4.33) où la forme du profil est très différente des essais RUG_1B, GB_2 et DEF_1. L'essai RUG_1B est donc retenu à des fins de comparaison avec les essais GB_2 et DEF_1. Pour les essais avec un mur rugueux, le développement temporel est plus lent.

Pour que le mur avec déflecteur influence l'écoulement, les vagues doivent atteindre le déflecteur. L'effet de ce dernier est donc très limité dans nos conditions de vagues qui ont été choisies pour éviter les éclaboussures sur l'électronique de nos capteurs. L'essai DEF_4 est exclu de l'analyse puisque les vagues n'atteignaient pas le déflecteur, d'où l'arrêt prématuré de l'essai. L'analyse pourrait être poussée plus loin avec une hauteur de déflecteur variable. Les essais n'ont toutefois

pas démontré d'amélioration notable sur la profondeur d'affouillement. Seul l'essai DEF_2 a montré une très légère diminution de l'affouillement : cette dernière reste peu significative compte tenu des erreurs de mesures. L'effet sur le transport sédimentaire du retour du jet ascendant apparaît négligeable par rapport au jet descendant.

Le développement temporel de la fosse d'affouillement est similaire pour les murs lisses, cylindriques et palplanches. De façon globale, la vitesse de développement est similaire et tend vers un équilibre, mais localement, des oscillations sont observées au point de mesure. Ces « pics » sont dus au caractère 3D des rides. La principale différence observée par rapport aux campagnes 1 à 3 est une plus grande variabilité temporelle dans l'affouillement au mur.

4.2.2 Affouillement final

Les profils finaux ont été comparés pour chaque série sur différentes géométries de mur. Ceux-ci sont présentés à la Figure 4.33, avec en noir le mur lisse, en rouge le mur rugueux, en bleu le mur avec déflecteur, en vert le mur cylindrique et en rose le mur palplanche.

La forme des profils finaux est similaire pour les différents murs, excepté le mur rugueux qui démontre un patron d'érosion différent (RUG_2, RUG_3 et RUG_4) et un affouillement fortement réduit à proximité du mur. La série 4 semble être plus sensible à la géométrie des murs. En effet, les autres séries montrent un profil très similaire, mais avec un décalage plus ou moins important des rides, alors que l'enchaînement des rides pour la série 4 est très différent entre les différents murs. Le mur avec déflecteur est celui démontrant le moins de différence avec le mur lisse. L'effet du déflecteur paraît très localisé au pied du mur, alors que le reste du profil change très peu. L'effet du déflecteur est limité à une gamme restreinte de vagues, soit la plus grande. Toutefois, des contraintes techniques avec les appareils de mesure complexe exigent de limiter les éclaboussures et par le fait même la hauteur de vagues maximales permises. Le mur de style palplanche avec des sections en trapèze entraîne des redirections plus brusques qu'avec le mur cylindrique, visuellement observé par des éclaboussures plus importantes lors des impacts de vagues. Toutefois, cela n'a pas d'influence sur le profil d'affouillement, les profils étant très similaires.

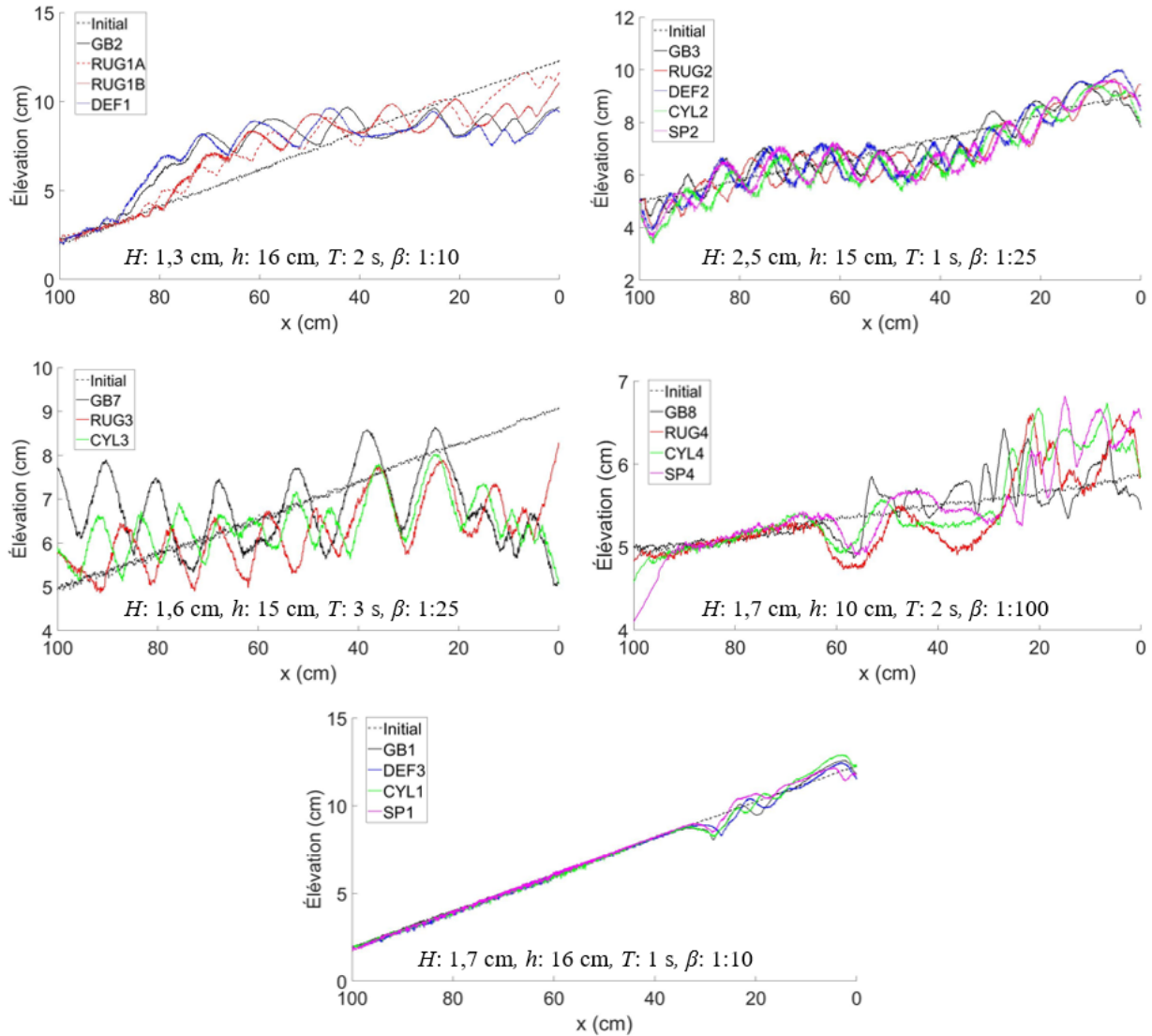


Figure 4.33 Profils de plage finaux avec différentes géométries de mur ; mur vertical lisse (noir), rugueux (rouge), avec déflecteur (bleu), cylindrique (vert) et palplanche (rose)

4.2.3 Analyse des vitesses

Pour les raisons énoncées précédemment, l'accès aux mesures de vitesse sur le mur est rendu difficile pour les géométries 3D testées : ces dernières tendent à rendre l'écoulement 3D pour lequel il est nécessaire de déplacer le dispositif PIV (la nappe laser et les caméras en particulier) au cours des essais ou encore à exacerber les problèmes de réflexion du laser. Par conséquent, les résultats de la stéréo-PIV (champs de vitesse 3D) sont à considérer avec précaution. Les résultats de vitesse transversale (composante y, dans la direction de la largeur du canal) sont présentés en valeur moyenne de la déviation quadratique, RMSD. Ce paramètre est utilisé pour

évaluer l'écart de la composante 3D avec un cas purement 2D ($U_y=0$). Les résultats de cette analyse sont présentés à la Figure 4.34.

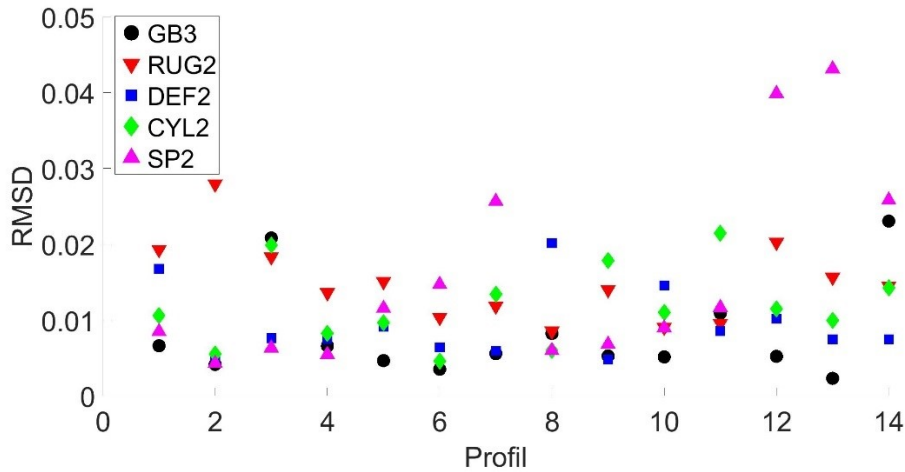


Figure 4.34 Racine de l'écart quadratique moyen de la composante 3D de l'écoulement (U_y) pour les différentes géométries de mur. ; mur vertical lisse (noir), rugueux (rouge), avec déflecteur (bleu), cylindrique (vert) et palplanche (rose)

Pour l'ensemble des essais, les redirections latérales sont assez faibles comparativement aux vitesses selon x et z. L'essai GB_3, avec un mur vertical lisse, est celui où la composante U_y est la plus faible, excepté pour les profils #5 et #14 qui sont immédiatement après l'impact de la vague. Le mur (lisse) avec déflecteur présente aussi de très faibles valeurs de composante latérale, la redirection étant majoritairement verticale. Les trois autres murs : SP, CYL et RUG présentent les plus grands écarts RMSD corroborant ainsi la redirection transversale, donc la tridimensionnalité de l'écoulement.

4.2.4 Décomposition harmonique

Pour les raisons énoncées au 4.1.4, l'analyse est restreinte aux coefficients de réflexion de premier et de deuxième ordre (Figure 4.35) pour les différentes géométries de mur.

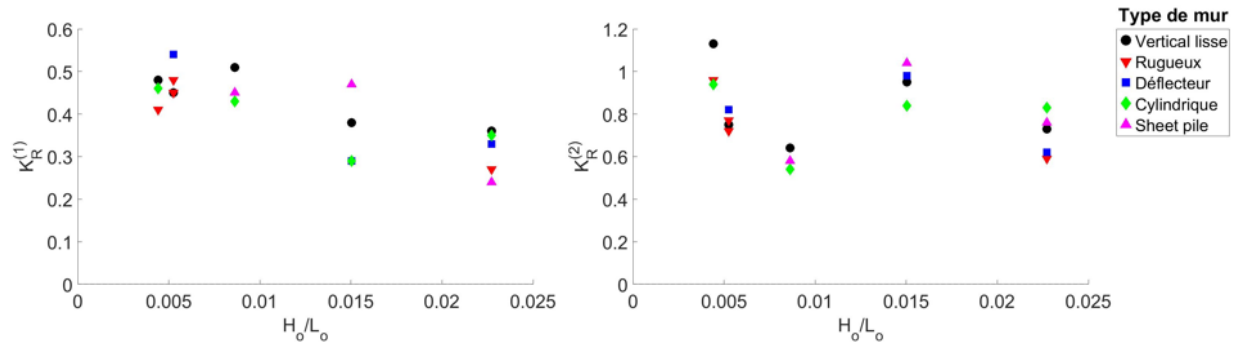


Figure 4.35 Effet des géométries de mur sur les coefficients de réflexion de premier et de deuxième ordre ; mur vertical lisse (noir), rugueux (rouge), avec déflecteur (bleu), cylindrique (vert) et palplanche (rose)

Les coefficients non linéaire $K_R^{(2)}$ sont supérieurs aux coefficients $K_R^{(1)}$. Globalement les coefficients de réflexion diminuent avec la rugosité de la paroi ou les formes géométriques 3D. Dans le premier cas, le frottement sur les macro-rugosités du mur est responsable d'une dissipation ajoutée sur les vagues. Dans le second cas, la redistribution des vitesses dans la direction latérale réduit l'onde réfléchie, donc contribue à une diminution du coefficient de réflexion tel que mesuré par la méthode à quatre sondes. Ceci est observé sur plusieurs essais avec les murs cylindriques et *sheet-pile*, lesquels montrent une diminution de $K_R^{(1)}$ avec une augmentation de $K_R^{(2)}$, découlant d'une augmentation des phénomènes non linéaires. Il s'agit d'ailleurs des essais avec la plus grande composante latérale U_y (Figure 4.34).

5 CONCLUSION

L'objectif principal du projet était d'améliorer les connaissances des processus physiques sur l'affouillement en tant que mécanisme de dégradation des murs. Une étude expérimentale a été montée et menée à terme dans le petit canal à houle du laboratoire CT-Scan. Une méthodologie a été développée, utilisant une instrumentation non intrusive, à haute résolution.

L'échodoppler a permis de mesurer l'élévation de la plage et de reconstruire des profils 2D dans l'axe central du canal. La majorité des essais présentent un affouillement initial rapide, puis une stabilisation, suivant une exponentielle négative. La règle du pouce ('*rule of thumb*', Fowler, 1992) a été comparée avec ces essais, mettant en lumière des écarts importants et l'imprécision de cette règle. Deux groupes distincts ont été identifiés, soit un développement de la fosse rapide, avec une faible profondeur (*live-bed*) et un affouillement plus lent avec une fosse importante (*clear-water*).

Une renormalisation est proposée à travers deux paramètres : ζ pour la profondeur d'affouillement finale et δ pour la vitesse de développement (ici, le nombre de vagues). Ces paramètres permettent de voir les écarts avec la règle du pouce. Le paramètre ζ s'avère pertinent pour corriger les cas où la règle du pouce n'est pas applicable. Une augmentation de ce paramètre (et des déviations avec la règle du pouce) a été observée avec une diminution de la cambrure de vague (H_o/L_o), du nombre de Dean (Ω) et de la hauteur d'eau au mur relative à la longueur d'onde (h_w/L_o). Une augmentation est aussi observée avec le nombre d'Iribarren (ξ_o). Les écarts sont donc dominants en cas de faible forçage hydrodynamique. Le paramètre ζ est aussi un indicateur du régime ; une valeur inférieure à l'unité signifiant un processus d'affouillement du type *live-bed* alors qu'une valeur supérieure à l'unité dénote d'un régime *clear-water*. Nous avons précédemment identifié un manque dans la littérature sur la constante de temps, mais malgré nos efforts, les campagnes expérimentales n'ont pas permis de déterminer ses paramètres de contrôle. À la lumière de nos résultats et par comparaison avec les données issues de la littérature, il semblerait que la constante de temps est un paramètre intrinsèque aux expérimentations en canal, égale à une valeur entre 6000 et 7500 vagues : des développements supplémentaires, de même qu'une analyse statistique multivariable serait d'intérêt pour le paramètre δ .

Le processus de *live-bed* est généralement bien représenté dans la littérature et par la règle du pouce. Toutefois, les formulations d'affouillement dans la littérature ne sont pas adaptées au cas de *clear-water*, sous-estimant considérablement l'affouillement final. Une différence a aussi été

observée sur le profil de plage final, avec davantage de rides et une fosse étroite pour le premier groupe. L'affouillement maximal a aussi été observé directement au mur dans la majorité des cas. Pour ce qui est du *clear-water*, une fosse importante est observée au mur, avec le matériel déplacé formant une dune à l'avant. L'affouillement maximal est situé légèrement à l'avant du mur, à une distance inférieure au dixième de la longueur d'onde des vagues, soit $L/10$. La granulométrie a peu d'effet sur la forme du profil final, excepté pour les billes de verre où les crêtes et les creux sont moins prononcés. Cette différence est toutefois attribuée au type de matériel utilisé : l'angle de frottement semble jouer un rôle plus important que la taille des sédiments. Toutefois, l'affouillement maximal diminue avec la granulométrie. Les variables avec la plus forte corrélation avec l'affouillement final sont la cambrure des vagues (H_o/L_o) et la hauteur d'eau au mur relative à la longueur d'onde (h_w/L_o).

La méthode de vélocimétrie par image de particules (PIV) a montré des limitations pour convenablement mesurer les vitesses sous un régime de vague, à proximité d'un lit granulaire et d'un mur côtier. La fluorescence a été combinée à la technologie de base (PLIF). La fabrication et l'application de traceurs '*maison*' de rhodamine montrent de bons résultats et l'utilisation de billes de verre a grandement réduit les effets de réflexion et d'obstruction de la lumière, donc amélioré la méthode de détermination des champs 3D de vitesse à proximité du mur. Les théories de la houle de Stokes, malgré leur utilisation fréquente dans la littérature, restent insatisfaisantes pour reproduire ou prédire les résultats de champ de vitesse (PIV) sur l'ouvrage. La présence d'une plage mobile, et du mur rend impossible une formulation analytique et simple pour les profils de vitesse en raison des effets fortement non linéaires dans les interactions vagues-vagues et vagues-sédiments à proximité du mur côtier. La modélisation numérique effectuée dans le projet MTQ-IMAGE permet de pallier cette limitation. Enfin, le système de PIV malgré ses avantages a été limité par sa fréquence de mesure relativement faible (7Hz) : le nouveau système, disponible depuis l'été 2021, permettra à l'avenir d'effectuer des mesures à plus hautes fréquences (quelques kHz) et des moyennes sur la phase des vagues.

Les résultats de la méthode de décomposition harmonique des vagues liées et libres sont encourageants, la méthode nécessite toutefois des améliorations pour pouvoir exploiter les résultats sur les amplitudes des différentes composantes. Certaines configurations montrent de bons résultats, mais la méthode est plus sensible au positionnement des sondes et aux conditions expérimentales que ce qui est mentionné dans la littérature. Des travaux d'optimisations sont requis avec une position des sondes variables : une variante avec des sondes mobiles est en cours d'investigation. Toutefois, la méthode fonctionne bien pour calculer les coefficients de

réflexion du premier et du deuxième ordre. Le coefficient au premier ordre est d'ailleurs considérablement inférieur au coefficient du deuxième ordre, il tend donc à sous-estimer le phénomène de réflexion. Il apparaît dès lors important de mesurer cette dernière en considérant la non-linéarité des processus.

Lors de la campagne 5, il a été montré que la géométrie a un effet sur l'affouillement et sur l'hydrodynamisme à proximité de l'ouvrage. Le mur rugueux est celui-ci présentant les différences les plus marquées avec le mur vertical lisse. Par contre, les mesures ont surtout été effectuées en deux dimensions, alors qu'un affouillement en trois dimensions a été observé, de même que des vitesses avec une composante latérale non négligeable.

En résumé, la présente étude a permis de cibler les paramètres d'intérêts pour la prédiction de l'affouillement au pied d'un mur de protection vertical. Deux processus d'affouillements ont été ciblés, avec le développement que les processus de *live-bed* et de *clear-water*. Si le premier est bien représenté par la littérature, le deuxième produit un affouillement considérablement supérieur aux formulations préexistantes à notre étude. L'étude a permis de mieux cerner les limites de validité de la fameuse règle du pouce en modélisant les écarts à cette règle. Il conviendrait toutefois de tester les effets d'échelle par de futurs tests en grand canal à houle du LHE (120 m x 5 m x 5 m). Le montage à échelle quasi-réelle permettrait de respecter les similitudes de Froude et de Shield énoncée dans l'étude, mais aussi la condition de similitude de Reynolds. Dans ses conditions, l'effet de l'affouillement sur l'endommagement ou la mise en danger de l'ouvrage pourrait être étudié sur l'ouvrage lui-même. Un vrai travail de dimensionnement des différentes géométries de mur pourrait être réalisé. Finalement, cette étude en modélisation physique constitue une base de données pour valider un modèle numérique de type recherche. Les travaux de modélisation numérique (Uh Zapata *et al.* 2021a et Uh Zapata *et al.* 2021b) ont été effectués dans le cadre du projet MTQ-Image, sans lequel la présente étude expérimentale n'aurait pas pu aboutir.

6 BIBLIOGRAPHIE

- Allilaire J & Benoit M (1994) Optimisation en canal à houle d'un absorbeur à plaques poreuses verticales: Optimization of an upright wave absorber of variable porosity in a wave flume.
- Amoudry L & Liu P-F (2009) Two-dimensional, two-phase granular sediment transport model with applications to scouring downstream of an apron. *Coastal Engineering* 56(7):693-702.
- Anand KV, et al. (2011) Hydrodynamic characteristics of curved-front seawall models compared with vertical seawall under regular waves. *Journal of Coastal Research* 27(6):1103-1112.
- Barnett MR & Wang H (1989) Effects of a vertical seawall on profile response. *Coastal Engineering 1988* :1493-1507.
- Beuzen T, et al. (2018) Physical model study of beach profile evolution by sea level rise in the presence of seawalls. *Coastal Engineering* 136:172-182.
- Biesel F & Suquet F (1951) Les appareils générateurs de houle en laboratoire. *La houille blanche* (2):147-165.
- Bonnefille R (1976) *Cours d'hydraulique maritime*. Masson, Paris. <http://catalogue.bnf.fr/ark:/12148/cb346979976>
- Bonnefoy F (2005) *Modélisation expérimentale et numérique des états de mer complexes*. (Université de Nantes).
- Bourque A & Simonet G (2008) Québec. *Vivre avec les changements climatiques au Canada : Édition 2007*, Lemmen DS, Warren F, Lacroix J, Bush E (Édit.) Gouvernement du Canada.
- Brossard J, et al. (2000) Improved analysis of regular gravity waves and coefficient of reflexion using one or two moving probes. *Coastal Engineering* 39(2-4):193-212.
- Bruun P (1973) The history and philosophy of coastal protection. *Coastal Engineering 1972*. p 33-74.
- Chauchat J, et al. (2013) Modelling sedimentation–consolidation in the framework of a one-dimensional two-phase flow model. *Journal of Hydraulic Research* 51(3):293-305.
- Chesnutt CB & Schiller RE (1971) Scour of simulated Gulf Coast sand beaches due to wave action in front of sea walls and dune barriers.
- De Best A & Bijker EW (1971) Scouring of a sand bed in front of a vertical breakwater. *Communications on hydraulics, 1971-01*.
- De Chowdhury S, et al. (2017) Nonlinear wave interaction with curved front seawalls. *Ocean Engineering* 140:84-96.
- Dean RG (1977) Equilibrium beach profiles: US Atlantic and Gulf coasts.
- Dean RG (1987) Coastal armoring: effects, principles and mitigation. *Coastal Engineering 1986*. p 1843-1857.
- Dette HH & Uliczka K (1987) Prototype investigation on time-dependent dune recession and beach erosion. *Coastal Sediments*. ASCE, p 1430-1444.
- Drejza S, et al. (2015) Vulnérabilité des infrastructures routières de l'Est du Québec à l'érosion et à la submersion côtière dans un contexte de changements climatiques: Volume 3. *Projet* 8:1.

- El-Bisy MS (2007) Bed changes at toe of inclined seawalls. *Ocean Engineering* 34(3-4):510-517.
- Fenton J.D. (1985) A fifth-order Stokes theory for steady waves. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, Vol. 111(2), 216-234.
- Ferguson TM, et al. (2017) A PIV investigation of OWC operation in regular, polychromatic and irregular waves. *Renewable Energy* 103:143-155.
- Fournier J (2016) La mer détruit de larges pans de la 132. *Le Soleil* (Québec), 16 décembre 2016
- Fowler JE (1992) *Scour problems and methods for prediction of maximum scour at vertical seawalls*. COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER VICKSBURG MS, p
- Frandsen J, et al. (2016) Modélisation de l'impact des vagues sur un mur vertical: une expérience à grande échelle réalisée en canal hydraulique. (INRS, Centre Eau Terre Environnement).
- Goda Y & Suzuki Y (1977) Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments. *Coastal Engineering* 1976. p 828-845.
- Grasso F (2009) *Modélisation physique de la dynamique hydro-sédimentaire des plages.*
- Guo L & Sheng J (2017) Impacts of climate changes on ocean surface gravity waves over the eastern Canadian shelf. *Ocean Dynamics* 67(5):621-637.
- Hattori M & Kawamata R (1977) Experiments on restoration of beaches backed by seawalls. *Coastal Engineering in Japan* 20(1):55-68.
- Herbich JB & Van Weele B (1965) Scour of flat sand beaches due to wave action in front of sea walls. *Proceedings Santa Barbara specialty conference*. ASCE.
- Hughes SA (1993) *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. World Scientific,
- Hughes SA & Fowler JE (1990) *Midscale physical model validation for scour at coastal structures*. COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER VICKSBURG MS, p
- Hughes SA & Fowler JE (1991) Wave-induced scour prediction at vertical walls. *Coastal Sediments*. ASCE, p 1886-1900.
- Irie I & Nadaoka K (1985) Laboratory reproduction of seabed scour in front of breakwaters. *Coastal Engineering* 1984. p 1715-1731.
- Kamphuis J (2010) *Introduction to Coastal Engineering and Management*. World Scientific,
- Kinsman B (1965) *Wind Waves: their generation and propagation on the ocean surface*. John Hopkins University, Published by: Prentice Hall Inc, New York.
- Kraus NC & Smith JM (1994) *SUPERTANK Laboratory Data Collection Project. Volume 1. Main Text*. COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER VICKSBURG MS, p
- Le Méhauté B (1976) *An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves*. Springer. 197-211 p
- Li F-C & Ting C-L (2012) Separation of free and bound harmonics in waves. *Coastal Engineering* 67:29-40.
- Lin C-Y & Huang C-J (2004) Decomposition of incident and reflected higher harmonic waves using four wave gauges. *Coastal Engineering* 51(5-6):395-406.
- Lundgren H & Gravesen H (1974) Vertical face breakwaters. *Sixth International Harbour Congress, Antwerp*. p 2.11.

- Mansard EP & Funke E (1980) The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. *Coastal Engineering* 1980. p 154-172.
- Marois, L., et al. (2020), Processus d'affouillement au pied d'un mur vertical de protection côtière, *16e Journées Nationales Génie Côtier - Génie Civil*, Le Havre, Paralia.
- McCowan J (1891) VII. On the solitary wave. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science* 32(194):45-58.
- McDougal WG, et al. (1996) The effects of seawalls on the beach: Part II, numerical modeling of SUPERTANK seawall tests. *Journal of Coastal Research* :702-713.
- Miche M (1944) Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante. *Annales de Ponts et Chaussées, 1944, pp (1) 26-78, (2) 270-292, (3) 369-406.*
- Miche M (1951) Le pouvoir réfléchissant des ouvrages maritimes exposés à l'action de la houle. *Annales de Ponts et Chaussées, 121 (285-319).*
- Michell JH (1893) XLIV. The highest waves in water. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science* 36(222):430-437.
- Miselis PL (1994) *Beach profile and seawall interaction during severe storm conditions*. Coastal & Oceanographic Engineering Department, University of Florida,
- Nabavi M, et al. (2008) Measurement of the acoustic velocity field of nonlinear standing waves using the synchronized PIV technique. *Experimental Thermal and Fluid Science* 33(1):123-131.
- Nassar K, et al. (2018) Developing empirical formulas for assessing the hydrodynamic behaviour of serrated and slotted seawalls. *Ocean Engineering* 159:388-409.
- Nayak IV (1970) Equilibrium profiles of model beaches. *Coastal Engineering* 1970. p 1321-1340.
- Neelamani S & Sandhya N (2005) Surface roughness effect of vertical and sloped seawalls in incident random wave fields. *Ocean Engineering* 32(3-4):395-416.
- Neumeier U, et al. (2013) Modélisation du régime des vagues du golfe et de l'estuaire du Saint-Laurent pour l'adaptation des infrastructures côtières aux changements climatiques. *Rapport final présenté au ministère des Transports du Québec. Institut des sciences de la mer de Rimouski, Université du Québec à Rimouski, 253p.*
- Nguyen DH, et al. (2012) Simulation of dredged sediment releases into homogeneous water using a two-phase model. *Advances in Water Resources* 48:102-112.
- Nguyen HH (2008) *Analyse de la surface libre dans un canal par une méthode optique : application à l'impact des vagues sur une structure.*. 1 vol. (149 p.) p
- Ouellet Y (1975) *Hydraulique maritime*. Université Laval, Faculté des sciences et de génie, Département de génie civil, Section hydraulique, [Québec]
- Oumeraci H, et al. (1993) Classification of breaking wave loads on vertical structures. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering* 119(4):381-397.
- Paskoff R (2010) *Les littoraux: impact des aménagements sur leur évolution*. Armand Colin,
- Paul M, et al. (1973) Similarity of equilibrium beach profiles. *Coastal Engineering* 1972. p 1217-1236.
- Pearce A, et al. (2007) Scour at a seawall-field measurements and laboratory modelling. *Coastal Engineering 2006: (In 5 Volumes)*, World Scientific. p 2378-2390.

- Pedocchi F, et al. (2008) Inexpensive fluorescent particles for large-scale experiments using particle image velocimetry. *Experiments in Fluids* 45(1):183-186.
- Pham Van Bang D (2020) Génie Côtier. *Cours INRS*.
- Powell K & Lowe J (1994) The scouring of sediments at the toe of seawalls. *Proc. Hornafjordor Int. Coastal Symposium*. p 20-24.
- Quintin C, et al. (2013) Impacts de la tempête du 6 décembre 2010 sur les côtes du Bas-Saint-Laurent et de la baie des Chaleurs. *Laboratoire de dynamique et de gestion intégrée des zones côtières et Chaire de recherche en géoscience côtière, Université du Québec à Rimouski. Rapport remis au ministère de la Sécurité publique du Québec* 1.
- Salauddin M & Pearson J (2019) Wave overtopping and toe scouring at a plain vertical seawall with shingle foreshore: A Physical model study. *Ocean Engineering* 171:286-299.
- Sato S, et al. (1969) Study on scouring at the foot of coastal structures. *Coastal Engineering in Japan* 12(1):83-98.
- Song WO & Schiller RE (1973) Experimental studies of beach scour due to wave action.
- Soulsby R & Whitehouse R (1997) Threshold of sediment motion in coastal environments. *Pacific Coasts and Ports' 97: Proceedings of the 13th Australasian Coastal and Ocean Engineering Conference and the 6th Australasian Port and Harbour Conference; Volume 1*. Centre for Advanced Engineering, University of Canterbury, p 145.
- Sumer BM & Fredsøe J (2000) Experimental study of 2D scour and its protection at a rubble-mound breakwater. *Coastal Engineering* 40(1):59-87.
- Sumer BM & Fredsøe J (2002) *The mechanics of scour in the marine environment*. World Scientific,
- Sutherland J, et al. (2008) *Understanding the lowering of beaches in front of coastal defence structures, stage 2*.
- Sutherland J, et al. (2006) Laboratory tests of scour at a seawall. *Proceedings 3rd International Conference on Scour and Erosion, CURNET, Gouda, The Netherlands*. Technical University of Denmark.
- Uh Zapata, M. et al. (2021a) Unstructured Finite-Volume Model of Sediment Scouring Due to Wave Impact on Vertical Seawalls. *Journal of Marine Science and Engineering*.
- Uh Zapata, M., et al. (2021b) Two-phase experimental and numerical studies on scouring at the toe of vertical seawall, *European Journal of Mechanics / B Fluids*.
- US Army Corps of Engineers (2008) *Coastal Engineering Manual*. CERC,
- Van der Meer J & Benassai E (1985) Wave forces and impacts on a circular and square caisson. *Coastal Engineering* 1984. p 2920-2932.
- Van Rijn LC (1993) *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*. Aqua publications Amsterdam,
- Whitehouse R (1998) *Scour at marine structures: A manual for practical applications*. Thomas Telford,
- Wilson JF (1986) *Fluorometric procedures for dye tracing*. Department of the Interior, US Geological Survey,
- Wright LD & Short AD (1984) Morphodynamic variability of surf zones and beaches: a synthesis. *Marine geology* 56(1-4):93-118.

Xie S-L (1981) Scouring patterns in front of vertical breakwaters and their influences on the stability of the foundation of the breakwaters.

Zapata MU, et al. (2018) Parallel simulations for a 2D x/z two-phase flow fluid-solid particle model. *Computers & Fluids* 173:103-110.

ANNEXE I – Traitement des acquisitions PIV

La première étape du traitement des images de PLIF consiste à appliquer un filtre aux images. Cette étape permet d'éliminer le bruit de fond (réflexion, goutte d'eau sur la paroi...). À la suite de plusieurs essais, le filtre de Sobel a été choisi. Celui-ci est typiquement utilisé pour améliorer la détection des contours. Le gradient d'intensité de chaque pixel est calculé. Le gradient dans une zone d'intensité constante étant nulle, cela permet d'améliorer le contraste des particules et de réduire le bruit de fond. Les vecteurs peuvent ensuite être calculés.

Comme il a été mentionné précédemment, la méthode de stéréo cross-corrélation est utilisée. Le calcul est effectué de façon itérative, avec des fenêtres d'interrogation décroissantes (multi-pass decreasing size). Un premier calcul est fait dans une fenêtre initiale de 64 x 64 pixel, avec un chevauchement de 50 %, puis trois itérations supplémentaires dans une fenêtre de 32 x 32 pixels, avec un chevauchement de 75 %. Le pic de corrélation le plus élevé est ciblé dans la fenêtre d'interrogation. Il s'agit du déplacement le plus probable de l'ensemble des particules de la fenêtre. Le vecteur est ensuite utilisé comme référence pour les déplacements de la fenêtre d'interrogation pour les itérations suivantes. Pour chaque fenêtre d'interrogation, un vecteur de déplacement est obtenu (V_x, V_y, V_z). Ceux-ci peuvent être combinés pour obtenir le champ 2D de vecteurs pour l'entièreté de l'image. La méthode multi-pass avec une fenêtre décroissante permet d'utiliser une fenêtre finale beaucoup plus petite et ainsi augmenter la résolution du champ vectoriel et réduire les erreurs de calcul des vecteurs. Un masque géométrique est aussi appliqué afin de réduire la fenêtre de calcul.

Un post-traitement est ensuite appliqué aux vecteurs. D'abord, une valeur seuil de 15 pixels est imposée pour V_x et V_y et 5 pixels pour V_z . Les vecteurs supérieurs sont retirés. Le peak ratio est ensuite analysé. Celui-ci est défini comme le ratio du pic de corrélation le plus élevé sur le second ($Q = \frac{P_1 - \min}{P_2 - \min}$). Une bonne valeur de PIV se situe généralement entre 3 et 4. Toutefois, un bon vecteur peut avoir un faible ratio et à l'inverse un mauvais vecteur avoir un ratio élevé. Il faut donc procéder avec prudence. Une valeur seuil de 1,3 a été sélectionnée. Cela permet, entre autres, d'éliminer la majorité des vecteurs calculés dans l'air et dans le sable. Un filtre médian est aussi appliqué. Celui-ci calcule un vecteur médian pour un groupe de vecteurs voisins. Puis, le vecteur central est comparé avec le vecteur médian et l'écart-type. Il est rejeté s'il est supérieur à un 1,4 écart-type. Toutefois, il est itérativement remplacé et réintroduit s'il est inférieur à 2 écarts-types. Les espaces vides sont ensuite remplis par interpolation. La chaîne de traitement nous permet

d'obtenir des vecteurs de vitesse seulement dans l'eau, pour l'ensemble des images d'une acquisition (Figure A1.1).

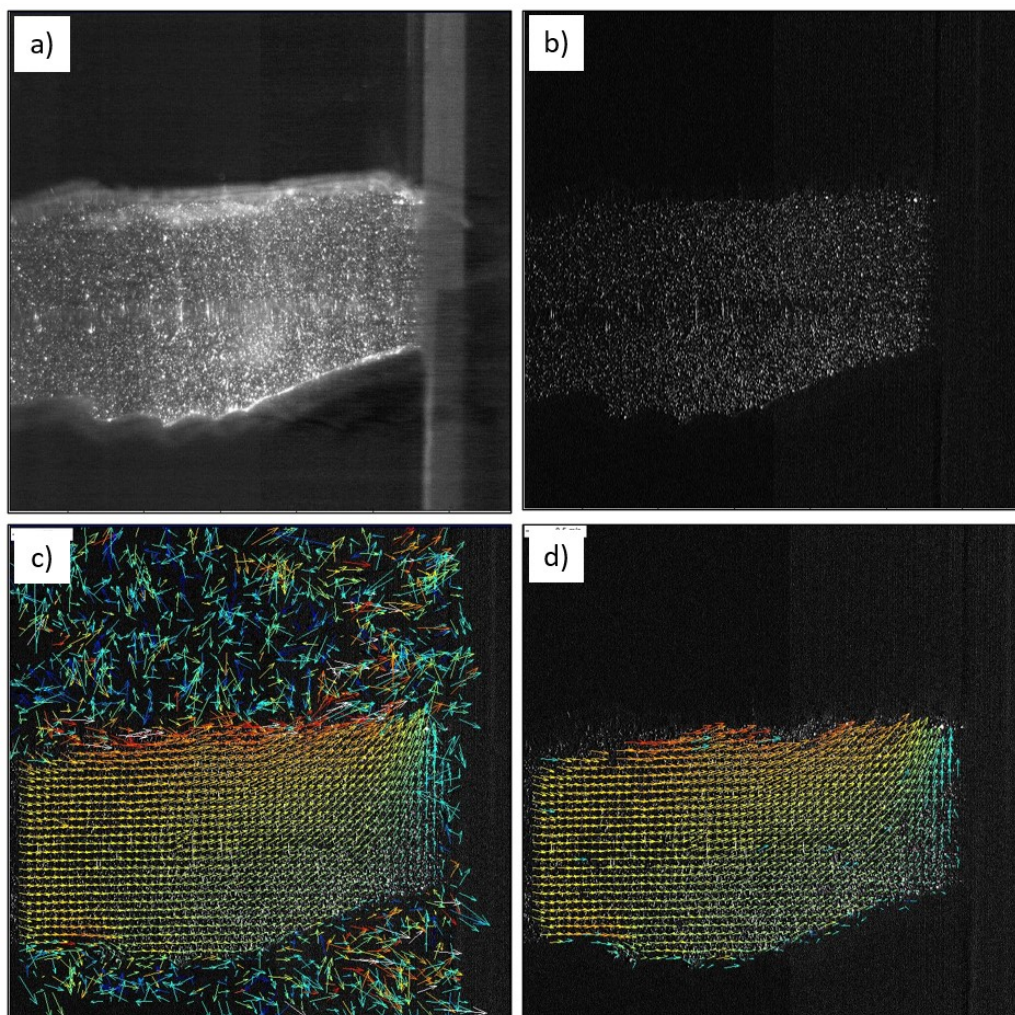


Figure A1.1 Chaîne de traitement des images PIV-PLIF : a) Acquisition initiale, b) application du filtre de Sobel, c) stéréo cross-corrélation multi-pass et d) post-traitement

ANNEXE II – Distributions granulométriques

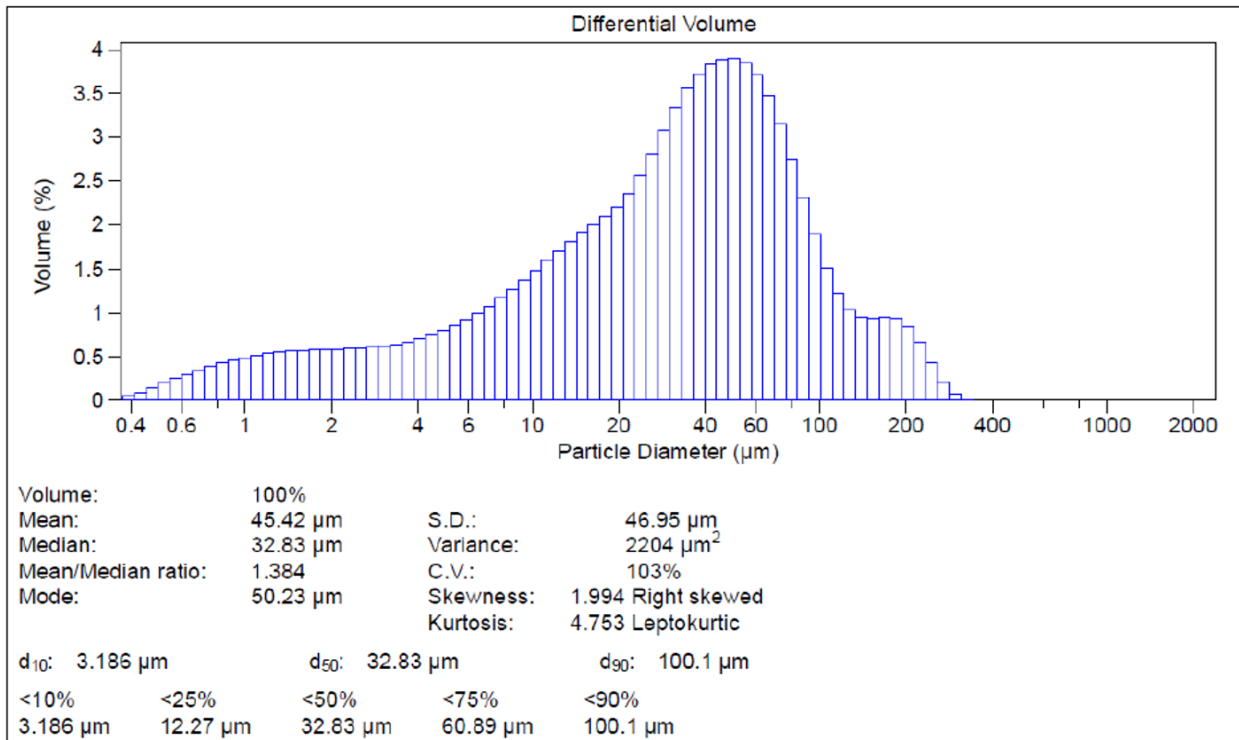


Figure A2.1 Distribution granulométrique et statistiques des traceurs de rhodamine

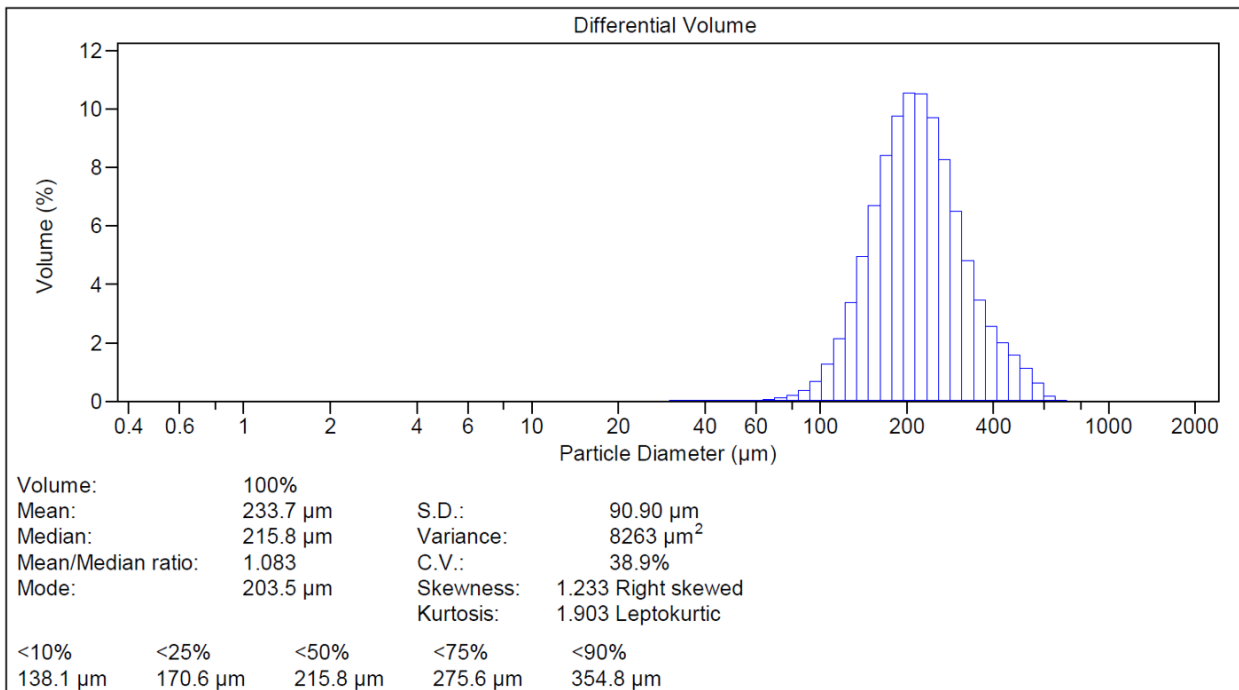


Figure A2.2 Distribution granulométrique et statistiques du sable fin

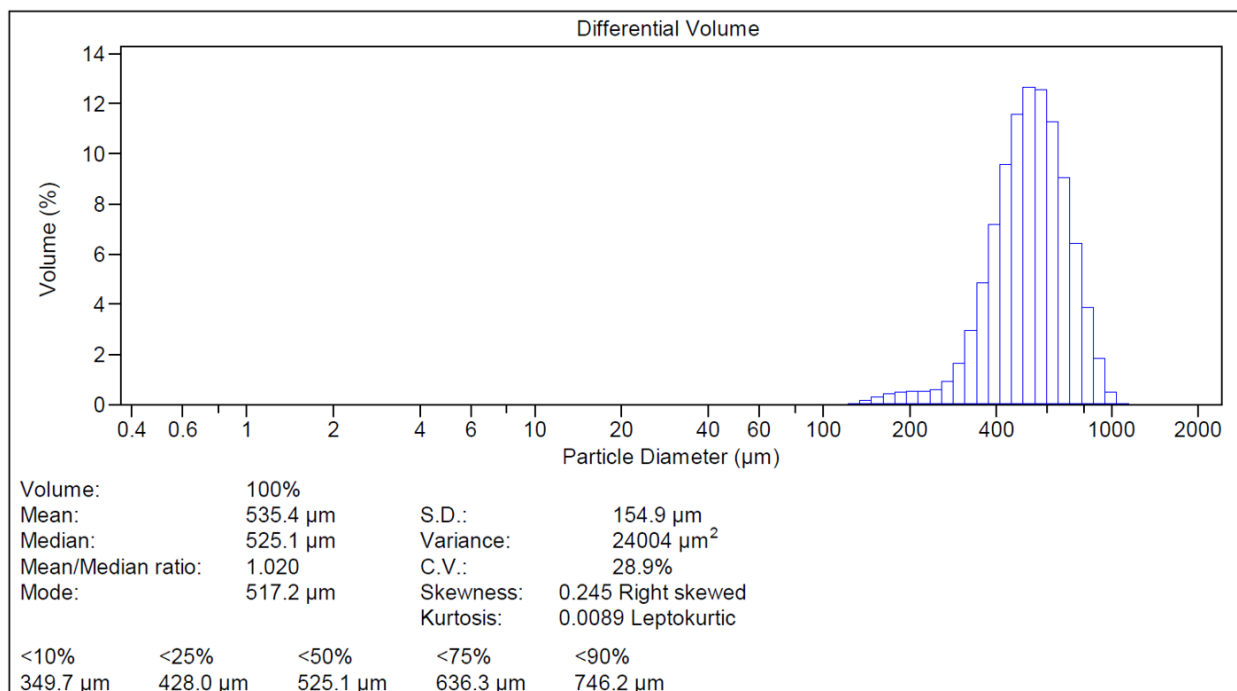


Figure A2.3 Distribution granulométrique et statistiques du sable moyen

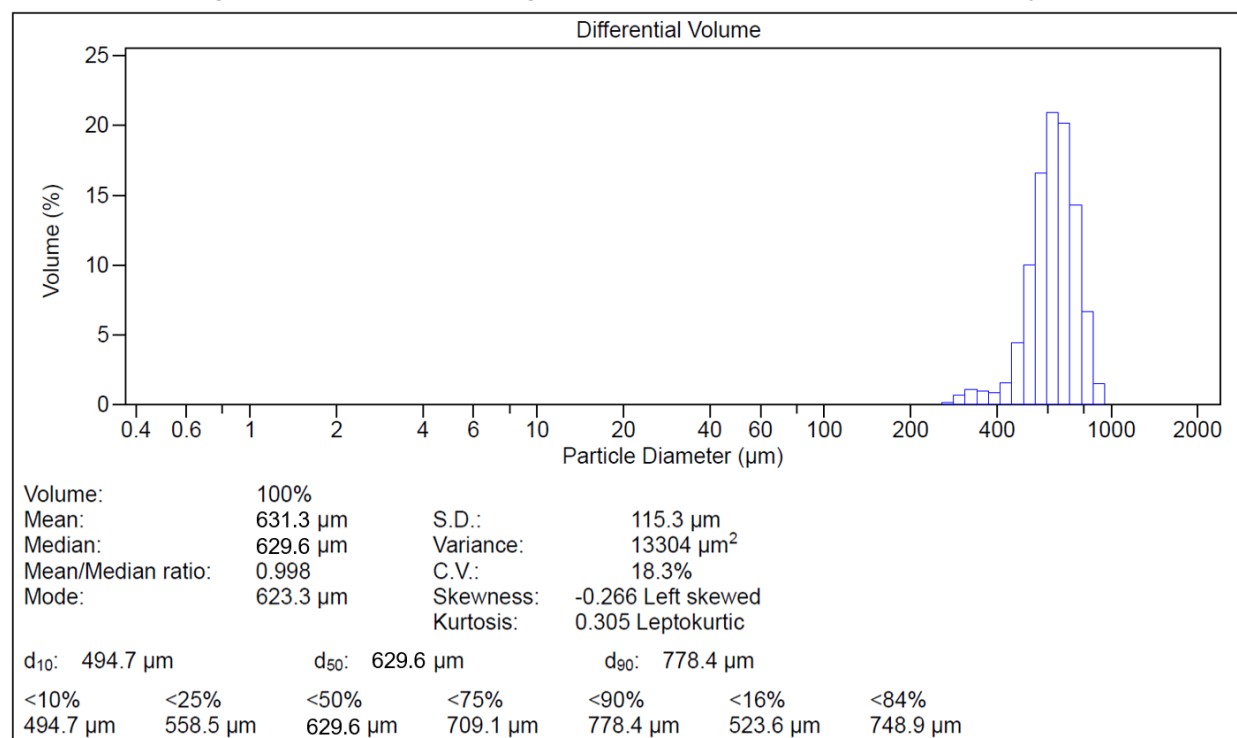


Figure A2.4 Distribution granulométrique et statistiques des billes de verre

ANNEXE III – Résultats des essais

216_1			
Date :	05/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	13 cm
Sédiment :	216	H :	3,1 cm
Pente :	1:25	T :	1 s

