



**HAL**  
open science

# Approche expérimentale du comportement mécanique des géo-ouvrages à technologie cellulaire : application aux ouvrages pare-blocs

A. Heymann

► **To cite this version:**

A. Heymann. Approche expérimentale du comportement mécanique des géo-ouvrages à technologie cellulaire : application aux ouvrages pare-blocs. Sciences de l'environnement. 2012. Français. NNT : . tel-02599530

**HAL Id: tel-02599530**

**<https://hal.inrae.fr/tel-02599530>**

Submitted on 16 May 2020

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

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

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

### DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

**Adeline HEYMANN**

Thèse dirigée par **François NICOT** et  
codirigée par **Philippe GOTTELAND** et **Stéphane LAMBERT**

préparée au sein du **Cemagref** et du **Laboratoire 3SR**  
et de la société **Razel**  
dans l'**École Doctorale IMEP2**

## Approche expérimentale du comportement mécanique des géo- ouvrages à technologie cellulaire Application aux ouvrages pare- blocs

Thèse soutenue publiquement le **14 février 2012**  
devant le jury composé de :

**François, NICOT**

Directeur de Recherches, CEMAGREF, Directeur de thèse

**Philippe GOTTELAND**

Maître de Conférences, Université Joseph Fourier, Directeur de thèse

**Stéphane LAMBERT**

Ingénieur de Recherches, CEMAGREF, Encadrant

**Laurent VULLIET**

Professeur, EPF Lausanne, Président

**Ali LIMAM**

Professeur, INSA Lyon, Rapporteur

**Denys BREYSSE**

Professeur, Université Bordeaux 1, Rapporteur

**Maurice DOUAILLAT**

Ingénieur, Razel, Invité





# Remerciements

Pour commencer, je tiens à remercier ceux qui m'ont accordé leur confiance pour la réalisation de ce travail de thèse. En particulier mes deux directeurs François Nicot et Philippe Gotteland. Leurs regards complémentaires sur le sujet, plus théorique pour l'un et plus appliqué pour l'autre, ont été pour moi d'une grande richesse.

Je remercie l'ensemble des membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon sujet de recherche, et en particulier à Ali Limam et Denys Breysse qui ont accepté de lire mon manuscrit et de rapporter mon travail, pour leur regard critique, leur vision pointue de ce qu'est un travail expérimental et les questions soulevées lors de ma soutenance. Merci également à Laurent Vulliet d'avoir présidé ce jury, j'ai beaucoup apprécié sa capacité à créer une atmosphère détendue bien que concentrée le jour J.

Ce travail est le fruit d'une collaboration entre les trois entités que sont le Cemagref (maintenant Irstea), le Laboratoire 3S-R, et l'entreprise RAZEL à travers une convention CIFRE. J'adresse de sincères remerciements à Maurice Douailat (Razel) de m'avoir permis de travailler dans des conditions optimales, une thèse essentiellement expérimentale comme celle-ci mobilisant des moyens financiers et humains importants. Je remercie le Cemagref pour son accueil durant ces trois années et les moyens matériels mis à ma disposition.

J'exprime une très grande gratitude à Stéphane Lambert qui a suivi mon travail de près, pour sa forte implication lors des expérimentations (la soudure n'a plus de secret pour lui) et la relecture soignée de mon manuscrit (son côté "artiste" surtout pour les monochromes de rouge sur papier blanc).

Je remercie également chaleureusement l'ensemble des membres du projet REMPARE, et en particulier Marielle Collombet pour le temps partagé sur le chantier, toutes les discussions sur nos résultats respectifs, l'arrachage de cheveux concernant les données topo et bien d'autres encore. Je remercie Franck et Antonin, pour nos discussions croisées et nos confrontations de résultats qui ont fait avancer la compréhension du Scmilblik !

Je ne pourrais oublier ma stagiaire, Anne, mon bras droit et colocataire à la Thébaïde pendant les trois mois qu'a duré notre chantier niçois. Je remercie aussi les ouvriers Razel : Antoine, Farid, Yaya, Jeannot et Stéphane, qui tels les Daltons s'occupaient de mettre les pierres en cages !