Tableau A3. 1 Évolution temporelle de l'affouillement (216_1)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	2,1	-
10	2,4	-
15	2,6	-
20	2,9	-
25	2,8	-
30	2,7	-
30	2,4	-
60	1,7	-
90	1,4	-
120	-0,5	-
150	-0,8	-
180	-0,5	-
	Photos	

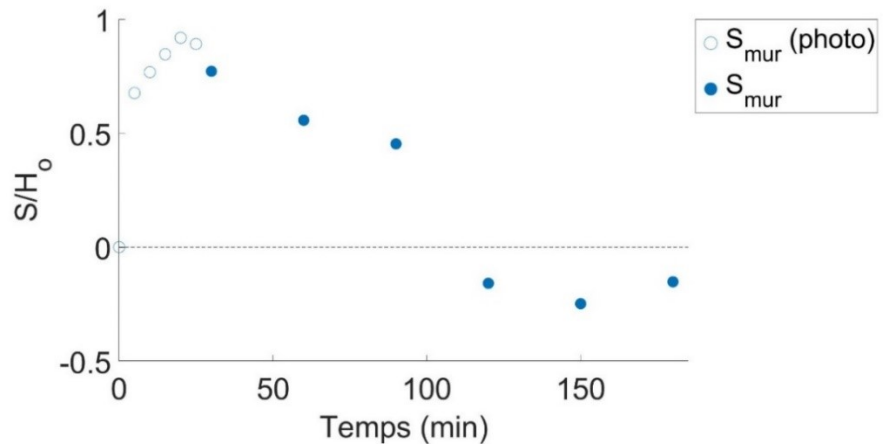


Figure A3.1 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_1)

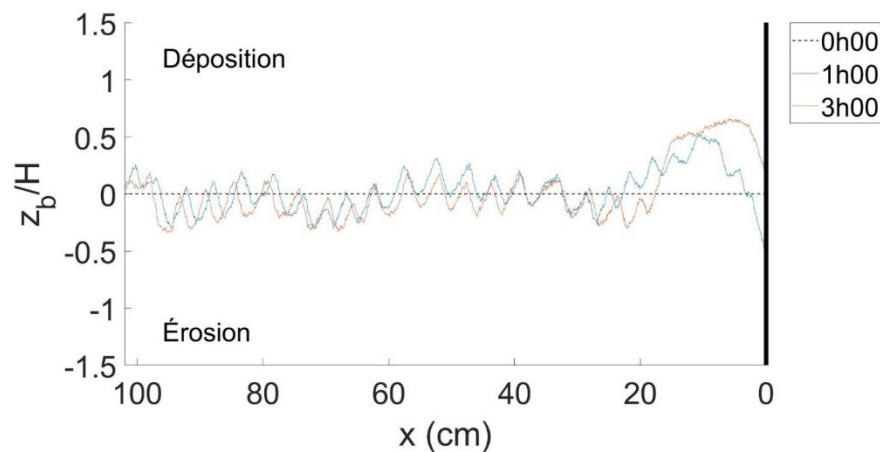


Figure A3.2 Transport sédimentaire net (216_1)

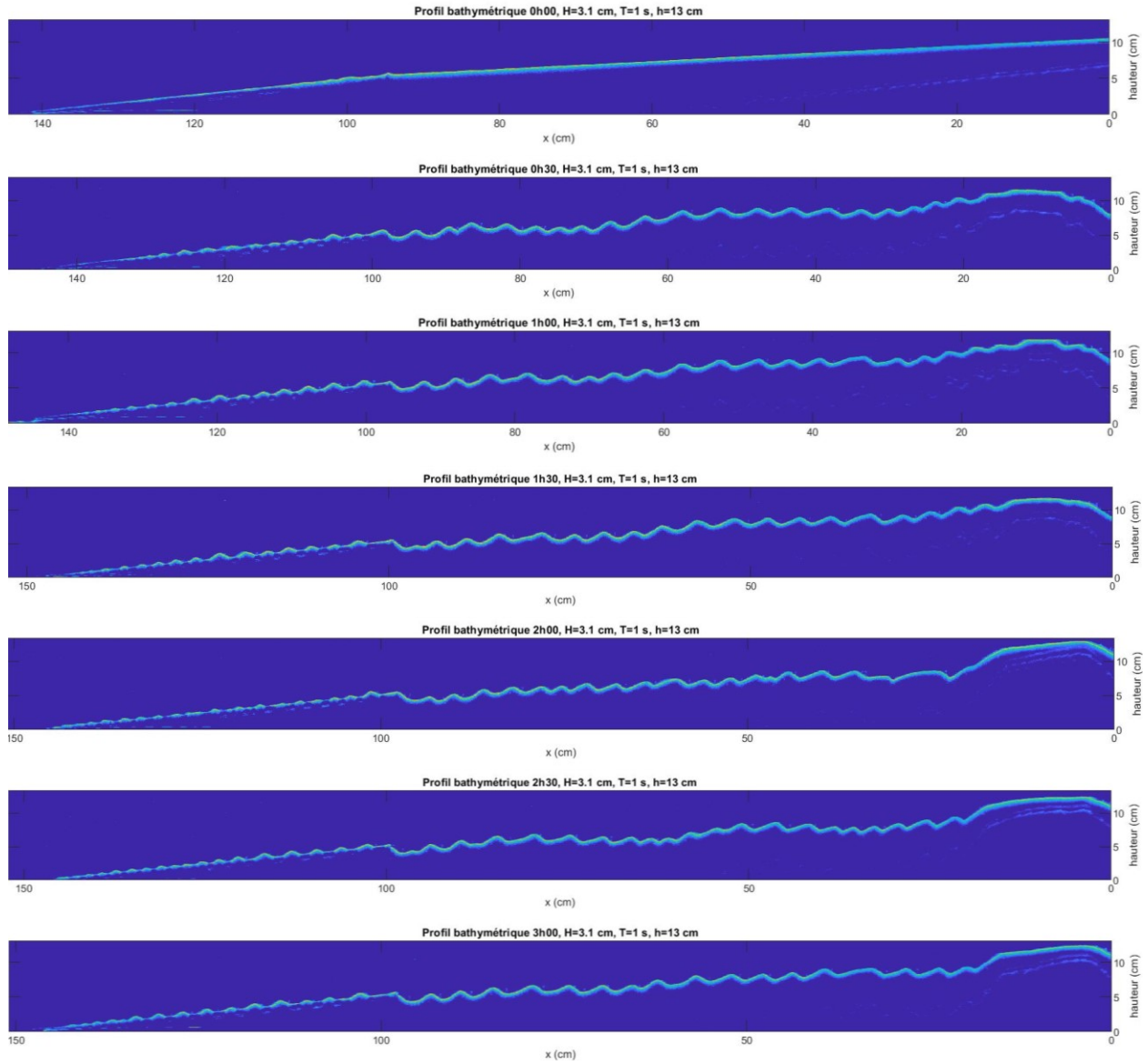


Figure A3.3 Profils bathymétriques (216_1)

216_2			
Date :	07/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	13 cm
Sédiment :	216	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	1,5 s

Tableau A3. 2 Évolution temporelle de l'affouillement (216_2)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	2,1	-
10	2,4	-
15	2,2	-
20	2,1	-
25	2,5	-
30	2,3	-
30	2,0	-
60	1,4	-
90	-0,4	-
120	-1,4	-
150		
180		
	Photos	

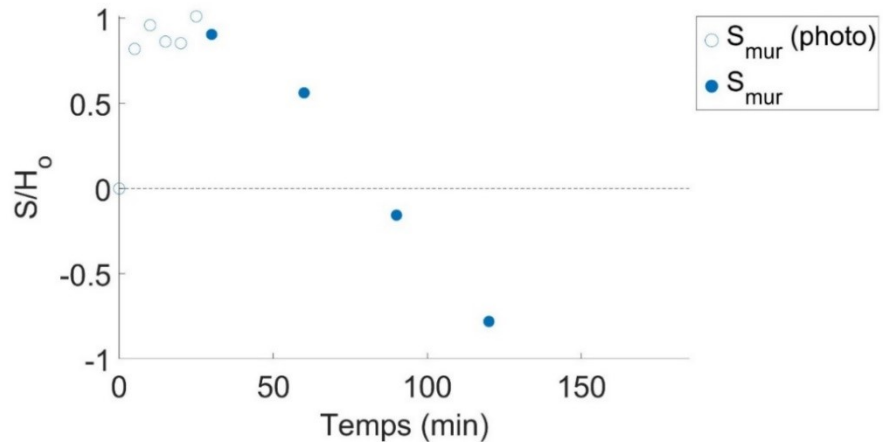


Figure A3.4 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_2)

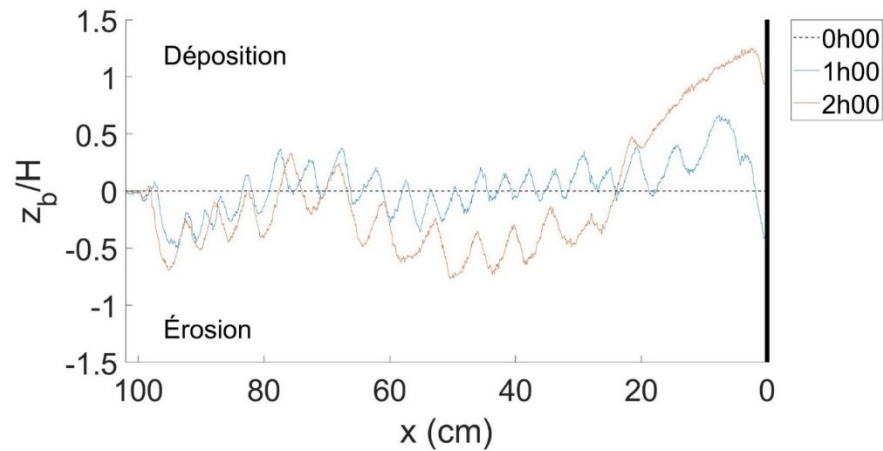


Figure A3.5 Transport sédimentaire net (216_2)

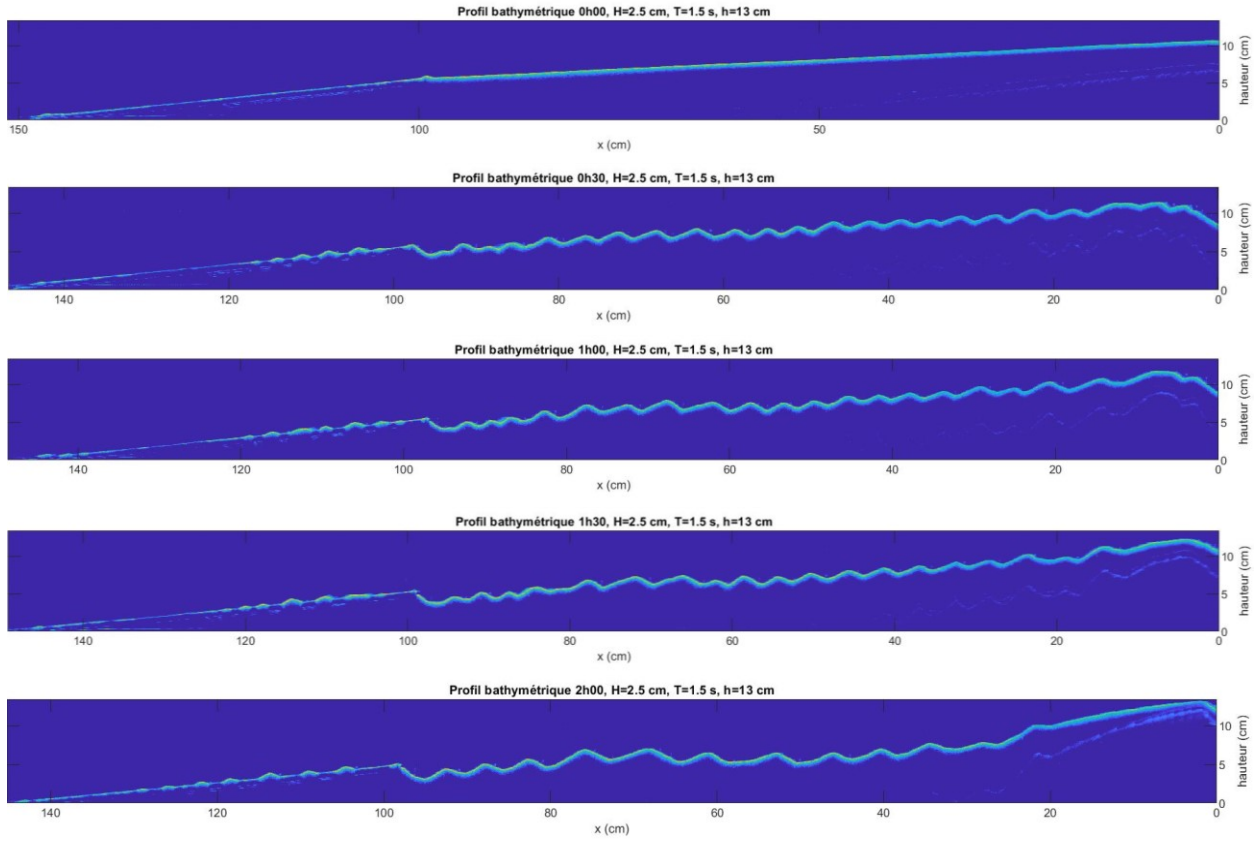


Figure A3.6 Profils bathymétriques (216_2)

216_3			
Date :	12/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	13 cm
Sédiment :	216	H :	1,7 cm
Pente :	1:25	T :	2 s

Tableau A3. 3 Évolution temporelle de l'affouillement (216_3)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,2	-
10	0,3	-
15	0,4	-
20	0,3	-
25	0,4	-
30	0,3	-
30	1,0	2,8
60	1,3	3,2
90	1,3	3,2
120	1,6	3,0
150	1,6	3,4
180	1,6	3,6
	Photos	

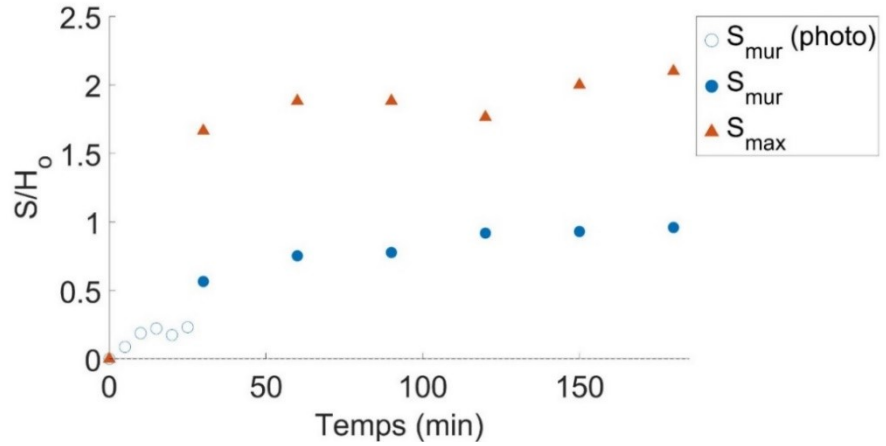


Figure A3.7 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_3)

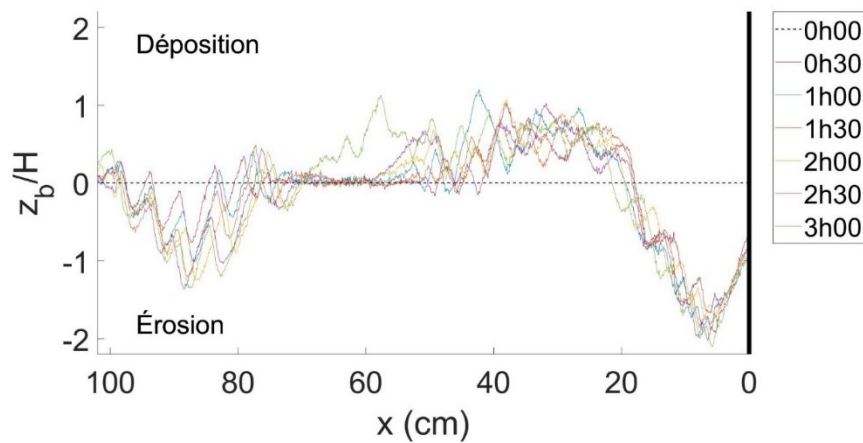


Figure A3.8 Transport sédimentaire net (216_3)

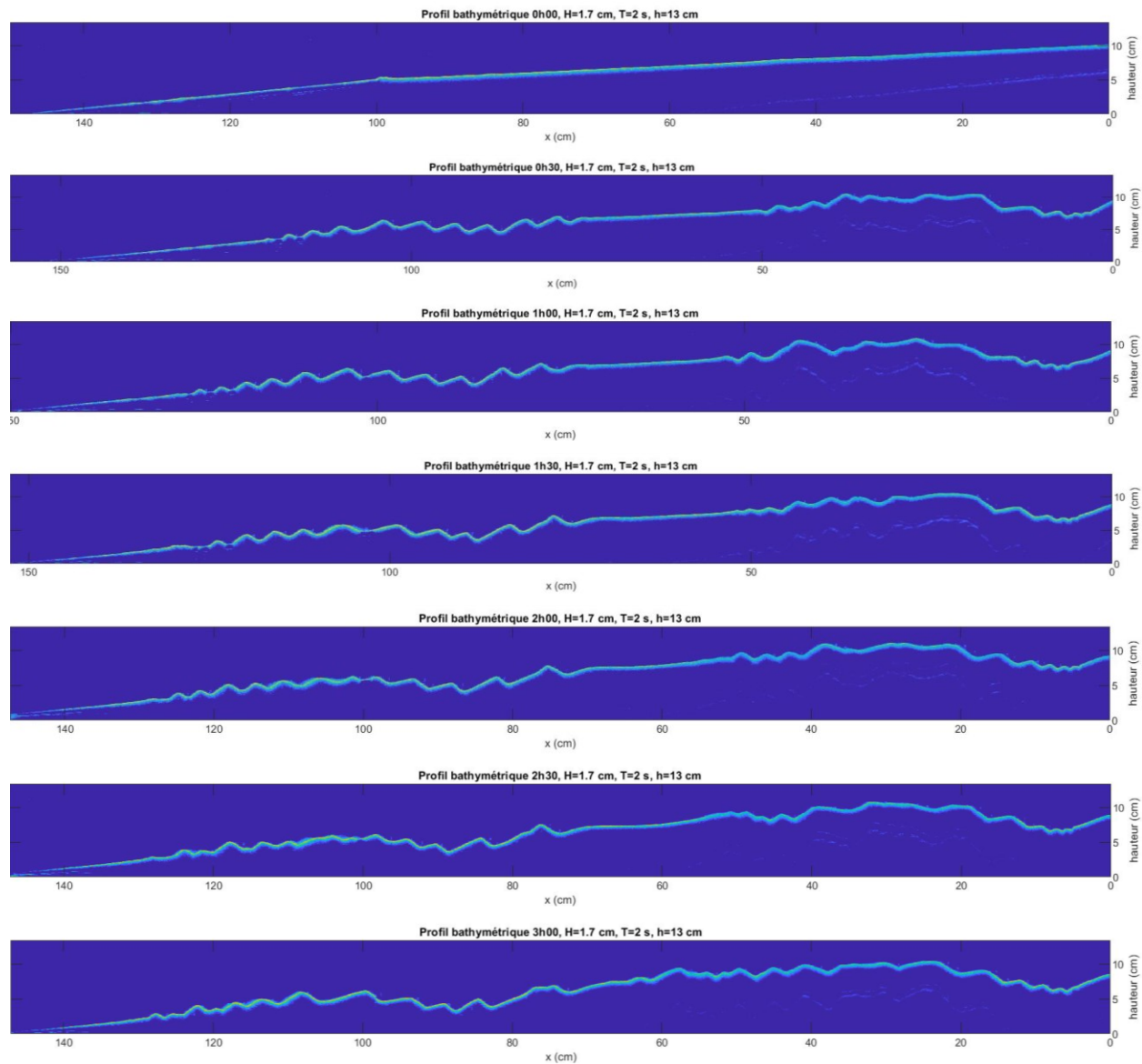


Figure A3.9 Profils bathymétriques (216_3)

216_4			
Date :	15/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	15 cm
Sédiment :	216	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	0,8 s

Tableau A3. 4 Évolution temporelle de l'affouillement (216_4)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,0	-
10	0,8	-
15	0,4	-
20	0,5	-
25	0,3	-
30		-
30	0,9	0,9
60	0,3	0,5
90	0,5	0,5
120	0,1	0,4
150	0,2	0,7
180	0,1	0,4
	Photos	

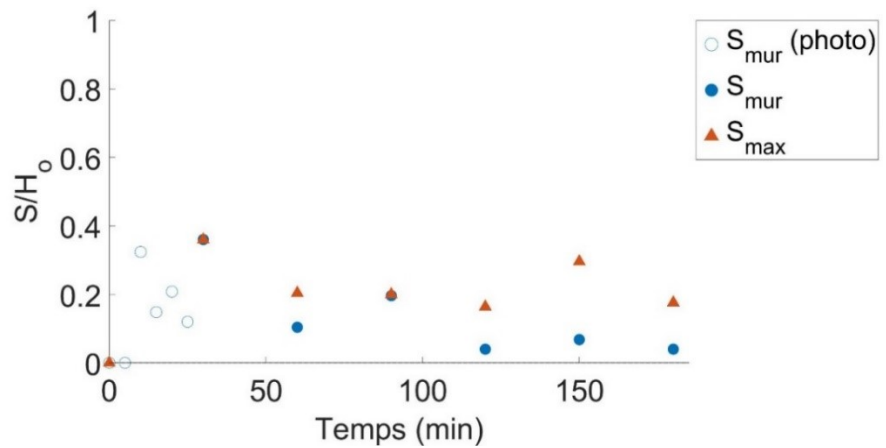


Figure A3.10 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_4)

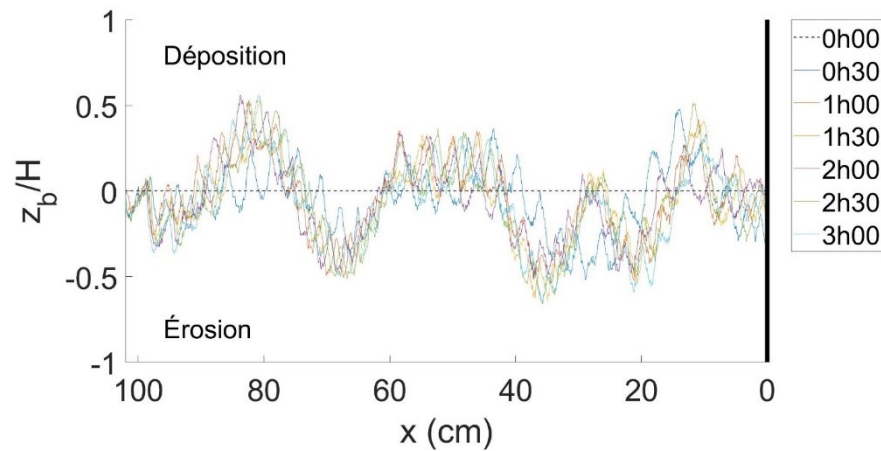


Figure A3.11 Transport sédimentaire net (216_4)

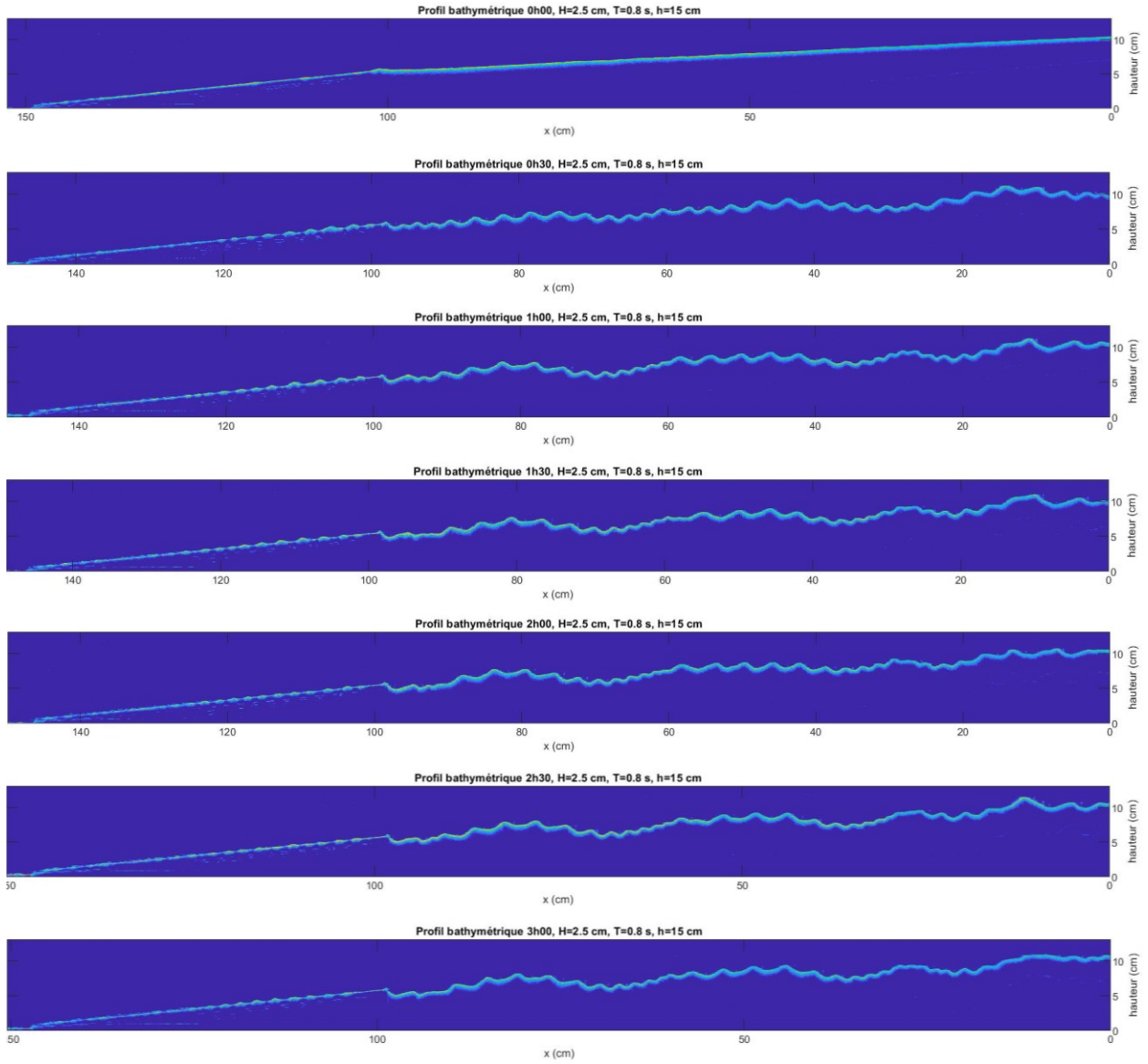


Figure A3.12 Profils bathymétriques (216_4)

216_5			
Date :	18/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	15 cm
Sédiment :	216	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	1,5 s

Tableau A3. 5 Évolution temporelle de l'affouillement (216_5)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,0	-
10	-0,1	-
15	0,6	-
20	1,7	-
25	2,3	-
30	2,7	-
30	1,2	
60	3,1	
90	2,4	
120	0,3	
150	-0,1	
180	-0,1	
	Photos	

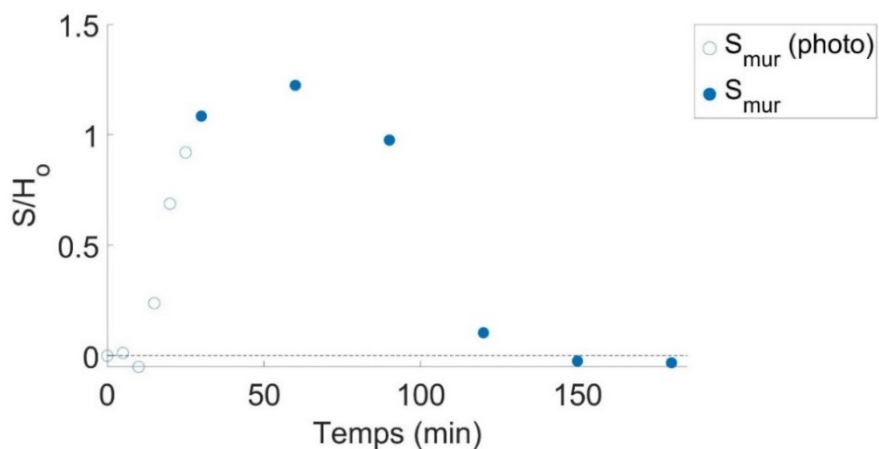


Figure A3.13 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_5)

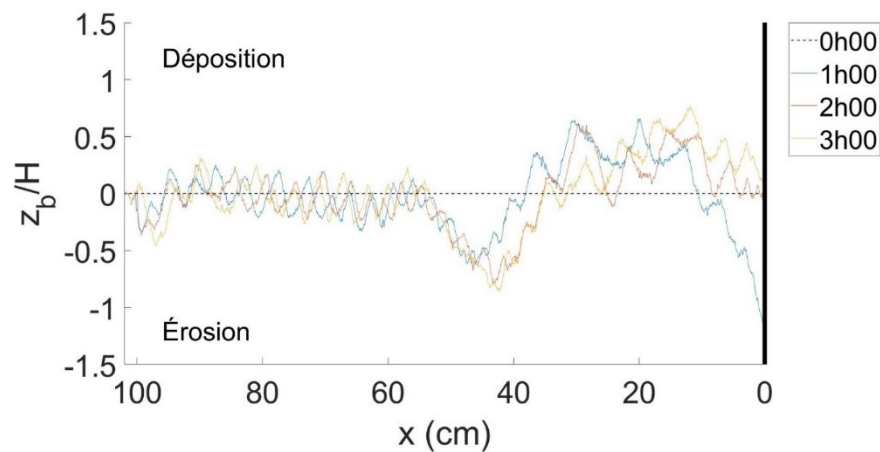


Figure A3.14 Transport sédimentaire net (216_5)

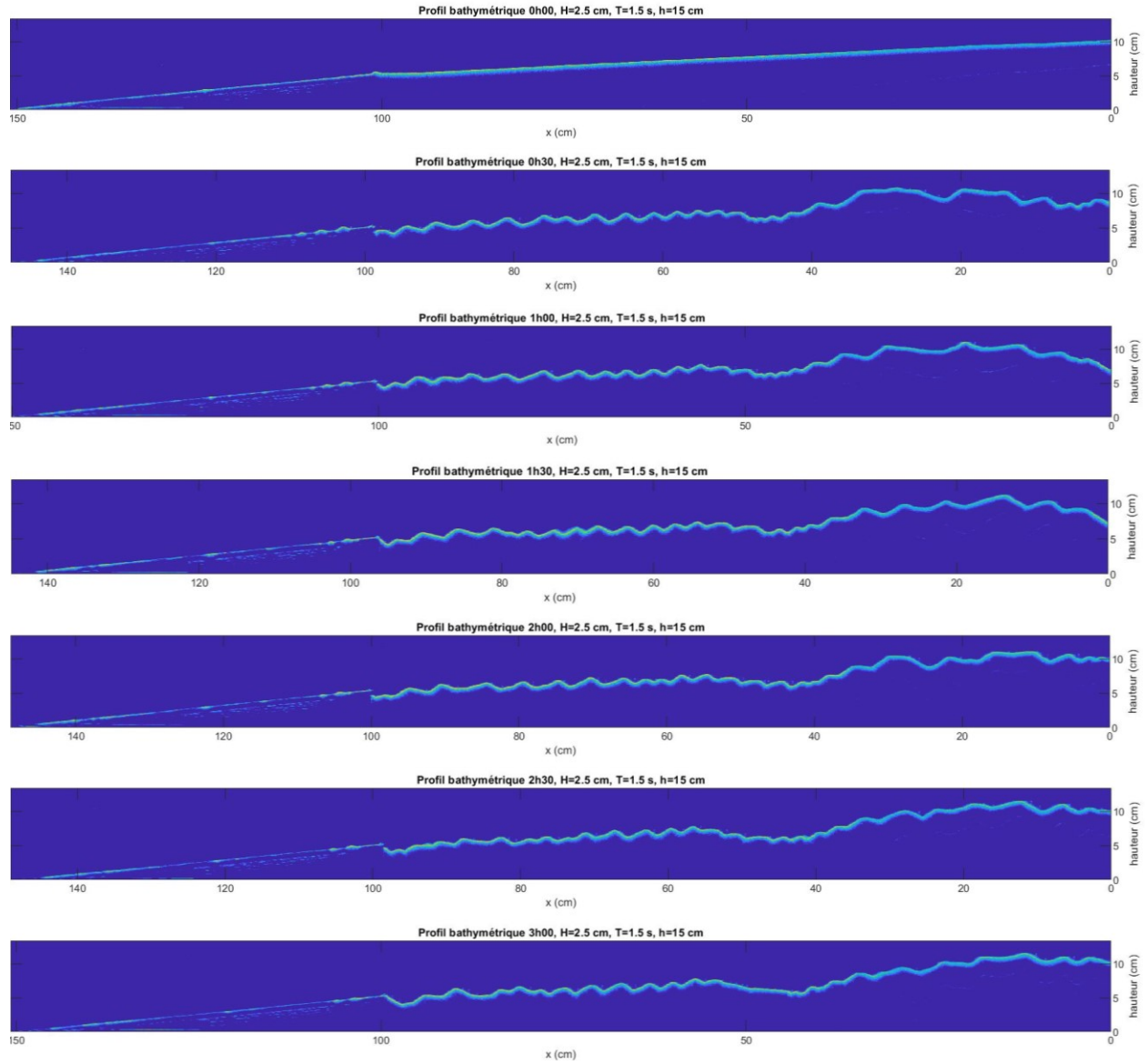


Figure A3.15 Profils bathymétriques (216_5)

216_6			
Date :	22/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	9 cm
Sédiment :	216	H :	1,4 cm
Pente :	1:100	T :	1 s

Tableau A3. 6 Évolution temporelle de l'affouillement (216_6)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,0	-
10	-0,0	-
15	-0,0	-
20	-0,1	-
25	-	-
30	0,1	-
30	-0,1	-
60	-0,2	-
90		
120		
150		
180		
	Photos	

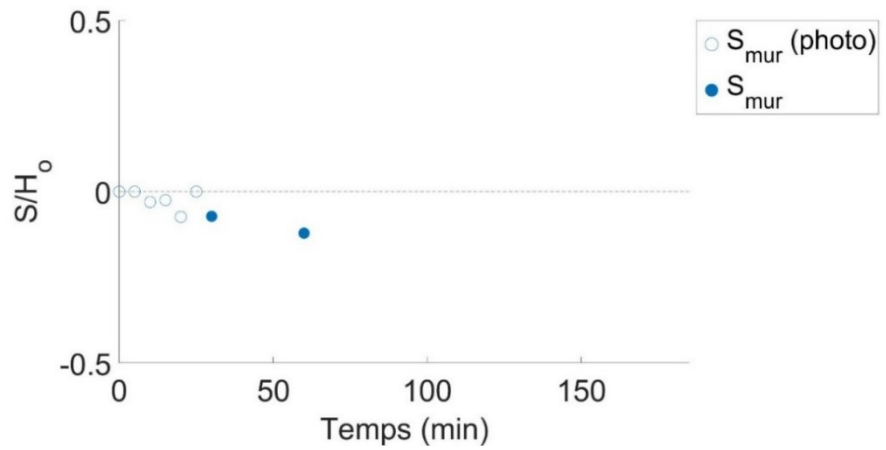


Figure A3.16 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_6)

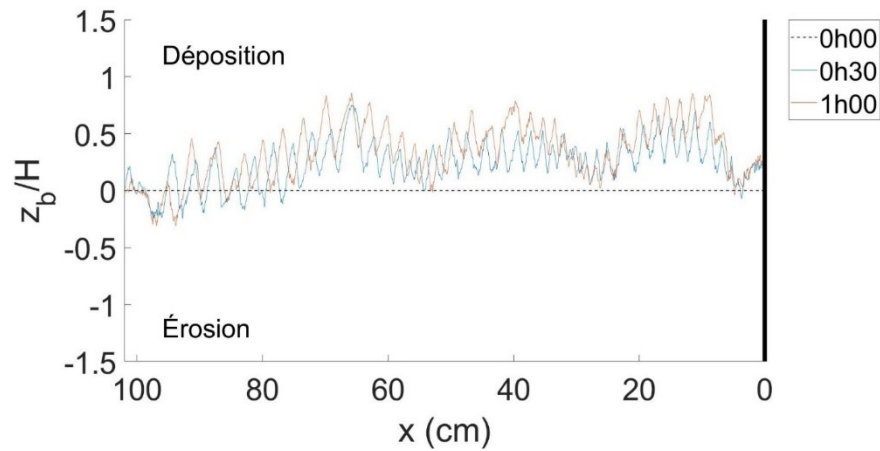


Figure A3.17 Transport sédimentaire net (216_6)

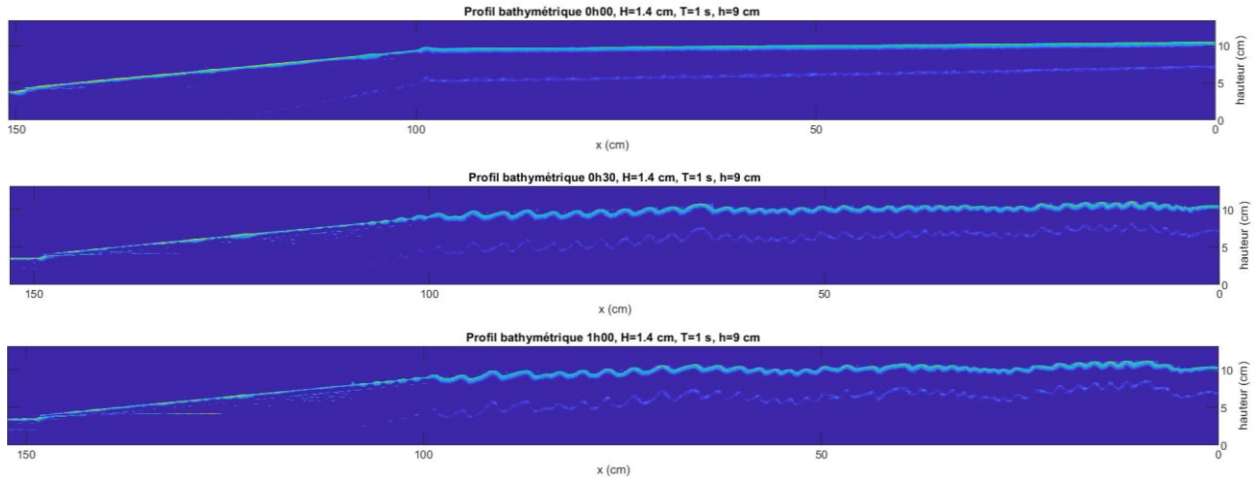


Figure A3.18 Profils bathymétriques (216_6)

216_7			
Date :	25/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	9 cm
Sédiment :	216	H :	1,5 cm
Pente :	1:100	T :	2 s

Tableau A3. 7 Évolution temporelle de l'affouillement (216_7)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	-0,1	-
10	-0,1	-
15	0,0	-
20	-0,1	-
25	-0,1	-
30	0,0	-
30	-0,1	-
60	0,1	-
90		
120		
150		
180		
	Photos	

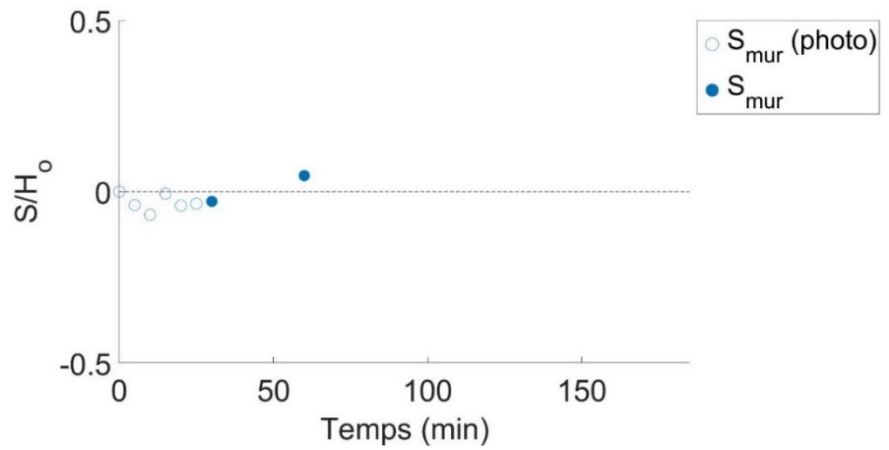


Figure A3.19 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_7)

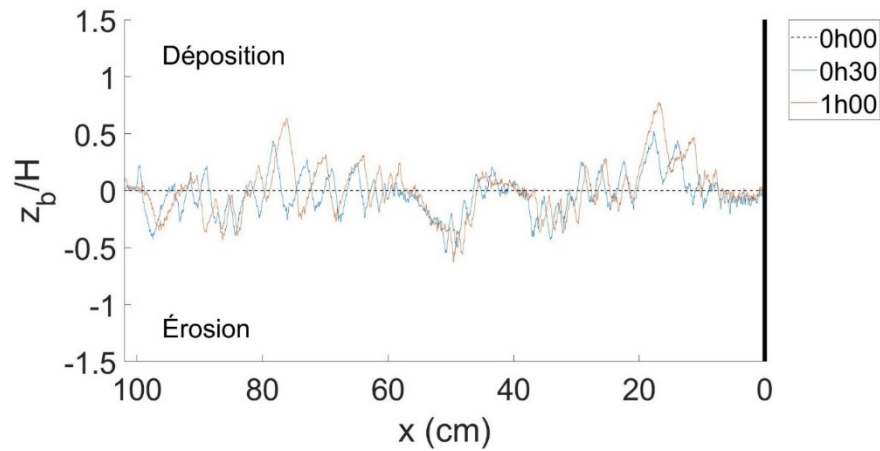


Figure A3.20 Transport sédimentaire net (216_7)

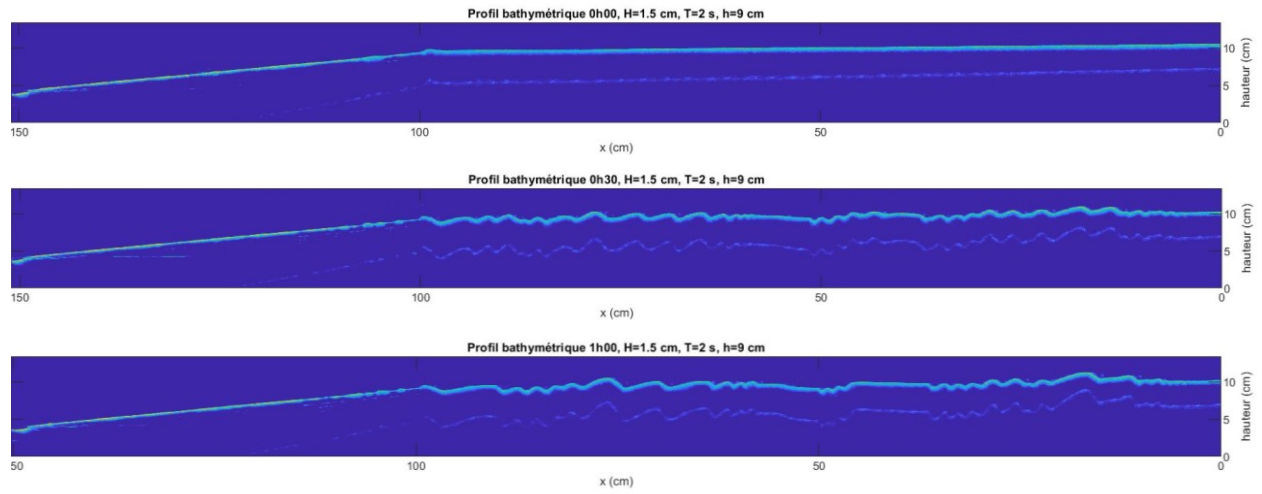


Figure A3.21 Profils bathymétriques (216_7)

216_8			
Date :	27/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	216	H :	2,1 cm
Pente :	1:100	T :	0,8 s

Tableau A3. 8 Évolution temporelle de l'affouillement (216_8)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,2	-
10	0,2	-
15	0,1	-
20	0,2	-
25	0,2	-
30	0,1	-
30	0,1	0,9
60	0,1	1,0
90	0,0	1,0
120	0,0	1,0
150	0,0	1,0
180	0,1	1,0
	Photos	

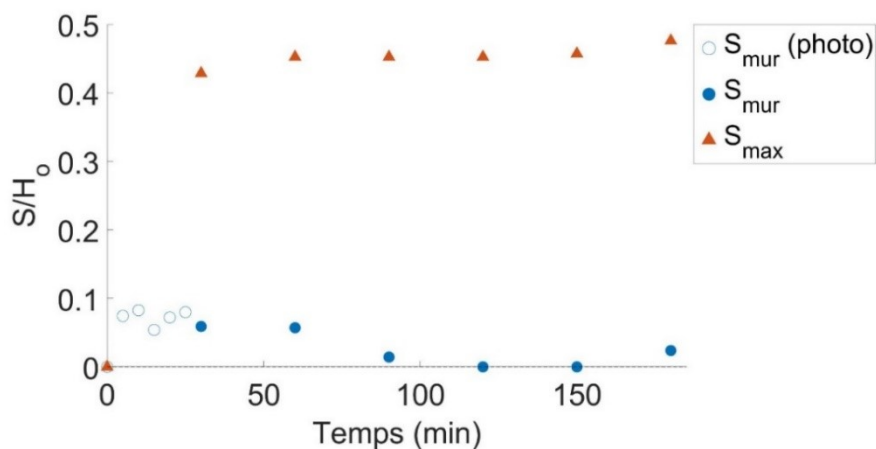


Figure A3.22 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_8)

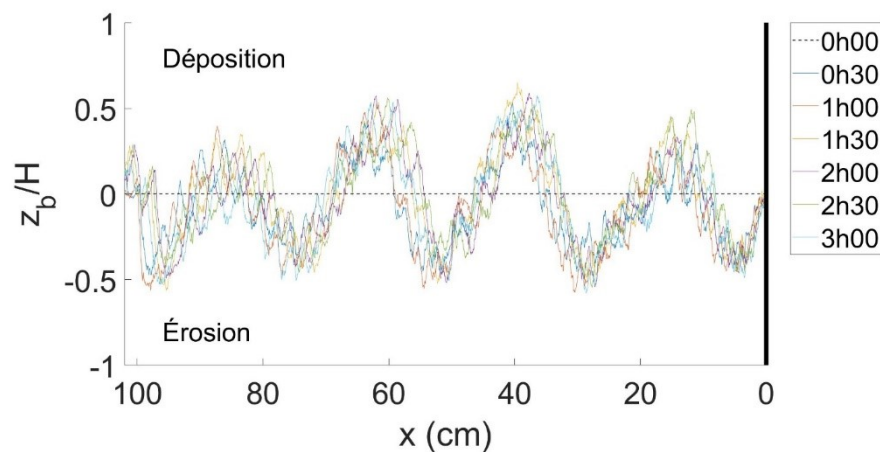


Figure A3.23 Transport sédimentaire net (216_8)

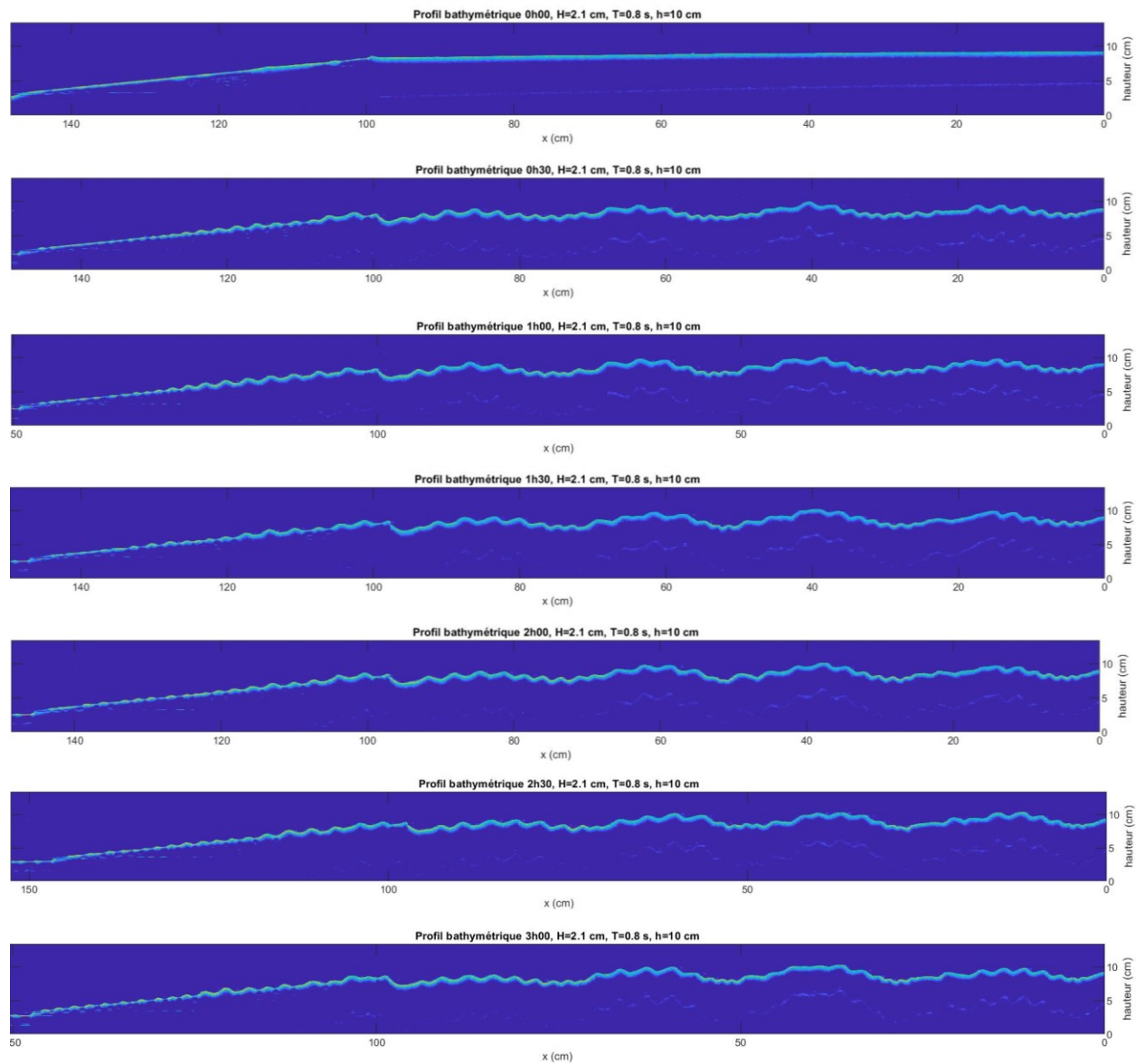


Figure A3.24 Profils bathymétriques (216_8)

216_9			
Date :	28/11/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	216	H :	2,1 cm
Pente :	1:100	T :	1,5 s

Tableau A3. 9 Évolution temporelle de l'affouillement (216_9)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,1	-
10	0,3	-
15	0,4	-
20	0,5	-
25	0,5	-
30	0,6	-
30	0,4	-
60	0,5	-
90	0,6	-
120	-0,3	-
150	-2,5	-
180		
	Photos	

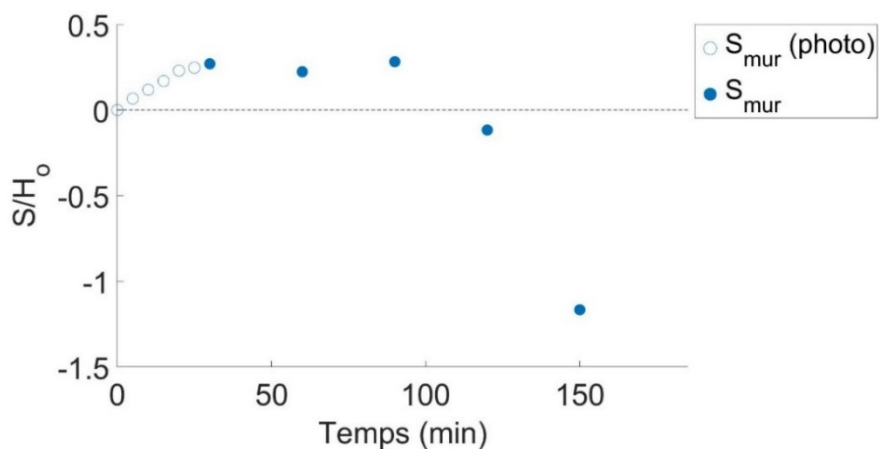


Figure A3.25 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_9)

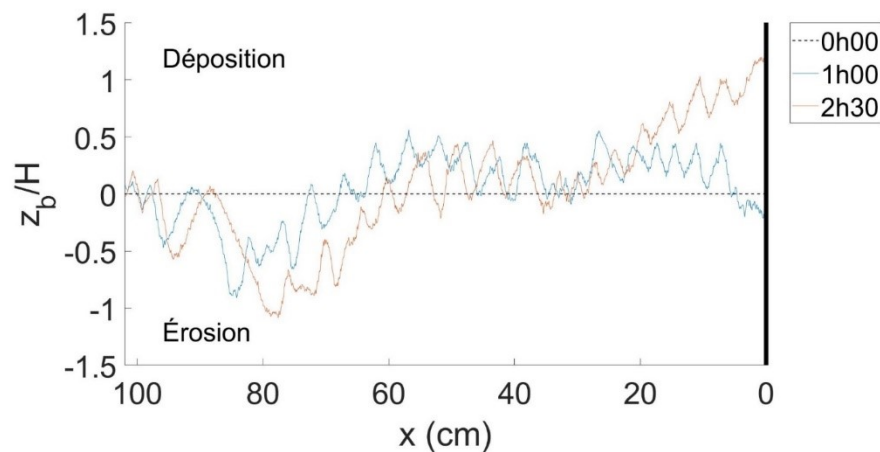


Figure A3.26 Transport sédimentaire net (216_9)

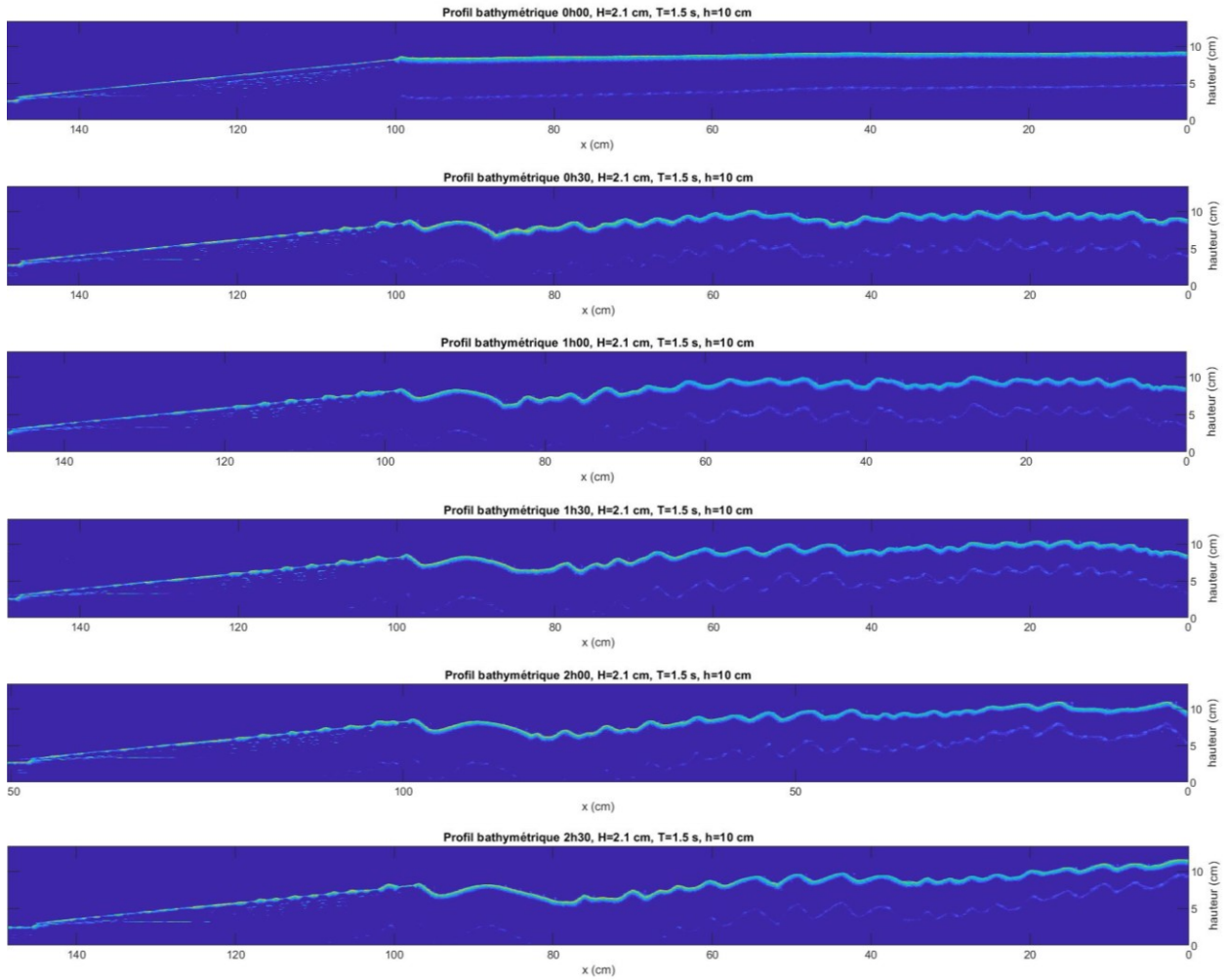


Figure A3.27 Profils bathymétriques (216_9)

Essai	216_10		
Date	03/12/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	216	H :	1,5 cm
Pente :	1:100	T :	2,5 s

Tableau A3. 10 Évolution temporelle de l'affouillement (216_10)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,4	-
10	0,5	-
15	0,5	-
20	0,4	-
25	0,4	-
30	0,4	-
30	0,6	1,2
60	0,5	1,4
90	0,6	1,2
120	0,8	1,3
150	1,4	1,4
180	1,8	1,8
	Photos	

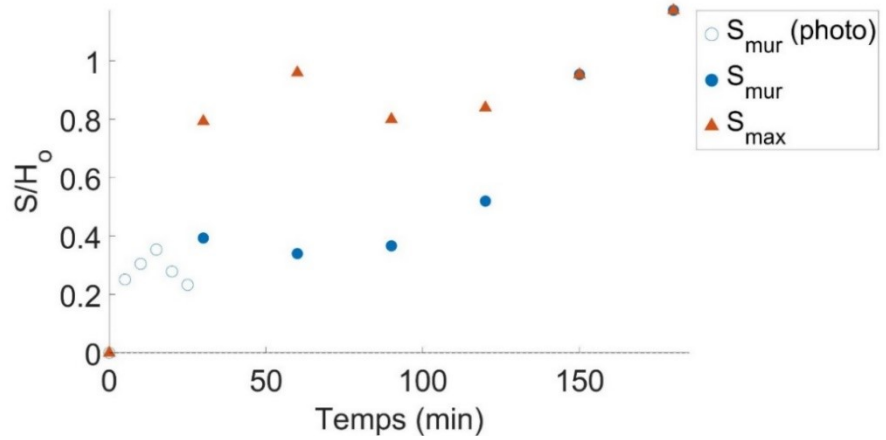


Figure A3.28 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_10)

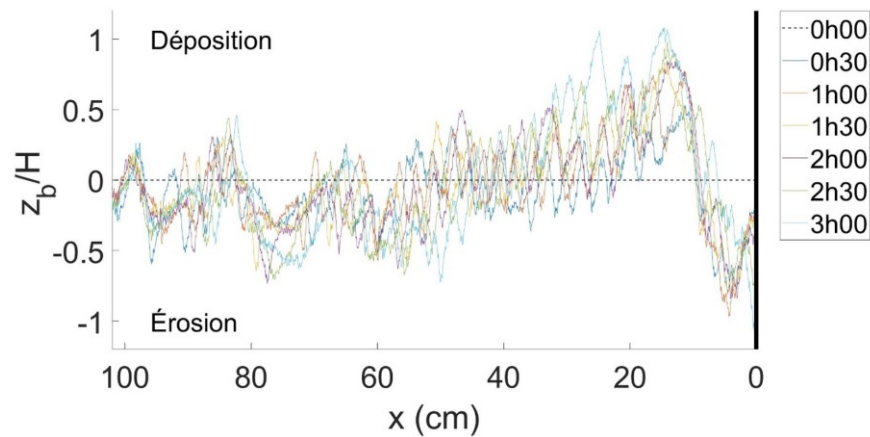


Figure A3.29 Transport sédimentaire net (216_10)



Figure A3.30 Profils bathymétriques (216_10)

Essai	216_11		
Date	04/12/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	216	H :	2,1 cm
Pente :	1:100	T :	1,5 s

Tableau A3. 11 Évolution temporelle de l'affouillement (216_11)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,5	-
10	0,5	-
15	0,7	-
20	1,0	-
25	1,3	-
30	1,1	-
30	0,5	-
60	0,4	-
90	0,8	-
120	0,3	-
150	-1,9	-
180		
	Photos	

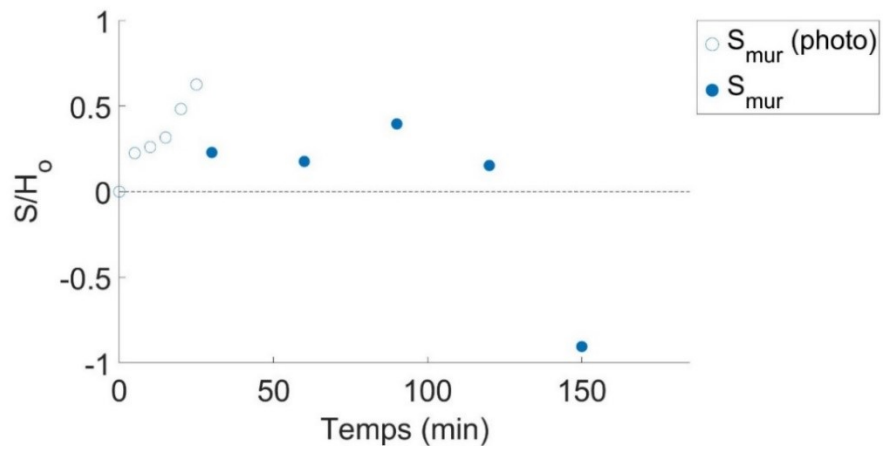


Figure A3.31 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_11)

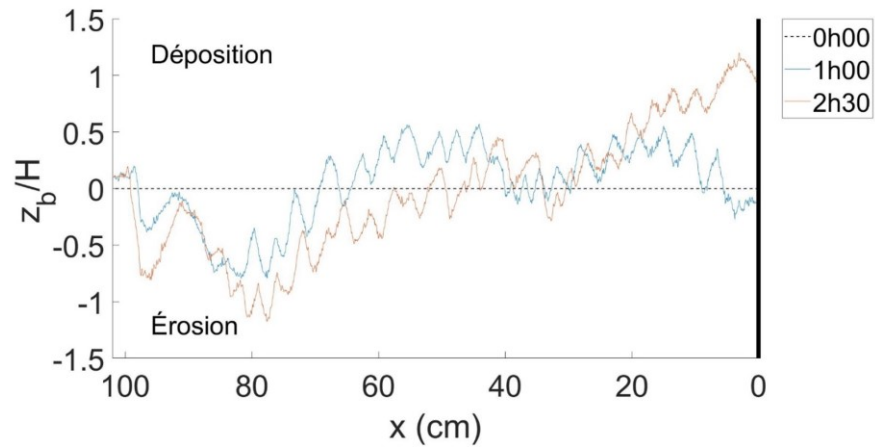


Figure A3.32 Transport sédimentaire net (216_11)

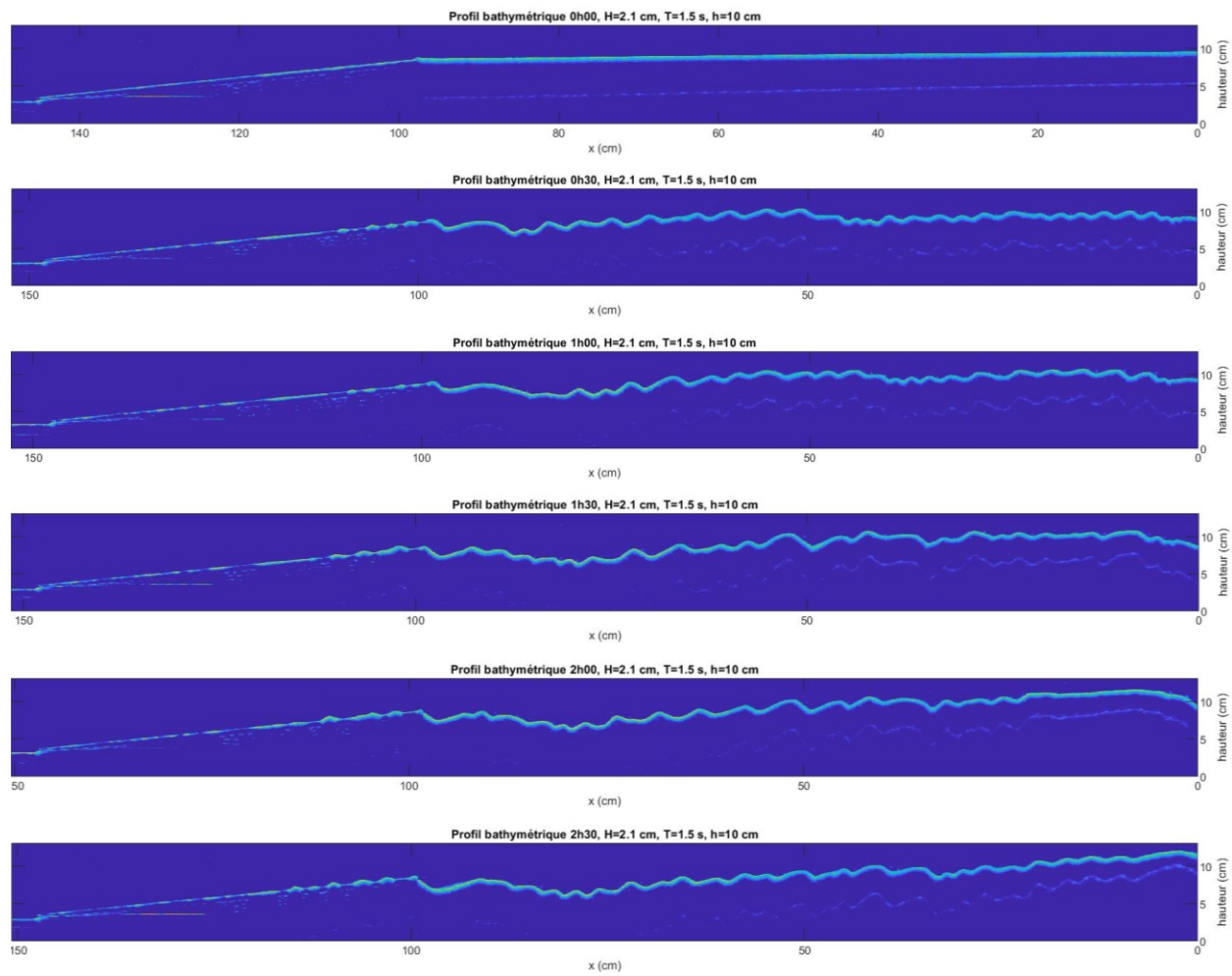


Figure A3.33 Profils bathymétriques (216_11)

Essai	216_12		
Date	05/12/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	11 cm
Sédiment :	216	H :	2,2 cm
Pente :	1:100	T :	1,5 s

Tableau A3. 12 Évolution temporelle de l'affouillement (216_12)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,8	-
10	0,7	-
15	0,8	-
20	0,4	-
25	0,5	-
30	0,7	-
30	0,7	-
60	1,2	-
90	1,4	-
120	1,4	-
150	0,8	-
180	-0,5	-
	Photos	

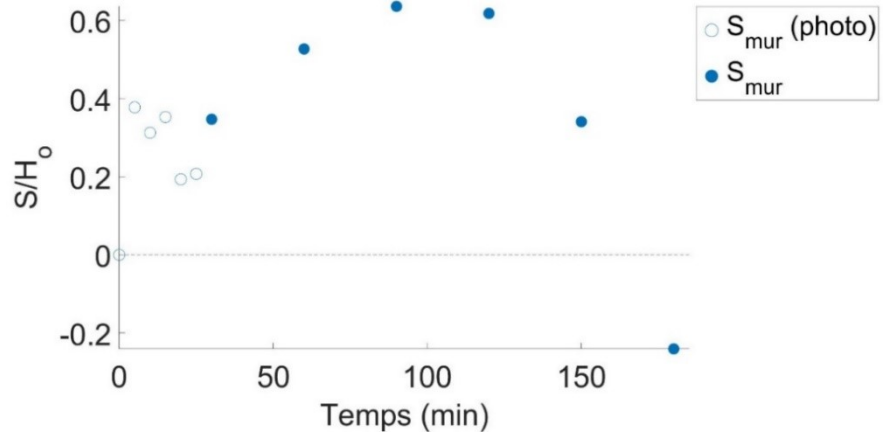


Figure A3.34 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_12)

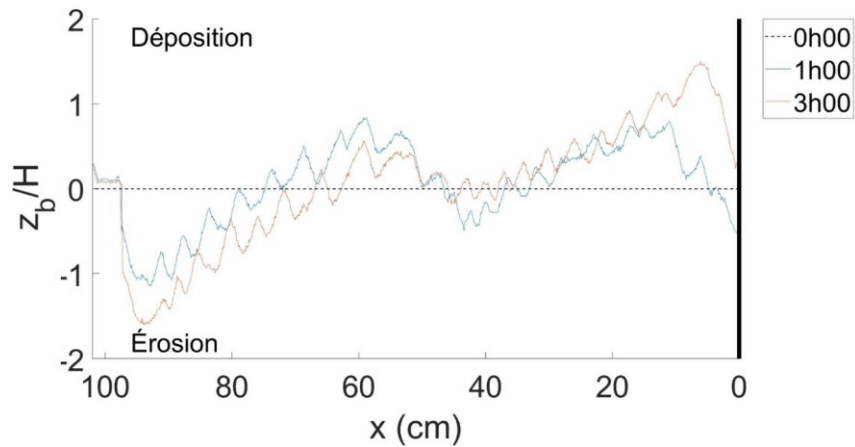


Figure A3.35 Transport sédimentaire net (216_12)

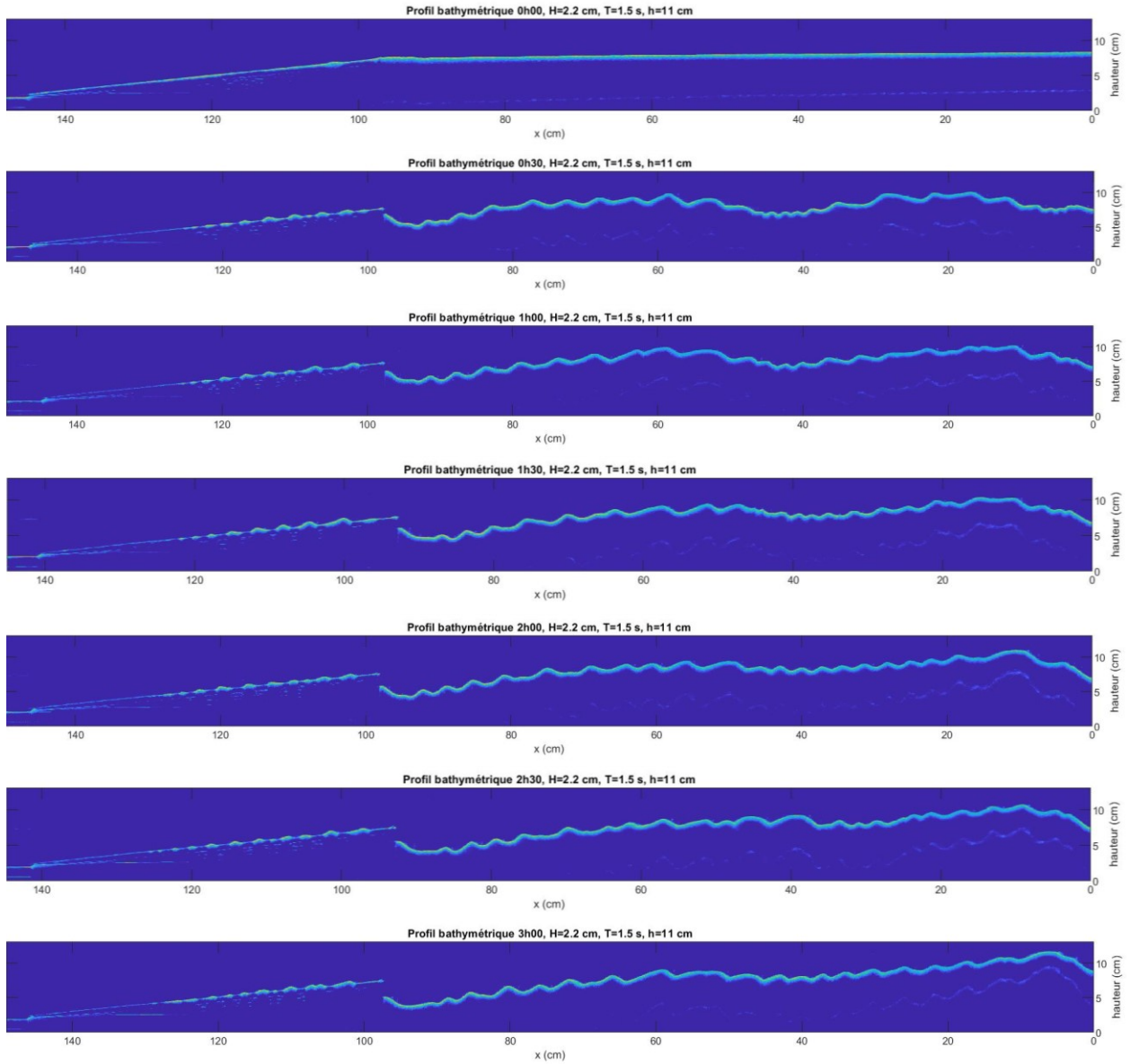


Figure A3.36 Profils bathymétriques (216_12)

Essai	216_13		
Date	07/12/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	16 cm
Sédiment :	216	H :	1,3 cm
Pente :	1:10	T :	2 s

Tableau A3. 13 Évolution temporelle de l'affouillement (216_13)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,3	-
10	0,2	-
15	0,2	-
20	0,3	-
25	0,3	-
30	0,3	-
30	0,9	2,4
60	1,4	3,0
90	1,6	3,5
120	1,5	3,8
150	1,8	4,4
180	1,7	4,5
	Photos	

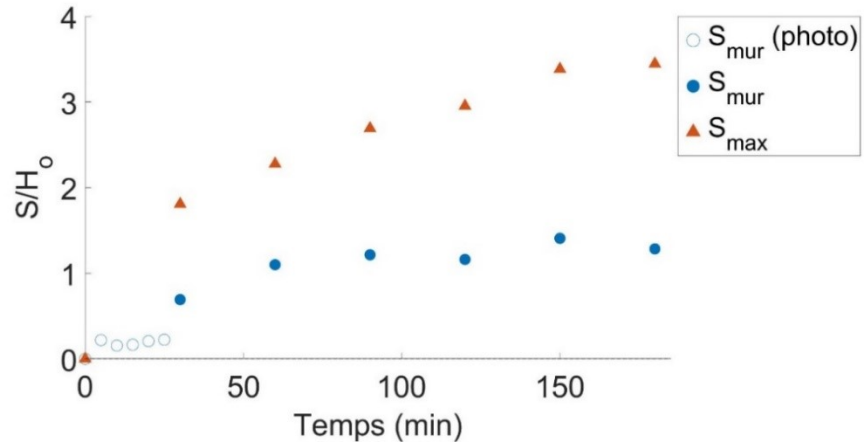


Figure A3.37 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_13)

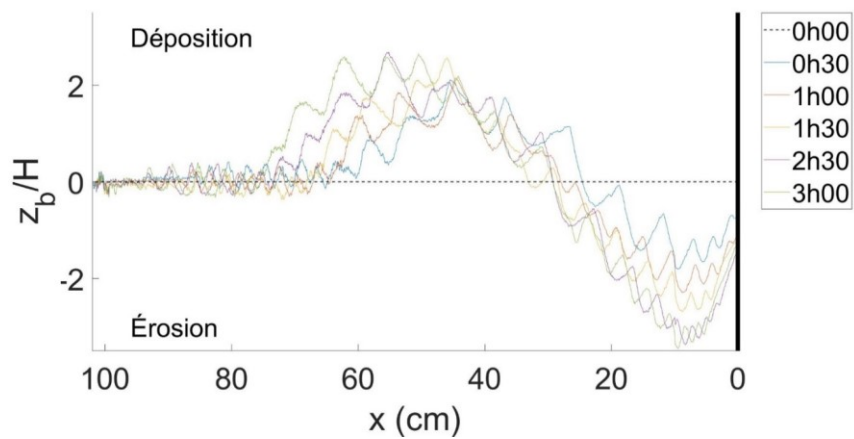


Figure A3.38 Transport sédimentaire net (216_13)

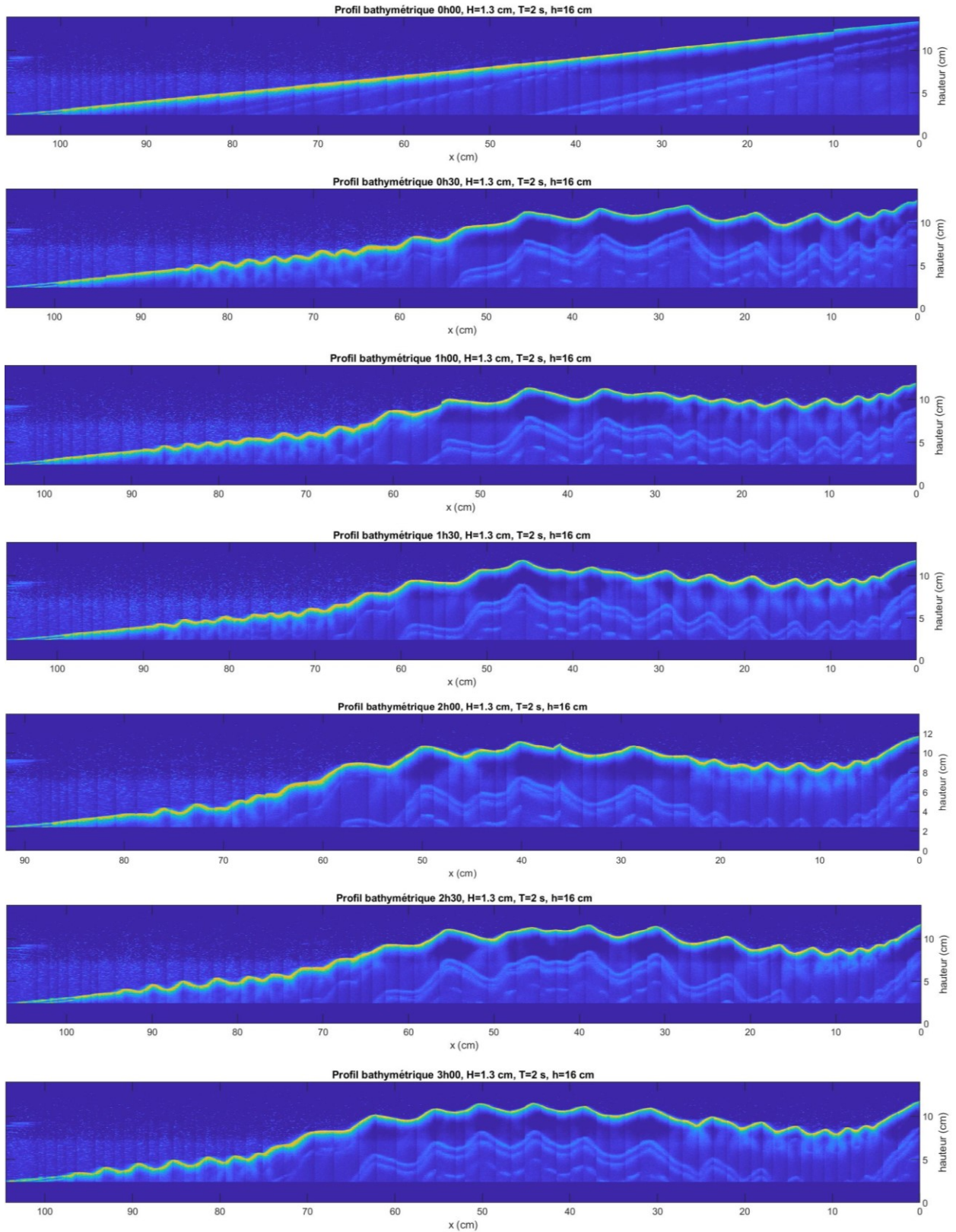


Figure A3.39 Profils bathymétriques (216_13)

Essai	216_14		
Date	11/12/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	16 cm
Sédiment :	216	H :	1,7 cm
Pente :	1:10	T :	1 s

Tableau A3. 14 Évolution temporelle de l'affouillement (216_14)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	-0,1	-
10	-0,2	-
15	0,0	-
20	-0,1	-
25	-0,2	-
30	-	-
30	-0,1	0,7
60	0,1	1,4
90	0,1	1,7
120	0,0	1,5
150	0,1	1,6
180	0,7	1,7
	Photos	

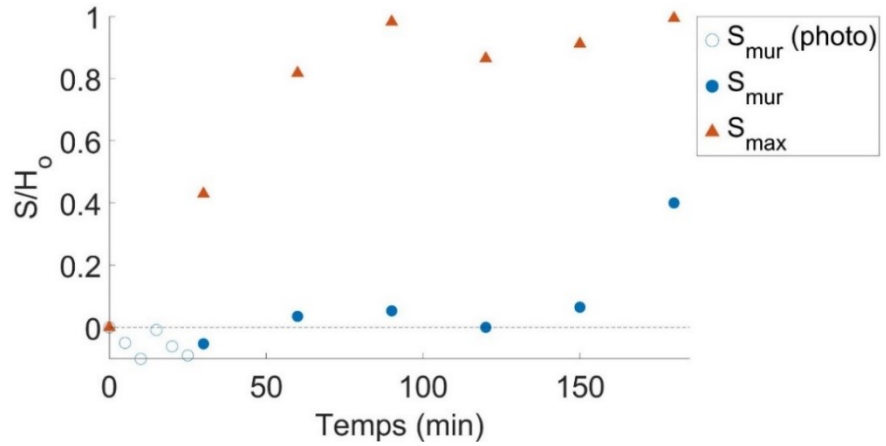


Figure A3.40 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (216_14)

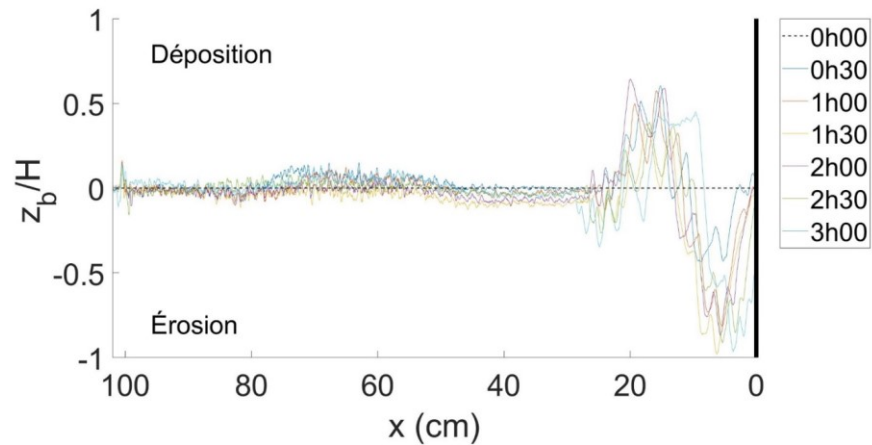


Figure A3.41 Transport sédimentaire net (216_14)

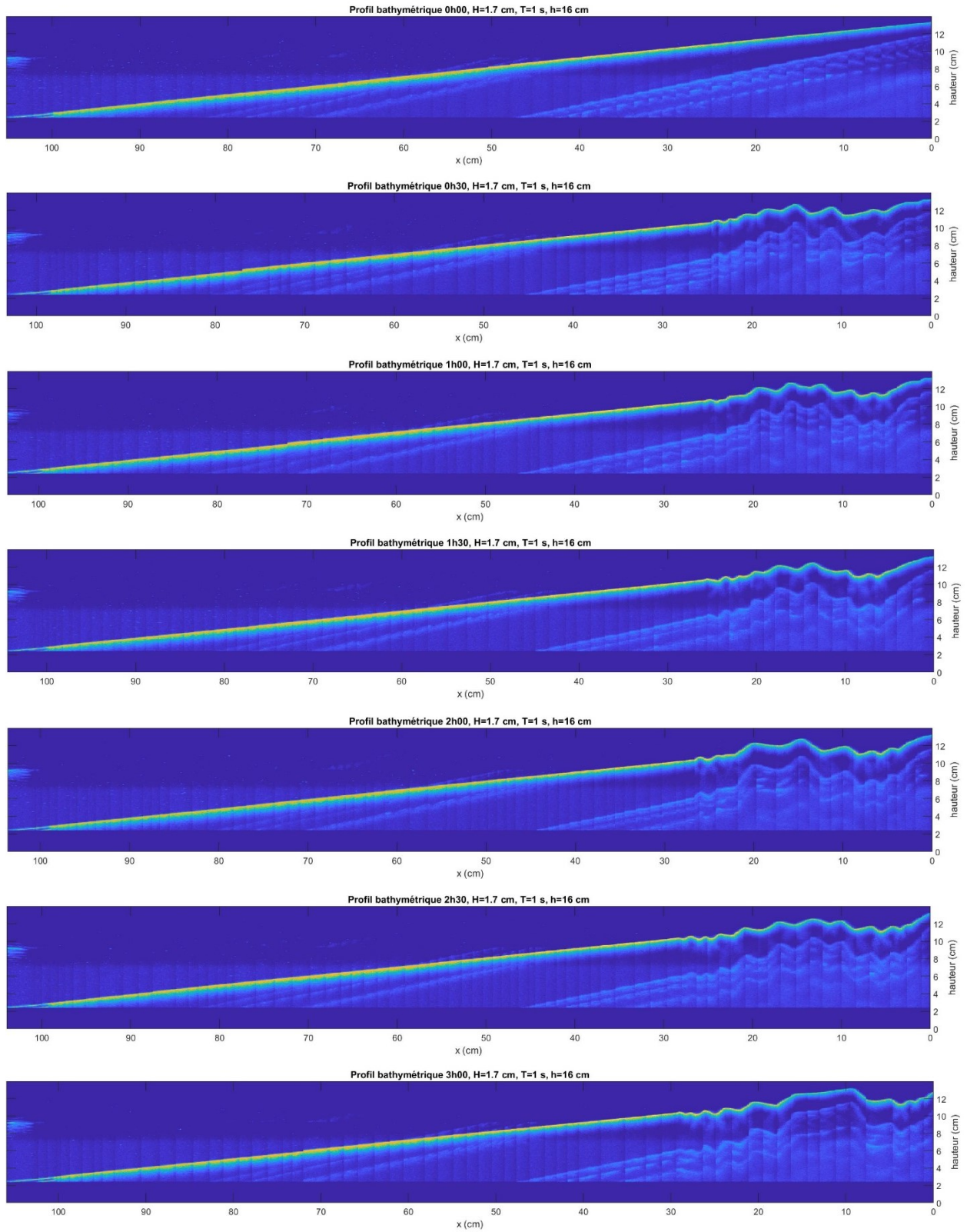


Figure A3.42 Profils bathymétriques (216_14)

Essai	FLINT_1		
Date	13/12/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	FLINT	H :	2,1 cm
Pente :	1:100	T :	0,8 s

Tableau A3. 15 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_1)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,2	-
10	0,2	-
15	0,3	-
20	0,3	-
25	0,6	-
30	0,6	-
30	0,4	0,5
60	0,6	0,6
90	0,3	0,6
120	0,4	0,6
150	0,6	0,6
180	0,6	0,6
	Photos	

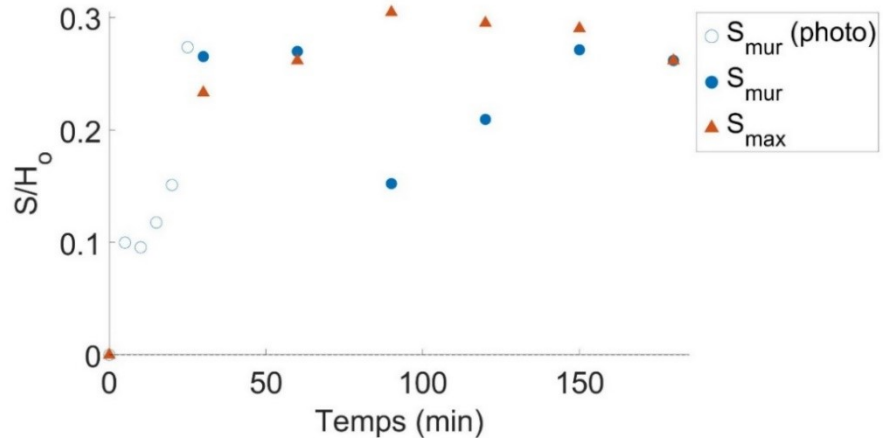


Figure A3.43 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_1)

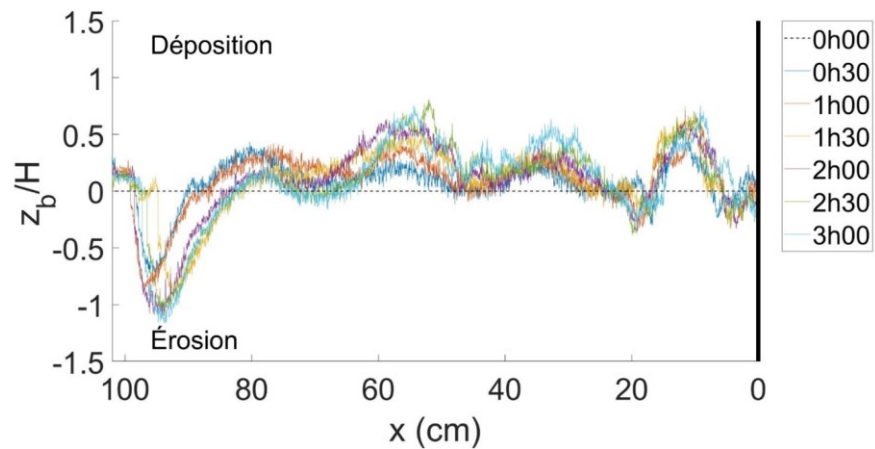


Figure A3.44 Transport sédimentaire net (FLINT_1)

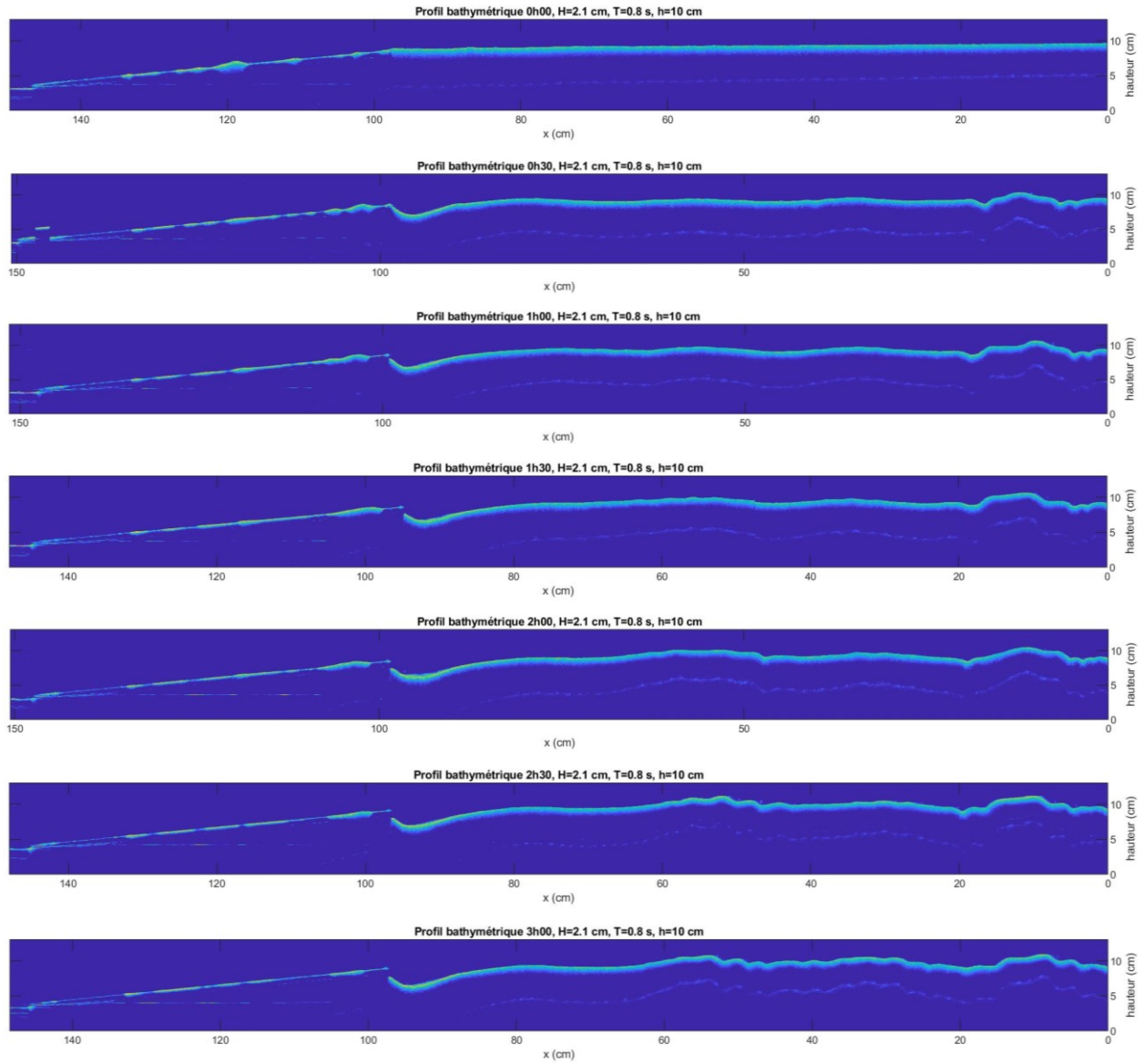


Figure A3.45 Profils bathymétriques (FLINT_1)

Essai	FLINT_2		
Date	17/12/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	FLINT	H :	2,1 cm
Pente :	1:100	T :	1,5 s

Tableau A3. 16 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_2)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,4	-
10	0,4	-
15	0,6	-
20	0,7	-
25	0,8	-
30	0,9	-
30	0,1	-
60	0,7	-
90	0,7	-
120	0,4	-
150	-0,2	-
180	-1,1	-
	Photos	

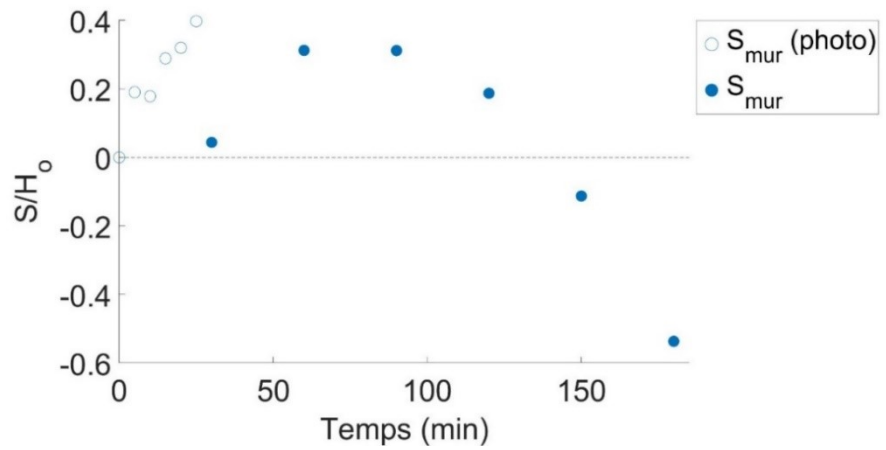


Figure A3.46 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_2)

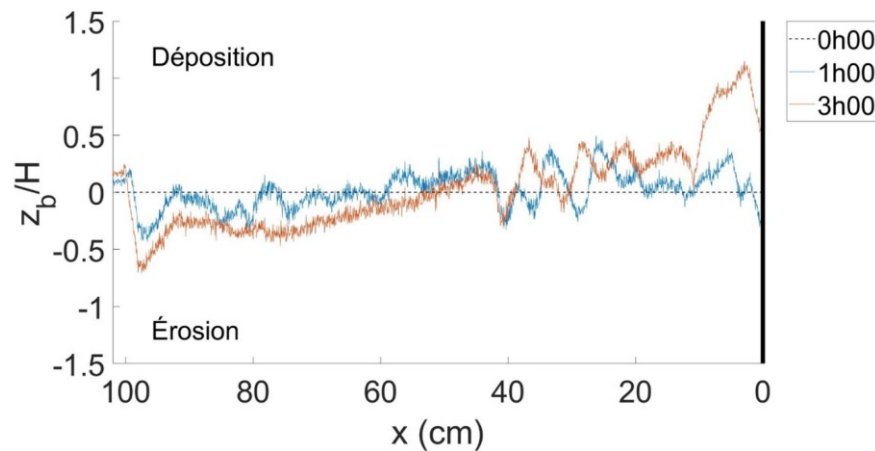


Figure A3.47 Transport sédimentaire net (FLINT_2)