Je pense maintenant à ceux qui ont contribué d'une façon ou d'une autre à ce que ces trois années se passent agréablement, mes collègues de bureau Paolo, Flory, Thomas, Caroline, Assia, Nicolas, et la petite dernière Philomène. Je remercie aussi les autres habitants du couloir des thésards : Joshua, Pauline, Sandrine, Manu, Hervé. A tous je dis merci pour votre aide depuis les formules de transformées de Fourier, de calculs d'erreurs, de résolutions de problèmes techniques concrets, de debugages de Latex ou Matlab, les discussions scientifiques ou tout autres, les franches parties de rigolages, les barbec, les soussouleries et j'en passe ! Je pense également à ceux avec qui j'ai partagé un bout de temps ou un café, les forestiers, les avalancheux et tous les autres.

Je remercie mes ami(e)s thésards ou non thésards pour leur soutien, surtout dans la période de fin de rédaction, où lorsqu'on vous dit 'courage' ça vous donne vraiment du courage (je pense entre autres à un texto reçu de Nouvelle Zélande) !

Le proverbe 'un esprit sain dans un corps sain' a pris toute sa dimension pendant ces trois années, où mon esprit scientifique s'est épanoui dans un corps nourri de bons petits plats mitonnés

par ma grand-mère, souvent à partir des légumes du 'Dadin de Papi'. C'était une bonne cantine et je recommande l'adresse ! Ce fil rouge gastronomique s'est achevé par un magnifique pot de thèse où toute la famille a été mise à contribution, orchestré de main de maître par Maman.

Enfin, je remercie celui qui aurait presque pu soutenir à ma place tellement on a discuté, réfléchi et griffonné des formules sur le frigo. Merci Rémi pour ton soutien, tes encouragements, pour ces périodes de doutes où tu m'as fait aller de l'avant, pour ces périodes de stress où tu m'as supporté. Merci pour ce beau gâteau de thèse en forme de merlon. Merci d'avoir été à mes côtés depuis le début !





# Table des matières

<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>1 Etat de l'art</b>	<b>9</b>
1.1 Expérimentations sur merlons pare-blocs . . . . .	9
1.1.1 Échelle réduite . . . . .	9
1.1.1.1 Essais sur modèles en centrifugeuse . . . . .	9
1.1.1.2 Essais en laboratoire sur modèles 1 g . . . . .	13
1.1.2 Échelle intermédiaire . . . . .	14
1.1.2.1 Merlon composite . . . . .	14
1.1.2.2 Merlon à technologie cellulaire . . . . .	16
1.1.3 Échelle réelle . . . . .	18
1.1.3.1 Merlon composite cellulaire . . . . .	18
1.1.3.2 Merlon en remblai renforcé . . . . .	18
1.1.3.3 Merlon en remblai renforcé et géocellules . . . . .	20
1.2 Instrumentation du sol en dynamique . . . . .	21
1.3 Méthodes de dimensionnement . . . . .	22
1.3.1 Les méthodes analytiques . . . . .	23
1.3.2 Les méthodes numériques . . . . .	25
1.4 Évaluation de l'endommagement et réparation . . . . .	28
1.5 Vers une réutilisation des matériaux d'ingénierie . . . . .	29
1.5.1 Le ballast . . . . .	29
1.5.2 Les pneus . . . . .	30
1.6 Synthèse . . . . .	30
<b>2 Matériels et méthodes</b>	<b>35</b>
2.1 Caractères communs aux structures étudiées et dispositifs conçus . . . . .	35
2.1.1 Les gabions, enveloppe et matériaux . . . . .	36
2.1.1.1 Enveloppe . . . . .	37
2.1.1.2 Matériaux . . . . .	37
2.1.2 L'impactant . . . . .	39
2.2 Expérimentations à échelle réduite . . . . .	40
2.2.1 Objectifs . . . . .	40
2.2.2 Structures . . . . .	40
2.2.3 Dispositif expérimental . . . . .	40
2.2.4 Protocole . . . . .	42
2.3 Expérimentations échelle réelle Bar sur Loup . . . . .	43
2.3.1 Objectifs . . . . .	43
2.3.2 Ouvrages testés . . . . .	43
2.3.2.1 Géométrie . . . . .	43
2.3.2.2 Composition des ouvrages . . . . .	44
2.3.3 Dispositif expérimental . . . . .	46
2.3.3.1 Choix du site expérimental . . . . .	46