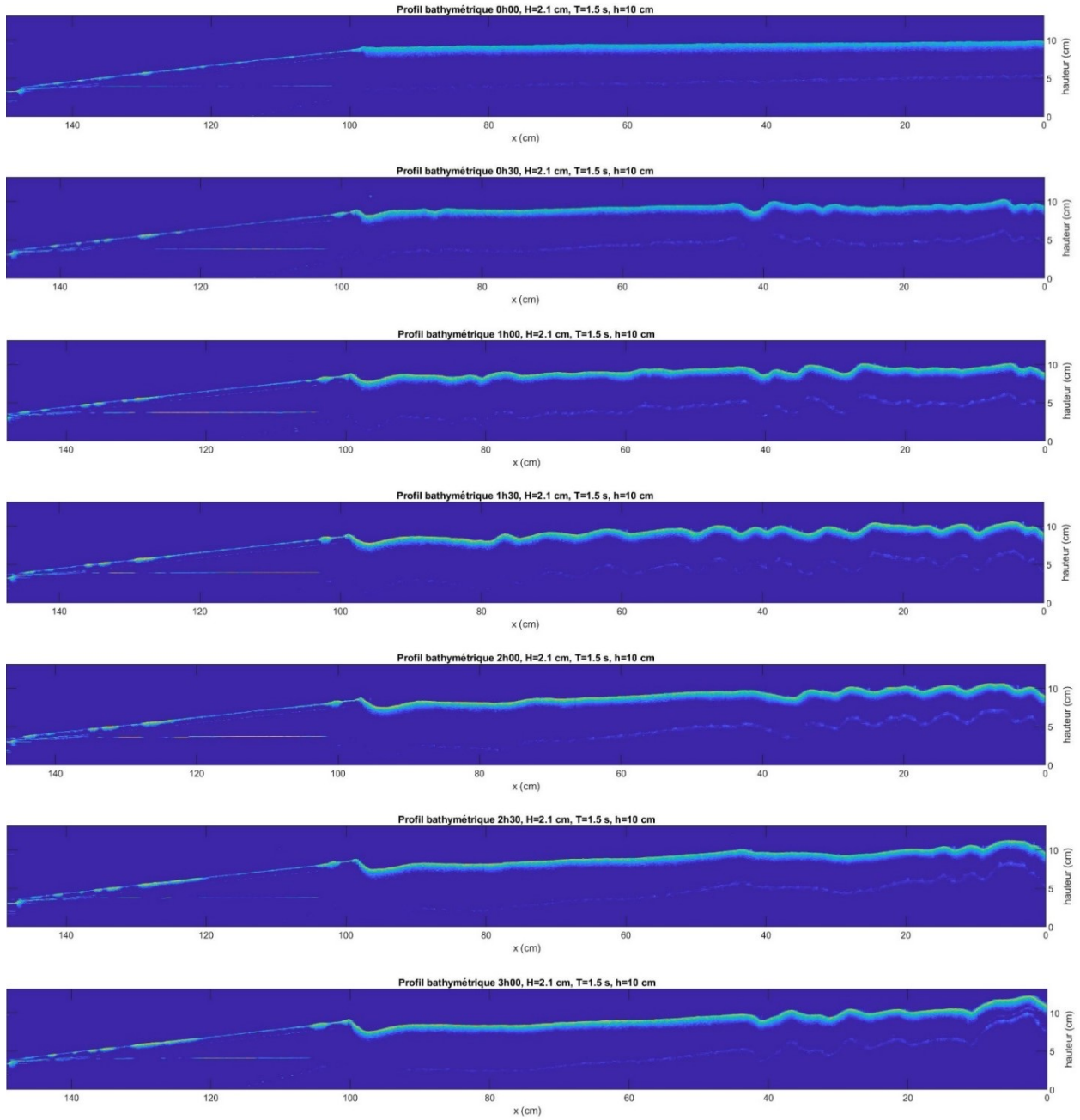


Figure A3.48 Profils bathymétriques (FLINT_2)

Essai	FLINT_3		
Date	18/12/2019		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	FLINT	H :	1,5 cm
Pente :	1:100	T :	2,5 s

Tableau A3. 17 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_3)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,3	-
10	0,4	-
15	0,4	-
20	0,7	-
25	0,6	-
30	0,9	-
30	1,3	-
60	0,8	-
90	1,1	-
120	-0,3	-
150	-1,3	-
180	-0,9	-
	Photos	

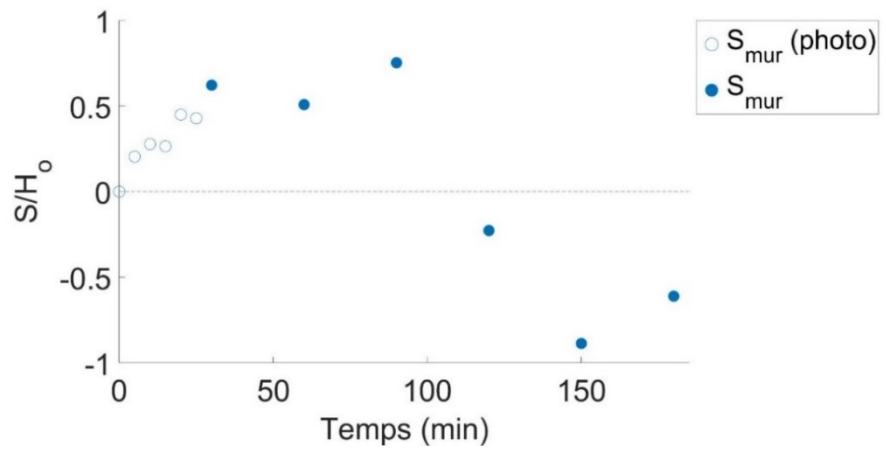


Figure A3.49 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_3)

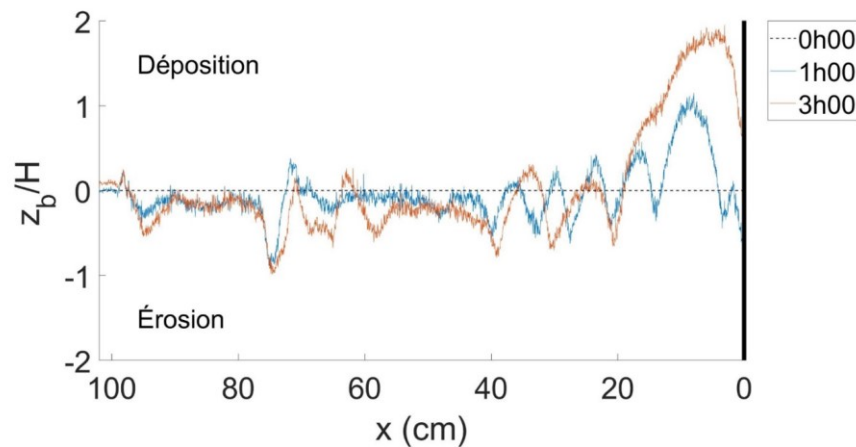


Figure A3.50 Transport sédimentaire net (FLINT_3)

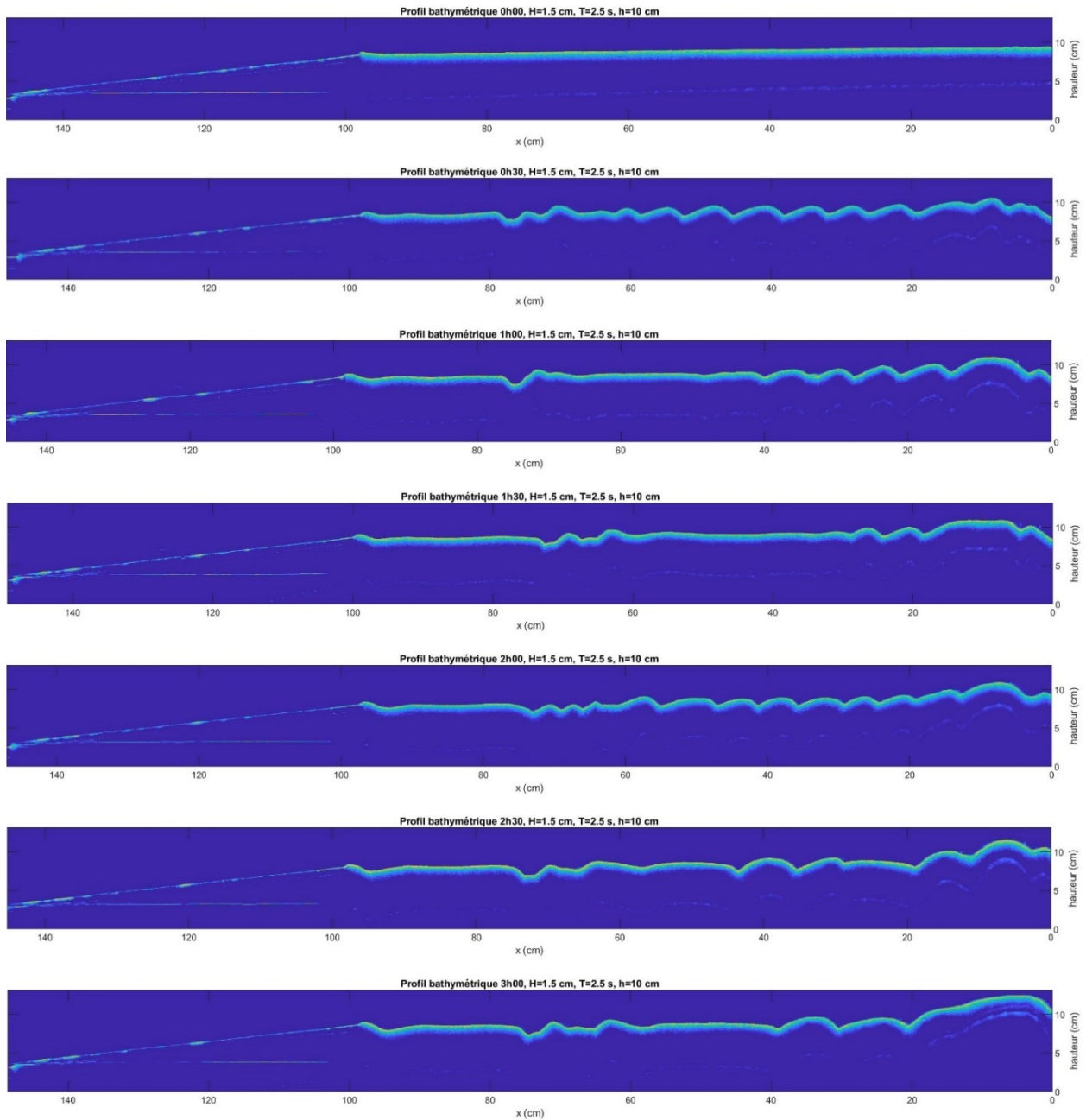


Figure A3.51 Profils bathymétriques (FLINT_3)

Essai	FLINT_4		
Date	15/01/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	FLINT	H :	1,7 cm
Pente :	1:100	T :	2 s

Tableau A3. 18 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_4)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	-0,0	-
10	0,3	-
15	-0,1	-
20	0,2	-
25	0,2	-
30	0,2	-
30	0,3	0,4
60	0,5	0,5
90	0,5	0,5
120	0,6	0,9
150	0,9	0,9
180	0,9	1,0
	Photos	

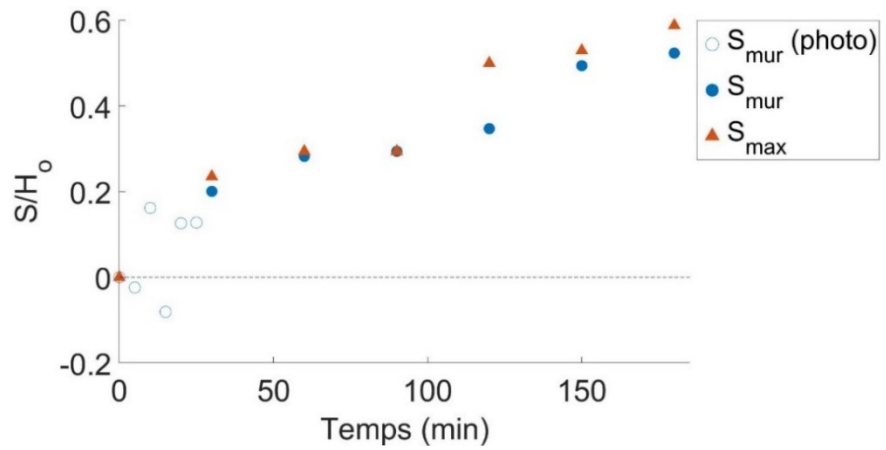


Figure A3.52 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_4)

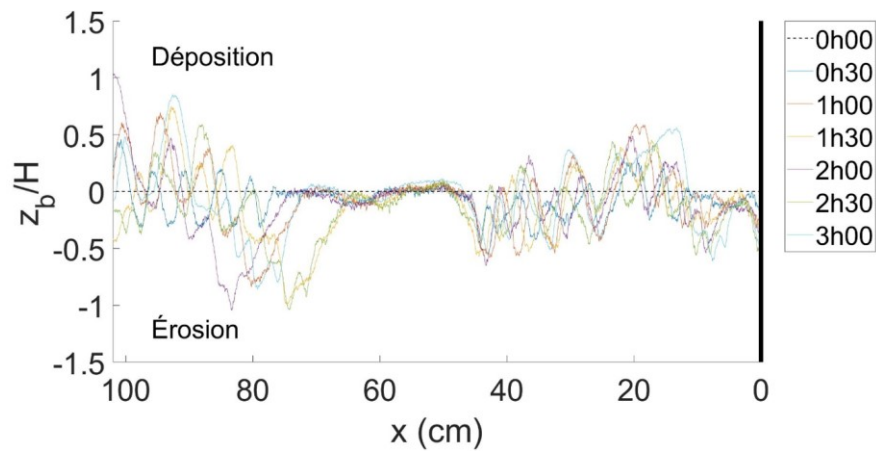


Figure A3.53 Transport sédimentaire net (FLINT_4)

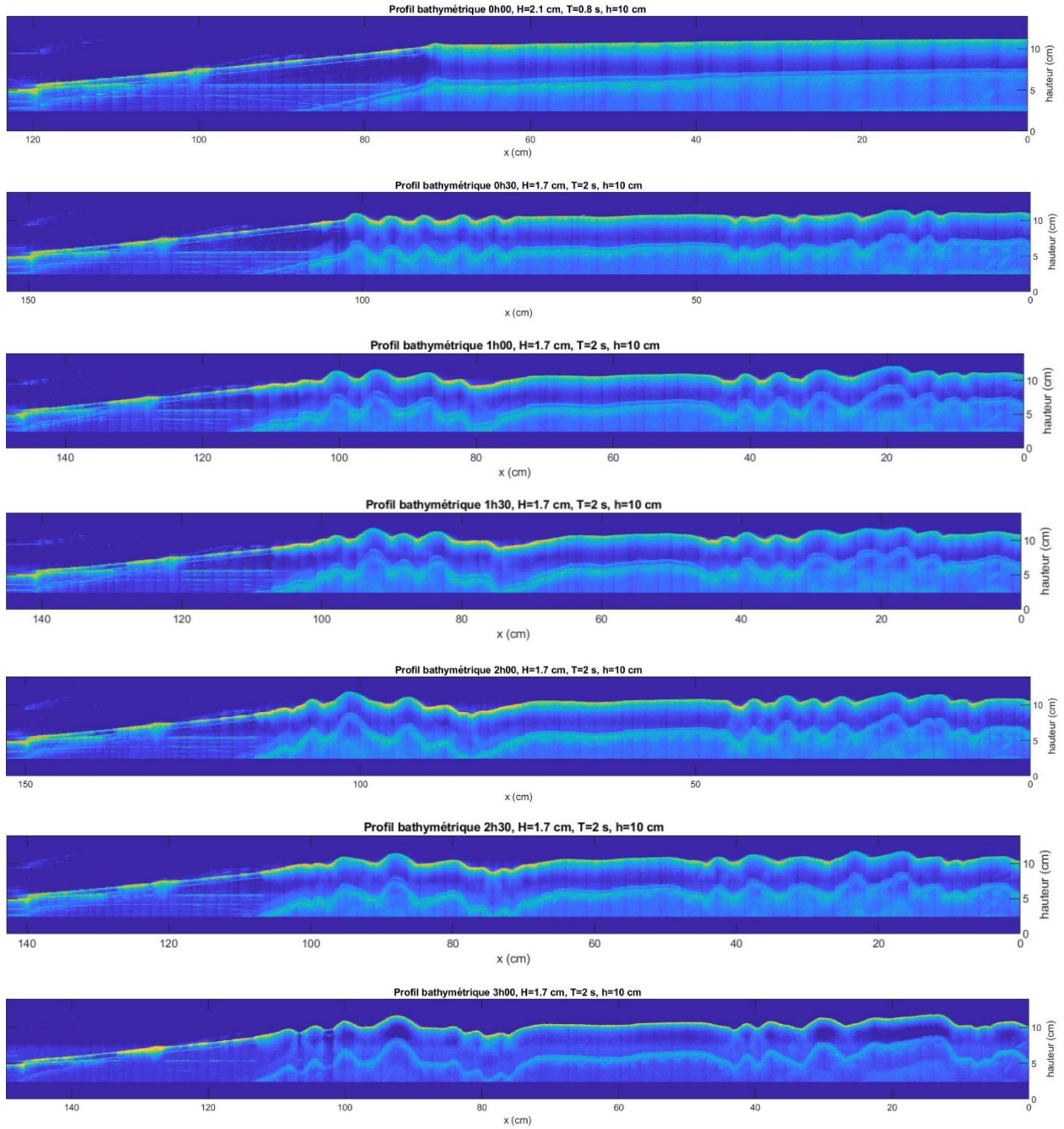


Figure A3.54 Profils bathymétriques (FLINT_4)

Essai	FLINT_5		
Date	21/01/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	11 cm
Sédiment :	FLINT	H :	2,1 cm
Pente :	1:100	T :	1,5 s

Tableau A3. 19 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_5)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,8	-
10	0,8	-
15	0,9	-
20	1,3	-
25	1,2	-
30	1,2	-
30	1,2	
60	1,6	
90	1,1	
120	0,6	
150	-0,2	
180	-0,3	
	Photos	

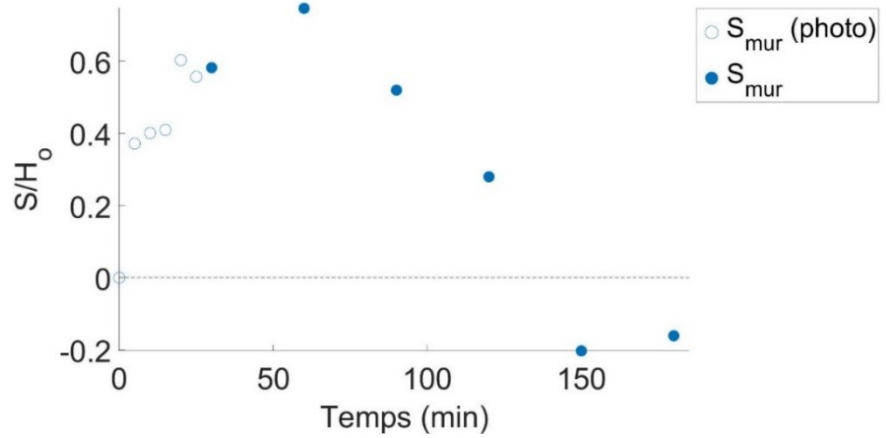


Figure A3.55 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_5)

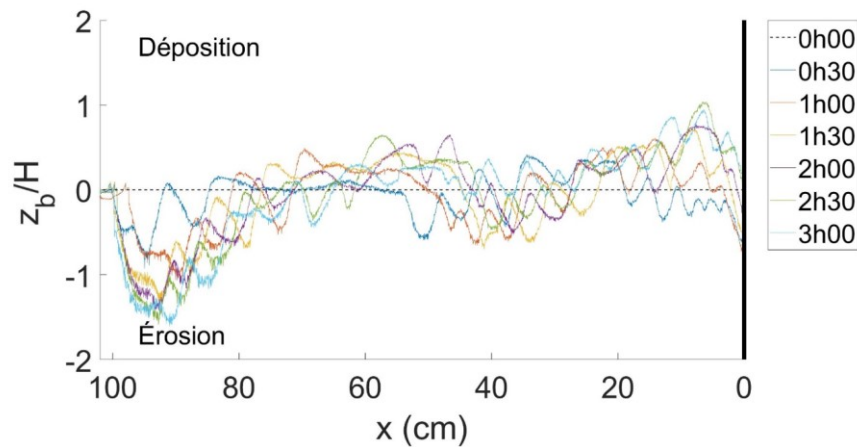


Figure A3.56 Transport sédimentaire net (FLINT_5)

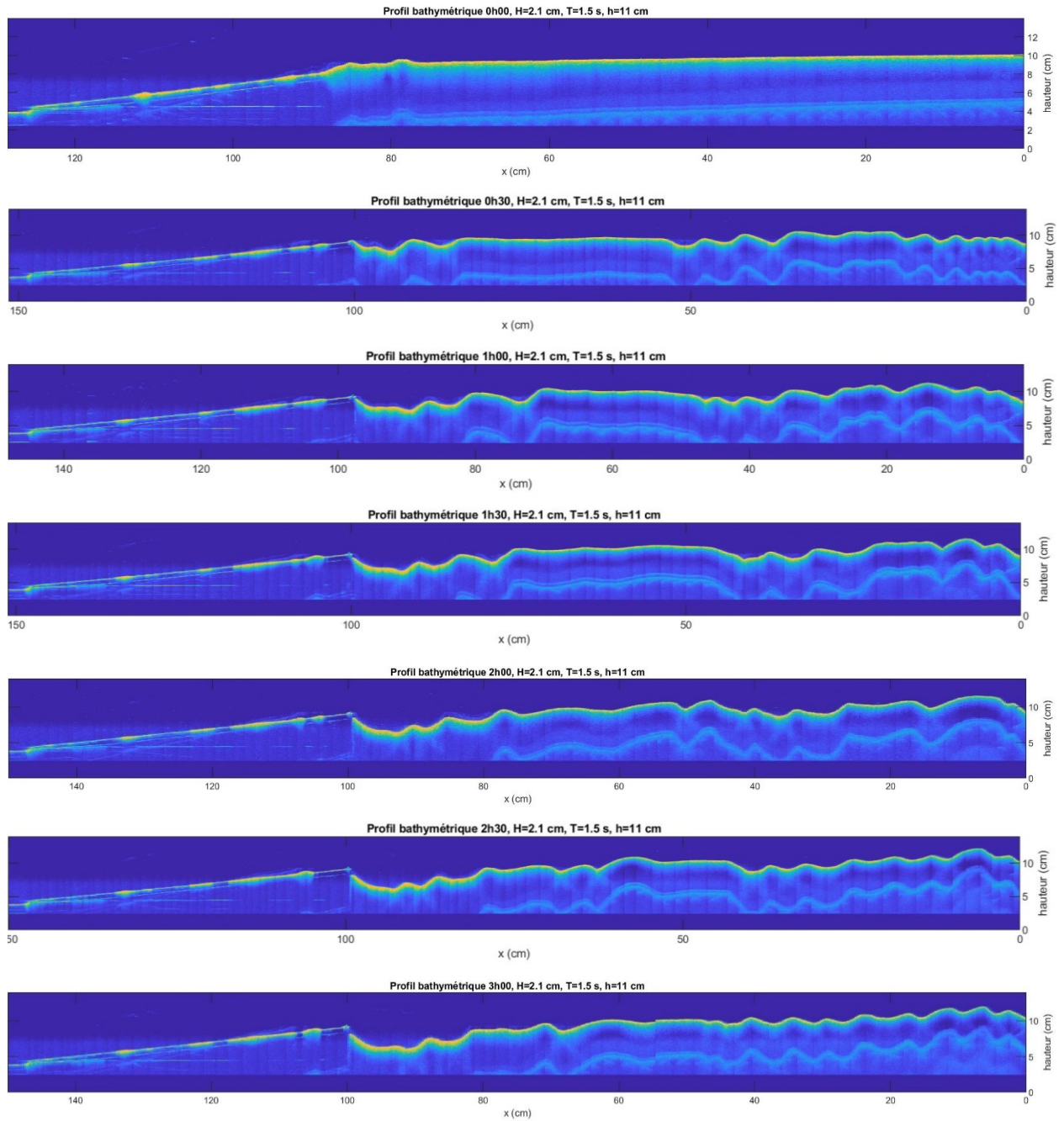


Figure A3.57 Profils bathymétriques (FLINT_5)

Essai	FLINT_6		
Date	22/01/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	13 cm
Sédiment :	FLINT	H :	2,2 cm
Pente :	1:25	T :	2,5 s

Tableau A3. 20 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_6)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,7	-
10	1,0	-
15	0,9	-
20	1,1	-
25	1,2	-
30	1,3	-
30	1,2	1,7
60	1,4	2,0
90	1,4	2,6
120	1,7	2,9
150	1,8	3,3
180	2,1	3,4
	Photos	

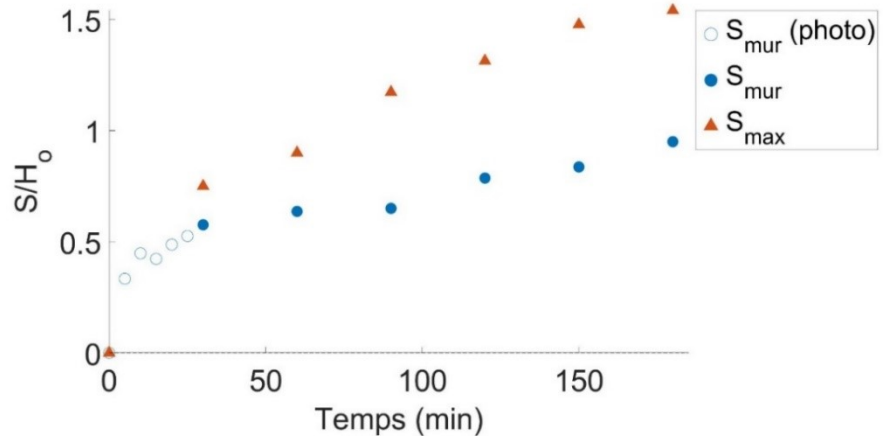


Figure A3.58 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_6)

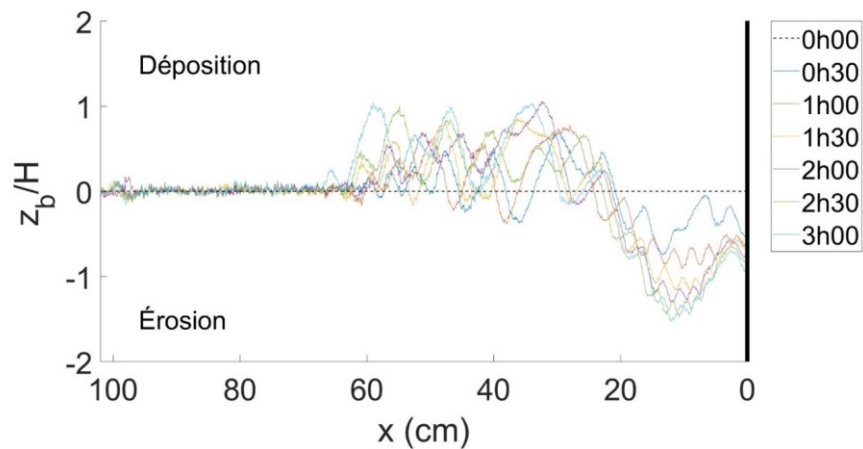


Figure A3.59 Transport sédimentaire net (FLINT_6)

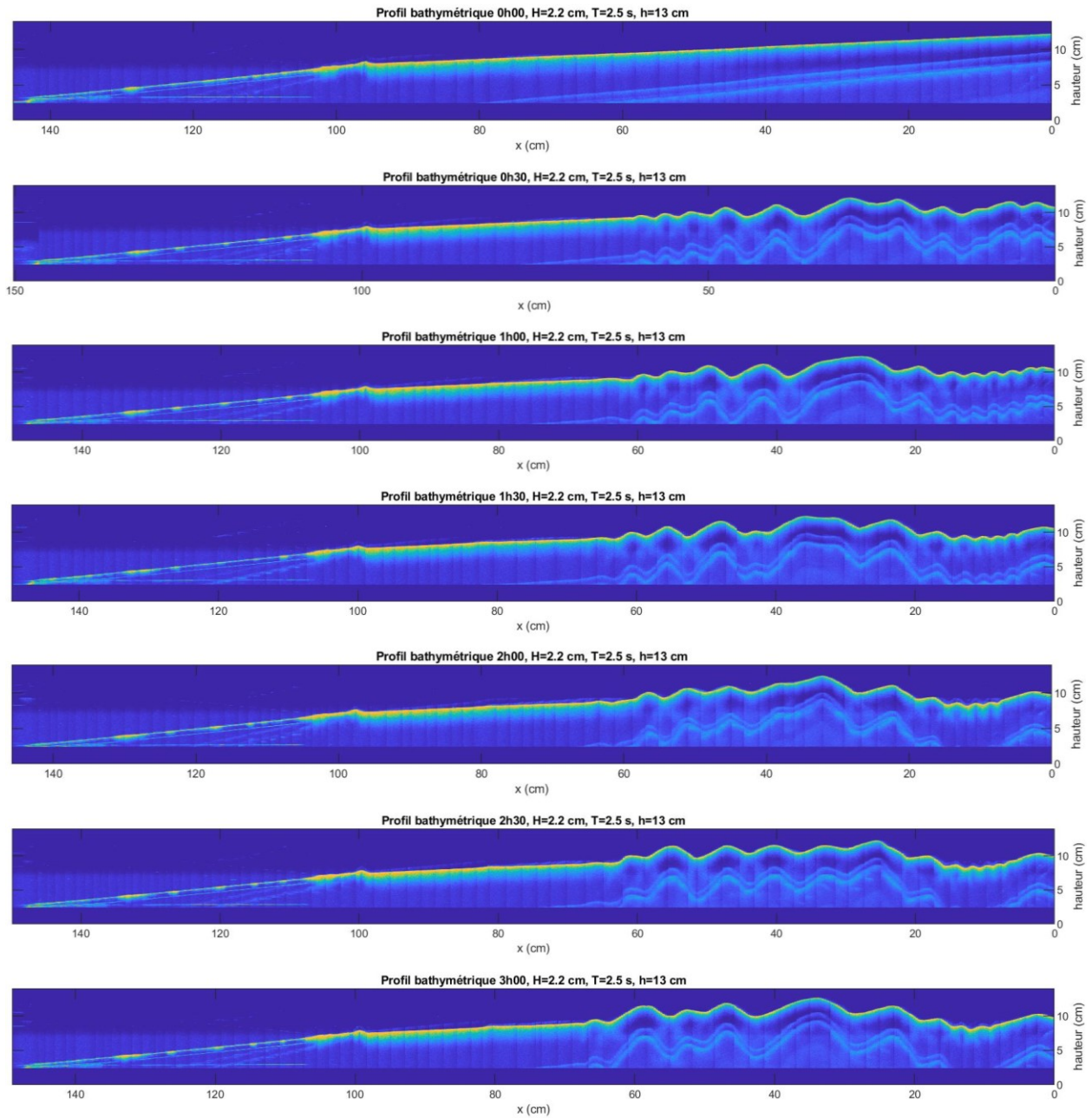


Figure A3.60 Profils bathymétriques (FLINT_6)

Essai	FLINT_7		
Date	23/01/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	13 cm
Sédiment :	FLINT	H :	1,7 cm
Pente :	1:25	T :	2 s

Tableau A3. 21 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_7)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0	-
10	0,1	-
15	0,1	-
20	0,1	-
25	0,1	-
30	0,3	-
30	0,1	3,6
60	0,3	3,9
90	0,4	3,9
120	0,3	3,9
150	0,3	3,8
180	0,3	3,9
	Photos	

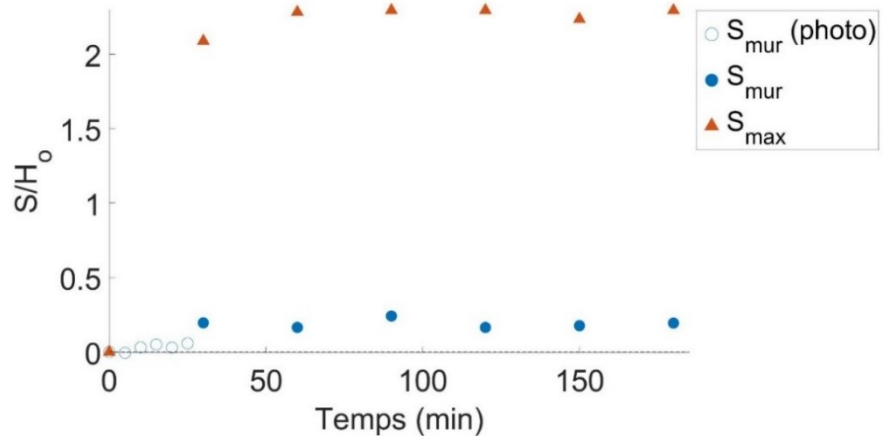


Figure A3.61 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_7)

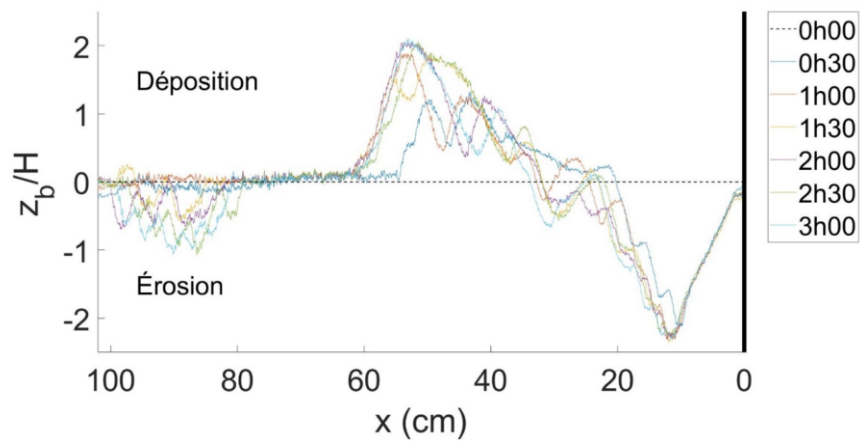


Figure A3.62 Transport sédimentaire net (FLINT_7)

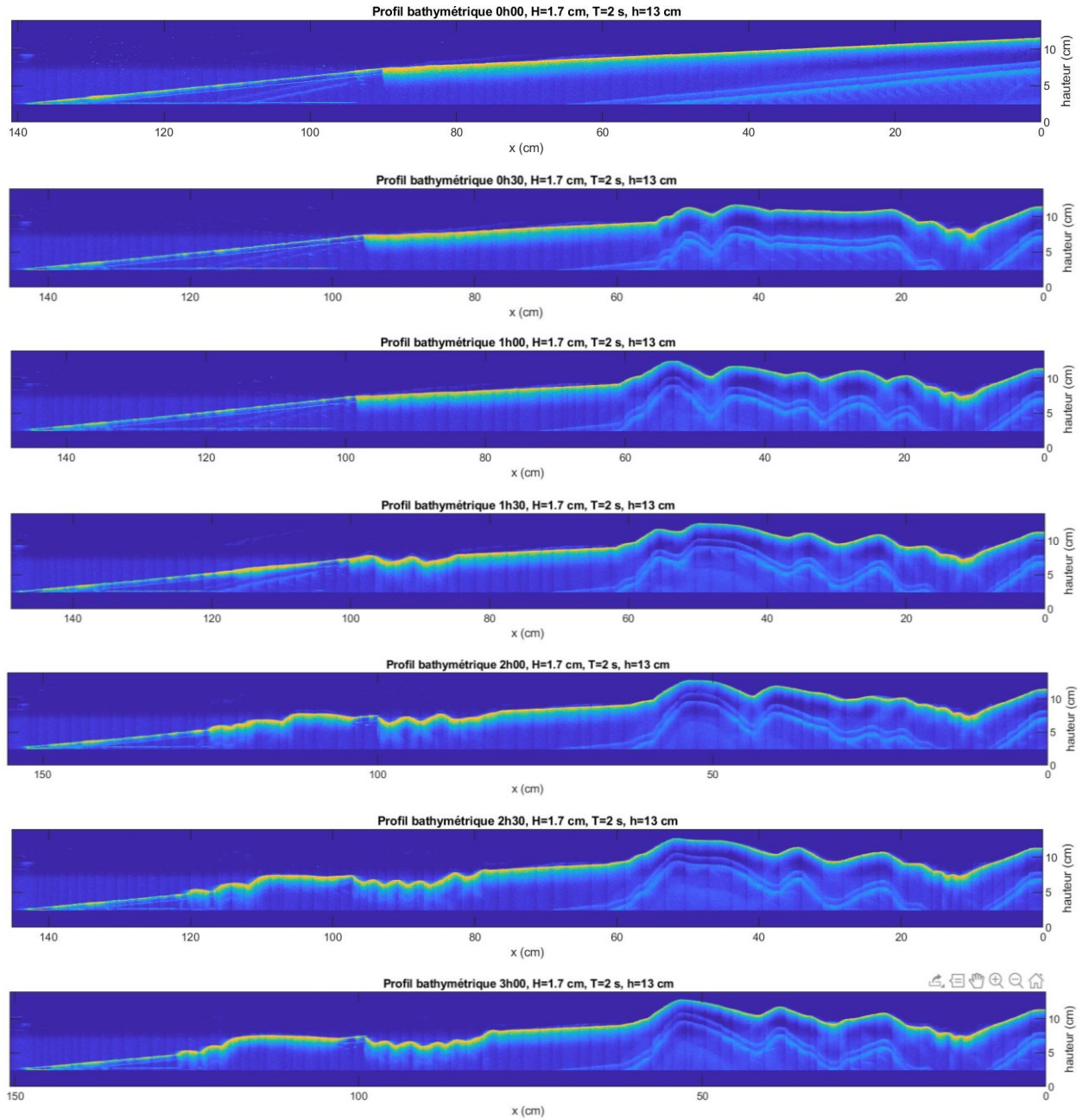


Figure A3.63 Profils bathymétriques (FLINT_7)

Essai	FLINT_8		
Date	24/01/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	13 cm
Sédiment :	FLINT	H :	1,7 cm
Pente :	1:25	T :	1 s

Tableau A3. 22 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_8)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,5	-
10	1,1	-
15	1,1	-
20	1,1	-
25	1,2	-
30	1,2	-
30	1,0	-
60	0,3	-
90	-0,6	-
120	-0,8	-
150		
180		
	Photos	

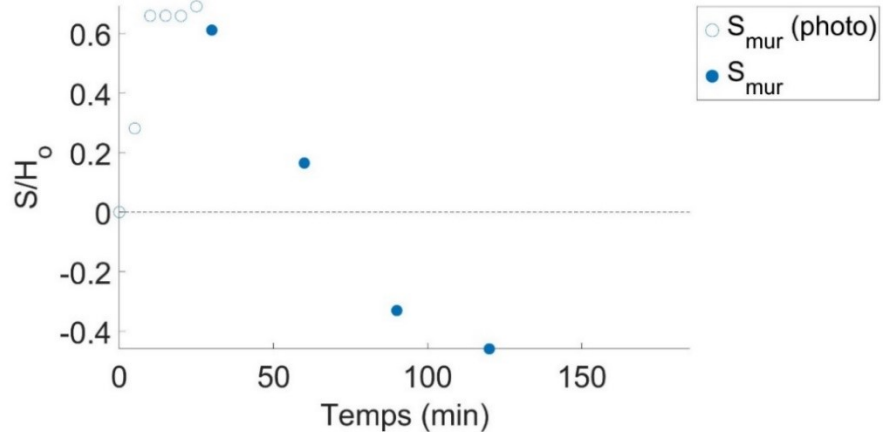


Figure A3.64 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_8)

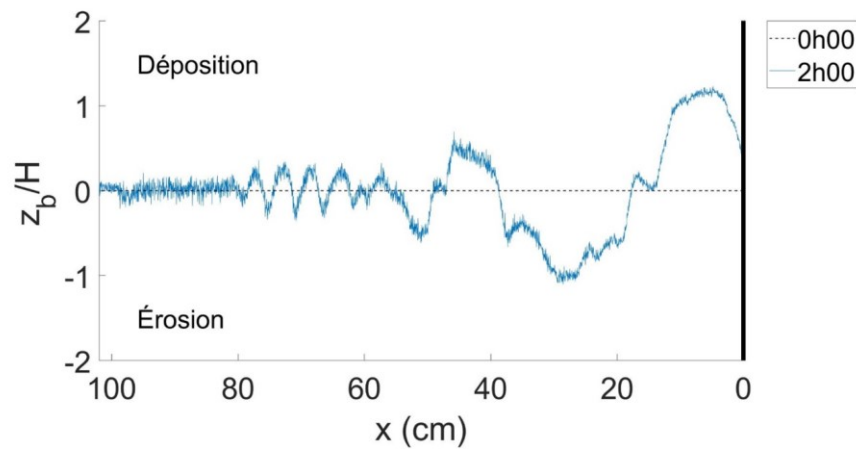


Figure A3.65 Transport sédimentaire net (FLINT_8)

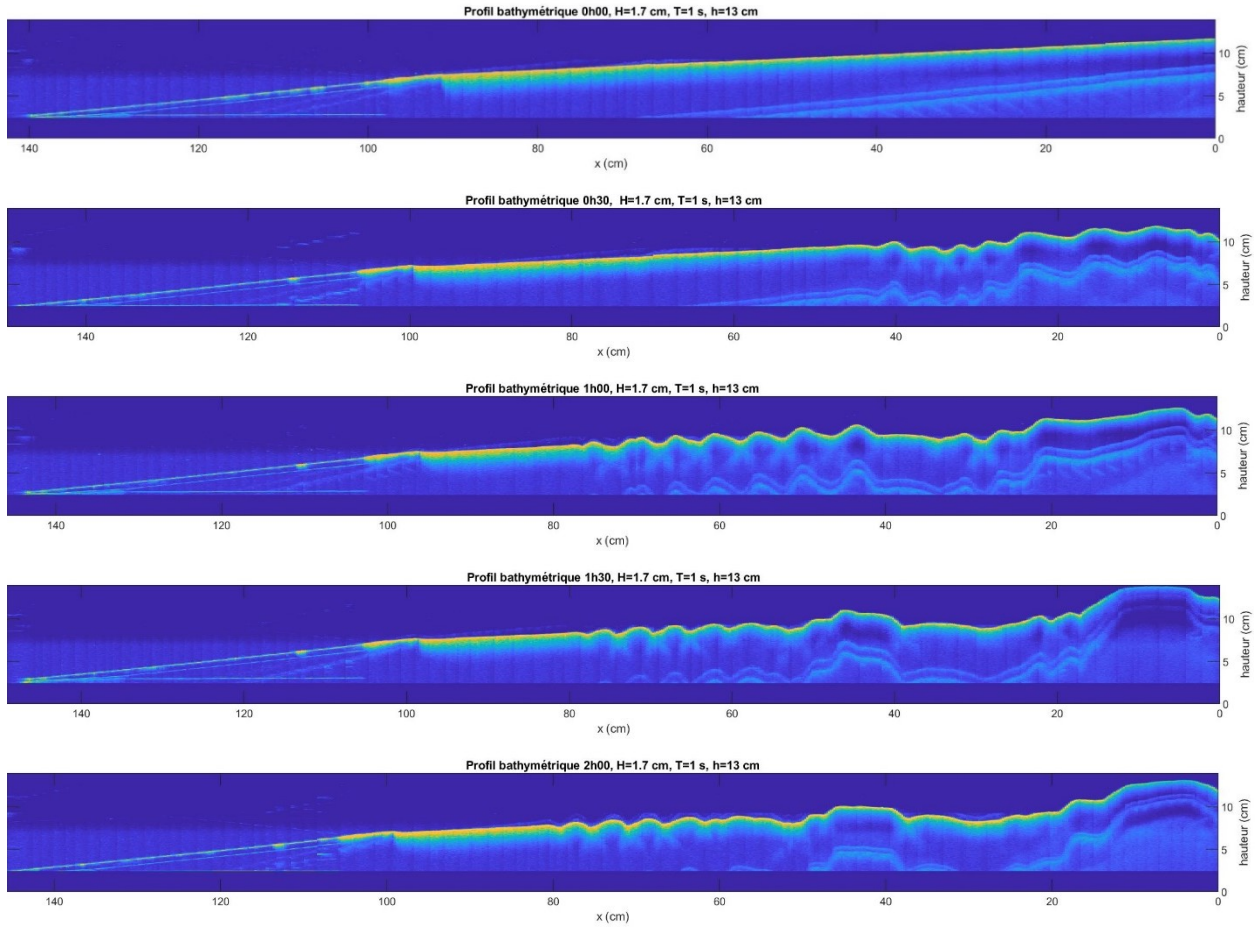


Figure A3.66 Profils bathymétriques (FLINT_8)

Essai	FLINT_9		
Date	29/01/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	15 cm
Sédiment :	FLINT	H :	1,6 cm
Pente :	1:25	T :	3 s

Tableau A3. 23 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_9)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,2	-
10	0,2	-
15	0,3	-
20	0,4	-
25	0,4	-
30	0,5	-
30	0,9	1,4
60	1,2	1,7
90	1,2	1,4
120	0,9	1,5
150	1,1	1,4
180	0,9	1,4
	Photos	

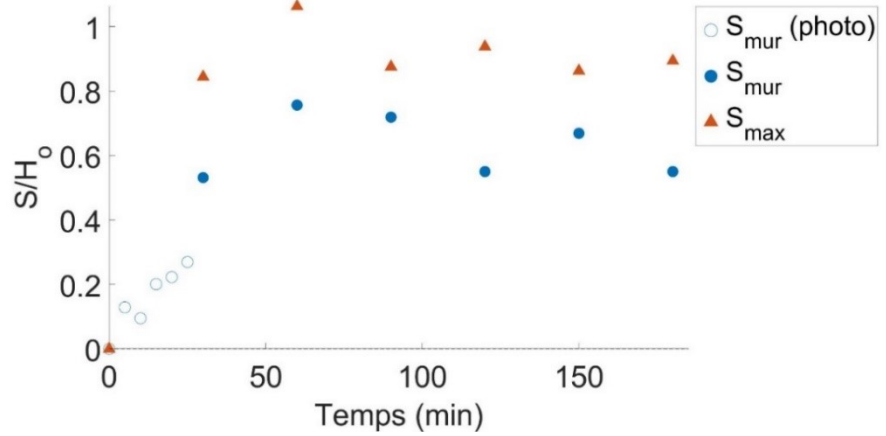


Figure A3.67 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_9)

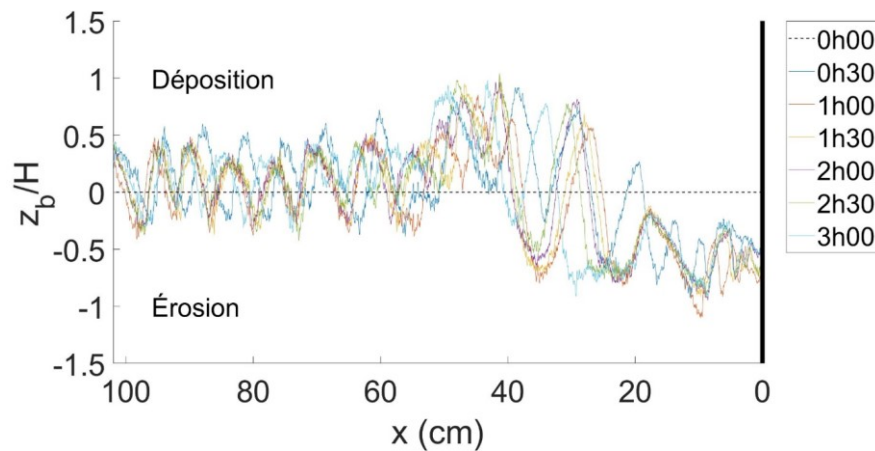


Figure A3.68 Transport sédimentaire net (FLINT_9)

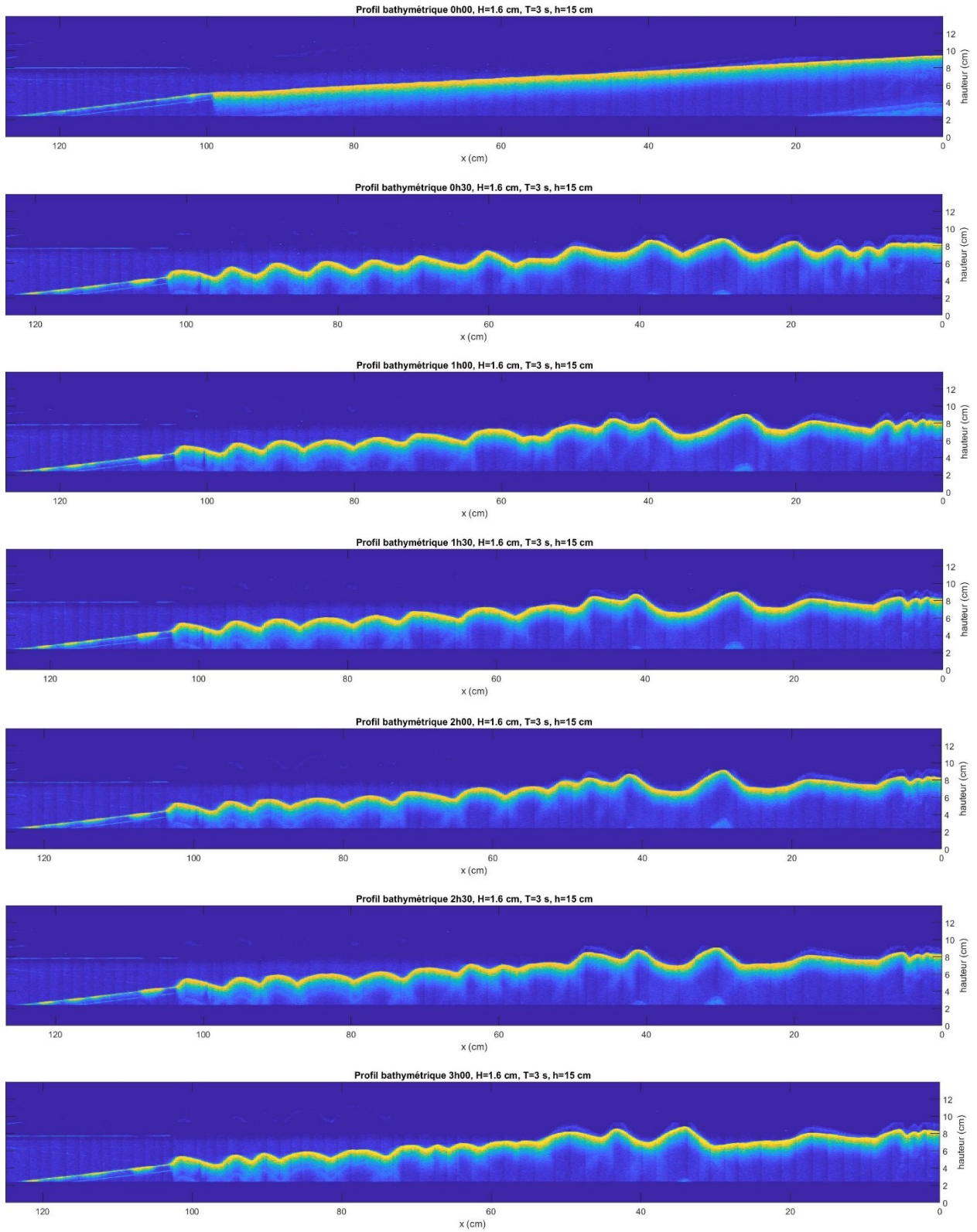


Figure A3.69 Profils bathymétriques (FLINT_9)