2.3.3.2	Système de lancement . . . . .	46
2.3.3.3	Validation . . . . .	48
2.3.4	Protocole . . . . .	49
2.4	Réflexion sur l'instrumentation . . . . .	50
2.4.1	Instrumentation des structures, objectifs et cahier des charges . . . . .	50
2.4.2	Mise en œuvre de capteurs dans un contexte particulier : problèmes et solutions	51
2.4.2.1	Remarques d'ordre général . . . . .	51
2.4.2.2	Instrumentation de l'impactant . . . . .	52
2.4.2.3	Instrumentation externe à la structure testée . . . . .	55
2.4.2.4	Instrumentation interne à la structure testée . . . . .	59
2.4.2.5	Centrales d'acquisition . . . . .	71
2.5	Traitement, comparaison et validation des données . . . . .	73
2.5.1	Signal de l'impactant . . . . .	73
2.5.1.1	Description et analyse du signal de l'impactant . . . . .	73
2.5.1.2	Problème observé pour le signal de l'impactant et hypothèses explicatives . . . . .	74
2.5.1.3	Correction du signal de l'impactant . . . . .	76
2.5.1.4	Accélération, vitesse et déplacement, cas de l'impactant . . . . .	77
2.5.2	Signaux des accéléromètres dans l'ouvrage . . . . .	78
2.5.2.1	Problème observé pour les accéléromètres dans l'ouvrage . . . . .	78
2.5.2.2	Correction du signal pour les accéléromètres dans l'ouvrage . . . . .	79
2.5.2.3	Calcul de la vitesse et du déplacement pour les accéléromètres dans l'ouvrage . . . . .	80
2.5.2.4	Remarques . . . . .	81
2.5.3	Comparaison et validation des données . . . . .	81
2.5.3.1	Comparaison des technologies et mises en œuvre des accéléromètres	82
2.5.3.2	Comparaison des accéléromètres filaire et embarqué . . . . .	86
2.5.3.3	Comparaison caméra rapide/accéléromètre filaire . . . . .	88
2.5.3.4	Validation des mesures de déplacement par capteur de déplacement	92
2.5.3.5	Comparaison accéléromètres dans l'ouvrage/capteurs de déplacement	92
2.5.3.6	Comparaison inclinomètre classique/automatique . . . . .	95
2.6	Conclusion . . . . .	96
<b>3</b>	<b>Etude de la réponse de structures à échelle réduite</b>	<b>99</b>
3.1	Efficacité des structures, étude de la contrainte transmise . . . . .	99
3.1.1	Contrainte au droit de l'impact . . . . .	100
3.1.2	Contraintes aux autres points de mesure . . . . .	104
3.1.3	Synthèse . . . . .	107
3.2	Analyse des mécanismes dissipateurs d'énergie . . . . .	108
3.2.1	Fracturation des éléments grossiers . . . . .	108
3.2.2	Compactage des matériaux . . . . .	110
3.2.3	Dissipation de l'énergie d'impact . . . . .	112
3.2.3.1	Atténuation de l'accélération en fonction de la position par rapport à la source . . . . .	112
3.2.3.2	Approche énergétique pour la quantification de l'énergie dissipée par les matériaux . . . . .	115
3.2.4	Synthèse . . . . .	117
3.3	Effets des impacts successifs	
Capacités résiduelles après un impact . . . . .		119
3.3.1	Évolution temporelle de la force d'impact . . . . .	119
3.3.2	Évolution temporelle de la contrainte transmise au support . . . . .	119