Essai	FLINT_10		
Date	30/01/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	15 cm
Sédiment :	FLINT	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	1 s

Tableau A3. 24 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_10)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,7	-
10	0,9	-
15	1,0	-
20	0,9	-
25	1,1	-
30	1,5	-
30	1,2	1,2
60	1,7	1,7
90	1,8	1,8
120	1,1	1,1
150	1,1	1,2
180	1,1	1,1
	Photos	

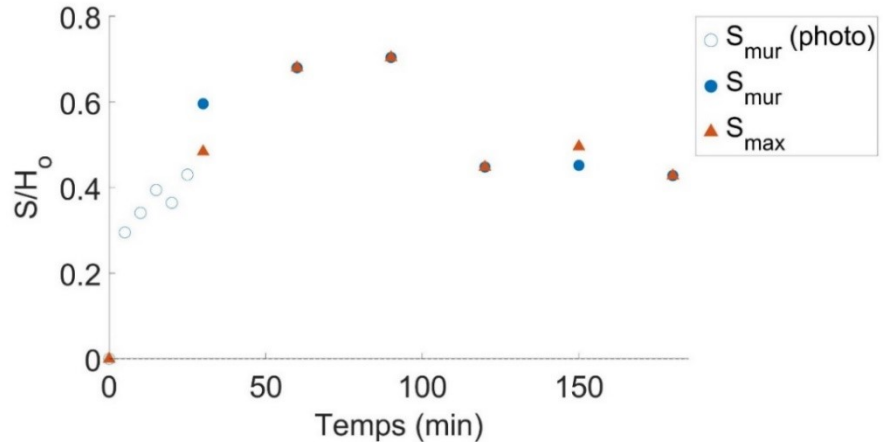


Figure A3.70 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_10)

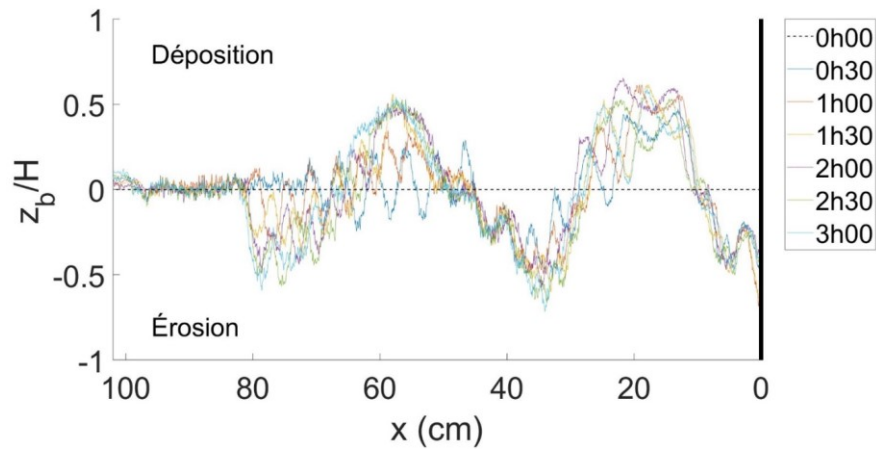


Figure A3.71 Transport sédimentaire net (FLINT_10)

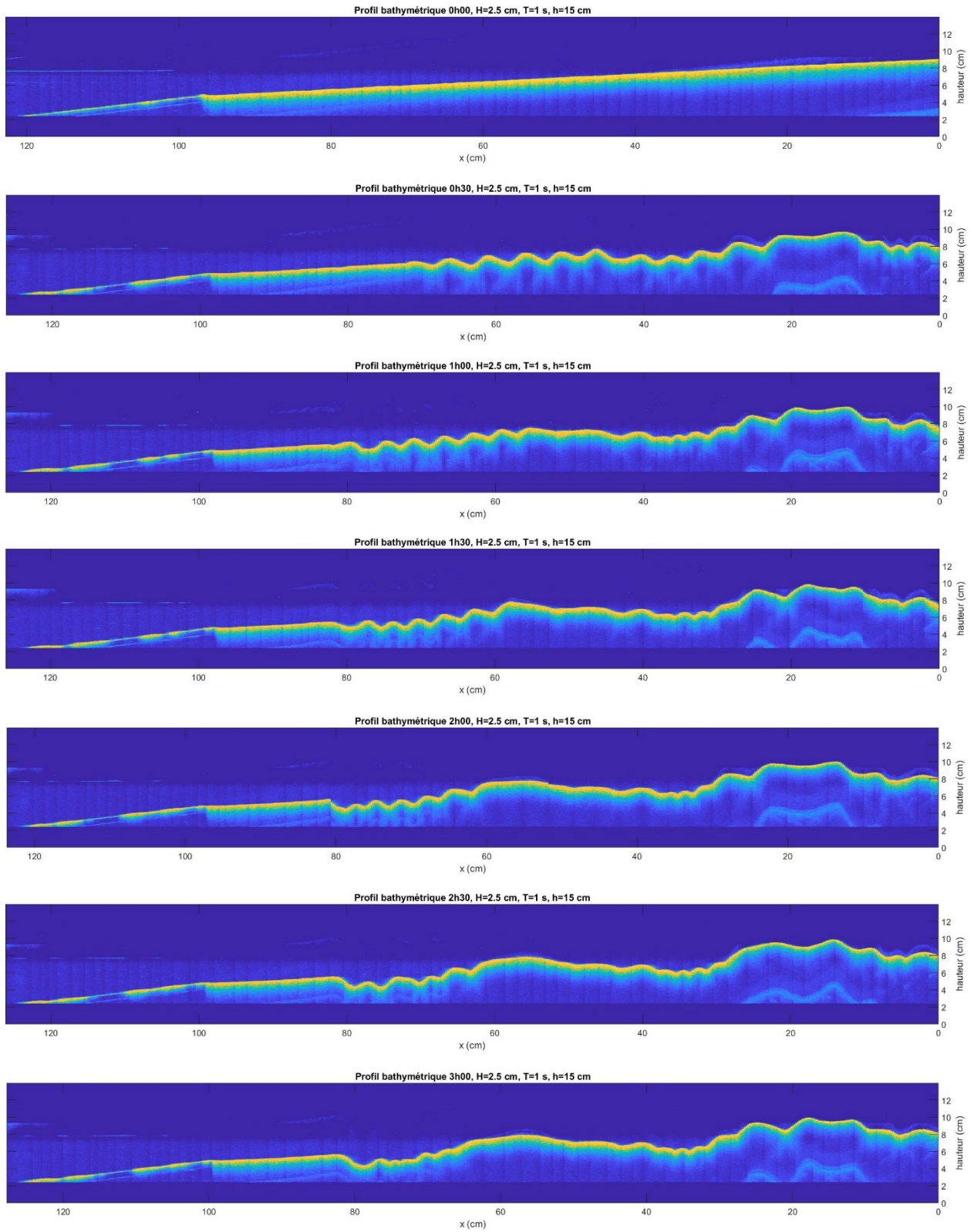


Figure A3.72 Profils bathymétriques (FLINT_10)

Essai	FLINT_11		
Date	03/02/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	15 cm
Sédiment :	FLINT	H :	1,6 cm
Pente :	1:10	T :	1,5 s

Tableau A3. 25 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_11)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,2	-
10	0,3	-
15	0,4	-
20	0,5	-
25	0,6	-
30	0,5	-
30	-0,3	0,2
60	-0,2	0,4
90		
120		
150		
180		
	Photos	

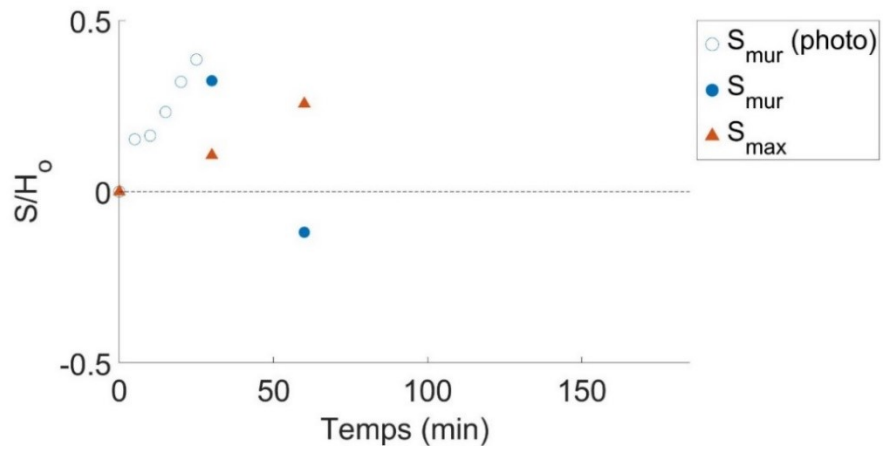


Figure A3.73 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_11)

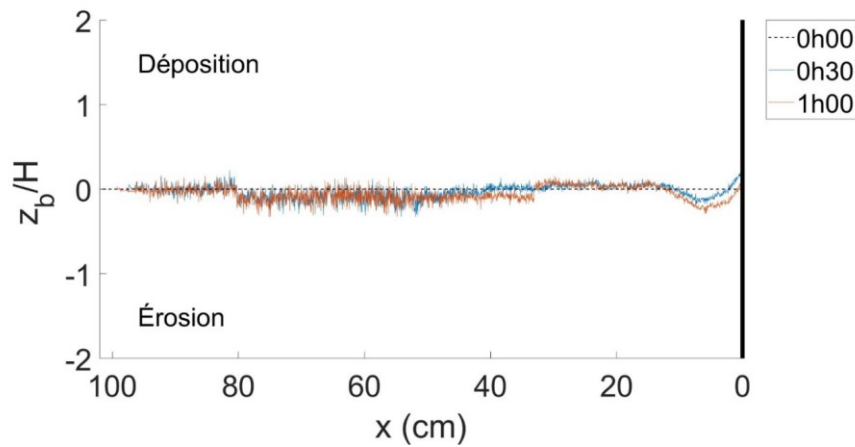


Figure A3.74 Transport sédimentaire net (FLINT_11)

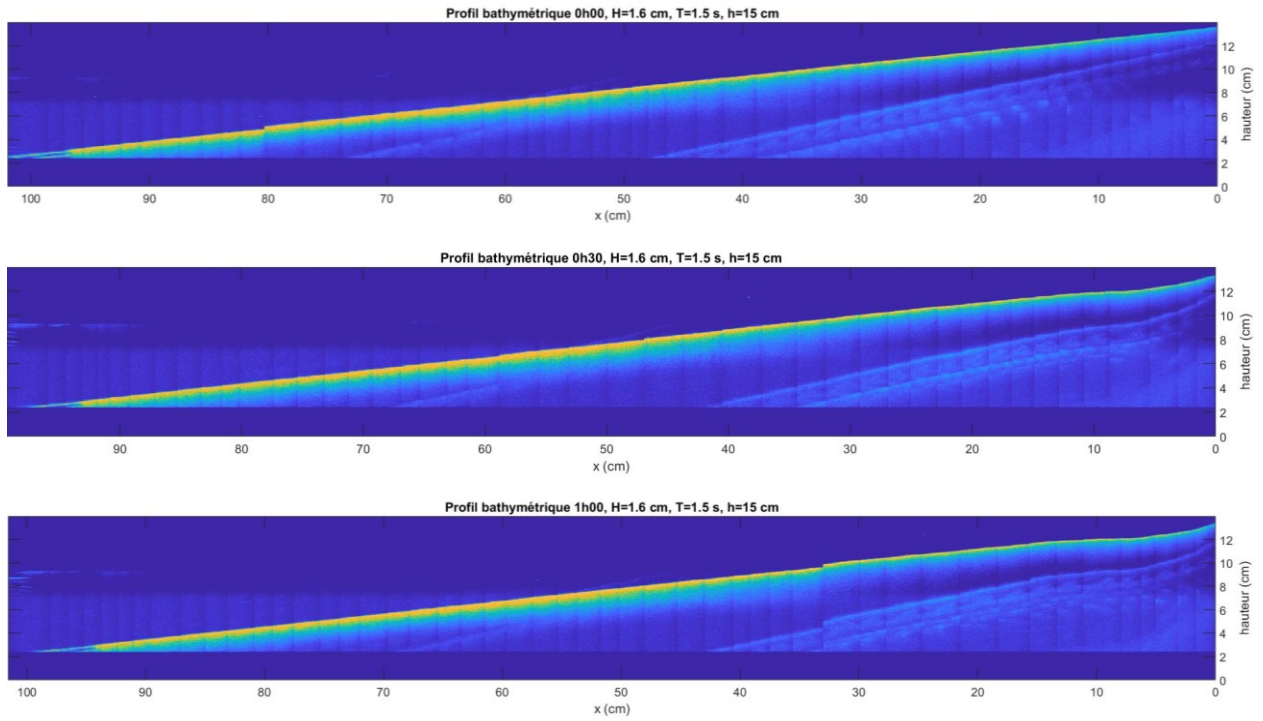


Figure A3.75 Profils bathymétriques (FLINT_11)

Essai	FLINT_12		
Date	05/02/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	16 cm
Sédiment :	FLINT	H :	1,3 cm
Pente :	1:10	T :	2 s

Tableau A3. 26 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_12)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,8	-
10	1,0	-
15	0,8	-
20	0,7	-
25	0,8	-
30	0,8	-
30	1,3	1,9
60	1,5	2,3
90	1,7	2,4
120	1,4	2,5
150	1,8	2,8
180	2,1	3,3
	Photos	

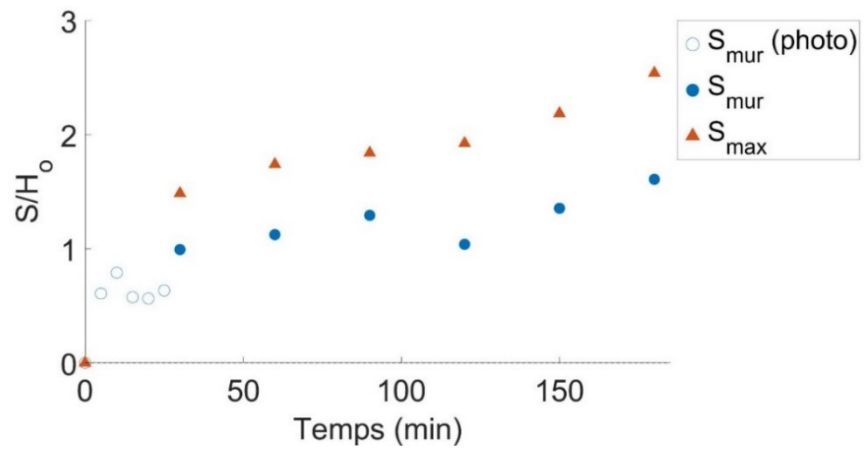


Figure A3.76 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_12)

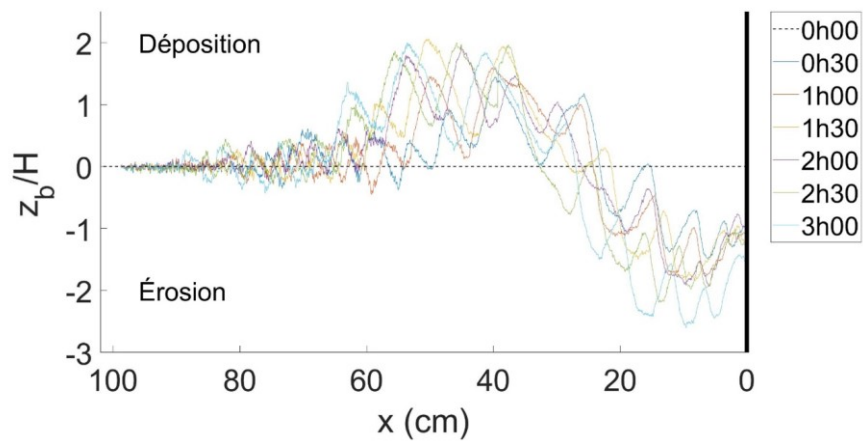


Figure A3.77 Transport sédimentaire net (FLINT_12)

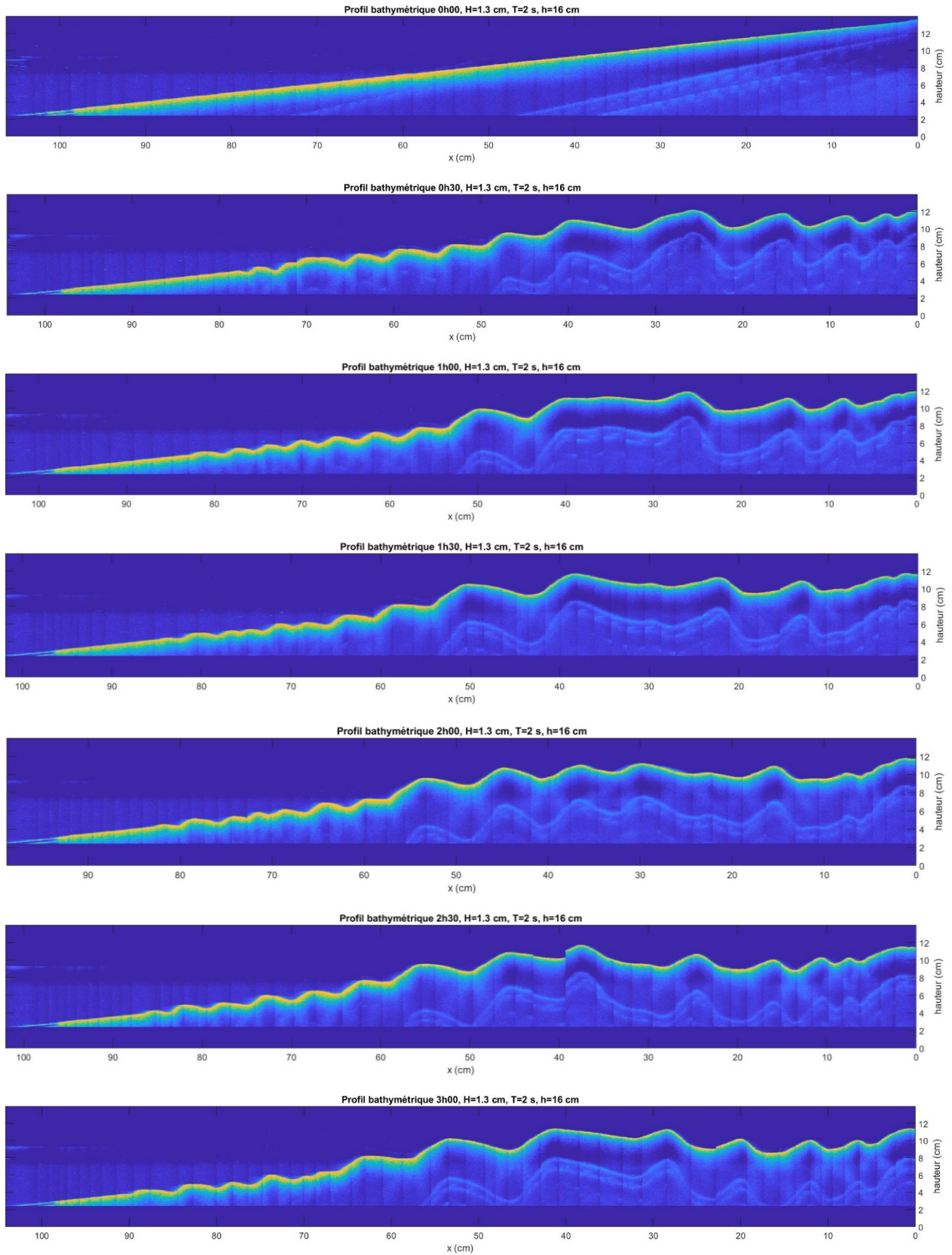


Figure A3.78 Profils bathymétriques (FLINT_12)

Essai	FLINT_12		
Date	05/02/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	16 cm
Sédiment :	FLINT	H :	1,3 cm
Pente :	1:10	T :	2 s

Tableau A3. 27 Évolution temporelle de l'affouillement (FLINT_13)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,8	-
10	1,0	-
15	0,8	-
20	0,7	-
25	0,8	-
30	0,8	-
30	1,3	1,9
60	1,5	2,3
90	1,7	2,4
120	1,4	2,5
150	1,8	2,8
180	2,1	3,3
	Photos	

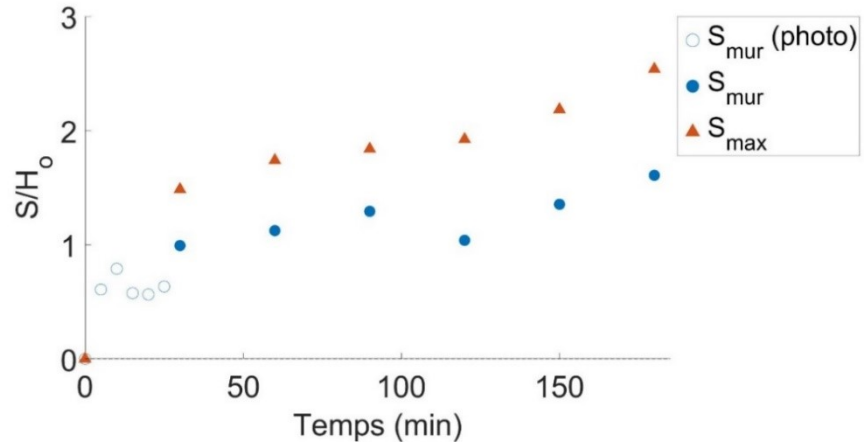


Figure A3.79 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (FLINT_13)

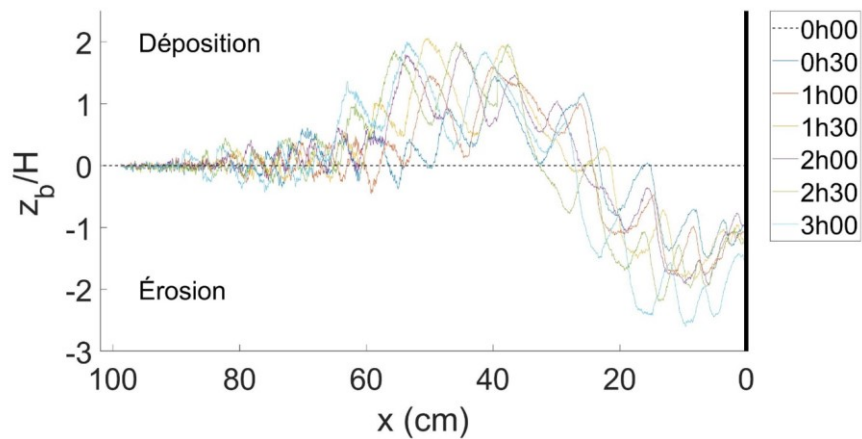


Figure A3.80 Transport sédimentaire net (FLINT_13)

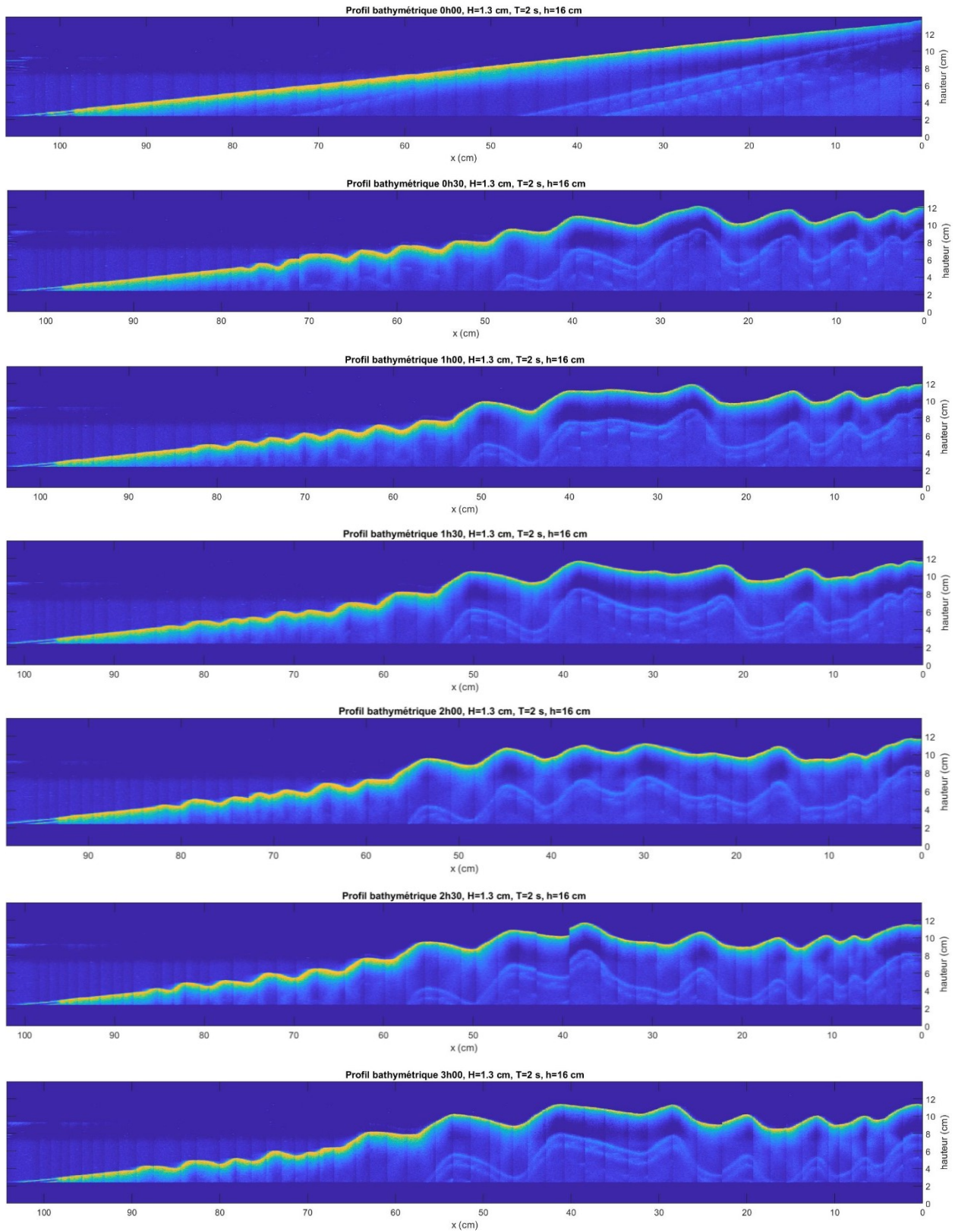


Figure A3.81 Profils bathymétriques (FLINT_13)

Essai	GB_1		
Date	14/02/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	16 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:10	T :	1 s

Tableau A3. 28 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_1)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,0	-
10	1,1	-
15	1,0	-
20	0,8	-
25	1,0	-
30	0,9	-
30	0,5	0,5
60	0,2	0,2
90	0,1	0,1
120	0,3	0,3
150	0,2	0,2
180	0,4	0,4
	Photos	

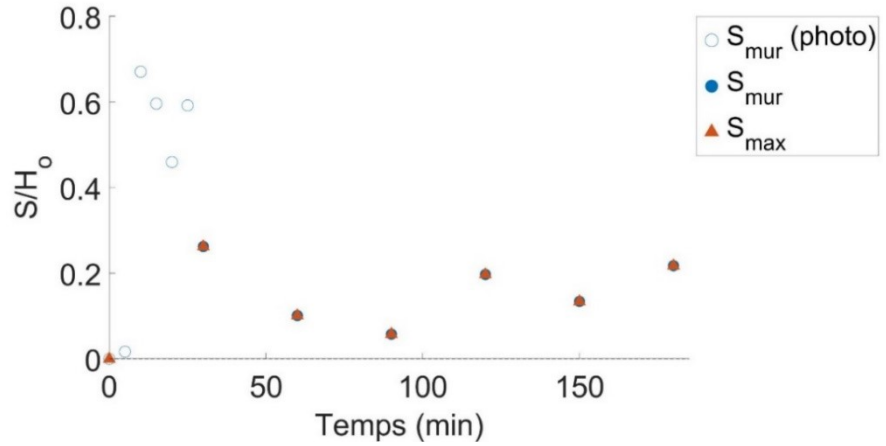


Figure A3.82 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_1)

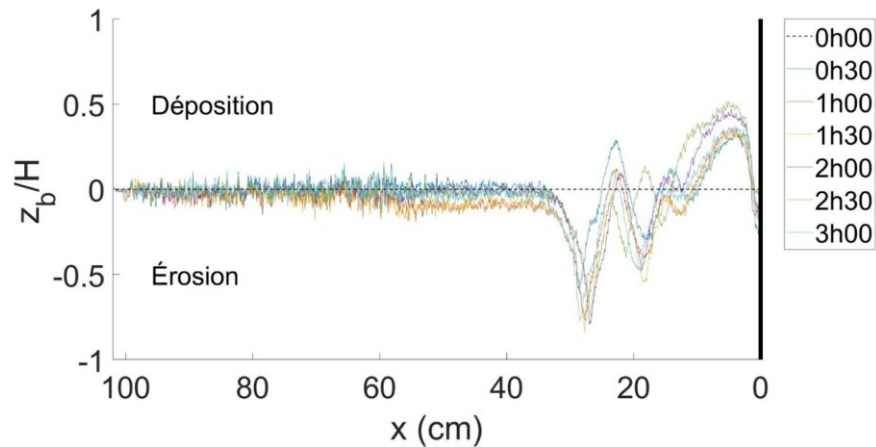


Figure A3.83 Transport sédimentaire net (GB_1)

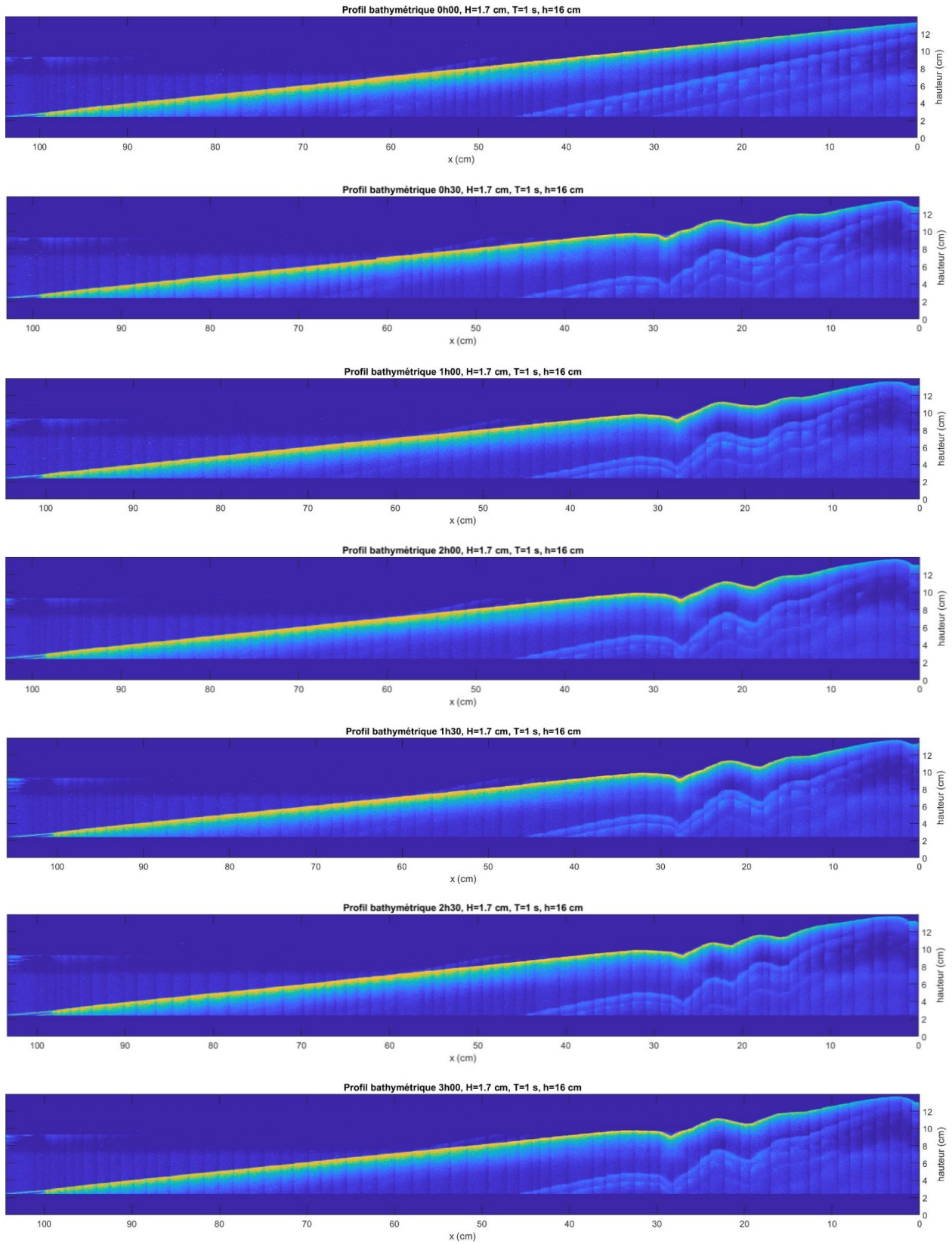


Figure A3.84 Profils bathymétriques (GB_1)

Essai	GB_2		
Date	17/02/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	16 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,3 cm
Pente :	1:10	T :	2 s

Tableau A3. 29 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_2)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,6	-
10	0,7	-
15	0,7	-
20	0,6	-
25	0,7	-
30	0,6	-
30	1,1	1,4
60	1,9	1,8
90	2,2	2,4
120	2,7	2,5
150	2,8	3,2
180	2,9	3,6
	Photos	

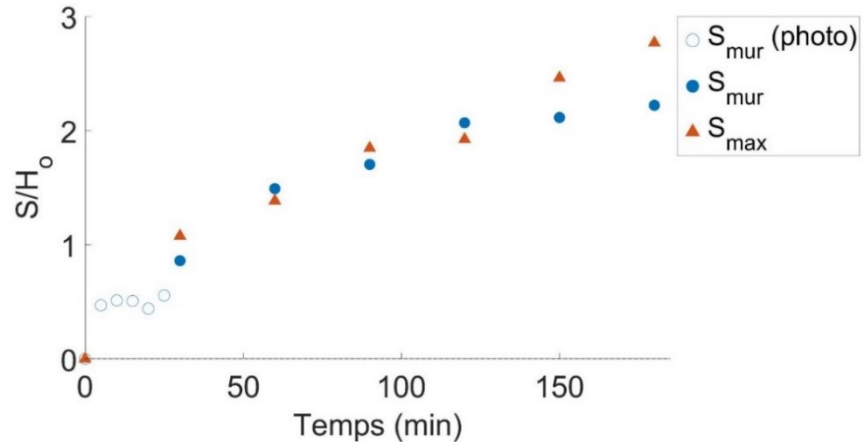


Figure A3.85 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_2)

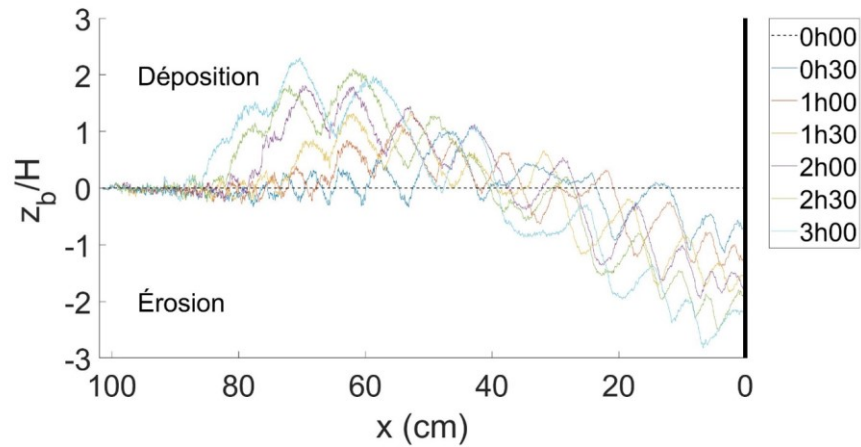


Figure A3.86 Transport sédimentaire net (GB_2)

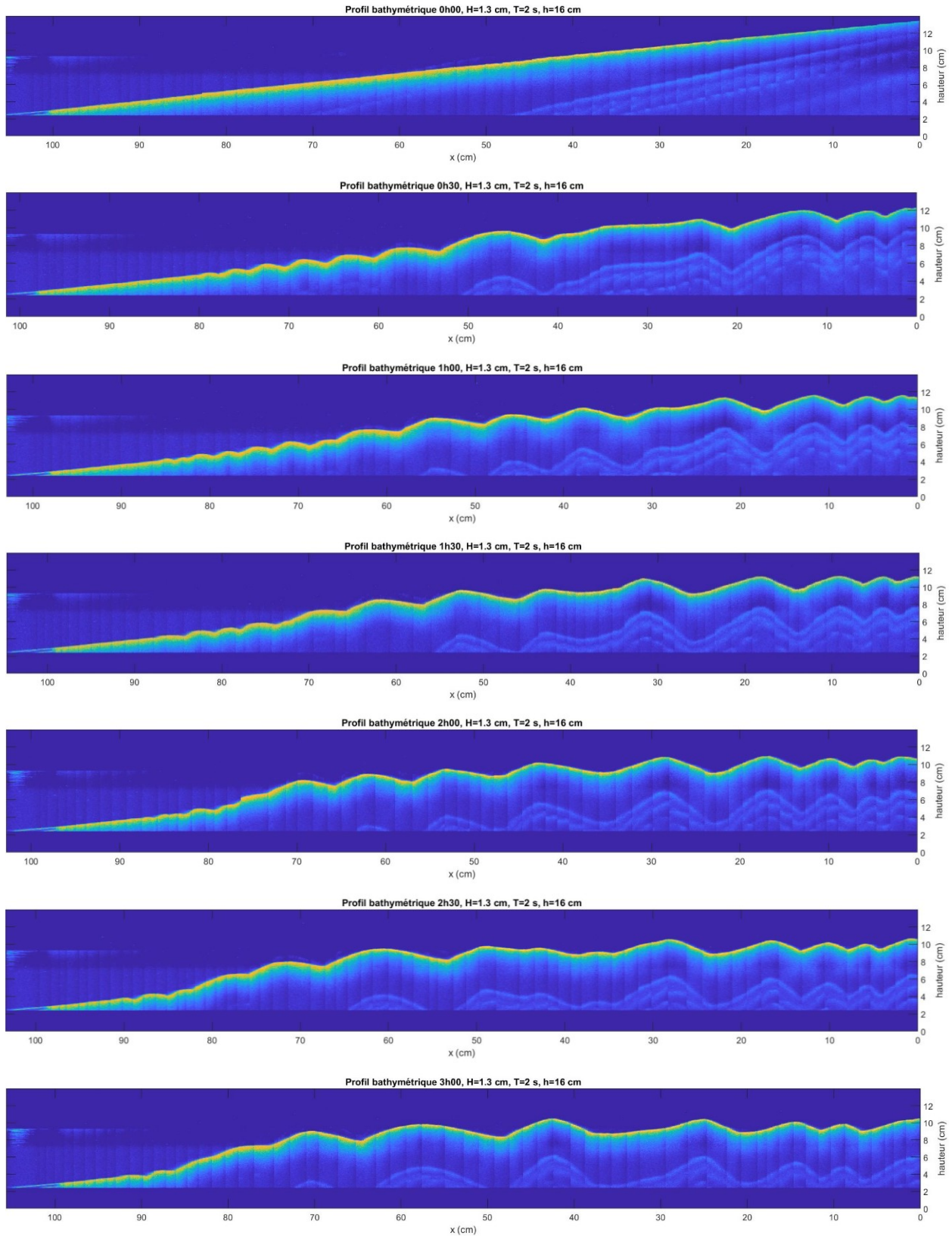


Figure A3.87 Profils bathymétriques (GB_2)

Essai	GB_3		
Date	19/02/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	1 s

Tableau A3. 30 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_3)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5	0,2	-
10	1,1	-
15	1,4	-
20	0,9	-
25	1,3	-
30	1,5	-
30	0,9	0,9
60	1,1	1,1
90	0,9	0,9
120	0,7	0,7
150	1,3	1,3
180	1,1	1,1
	Photos	

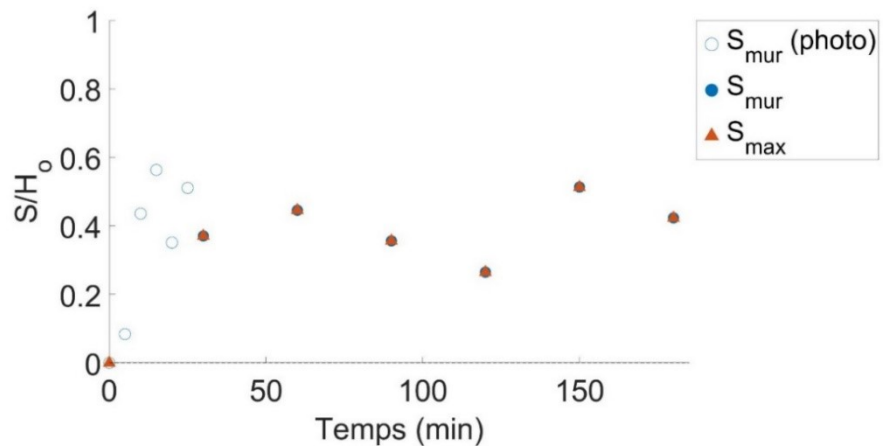


Figure A3.88 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_3)

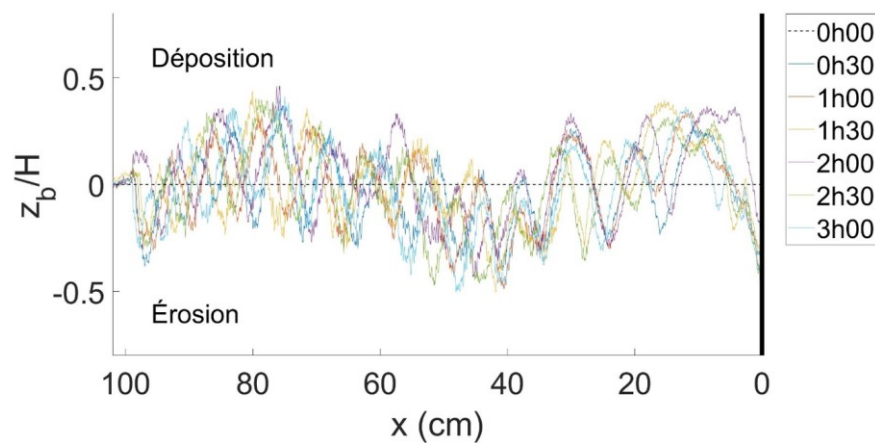


Figure A3.89 Transport sédimentaire net (GB_3)

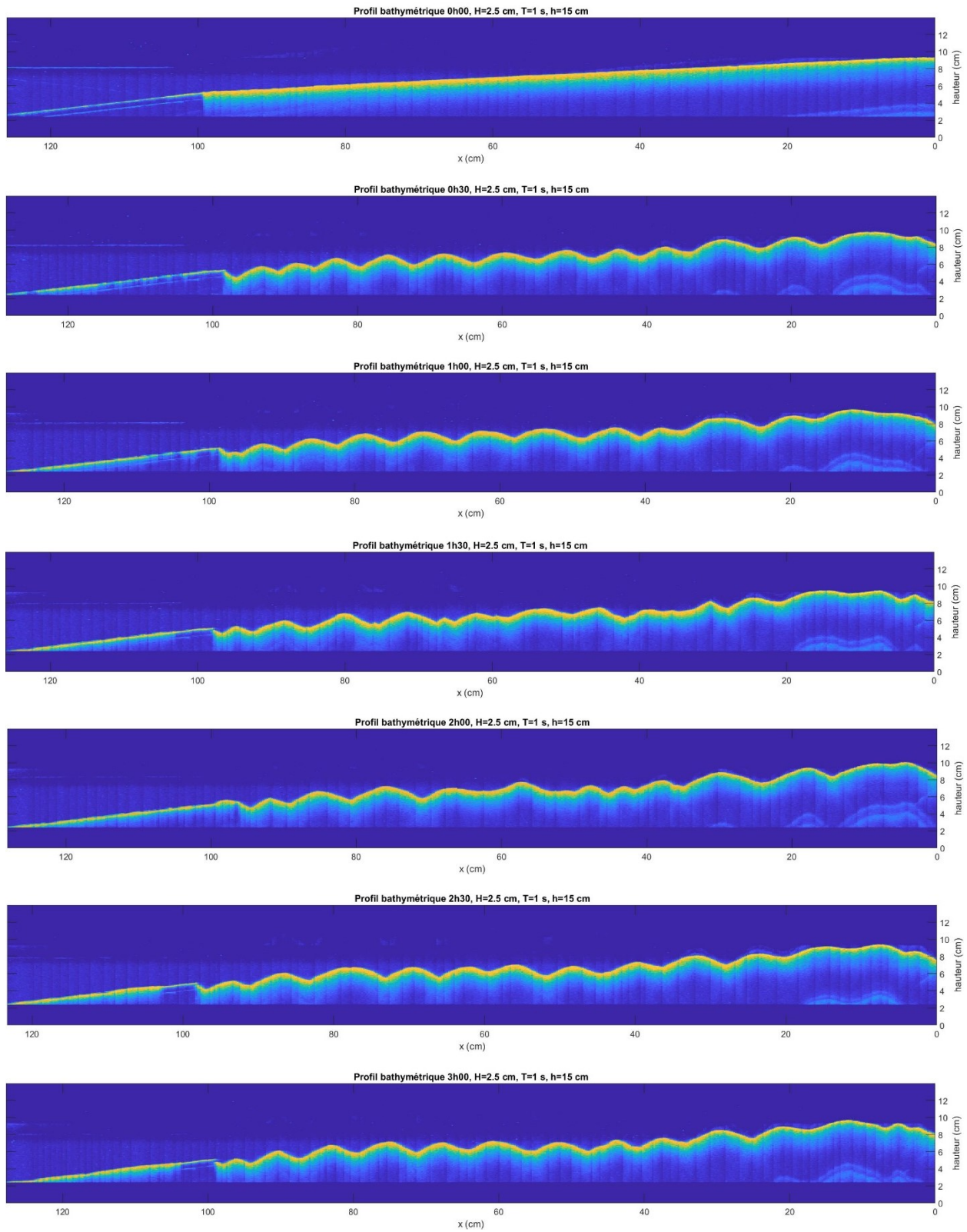


Figure A3.90 Profils bathymétriques (GB_3)

Essai	GB_4		
Date	20/02/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,6 cm
Pente :	1:25	T :	3 s

Tableau A3. 31 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_4)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,2	-
10	0,1	-
15	0,5	-
20	0,5	-
25	0,7	-
30	0,7	-
30	1,1	1,1
60	0,8	1,2
90	1,0	1,8
120	1,2	1,9
150	1,0	1,6
180	1,5	2,5
	Photos	

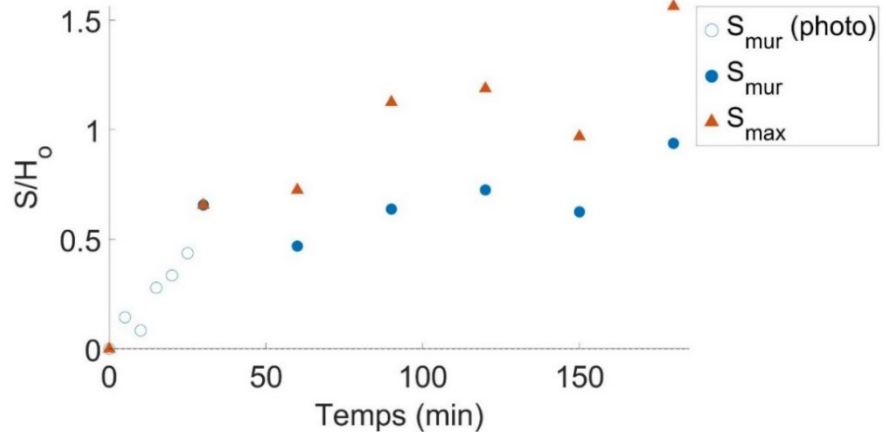


Figure A3.91 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_4)

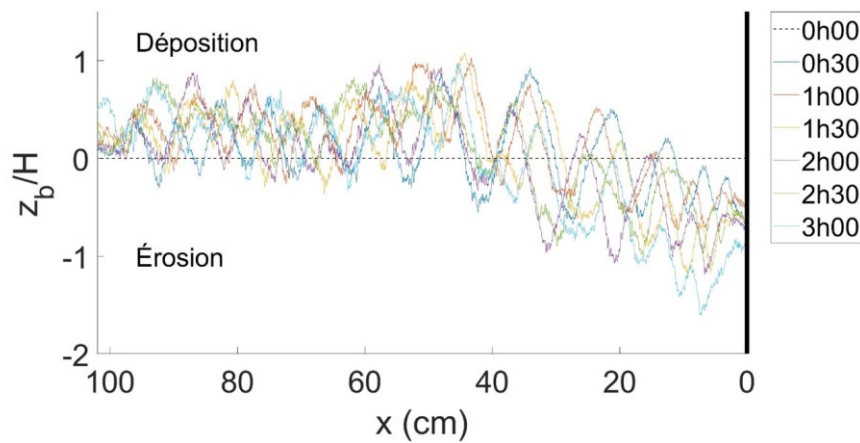


Figure A3.92 Transport sédimentaire net (GB_4)

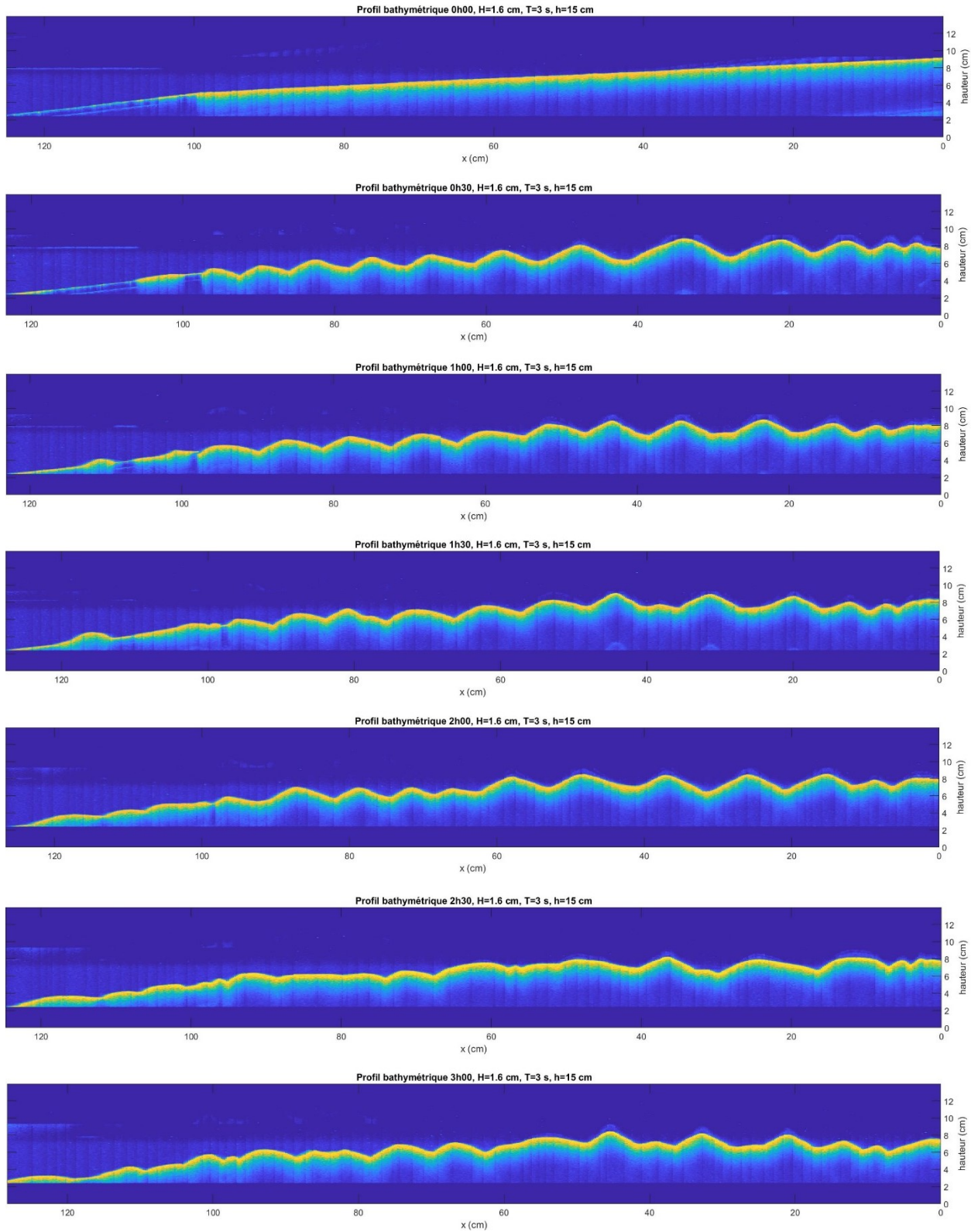


Figure A3.93 Profils bathymétriques (GB_4)

Essai	GB_5		
Date	24/02/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	13 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:25	T :	2 s

Tableau A3. 32 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_5)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	-0,1	-
10	0,0	-
15	0,0	-
20	0,0	-
25	-0,1	-
30	-0,1	-
30	0,1	1,4
60	0,0	1,7
90	0,0	1,9
120	0,1	1,9
150	0,2	1,0
180	0,3	2,0
	Photos	

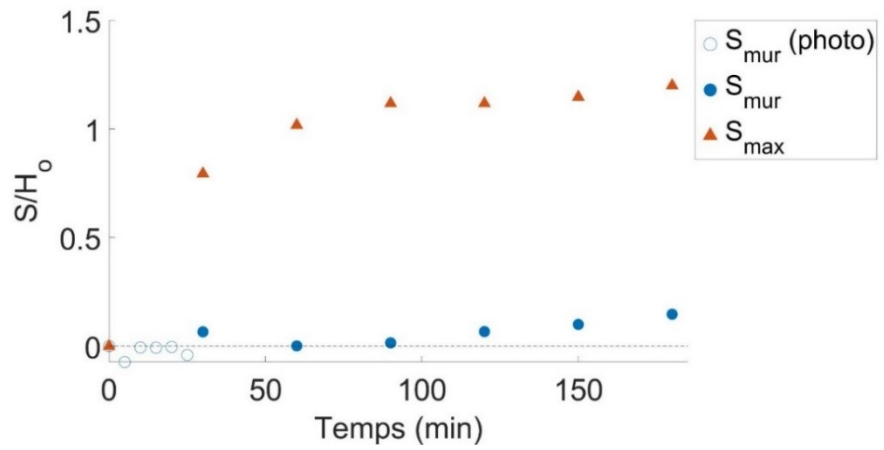


Figure A3.94 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_5)

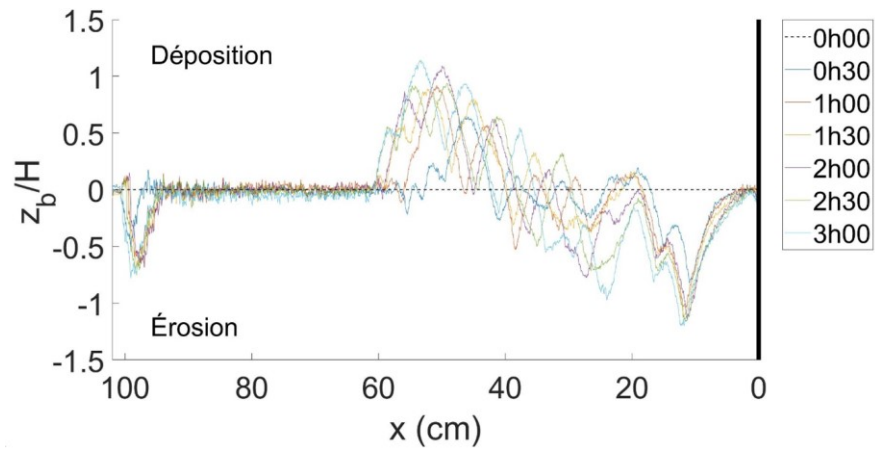


Figure A3.95 Transport sédimentaire net (GB_5)

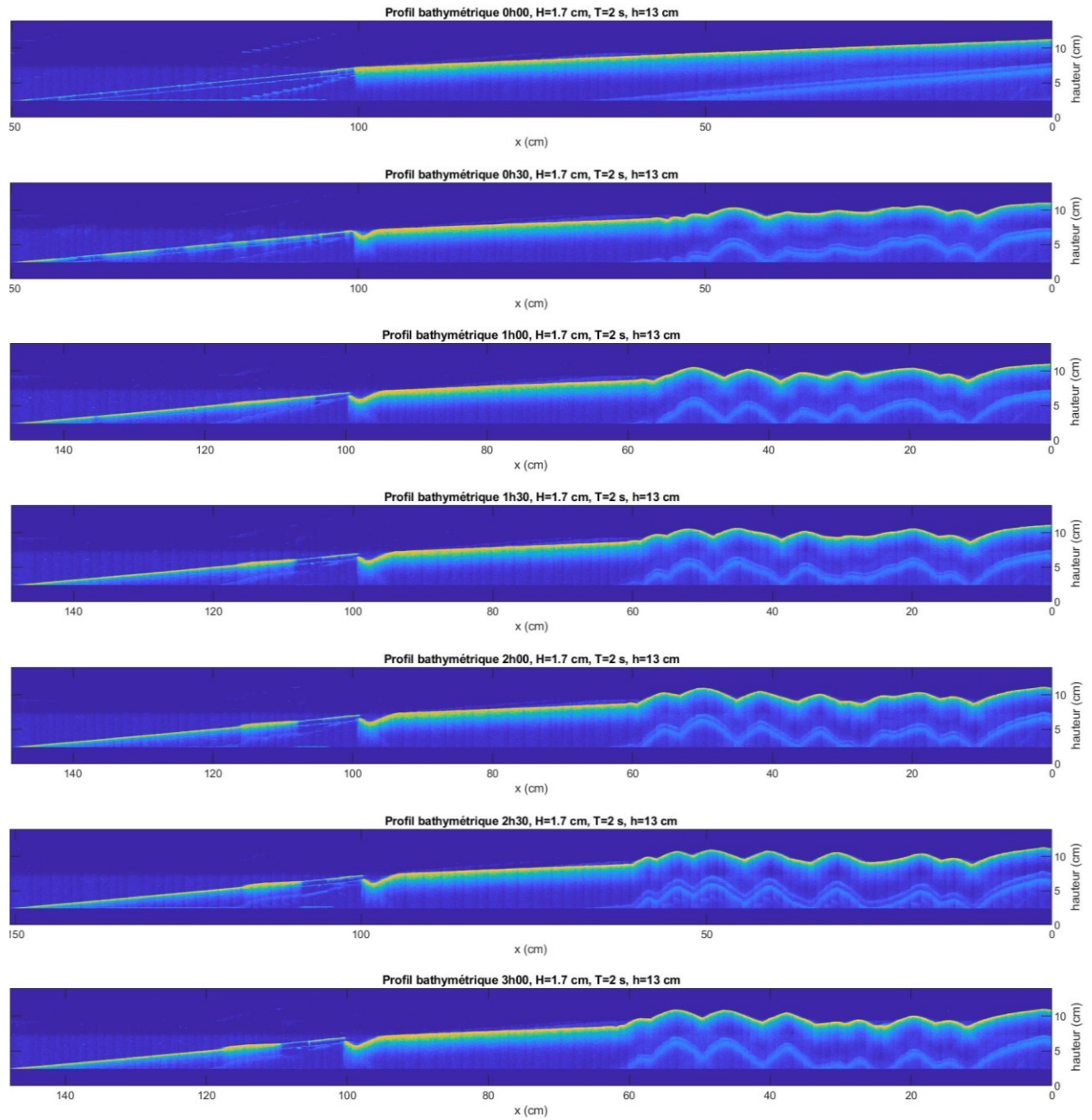


Figure A3.96 Profils bathymétriques (GB_5)

Essai	GB_6		
Date	12/03/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	13 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	2,2 cm
Pente :	1:25	T :	2,5 s

Tableau A3. 33 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_6)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	1,3	-
10	1,4	-
15	1,1	-
20	0,9	-
25	0,6	-
30	0,2	-
30	-0,1	-
60	-0,5	-
90	-0,9	-
120	-1,0	-
150	-1,4	-
180		
	Photos	

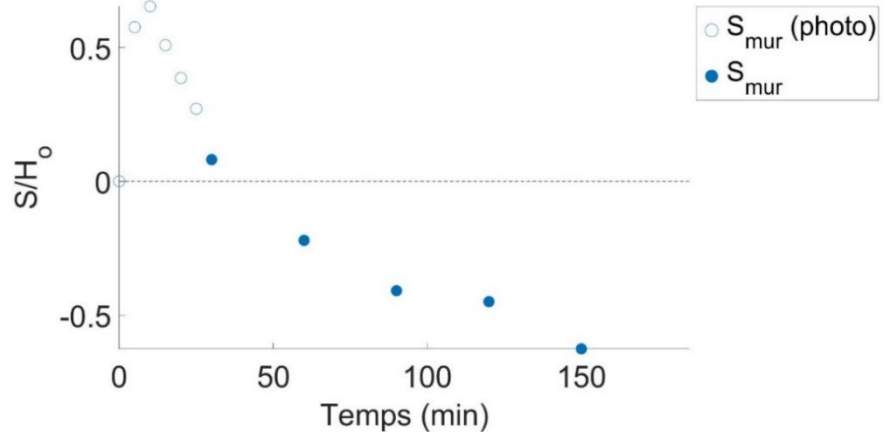


Figure A3.97 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_6)

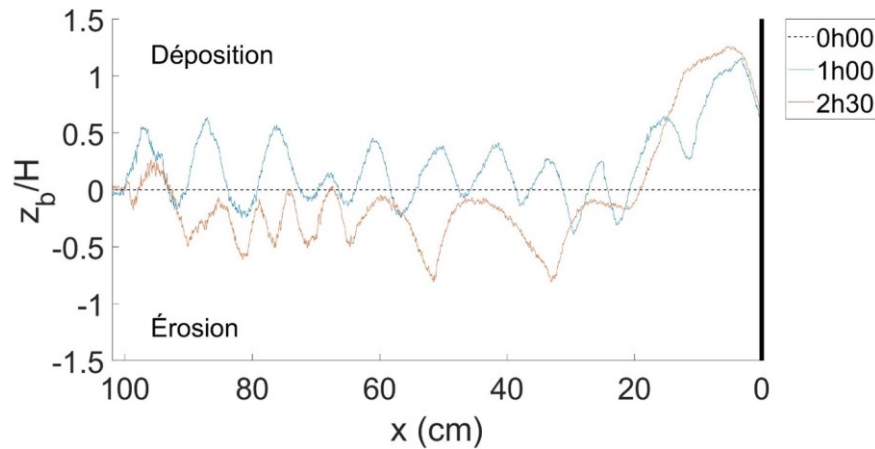


Figure A3.98 Transport sédimentaire net (GB_6)

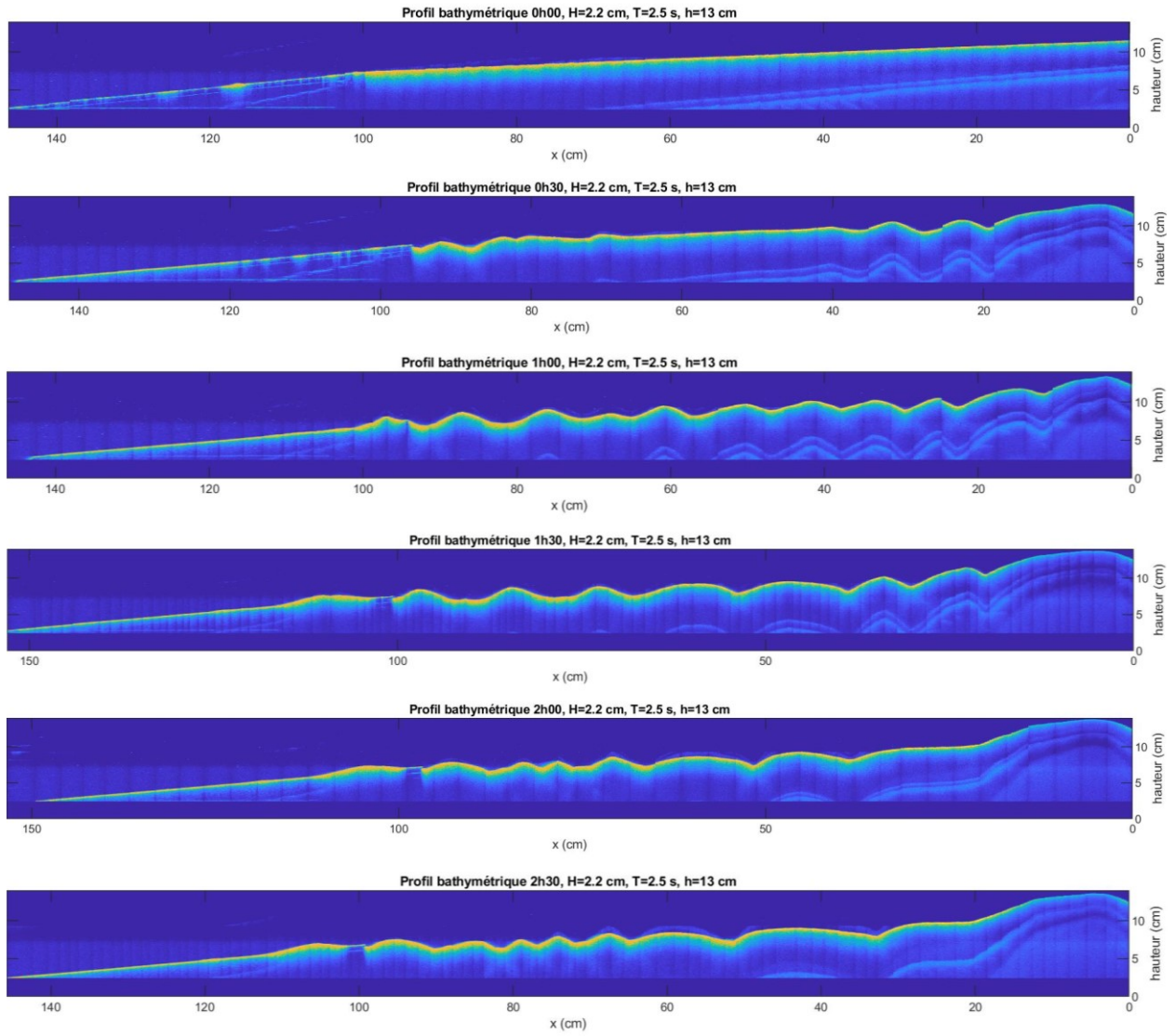


Figure A3.99 Profils bathymétriques (GB_6)

Essai	GB_7		
Date	13/03/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,6 cm
Pente :	1:25	T :	3 s

Tableau A3. 34 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_7)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	1,9	-
10	1,6	-
15	1,7	-
20	1,6	-
25	1,5	-
30	1,6	-
30	1,3	1,5
60	1,8	1,8
90	2,5	2,8
120	2,4	2,4
150	3,6	3,6
180	3,9	3,9
	Photos	

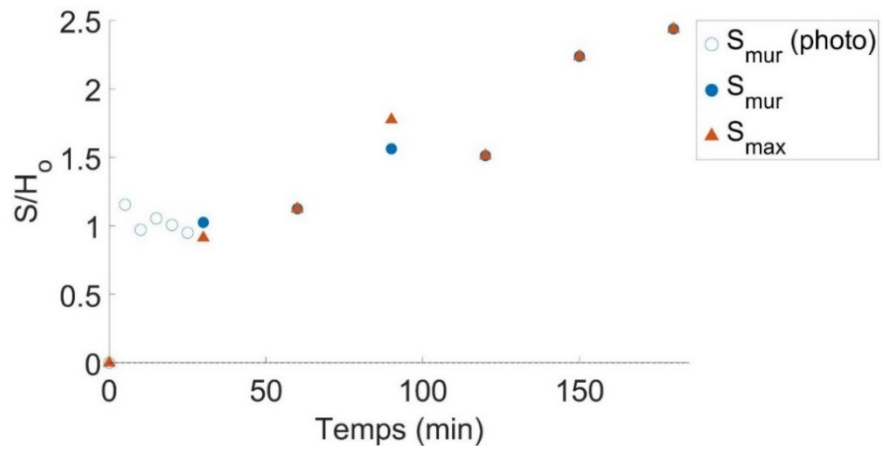


Figure A3.100 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_7)

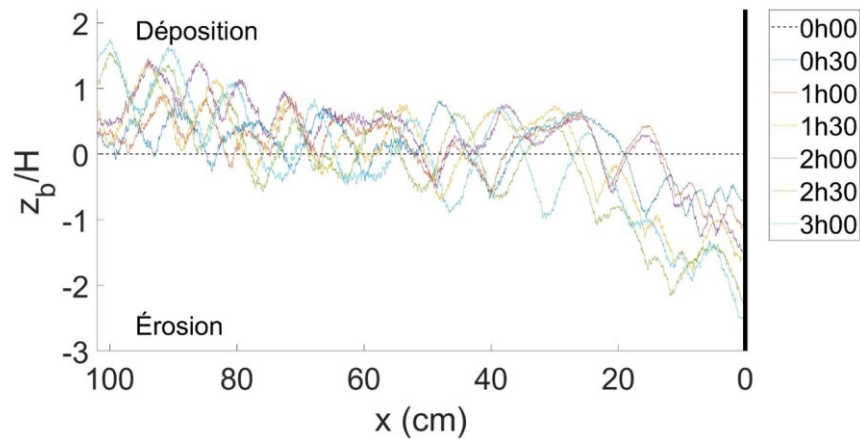


Figure A3.101 Transport sédimentaire net (GB_7)

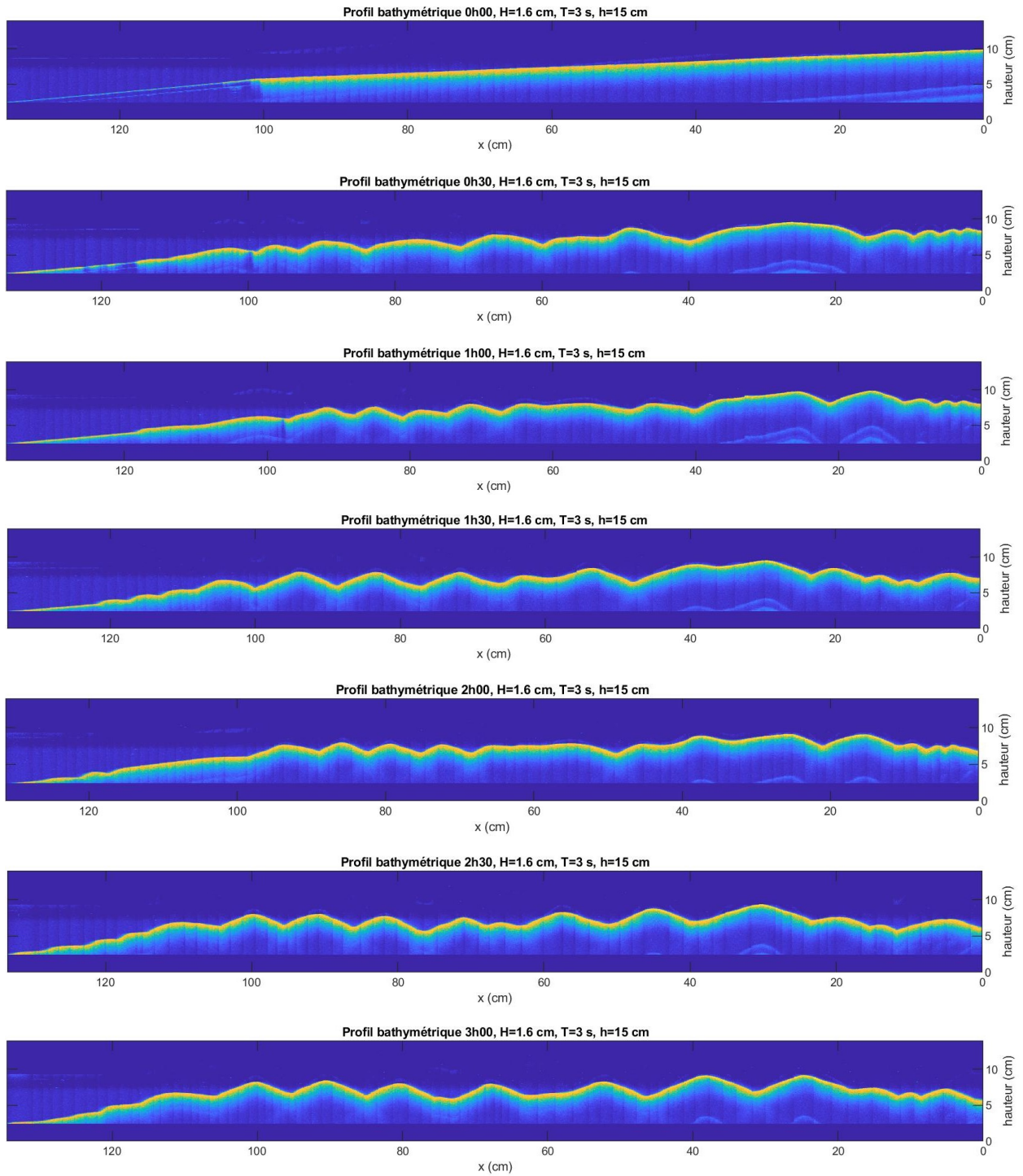


Figure A3.102 Profils bathymétriques (GB_7)

Essai	GB_8		
Date	21/05/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:100	T :	2 s

Tableau A3. 35 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_8)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5		-
10		-
15		-
20		-
25		-
30		-
30	0,0	0,6
60	0,1	0,5
90	0,5	0,5
120	0,4	0,5
150	0,4	0,4
180	0,4	0,4
	Photos	

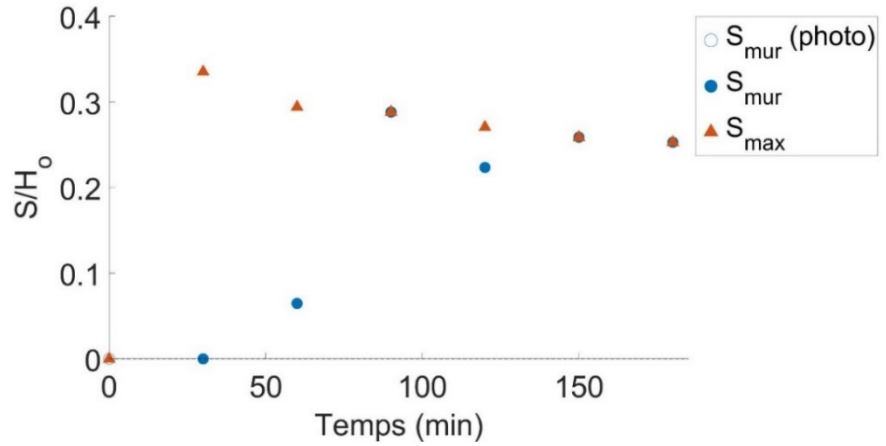


Figure A3.103 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_8)

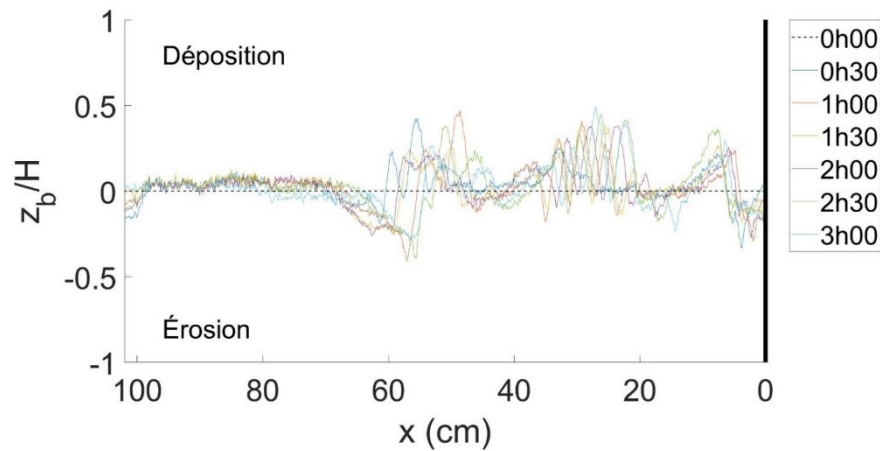


Figure A3.104 Transport sédimentaire net (GB_8)

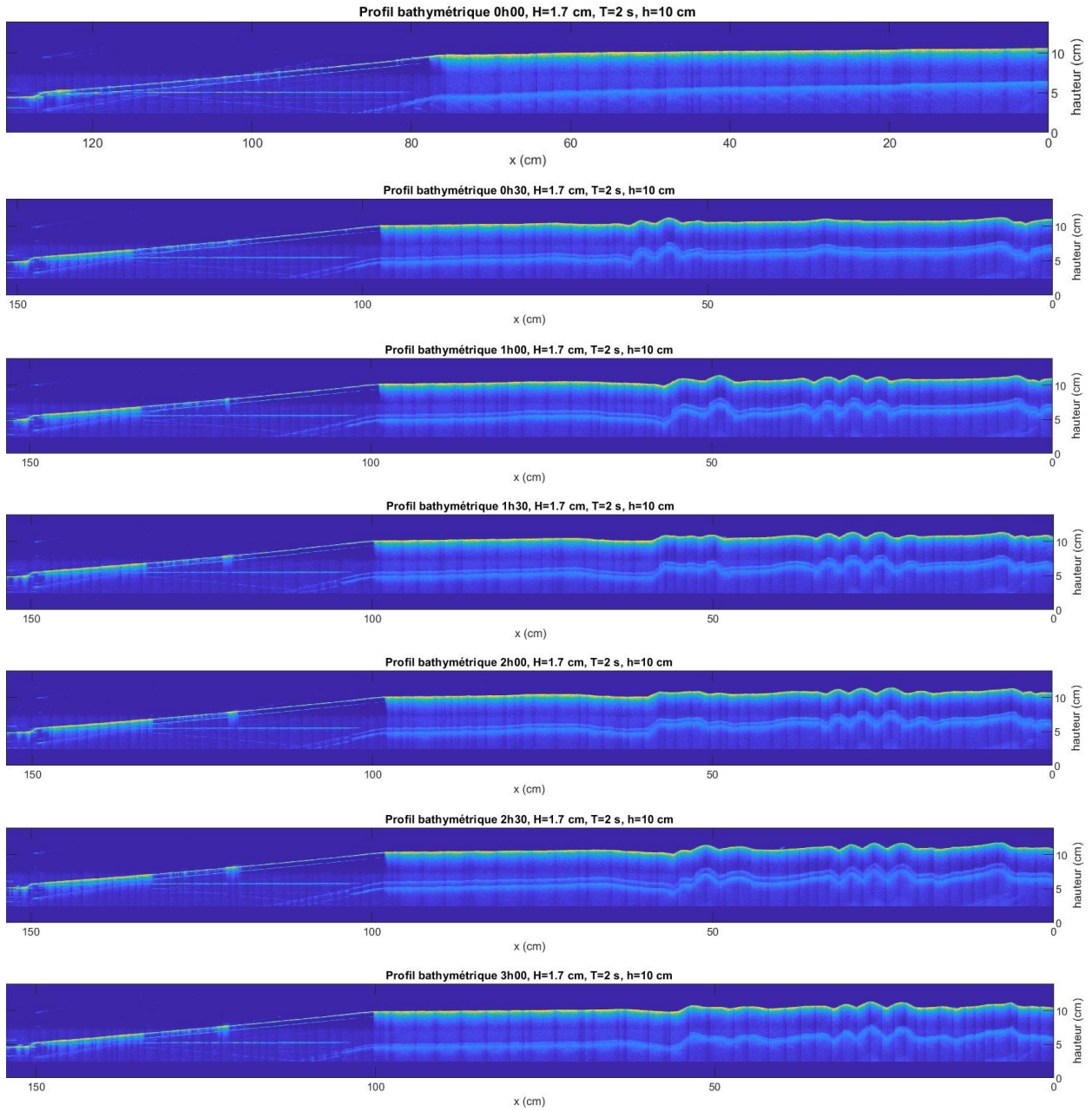


Figure A3.105 Profils bathymétriques (GB_8)

Essai	GB_9		
Date	22/05/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	2,1 cm
Pente :	1:100	T :	0,8 s

Tableau A3. 36 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_9)

Temps (min)	S _{mur} (cm)	S _{max} (cm)
0	0	0
5		-
10		-
15		-
20		-
25		-
30		-
30	0,0	0,2
60	0,2	0,3
90	0,3	0,3
120	0,4	0,4
150	0,5	0,5
180	0,7	0,7
	Photos	

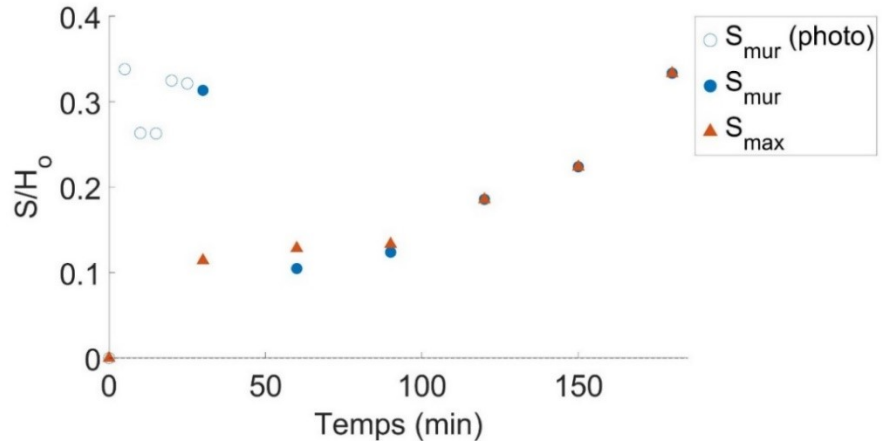


Figure A3.106 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_9)

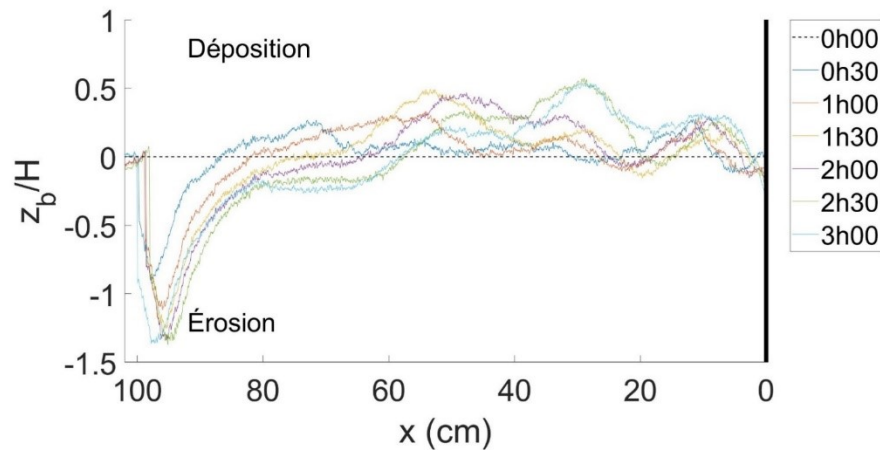


Figure A3.107 Transport sédimentaire net (GB_9)

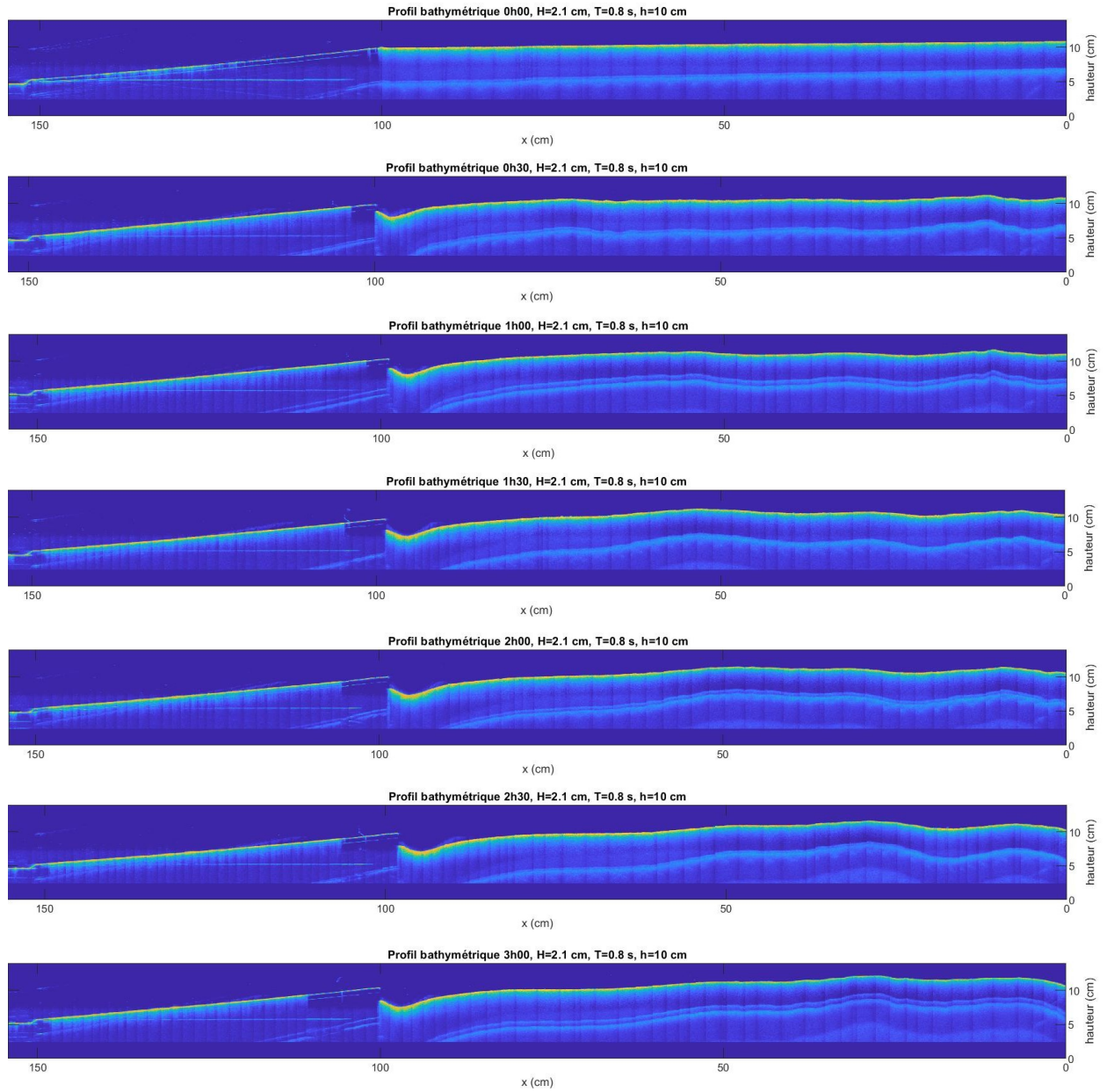


Figure A3.108 Profils bathymétriques (GB_9)

Essai	GB_10		
Date	25/05/2020		
Mur :	Vertical lisse	h :	10 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,5 cm
Pente :	1:100	T :	2,5 s

Tableau A3. 37 Évolution temporelle de l'affouillement (GB_10)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5		-
10		-
15		-
20		-
25		-
30		-
30	0,6	
60	0,2	
90	-0,4	
120	-0,9	
150	-1,1	
180		
	Photos	

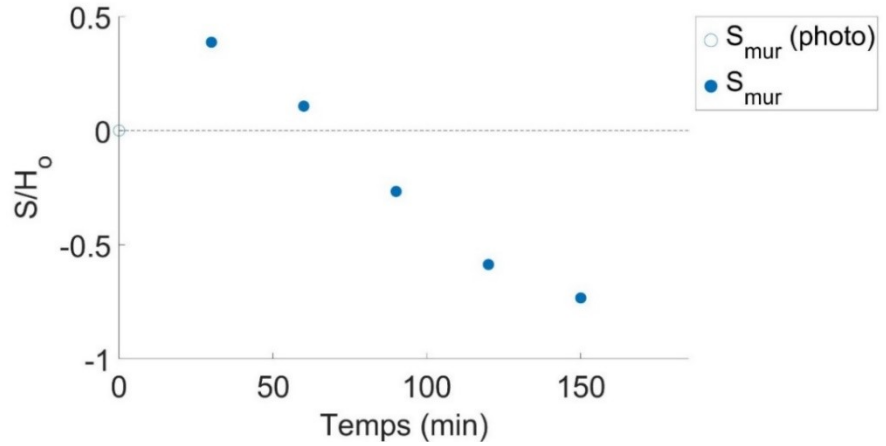


Figure A3.109 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (GB_10)

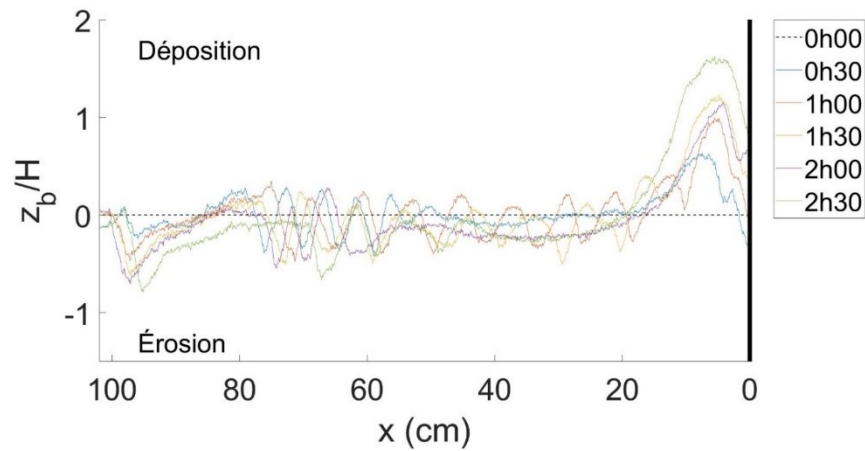


Figure A3.110 Transport sédimentaire net (GB_10)

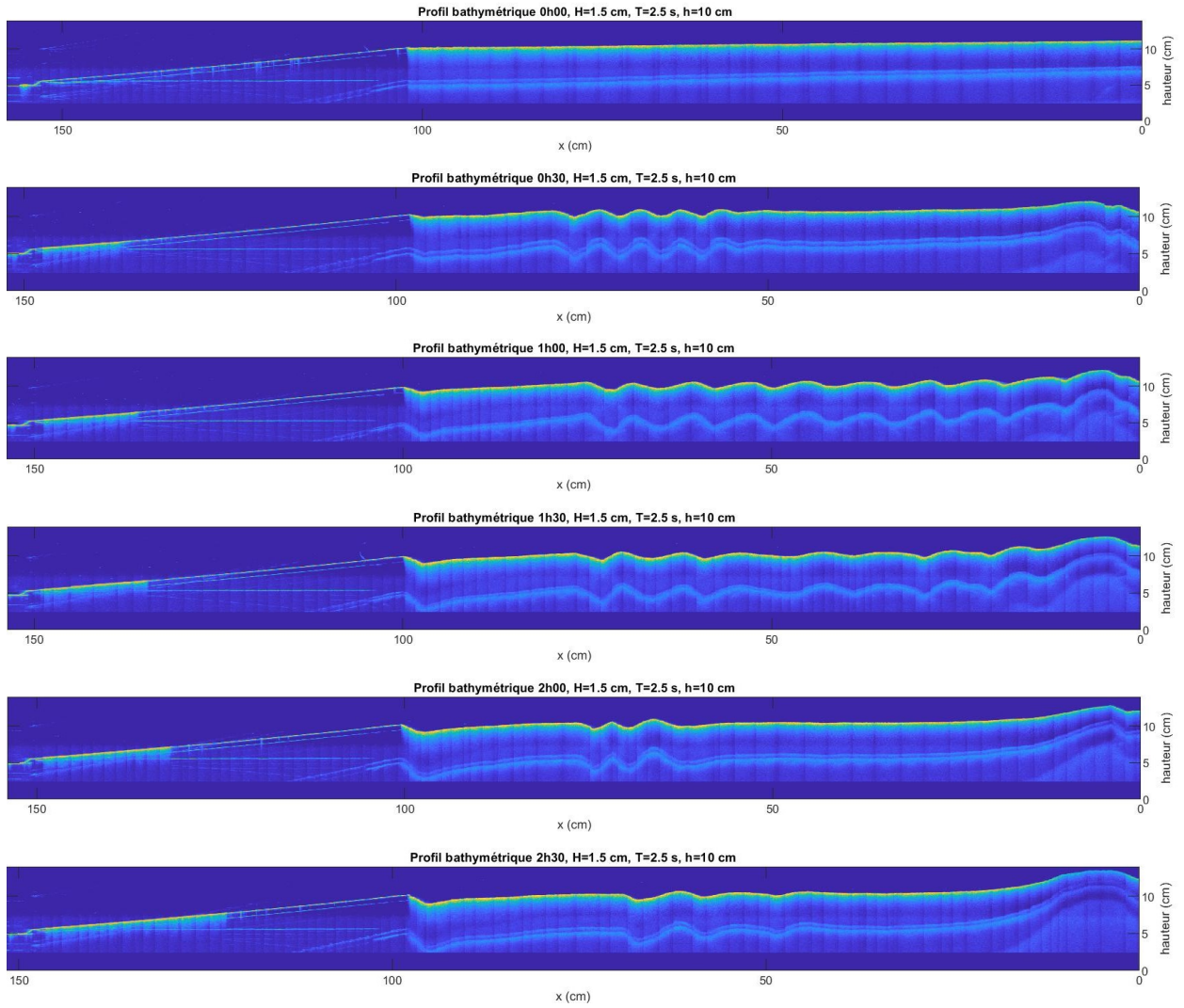


Figure A3.111 Profils bathymétriques (GB_10)

Essai	RUG_1A		
Date	18/06/2020		
Mur :	Rugueux	h :	16 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,3 cm
Pente :	1:10	T :	2 s

Tableau A3. 38 Évolution temporelle de l'affouillement (RUG_1A)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,4	-
10	0,1	-
15		-
20		-
25		-
30	0,4	-
30	0,0	0,5
60	0,5	1,1
90	0,2	1,1
120	0,1	0,7
150	1,0	1,3
180	0,9	1,4
	Photos	

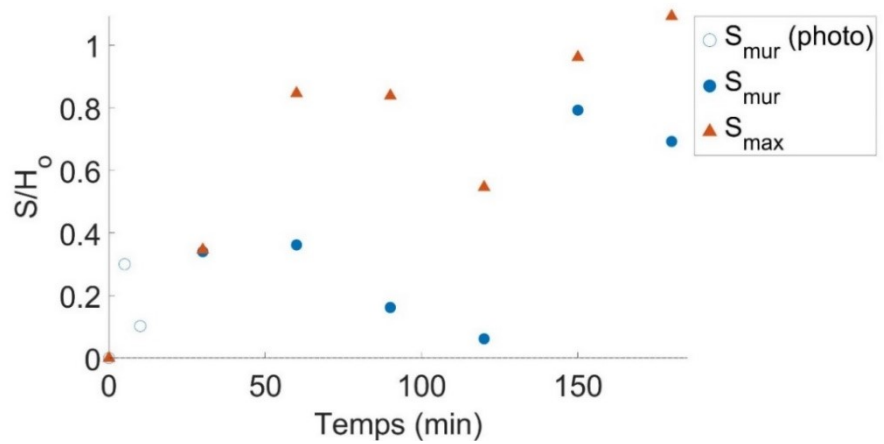


Figure A3.112 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (RUG_1A)

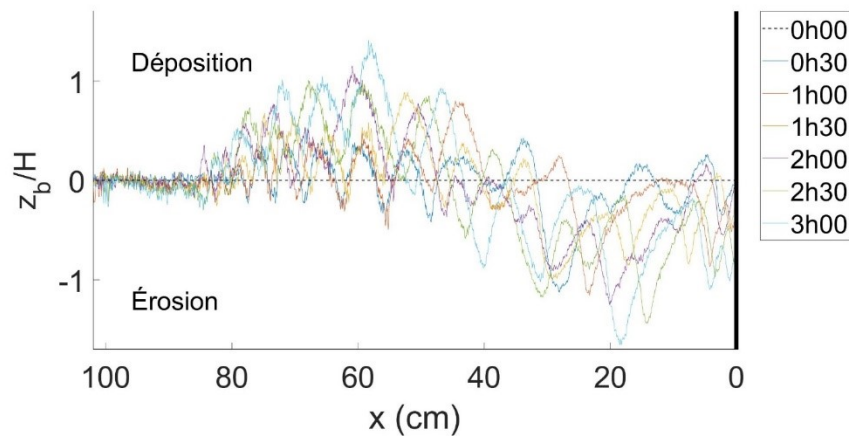


Figure A3.113 Transport sédimentaire net (RUG_1A)