3.3.3	Évolution spatio-temporelle . . . . .	121
3.3.3.1	Impact à 10 kJ sur une structure déjà impactée plusieurs fois . . . . .	121
3.3.3.2	Impact à 10 kJ sur une structure vierge . . . . .	122
3.3.4	Comparaison des réponses des deux structures . . . . .	122
3.3.5	Bilan . . . . .	124
3.4	Analyse de la force d'impact . . . . .	125
3.5	Modélisation numérique des structures semi-vraie grandeur . . . . .	129
3.5.1	Principe du modèle . . . . .	129
3.5.2	Définition des modèles associés à chaque partie de la structure . . . . .	131
3.5.2.1	Modèle d'interaction projectile/cellule de parement . . . . .	131
3.5.2.2	Modèle d'interaction entre cellules du parement et du noyau . . . . .	132
3.5.2.3	Modèle constitutif des cellules de parement . . . . .	132
3.5.2.4	Modèle constitutif des cellules de noyau . . . . .	133
3.5.2.5	Modèle constitutif de la condition limite à l'arrière . . . . .	133
3.5.2.6	Modèle d'interaction entre cellules voisines . . . . .	133
3.5.3	Validation du modèle . . . . .	137
3.5.3.1	Impact sur une seule cellule . . . . .	137
3.5.3.2	Impact sur la structure et étude paramétrique . . . . .	138
3.5.4	Perspectives d'utilisation du modèle en ingénierie . . . . .	140
3.6	Conclusion . . . . .	142
<b>4</b>	<b>Etude de la réponse des structures à échelle réelle</b> . . . . .	<b>143</b>
4.1	Ouvrage 1 : parement cellulaire et remblai . . . . .	143
4.1.1	Efficacité de la structure, capacité à réduire les déformations . . . . .	145
4.1.1.1	Observations externes, visuelles et topographiques . . . . .	145
4.1.1.2	Déplacements à l'interface parement/noyau et noyau/remblai . . . . .	151
4.1.1.3	Déformation du remblai . . . . .	154
4.1.1.4	Synthèse . . . . .	162
4.1.2	Analyse des mécanismes dissipateur d'énergie . . . . .	163
4.1.2.1	Variation de l'épaisseur des couches, compactage des matériaux . . . . .	164
4.1.2.2	Étude de la dissipation de l'énergie d'impact . . . . .	165
4.1.2.3	Étude de la diffusion de l'énergie d'impact . . . . .	166
4.1.2.4	Synthèse . . . . .	171
4.1.3	Modélisation numérique, approche couplée discret-continu . . . . .	173
4.1.3.1	Description du modèle . . . . .	173
4.1.3.2	Validation de la méthode de couplage . . . . .	173
4.1.3.3	Modélisation des éléments constitutifs du merlon . . . . .	174
4.1.3.4	Construction du modèle d'ouvrage . . . . .	176
4.1.3.5	Comparaison des résultats numériques et expérimentaux. . . . .	177
4.1.3.6	Perspectives d'utilisation du modèle . . . . .	181
4.1.4	Bilan et conclusions . . . . .	182
4.2	Ouvrages 2 et 3 : ouvrages cellulaires élancés . . . . .	183
4.2.1	Observations externes, visuelles et topographiques . . . . .	183
4.2.2	Efficacité des structures, déformation à l'aval . . . . .	189
4.2.3	Analyse des mécanismes dissipateurs d'énergie . . . . .	191
4.2.3.1	Variation de l'épaisseur des couches, compactage des matériaux . . . . .	191
4.2.3.2	Étude de la dissipation de l'énergie d'impact . . . . .	196
4.2.3.3	Étude de la diffusion . . . . .	198
4.2.3.4	Synthèse . . . . .	200
4.2.4	Modélisation numérique, approche continue . . . . .	202
4.2.4.1	Construction du modèle . . . . .	202

4.2.4.2	Modélisations . . . . .	204
4.2.4.3	Synthèse . . . . .	207
4.2.5	Bilan et conclusions . . . . .	208
<b>5</b>	<b>Aspects opérationnels</b>	<b>211</b>
5.1	Construction des ouvrages cellulaires, avantages et inconvénients . . . . .	211
5.2	La nature cellulaire facilite les réparations . . . . .	215
5.2.1	Parement faiblement endommagé : rustine de grillage . . . . .	215
5.2.2	Parement fortement endommagé : réparation par remplacement de cellules . . . . .	217
5.3	Les outils géophysiques au service de l'évaluation de l'endommagement . . . . .	219
5.3.1	Méthode . . . . .	219
5.3.2	Résultats . . . . .	221
5.3.3	Comparaison des vitesses sismiques et des levés topographiques . . . . .	223
5.3.4	Limites de la méthode . . . . .	224
5.4	Bilan et conclusions . . . . .	225
	<b>Conclusion générale</b>	<b>227</b>
	<b>Annexe</b>	<b>237</b>





# Introduction générale

## Contexte

"Sur les 5100 kilomètres de routes départementales de l'Isère, un tiers sont des routes de montagne, situées surtout dans les massifs du Vercors, de la Chartreuse, de l'Oisans et de Belledonne, dont 114 kilomètres au-dessus de 1 000 mètres d'altitude. En 2008, le Conseil général réservera 40 millions d'euros à l'entretien et à la sécurisation de ces routes d'exception, dont huit millions d'euros pour des dispositifs de prévention contre les chutes de pierres, les glissements de terrain ou les avalanches et sept millions d'euros pour la réalisation de tunnels, ponts ou murs de soutènement. Actuellement, trente chantiers sont en cours, dont la sécurisation de la route des gorges de la Bourne, pour 15 millions d'euros. [...] Dans le Vercors et en Chartreuse, la construction [de ces routes] a débuté dans les années 1850. [...] Ces routes ont ouvert nos massifs sur le monde et favorisé le développement de l'économie locale. En un siècle, certaines de ces routes sont devenues des maillons essentiels à la vie économique." (extraits d'après Berlioz (2008))

A l'image des routes de l'Isère, les territoires montagnards sont soumis d'une part à une forte pression foncière et à une urbanisation croissante, d'autre part à des risques naturels. Les voies de communication et les zones habitées ou industrielles sont les enjeux à protéger contre les aléas gravitaires qui caractérisent ces territoires (glissements de terrain, avalanches, laves torrentielles, chutes de blocs).



FIGURE 1 – Chute de blocs sur la RD 48 à l'Albenc (38) le 15/02/2007 (cliché IRMA).

Parmi ceux-ci, les chutes de pierres et de blocs se définissent comme un phénomène rapide et brutal qui mobilise des blocs de roche dont le volume total n'excède pas la centaine de mètres cube (Fig. 1). La nature et l'état des falaises ainsi que des facteurs naturels tels que les cycles gel/dégel, la croissance de la végétation ou au contraire sa disparition, la pression hydrostatique, favorisent

leur déclenchement. Sous l'effet de la gravité et de l'évolution mécanique de l'escarpement rocheux (zone de départ), les blocs peuvent chuter puis rouler ou rebondir le long des versants (zone de propagation) pour enfin s'arrêter (zone d'épandage).

La prévention contre les chutes de blocs consiste dans un premier temps à cartographier l'aléa afin de le prendre en compte dans l'urbanisme pour assurer la sécurité des biens et des personnes. Pour estimer l'occurrence des phénomènes potentiels, il est possible dans le cas de phénomènes répétitifs tels que les chutes de blocs d'avoir recours à une approche probabiliste basée sur une analyse fréquentielle (Hantz, 2011). Mais cette méthode implique de disposer de suffisamment de données ce qui n'est pas toujours le cas.