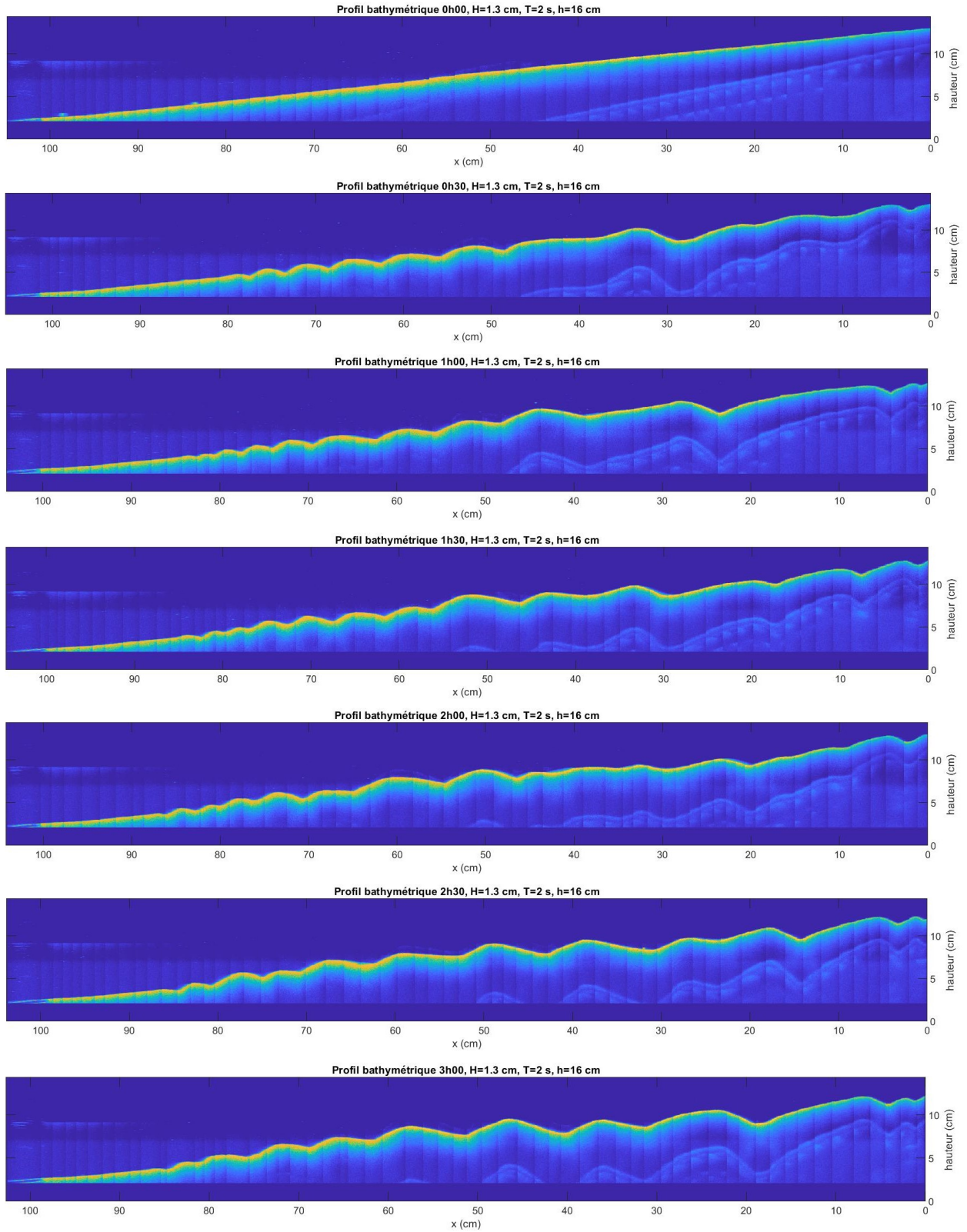


Figure A3.114 Profils bathymétriques (RUG_1A)

Essai	RUG_1B		
Date	22/06/2020		
Mur :	Rugueux	h :	16 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,3 cm
Pente :	1:10	T :	2 s

Tableau A3. 39 Évolution temporelle de l'affouillement (RUG_1B)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,4	
10	0,5	
15	0,5	
20	0,5	
25	0,6	
30	0,8	
30	0,9	1,4
60		
90	1,5	1,5
120	1,6	2,8
150	1,8	3,1
180	2,2	3,2
	Photos	

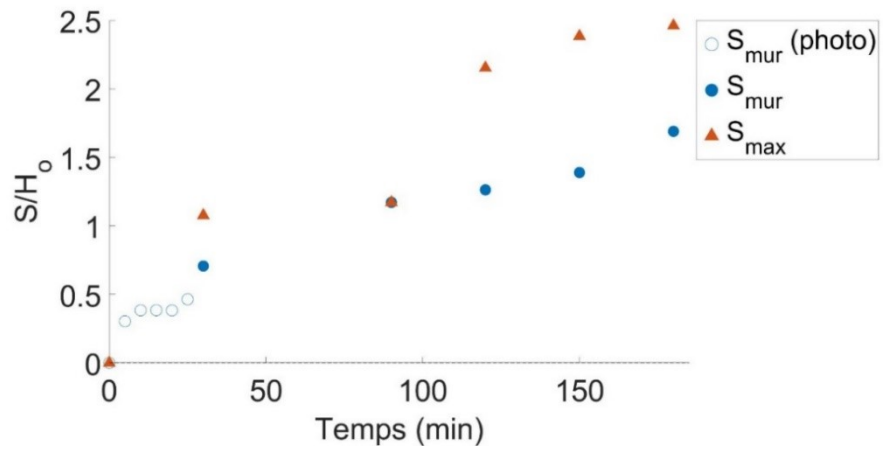


Figure A3.115 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (RUG_1B)

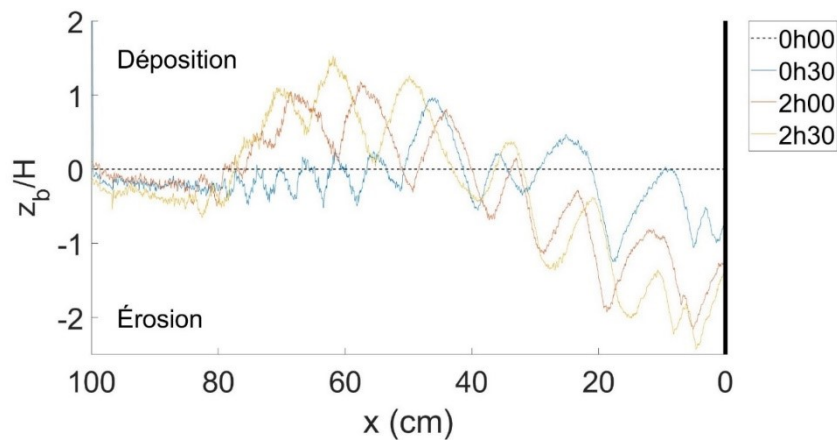


Figure A3.116 Transport sédimentaire net (RUG_1B)

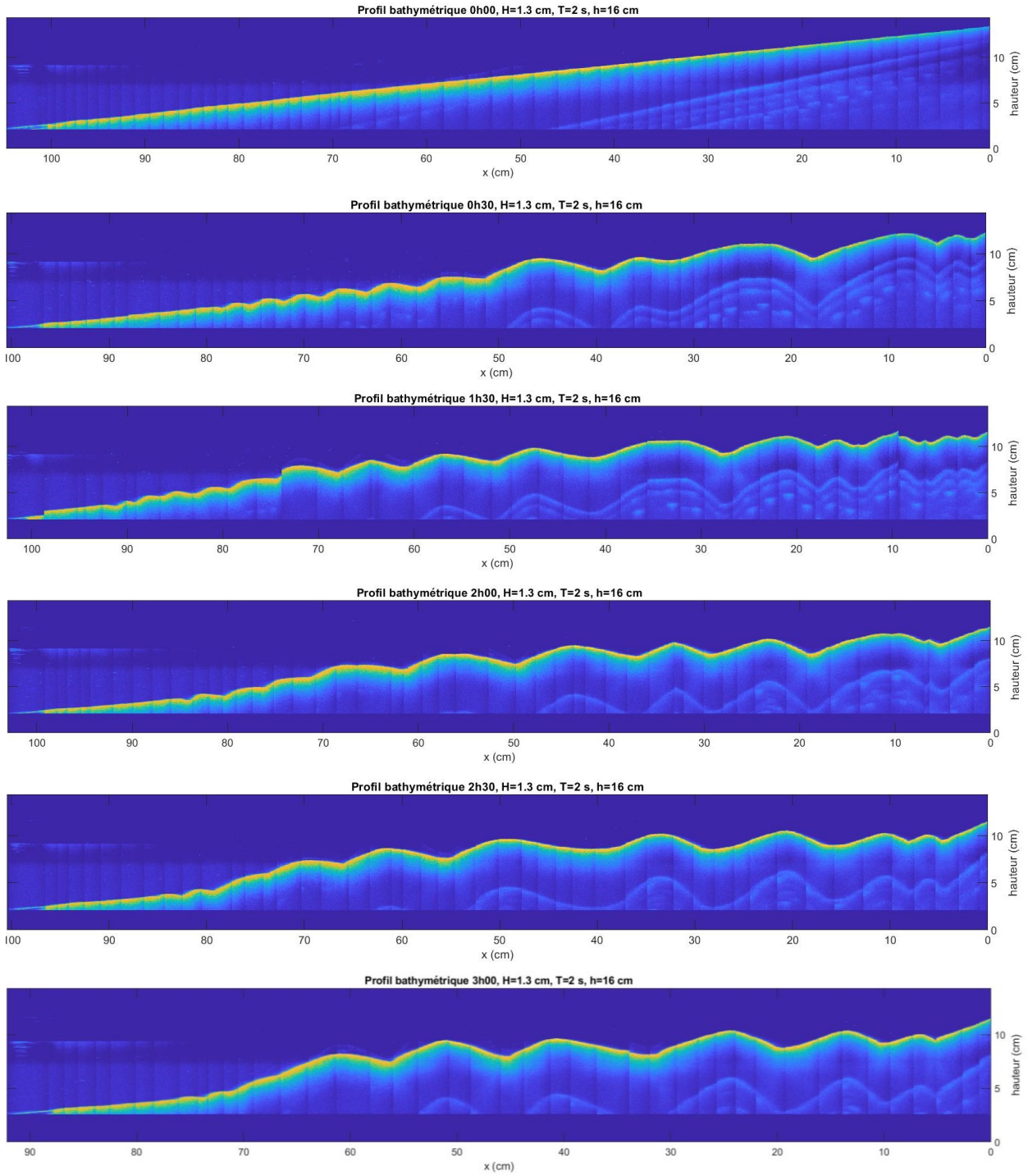


Figure A3.117 Profils bathymétriques (RUG_1B)

Essai	RUG_2		
Date	23/06/2020		
Mur :	Rugueux	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	1 s

Tableau A3. 40 Évolution temporelle de l'affouillement (RUG_2)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	
5	0,1	
10	0,3	
15	0,4	
20	0,3	
25	0,3	
30	0,5	
30	0,3	
60	0,1	
90	-0,1	
120	-0,0	
150	-0,2	
180	-0,4	
	Photos	

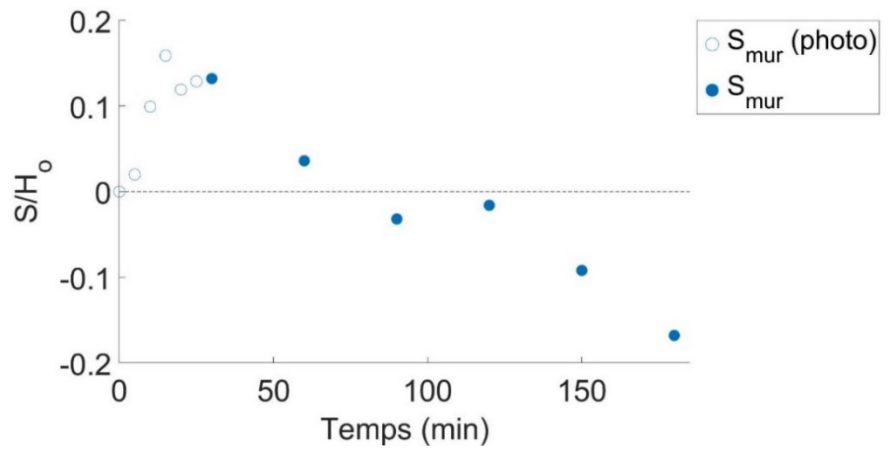


Figure A3.118 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (RUG_2)

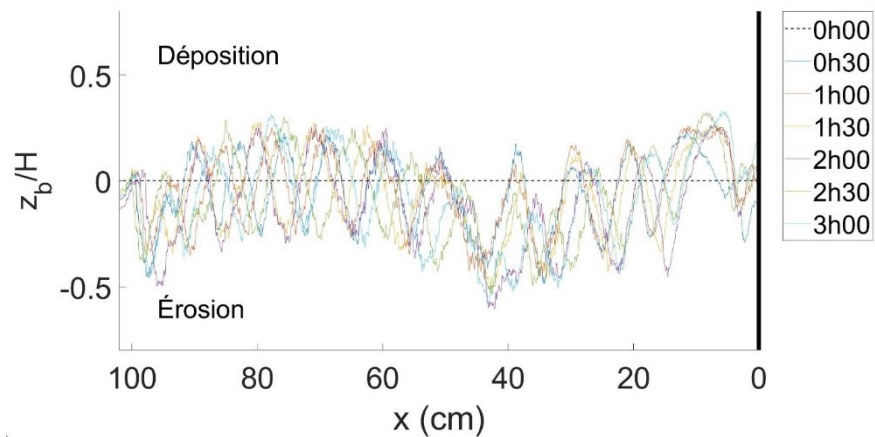


Figure A3.119 Transport sédimentaire net (RUG_2)

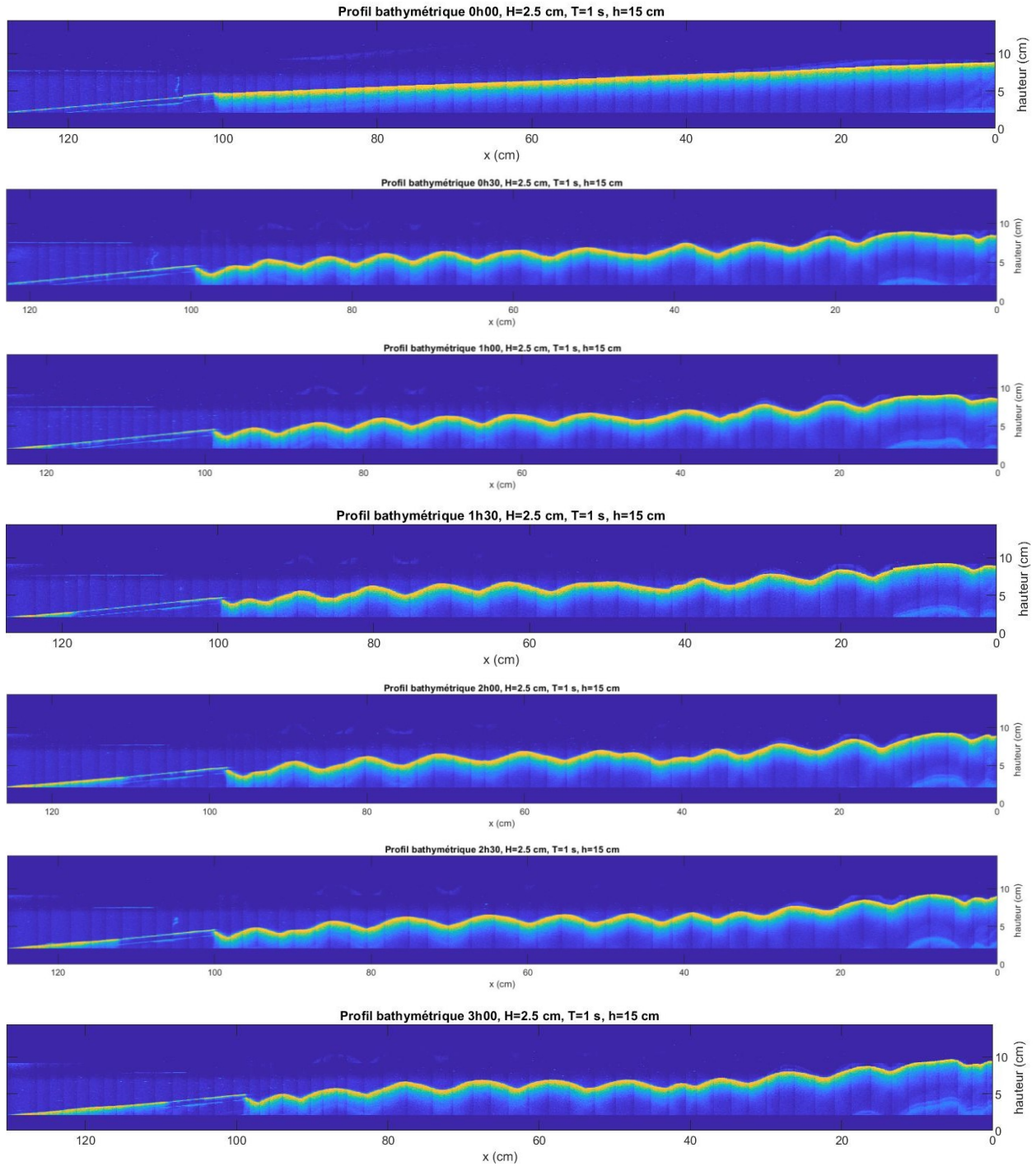


Figure A3.120 Profils bathymétriques (RUG_2)

Essai	RUG_3		
Date	25/06/2020		
Mur :	Rugueux	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,6 cm
Pente :	1:25	T :	3 s

Tableau A3. 41 Évolution temporelle de l'affouillement (RUG_3)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,0	
10	0,2	
15	0,2	
20	0,2	
25	0,2	
30	0,2	
30	0,3	1,0
60	0,2	1,5
90		
120	0,4	2,4
150	0,2	2,3
180	0,7	2,6
	Photos	

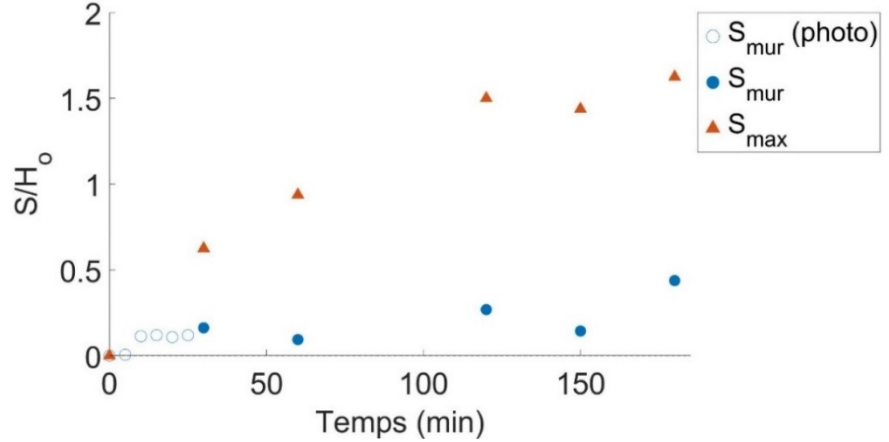


Figure A3.121 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (RUG_3)

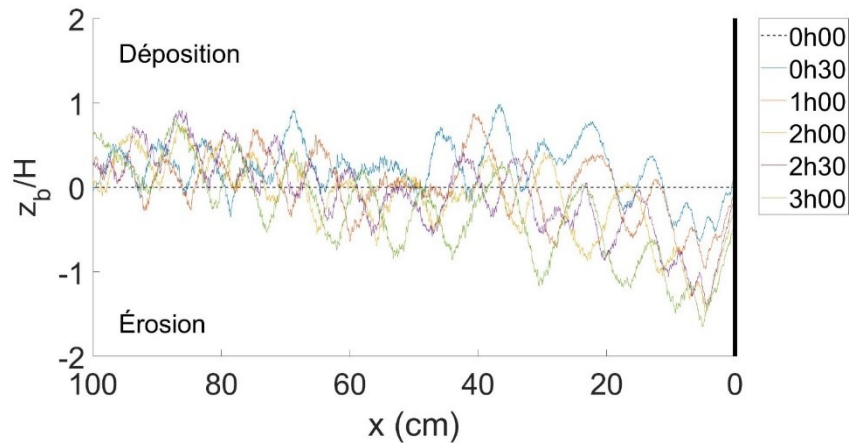


Figure A3.122 Transport sédimentaire net (RUG_3)

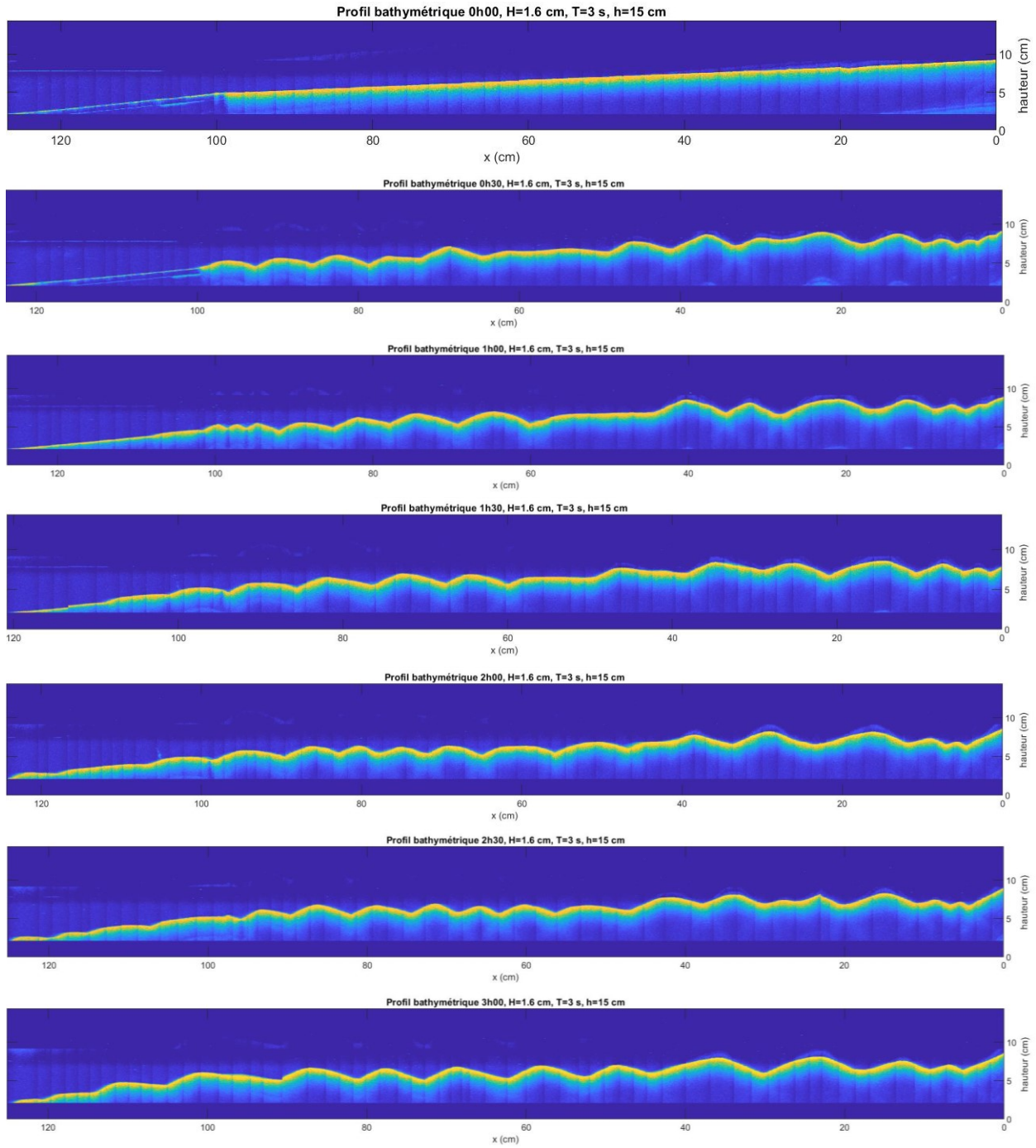


Figure A3.123 Profils bathymétriques (RUG_3)

Essai	RUG_4		
Date	26/06/2020		
Mur :	Rugueux	h :	10 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:100	T :	2 s

Tableau A3. 42 Évolution temporelle de l'affouillement (RUG_4)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	-0,1	
10	-0,1	
15	0,0	
20	0,0	
25	-0,0	
30	0,0	
30	0,0	0,0
60	0,2	0,2
90		
120		
150		
180	0,1	0,1
	Photos	

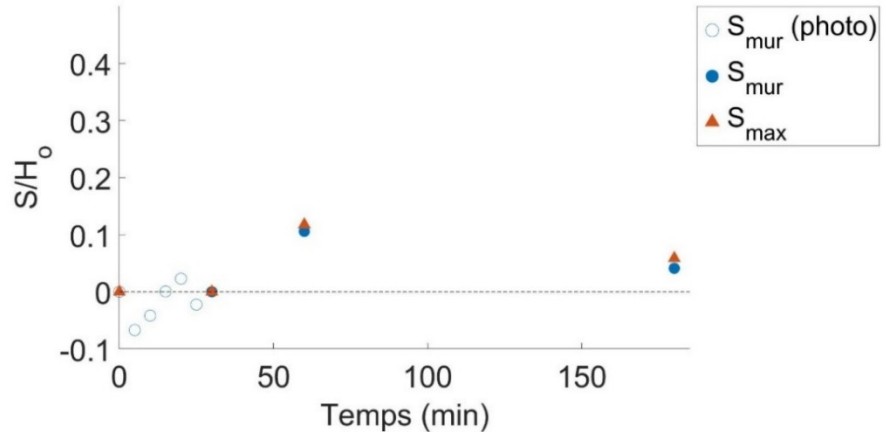


Figure A3.124 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (RUG_4)

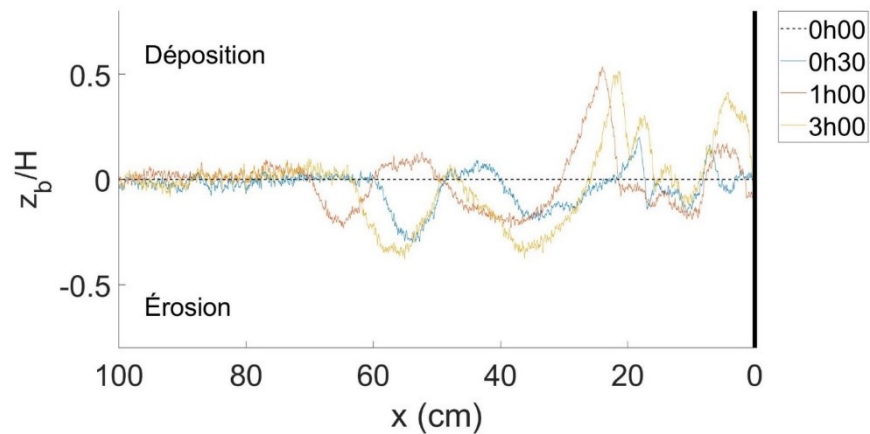


Figure A3.125 Transport sédimentaire net (RUG_4)

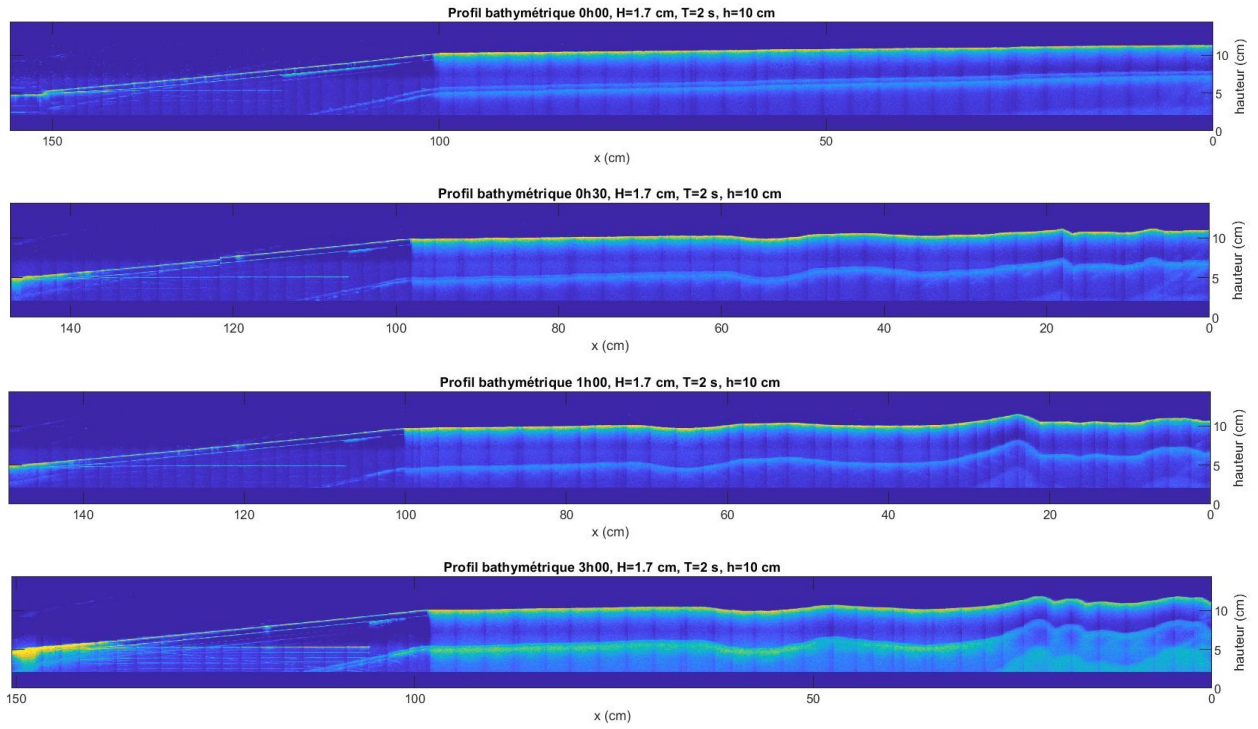


Figure A3.126 Profils bathymétriques (RUG_4)

Essai	DEF_1		
Date	03/07/2020		
Mur :	Défecteur	h :	16 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,3 cm
Pente :	1:10	T :	2 s

Tableau A3. 43 Évolution temporelle de l'affouillement (DEF_1)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	1,2	
10	1,3	
15	1,2	
20	0,9	
25	1,0	
30	1,1	
30	1,0	1,5
60	1,8	1,8
90	2,1	2,4
120	2,5	2,8
150	2,8	3,3
180	3,0	3,8
	Photos	

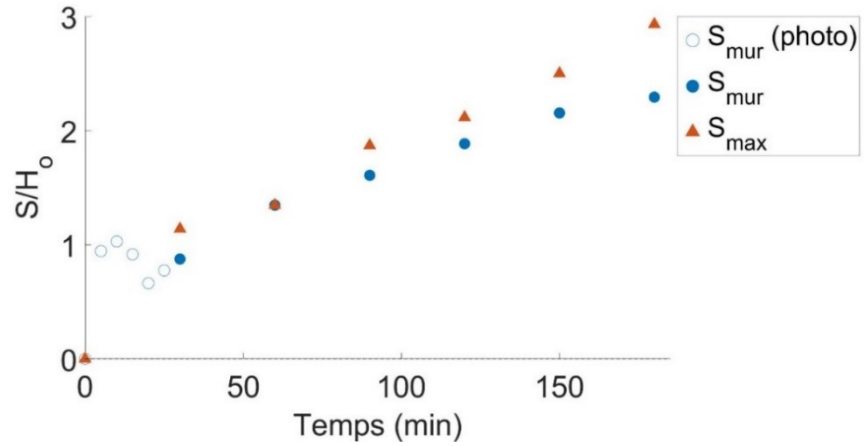


Figure A3.127 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (DEF_1)

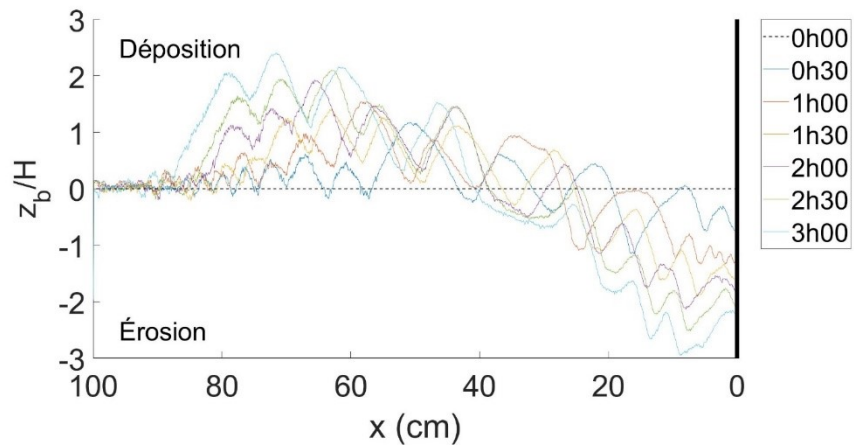


Figure A3.128 Transport sédimentaire net (DEF_1)

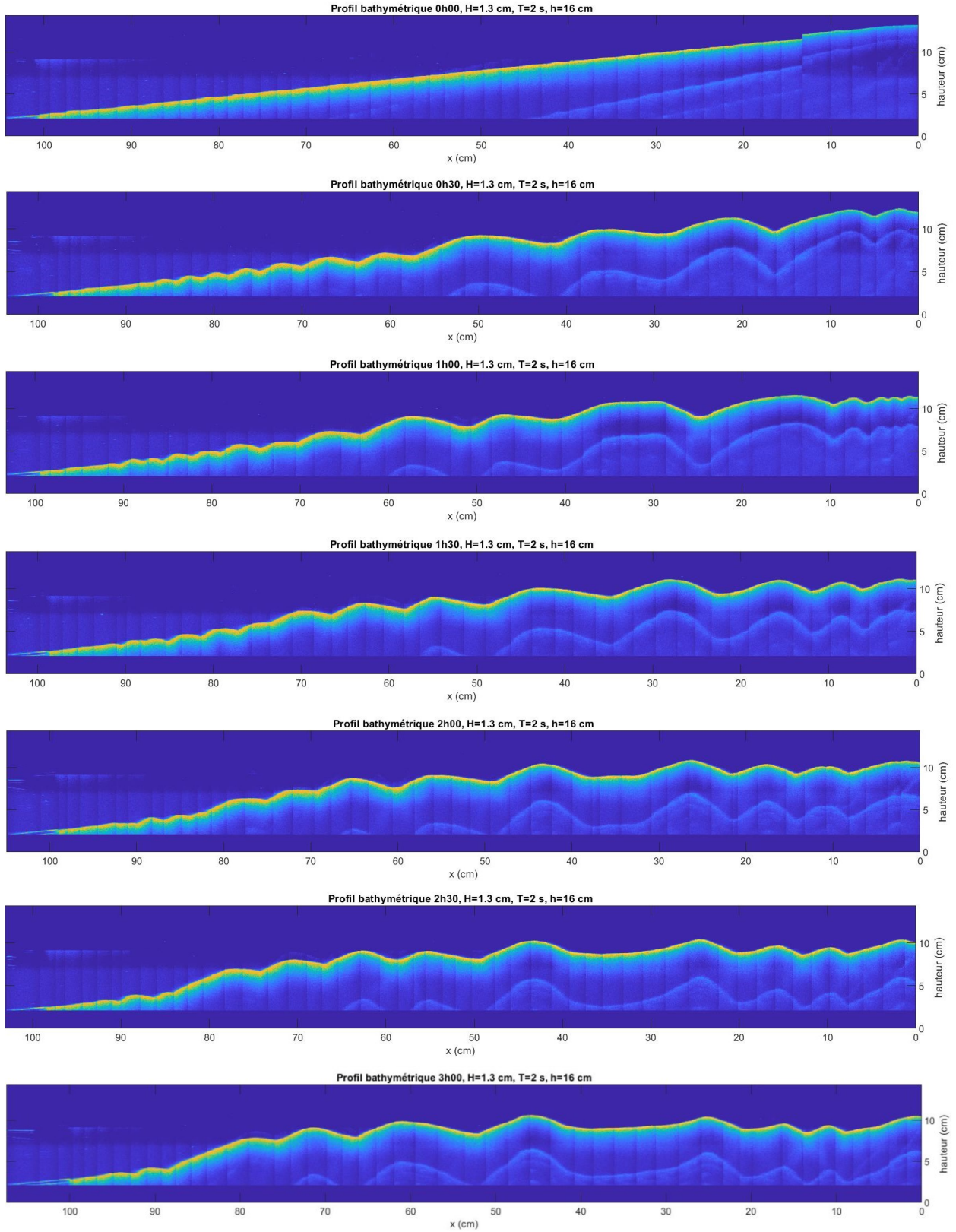


Figure A3.129 Profils bathymétriques (DEF_1)

Essai	DEF_2		
Date	02/07/2020		
Mur :	Défecteur	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	1 s

Tableau A3. 44 Évolution temporelle de l'affouillement (DEF_2)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	1,4	
10	1,2	
15	1,3	
20	1,1	
25	1,1	
30	1,3	
30	0,9	0,9
60	0,9	0,9
90	-0,3	
120	0,5	0,5
150	0,5	0,5
180	0,6	0,6
	Photos	

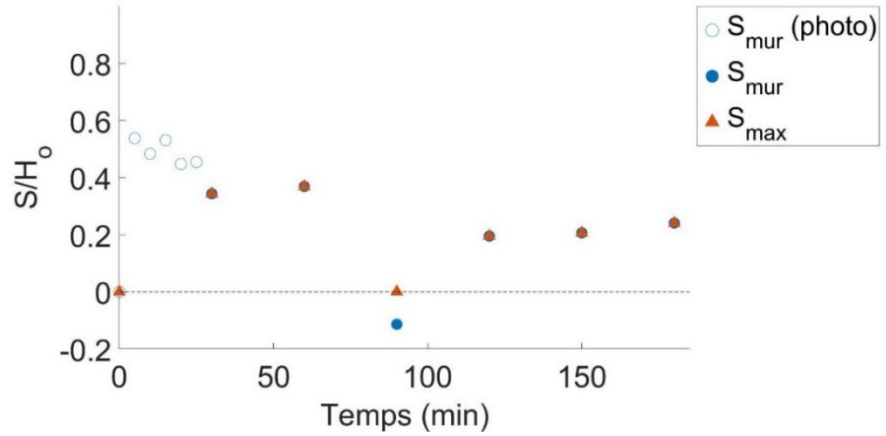


Figure A3.130 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (DEF_2)

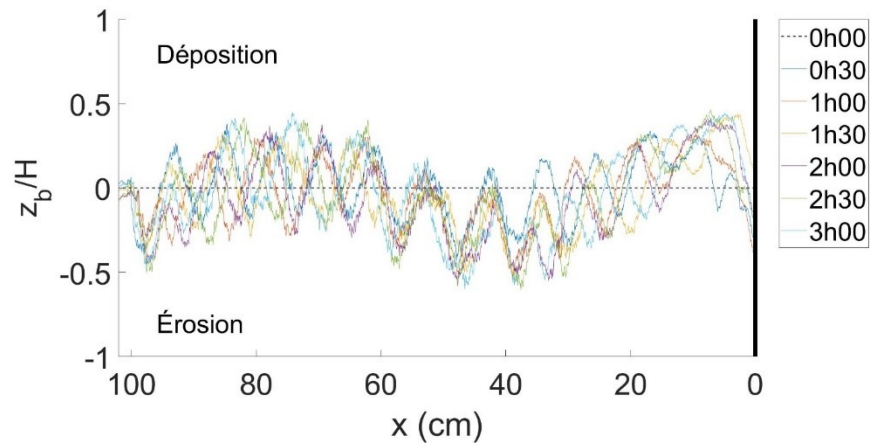


Figure A3.131 Transport sédimentaire net (DEF_2)

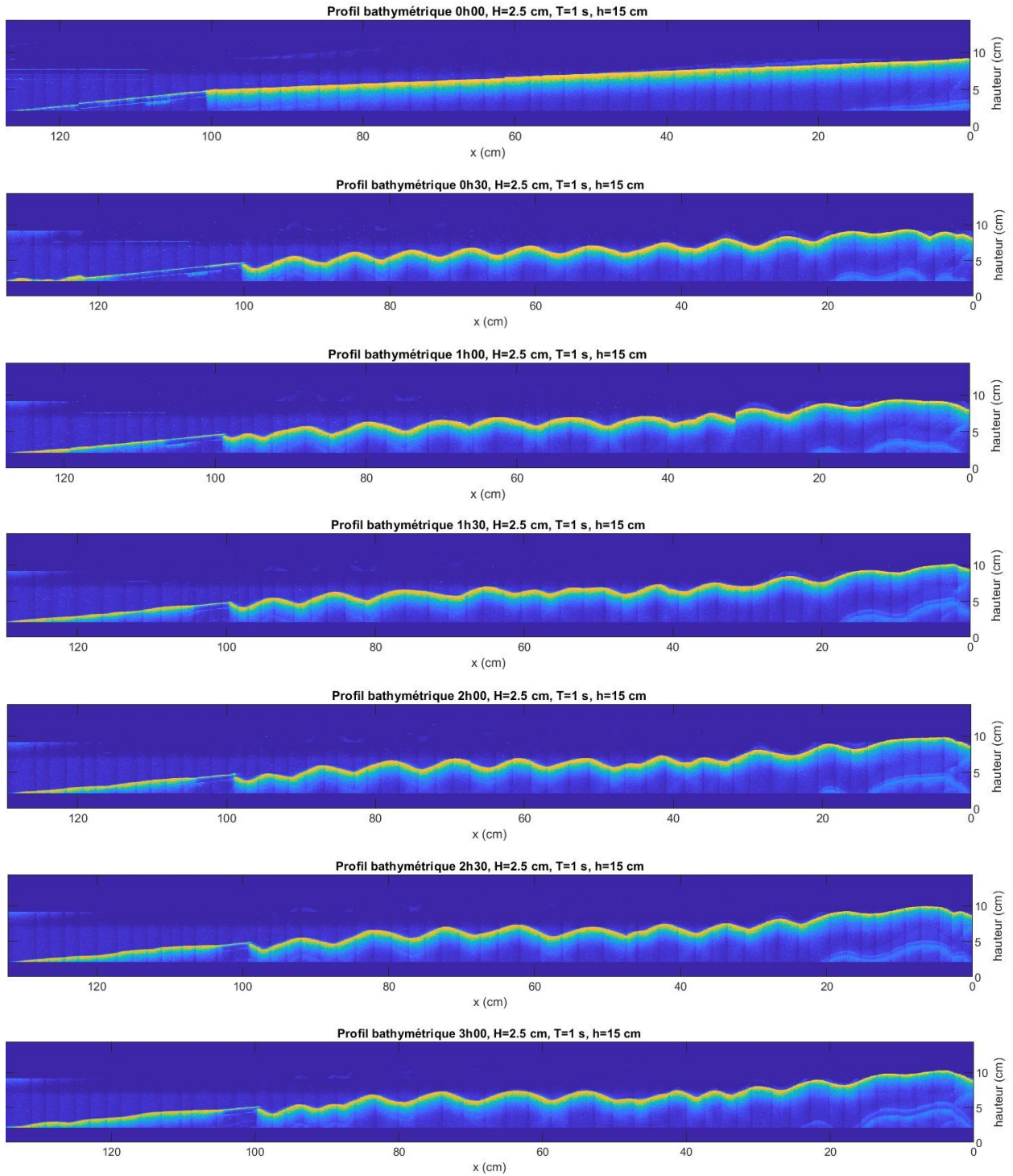


Figure A3.132 Profils bathymétriques (DEF_2)

Essai	DEF_3		
Date	06/07/2020		
Mur :	Défecteur	h :	16 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:10	T :	1 s

Tableau A3. 45 Évolution temporelle de l'affouillement (DEF_3)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	1,0	
10	1,0	
15		
20	1,0	
25	0,9	
30	1,0	
30	0,7	0,7
60	0,8	0,8
90	0,8	0,8
120	0,6	0,6
150	0,8	0,8
180	0,7	0,7
	Photos	

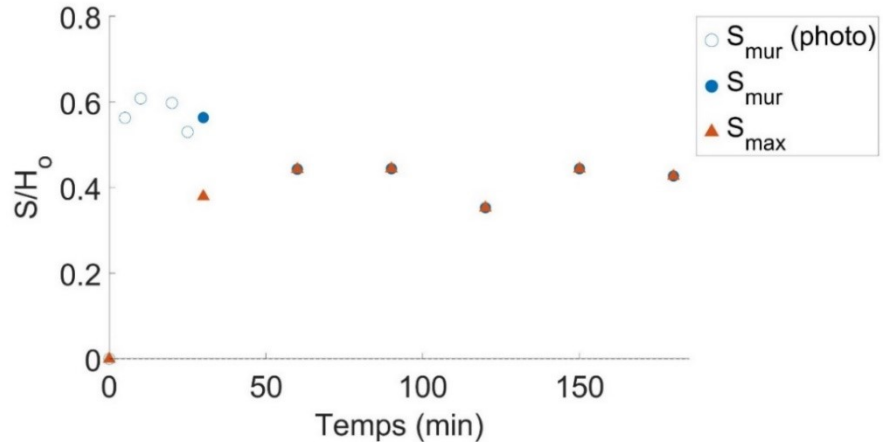


Figure A3.133 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (DEF_3)

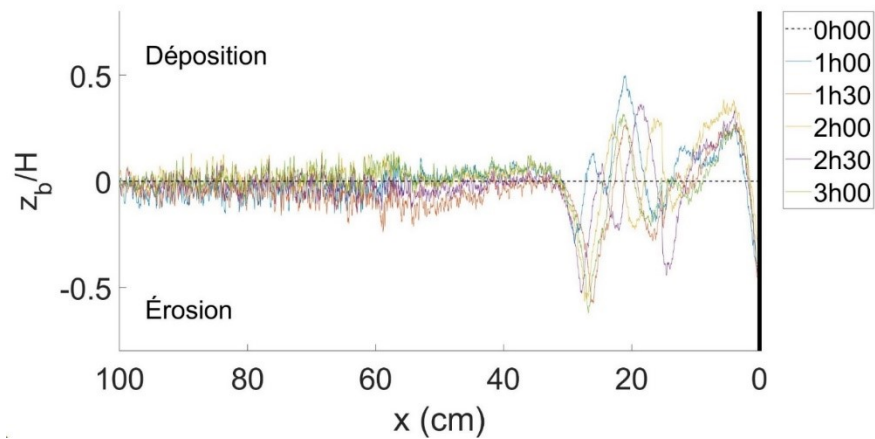


Figure A3.134 Transport sédimentaire net (DEF_3)

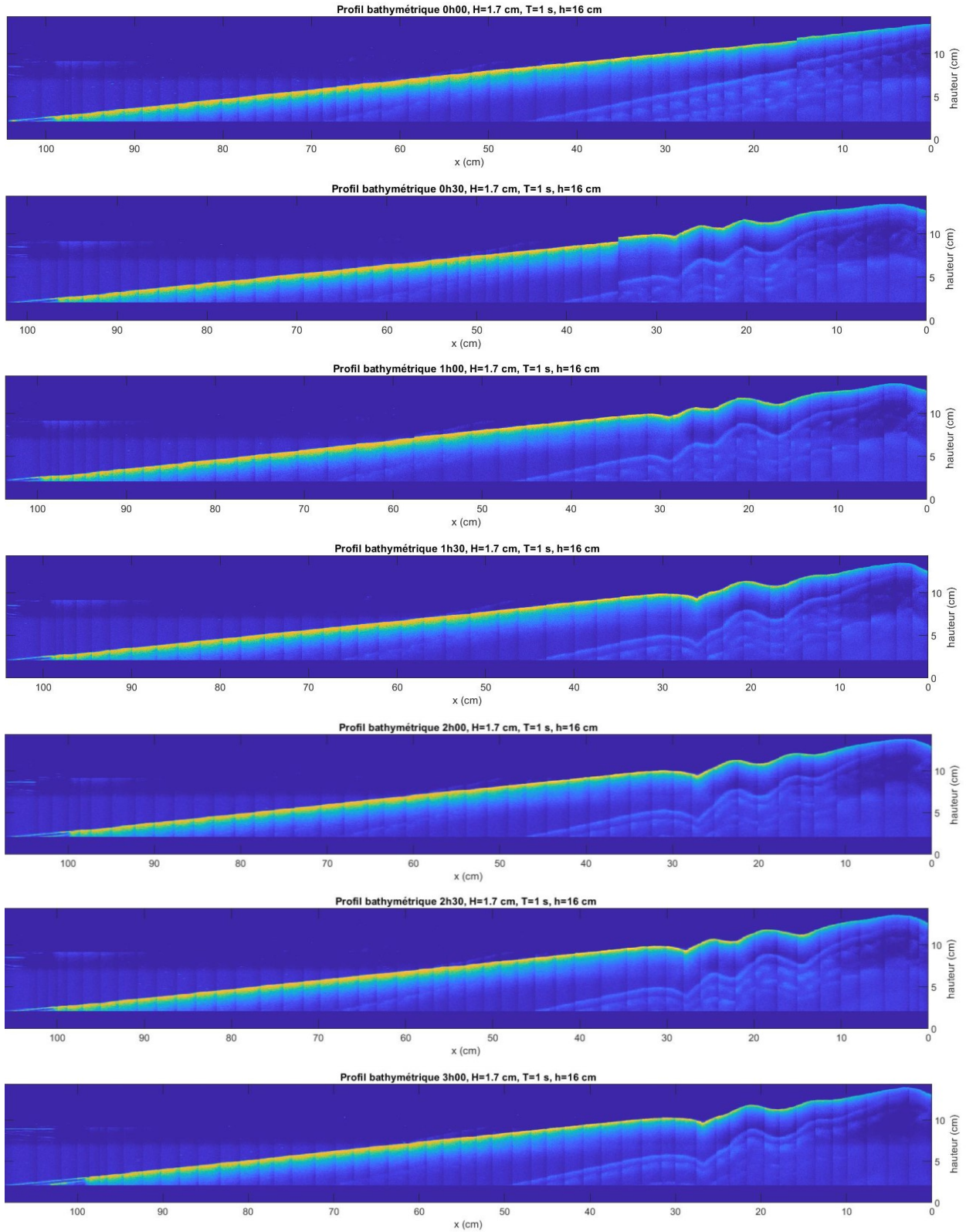


Figure A3.135 Profils bathymétriques (DEF_3)

Essai	CYL_1		
Date	08/07/2020		
Mur :	Cylindrique	h :	16 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:10	T :	1 s

Tableau A. 46 Évolution temporelle de l'affouillement (CYL_1)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	
5		
10		
15		
20		
25		
30		
30	0,3	
60	0,3	
90	-0,1	
120	0,1	
150	0,1	
180	0	
	Photos	

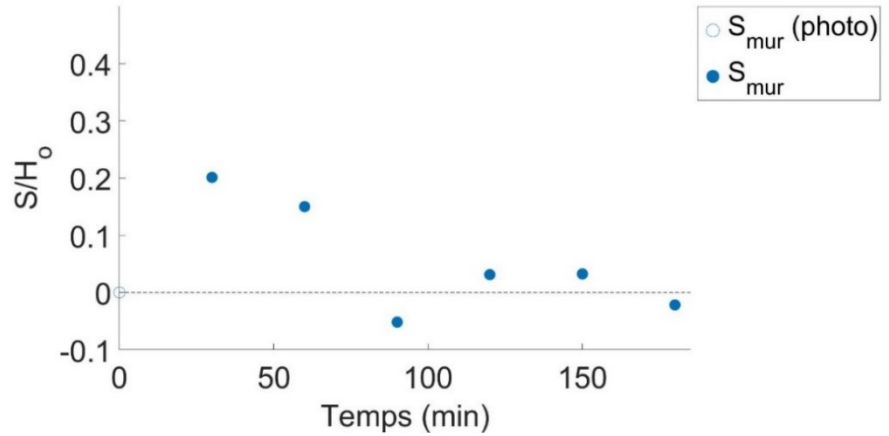


Figure A3.136 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (CYL_1)

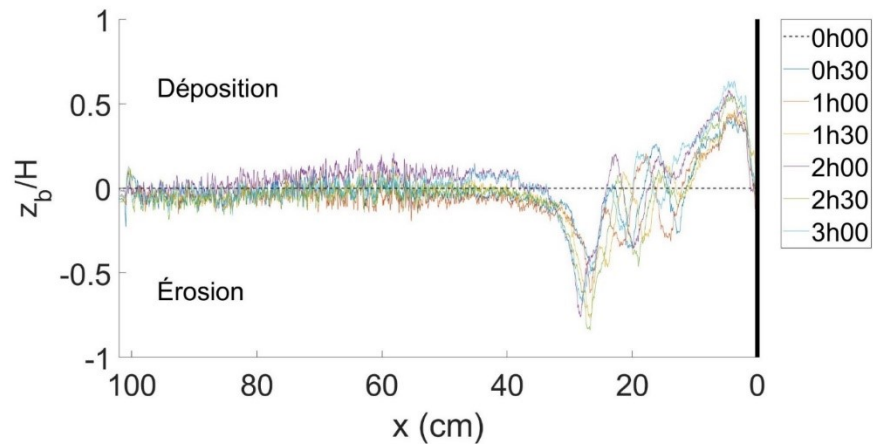


Figure A3.137 Transport sédimentaire net (CYL_1)

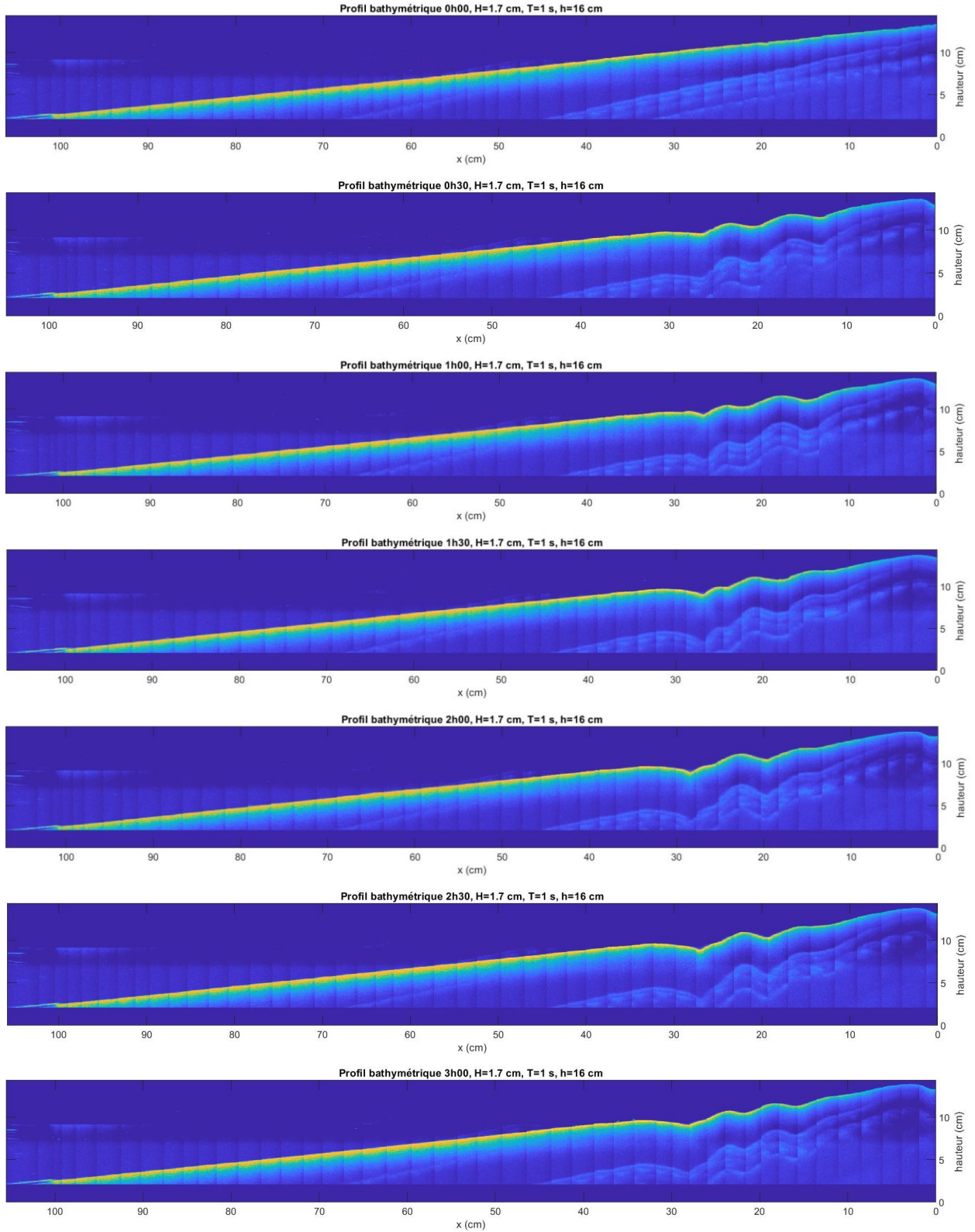


Figure A3.138 Profils bathymétriques (CYL_1)

Essai	CYL_2		
Date	09/07/2020		
Mur :	Cylindrique	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	1 s

Tableau A3. 47 Évolution temporelle de l'affouillement (CYL_2)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,9	
10	0,8	
15	0,9	
20	0,9	
25	0,9	
30	0,9	
30	1,2	1,2
60	1,0	1,0
90	0,9	0,9
120	1,0	1,0
150	1,1	1,1
180	1,0	1,0
	Photos	

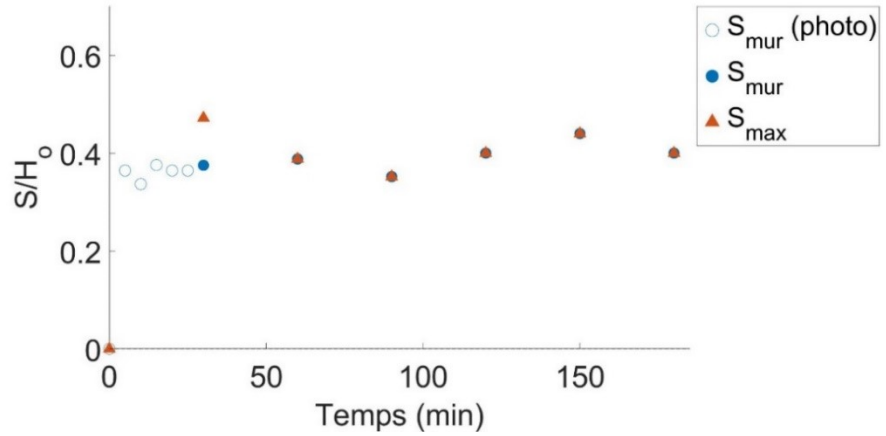


Figure A3.139 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (CYL_2)

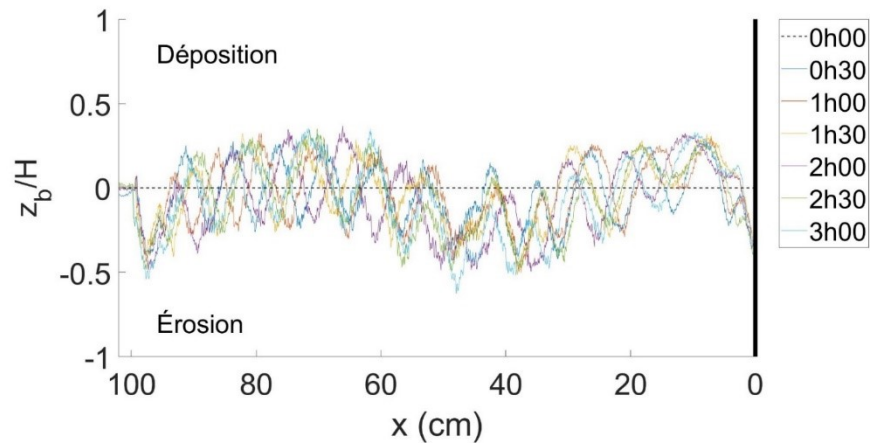


Figure A3.140 Transport sédimentaire net (CYL_2)

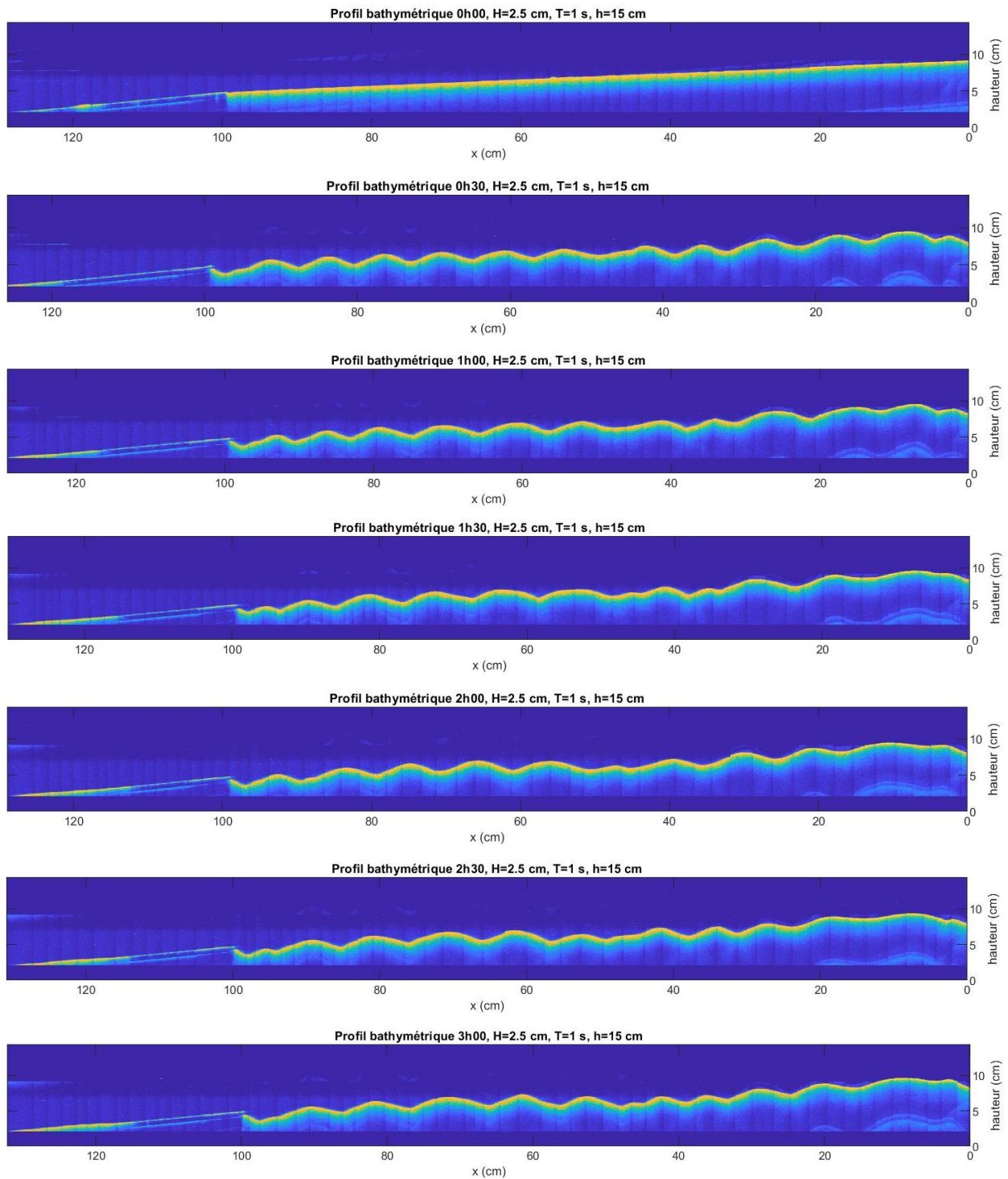


Figure A3.141 Profils bathymétriques (CYL_2)

Essai	CYL_3		
Date	10/07/2020		
Mur :	Cylindrique	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,6 cm
Pente :	1:25	T :	3 s

Tableau A3. 48 Évolution temporelle de l'affouillement (CYL_3)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	
5	1,2	
10	1,2	
15	1,0	
20	1,2	
25	1,4	
30	1,6	
30	2,2	2,2
60	2,4	2,4
90	2,9	2,9
120	3,3	3,3
150	3,6	3,6
180	3,9	3,9
	Photos	

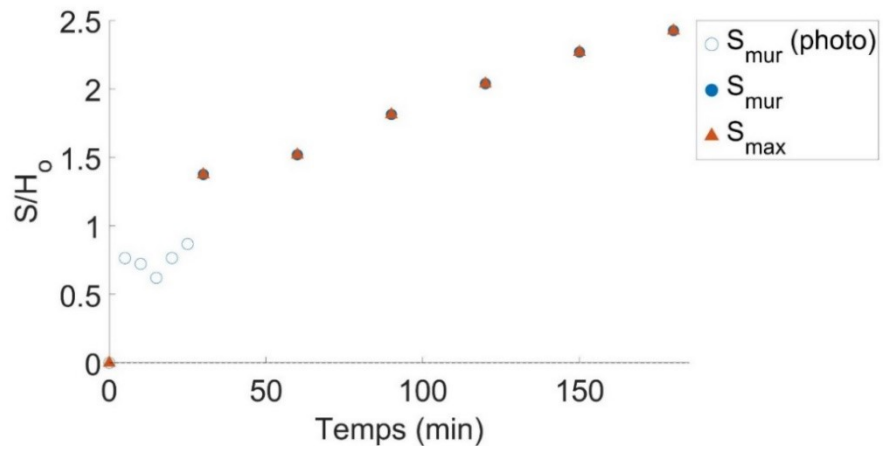


Figure A3.142 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (CYL_3)

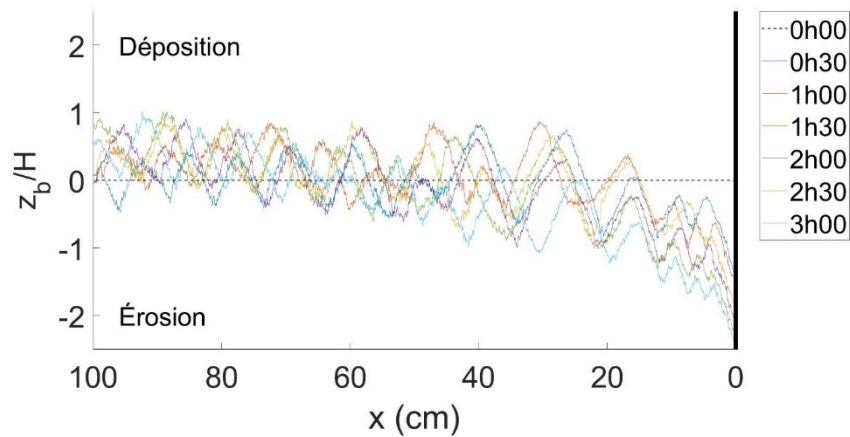


Figure A3.143 Transport sédimentaire net (CYL_3)

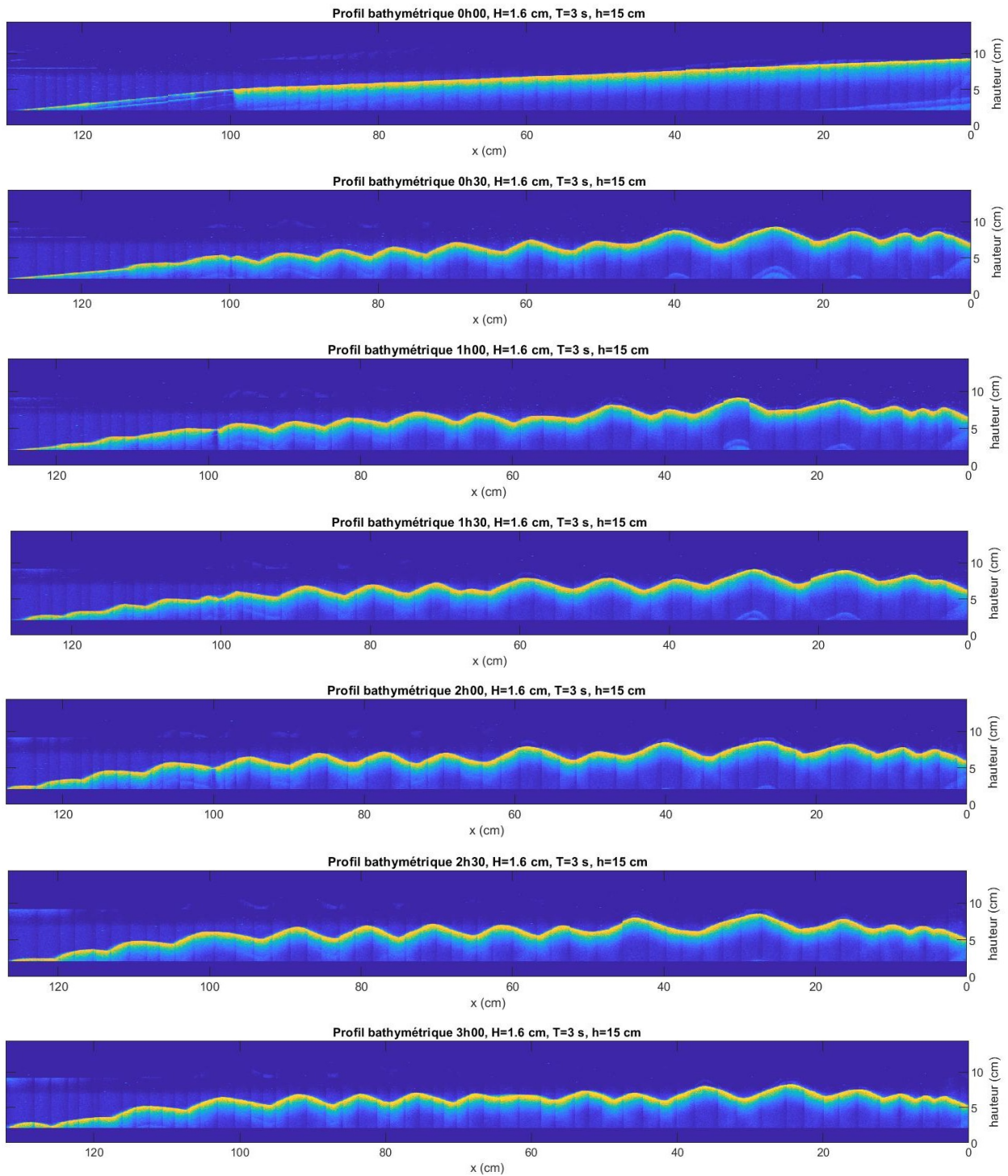


Figure A3.144 Profils bathymétriques (CYL_3)

Essai	CYL_4		
Date	13/07/2020		
Mur :	Cylindrique	h :	10 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:100	T :	2 s

Tableau A3. 49 Évolution temporelle de l'affouillement (CYL_4)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	-0,1	
10	0,1	
15	0,3	
20	0,4	
25	0,5	
30	0,6	
30	0,6	0,6
60	0,5	0,5
90	0,7	0,7
120	0,6	0,6
150	0,4	0,4
180	0,2	0,2
	Photos	

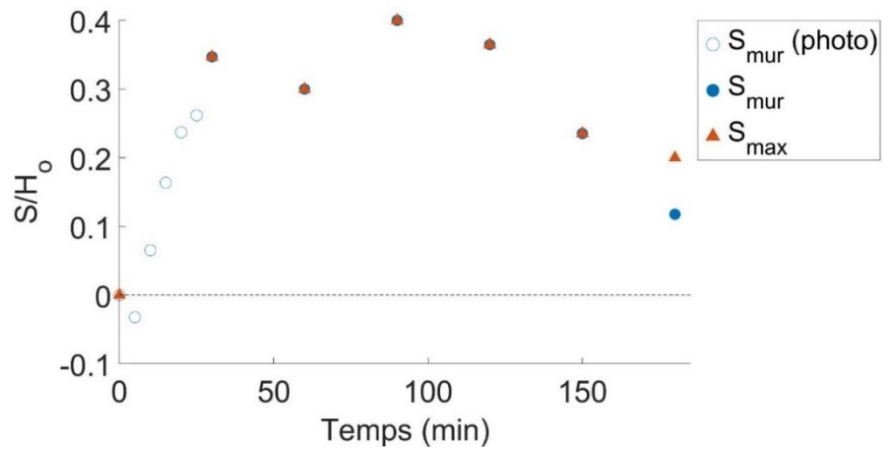


Figure A3.145 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (CYL_4)

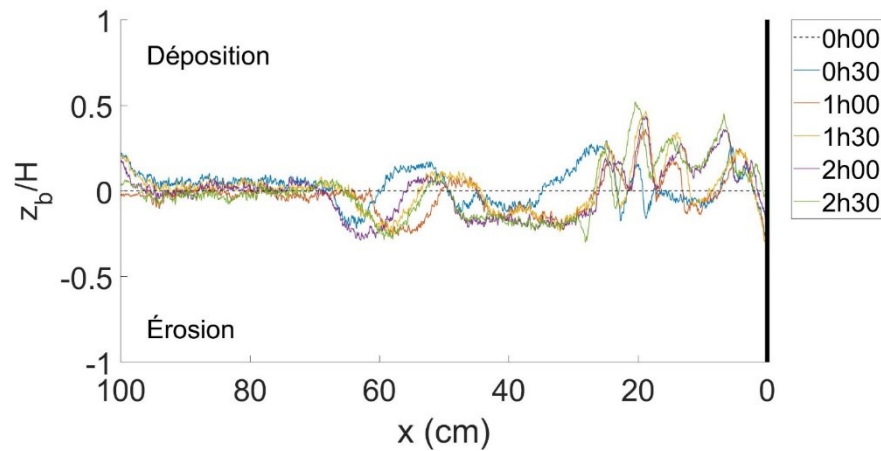


Figure A3.146 Transport sédimentaire net (CYL_4)

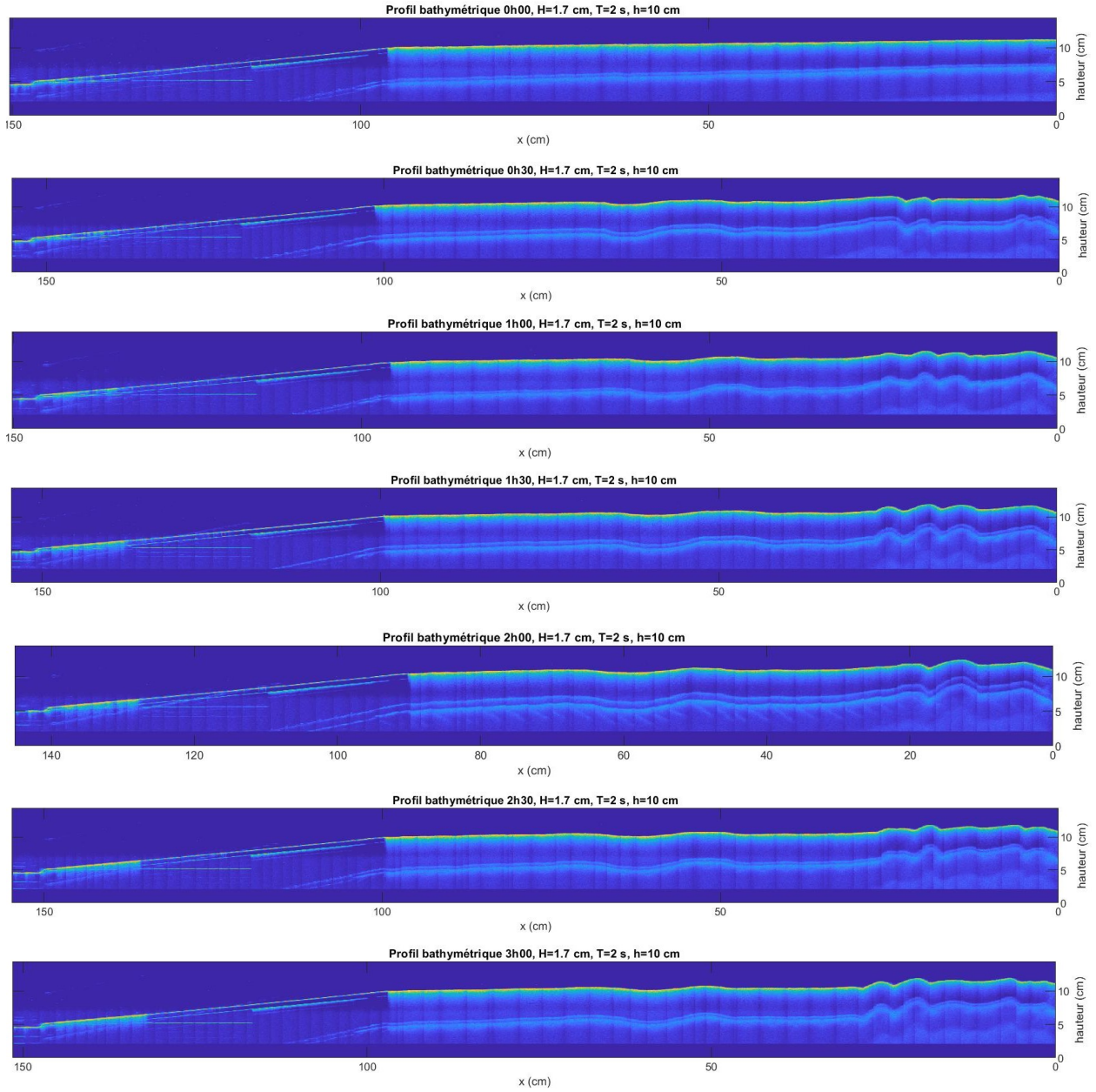


Figure A3.147 Profils bathymétriques (CYL_4)

Essai	SP_1		
Date	16/07/2020		
Mur :	Sheet Pile	h :	16 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:10	T :	1 s

Tableau A3. 50 Évolution temporelle de l'affouillement (SP_1)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	1,0	
10	1,0	
15	1,2	
20	1,2	
25	1,1	
30	1,1	
30	1,5	1,5
60	1,1	1,1
90	0,8	0,8
120		
150		
180	0,7	0,8
	Photos	

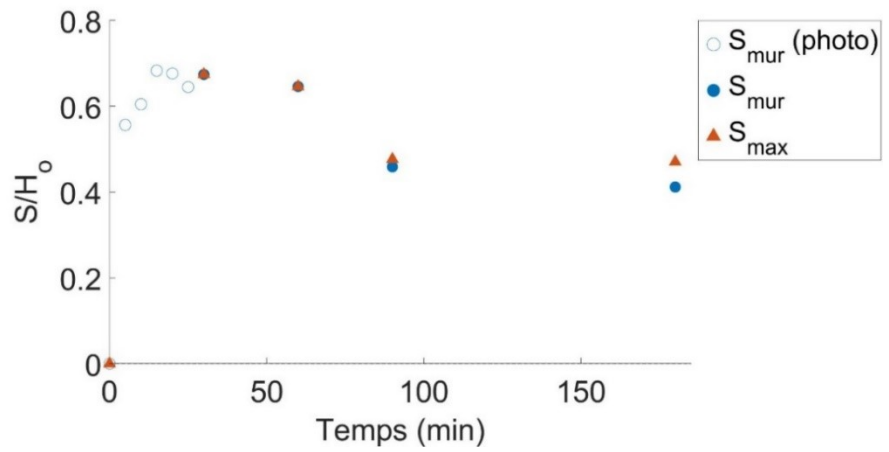


Figure A3.148 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (SP_1)

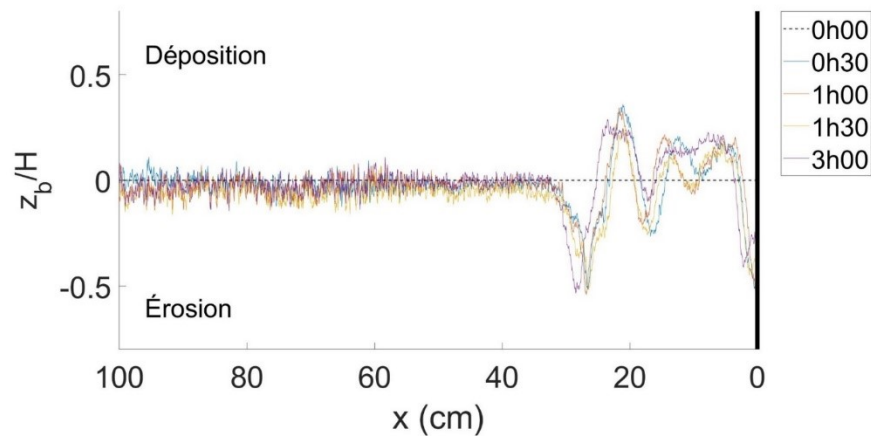


Figure A3.149 Transport sédimentaire net (SP_1)

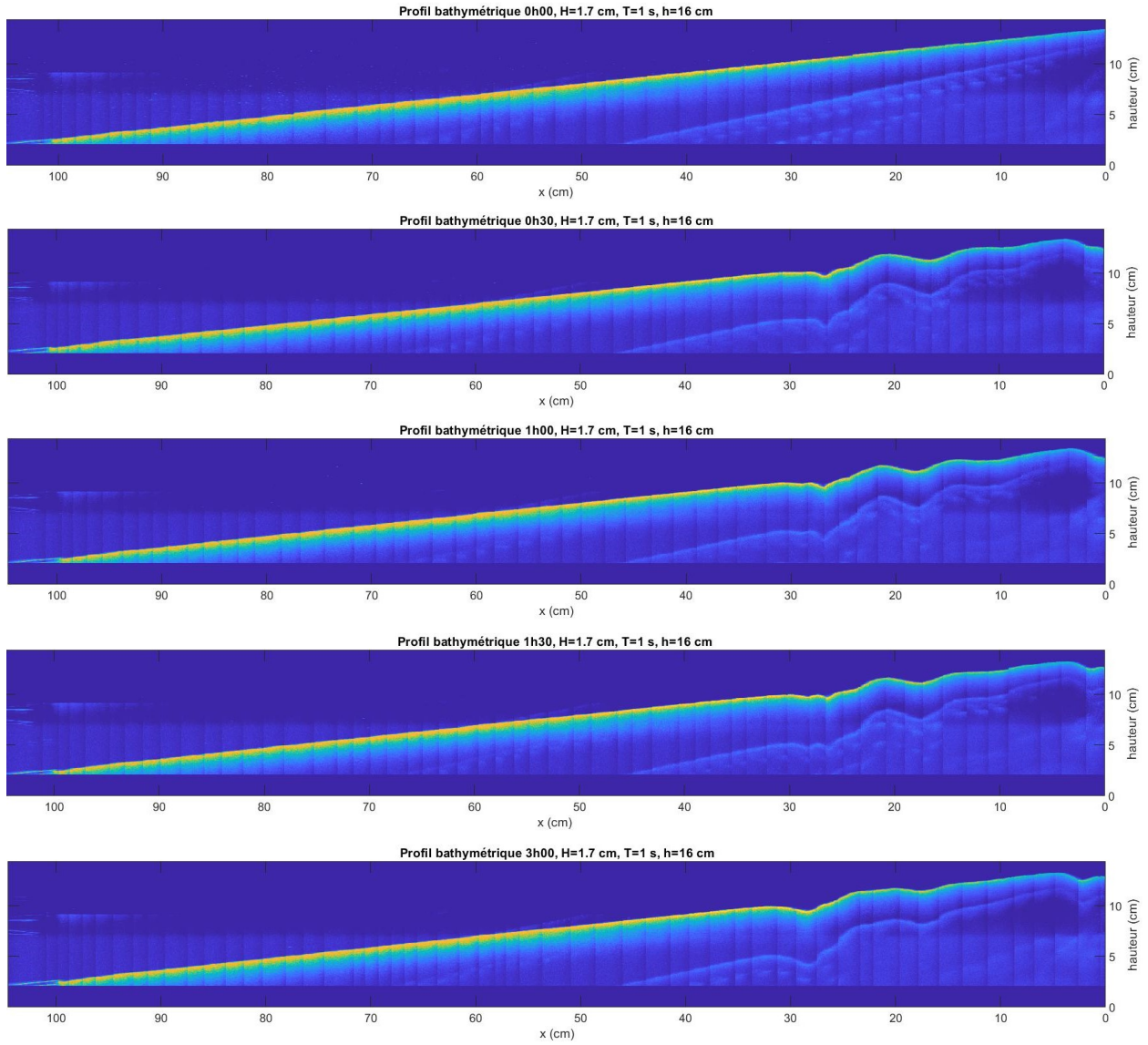


Figure A3.150 Profils bathymétriques (SP_1)

Essai	SP_2		
Date	15/07/2020		
Mur :	Sheet Pile	h :	15 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	2,5 cm
Pente :	1:25	T :	1 s

Tableau A3. 51 Évolution temporelle de l'affouillement (SP_2)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5	0,6	
10	0,5	
15	0,6	
20	0,5	
25	0,6	
30	0,5	
30	0,8	0,8
60	0,9	0,9
90	1,0	1,0
120	0,7	0,7
150	0,7	0,7
180	0,6	0,6
	Photos	

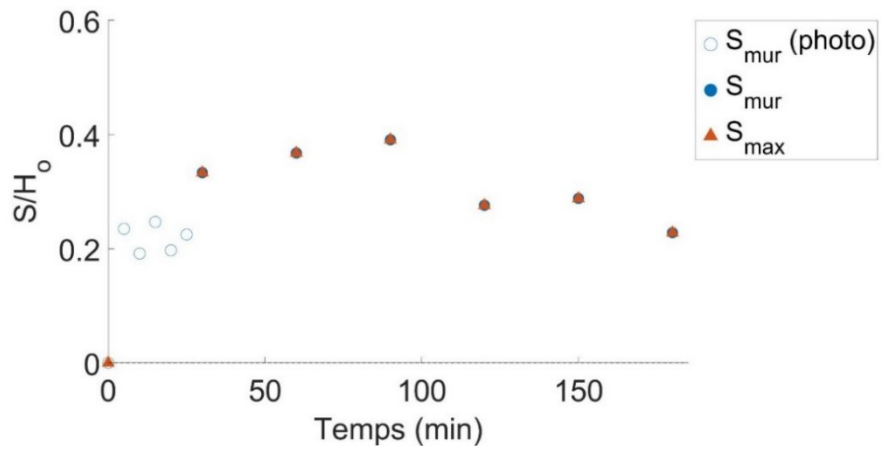


Figure A3.151 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (SP_2)

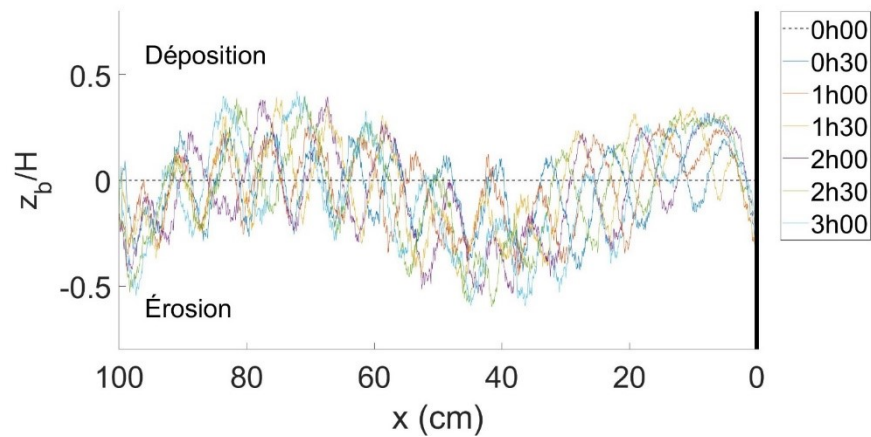


Figure A3.152 Transport sédimentaire net (SP_2)

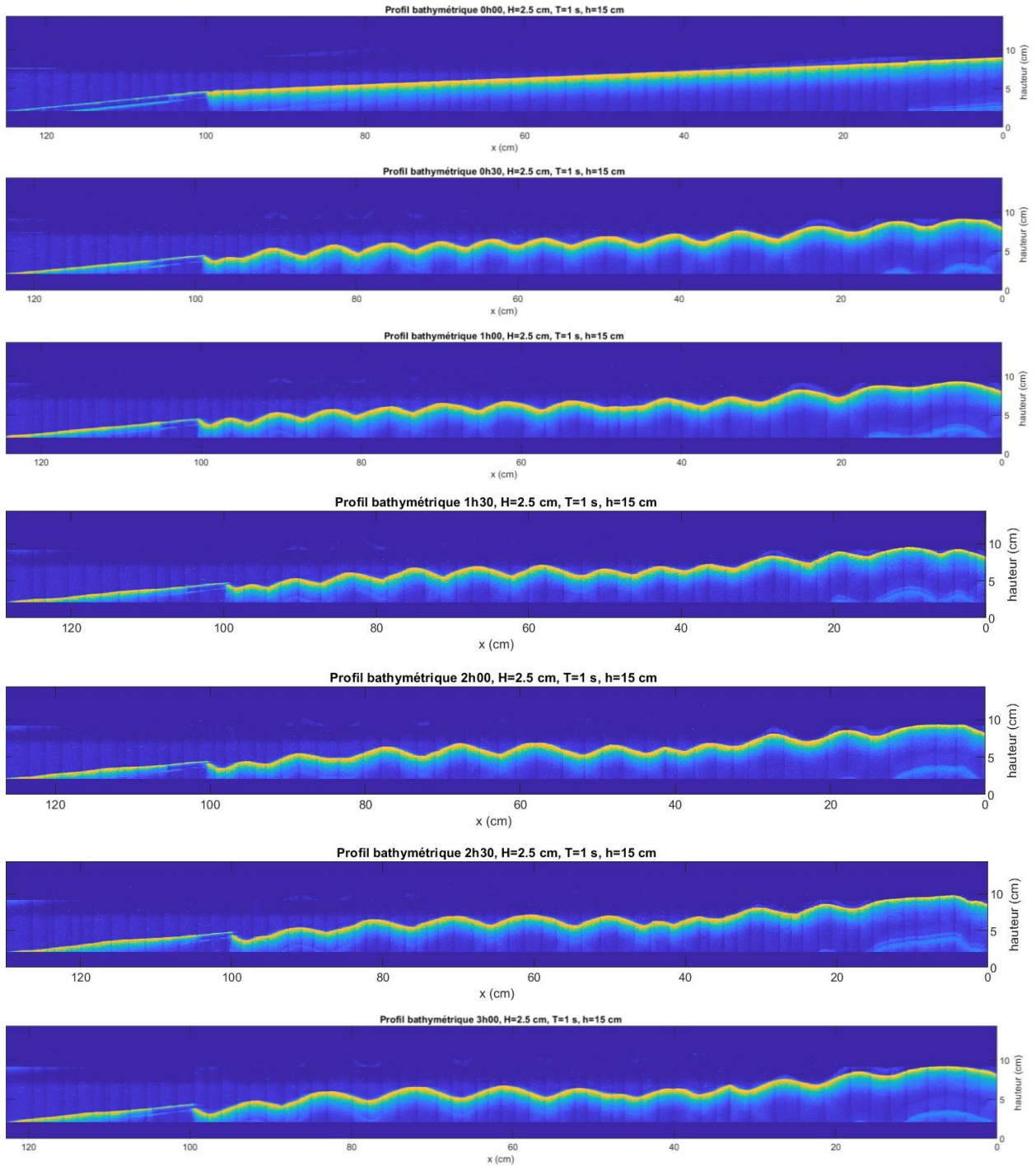


Figure A3.153 Profils bathymétriques (SP_2)

Essai	SP_4		
Date	14/07/2020		
Mur :	Sheet Pile	h :	10 cm
Sédiment :	Billes de verre 630 μm	H :	1,7 cm
Pente :	1:100	T :	2 s

Tableau A3. 52 Évolution temporelle de l'affouillement (SP_4)

Temps (min)	S_{mur} (cm)	S_{max} (cm)
0	0	0
5		
10		
15		
20		
25		
30		
30	0,2	
60	0,3	
90	0,5	
120	0,4	
150	0,2	
180	-0,7	
	Photos	

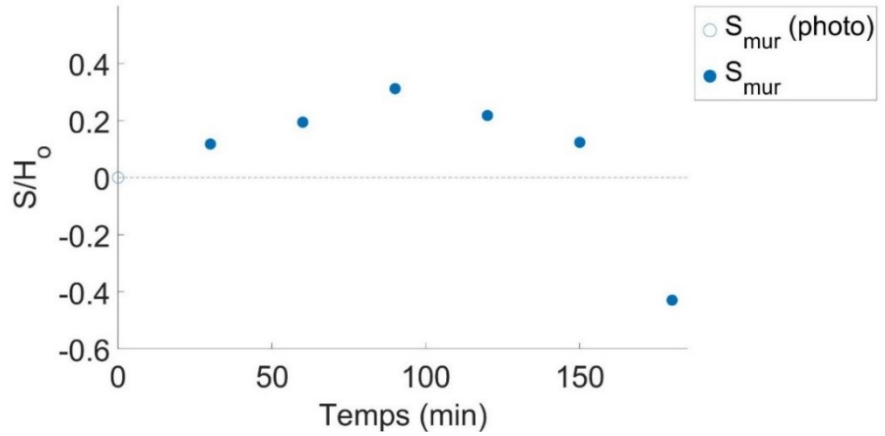


Figure A3.154 Évolution temporelle de l'affouillement relatif S/H_0 (SP_4)

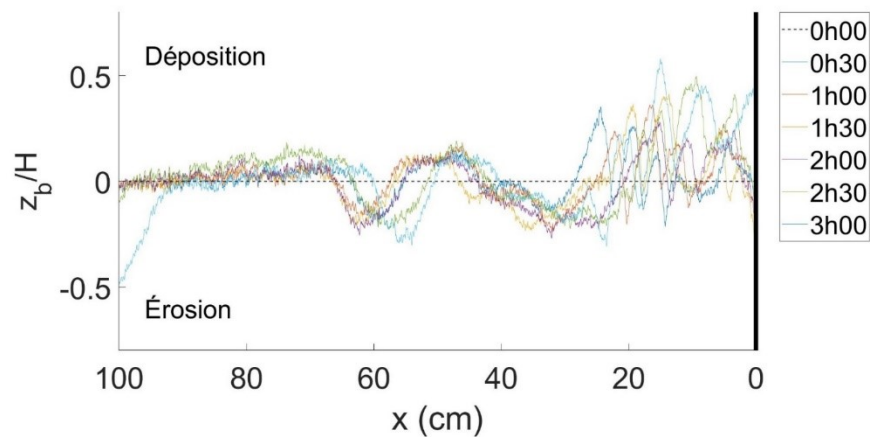


Figure A3.155 Transport sédimentaire net (SP_4)

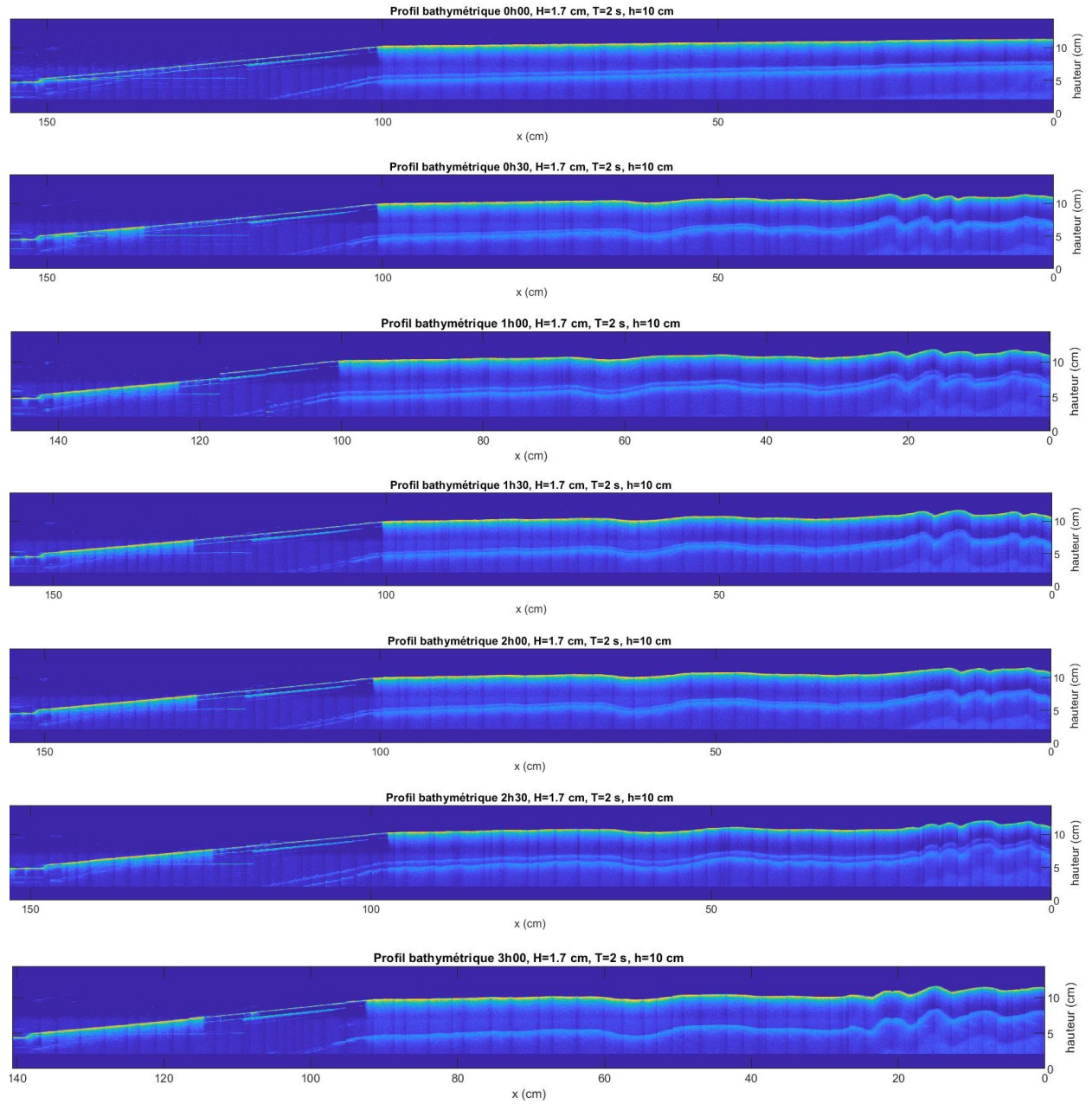


Figure A3.156 Profils bathymétriques (SP_4)

ANNEXE IV – Vitesses verticales et horizontales

Tableau A4. 1 Vitesses vertical relative au mur et vitesses moyennées en début et fin d'essai

Essai	C (m/s)	Uz/C	$\langle u \rangle_{z,0h00}/C$	$\langle u \rangle_{z,3h00}/C$
Mur vertical, sable fin (216 μm)				
216_1	1.04			
216_2	1.10			
216_3	1.12	0.63	0.40	0.20
216_4	1.03	0.52	0.38	0.31
216_5	1.18			
216_6	0.89			
216_7	0.94			
216_8	0.90	0.39	0.28	0.22
216_9	0.97			
216_10	0.98			
216_11	0.97			
216_12	1.01			
216_13	1.24	0.37	0.22	0.15
216_14	1.13	0.33	0.14	0.17
Mur vertical, sable FLINT (525 μm)				
F_1	0.90	0.34	0.25	0.23
F_2	0.97			
F_3	0.98			
F_4	0.99	0.40	0.29	0.32
F_5	1.02			
F_6	1.12			
F_7	1.12	0.36	0.25	0.18
F_8	1.04			
F_9	1.21	0.24	0.18	0.17
F_10	1.10	0.16	0.23	0.22
F_11	1.18			
F_12	1.24	0.51	0.30	0.11
F_13	1.13	0.38	0.22	0.18
Mur vertical, billes de verre (630 μm)				
GB_1	1.13	0.28	0.18	0.18
GB_2	1.24	0.48	0.23	0.26
GB_3	1.10	0.35	0.30	0.33
GB_4	1.21	0.49	0.21	0.28
GB_5	1.12	0.34	0.21	0.14
GB_6	1.12			
GB_7	1.21	0.40	0.20	0.15
GB_8	0.99	0.46	0.21	0.16
GB_9	0.90	0.33	0.20	0.38