La question de la propagation relève de la trajectographie qui considère la taille, la forme et le volume des blocs susceptibles de se décrocher, la pente du versant, la nature du sol et la densité de la végétation, pour déterminer la hauteur de passage et la vitesse des blocs en des points précis ainsi que leur distance d'arrêt (Giani *et al.*, 2004; Volkwein *et al.*, 2011). Dans la zone de propagation, l'énergie cinétique acquise par les blocs se dissipe par des phénomènes complexes tels que les bonds, rebonds, frottements ou encore la fracturation.

Après avoir défini les zones à risque et étudié les trajectoires possibles des blocs, différentes stratégies de protection peuvent être envisagées en fonction des particularités du site. Les mesures de protection dites *actives* agissent sur la zone de départ des blocs pour éviter leur détachement, tandis que les mesures de protection *passives* sont conçues pour dévier ou intercepter les blocs pendant leur mouvement. La définition précise des paramètres cinématiques des blocs (trajectoire, hauteur, vitesse et énergie cinétique) a donc beaucoup d'importance pour la conception et l'implantation de la structure de protection.

Les structures de protection passive les plus fréquemment rencontrées sont les galeries ou casquettes pare-blocs, les filets métalliques et les merlons. Chacune de ces structures a son propre domaine d'application en terme d'absorption d'énergie et d'implantation (Fig. 2). A titre d'exemple, les galeries sont uniquement utilisées pour protéger les voies de communication et les merlons sont encore les seuls permettant de stopper des blocs d'énergie supérieure à 5000 kJ.

Ce travail de thèse se concentre sur l'étude des merlons pare-blocs. Les merlons sont des ouvrages massifs en surélévation, situés à l'amont de la structure à protéger. Classiquement construits en remblai provenant du site de construction par excavation de la fosse de réception à l'amont, ils doivent être déformables et posséder une masse propre suffisante pour absorber l'énergie des blocs en mouvement et donc les arrêter. De plus le parement amont doit avoir une forte pente, pour éviter que les masses rocheuses ne remontent le talus en rotation (LCPC, 2001). Ce dernier point a conduit à l'utilisation de renforts divers afin de raidir le parement à l'amont (geosynthétiques, pneusol). Pour résoudre des problèmes de stabilité interne, le remblai peut être lui-même renforcé, soit par des nappes de géotextiles ou de géogrilles, soit par des nappes de pneus.

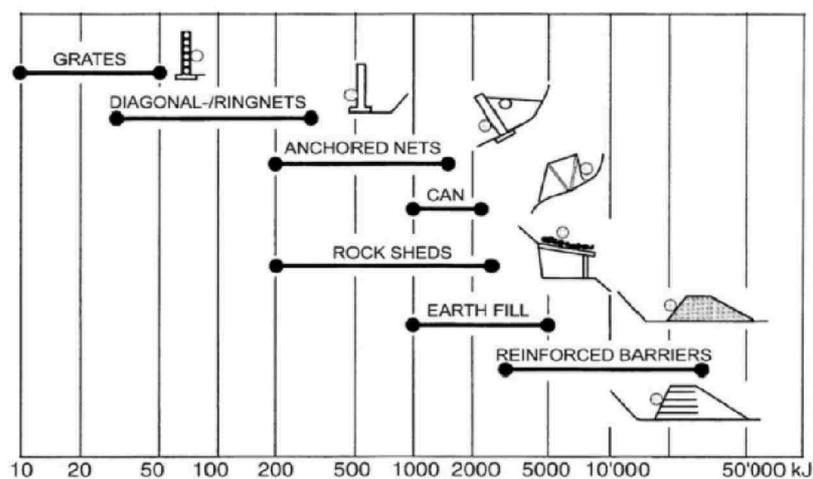


FIGURE 2 – Différents types d'ouvrages de protection passive en fonction de l'énergie d'impact envisagée d'après Descoedres (1997).

Généralement de forme trapézoïdale, la géométrie d'un merlon peut varier significativement en fonction des événements considérés. Dans la suite du mémoire, nous utiliserons les conventions présentées Figure 3 concernant les parements à l'amont (qui reçoit l'impact), à l'aval (du côté opposé au parement à l'amont), la crête (ou plateforme) du merlon, et son emprise au sol.

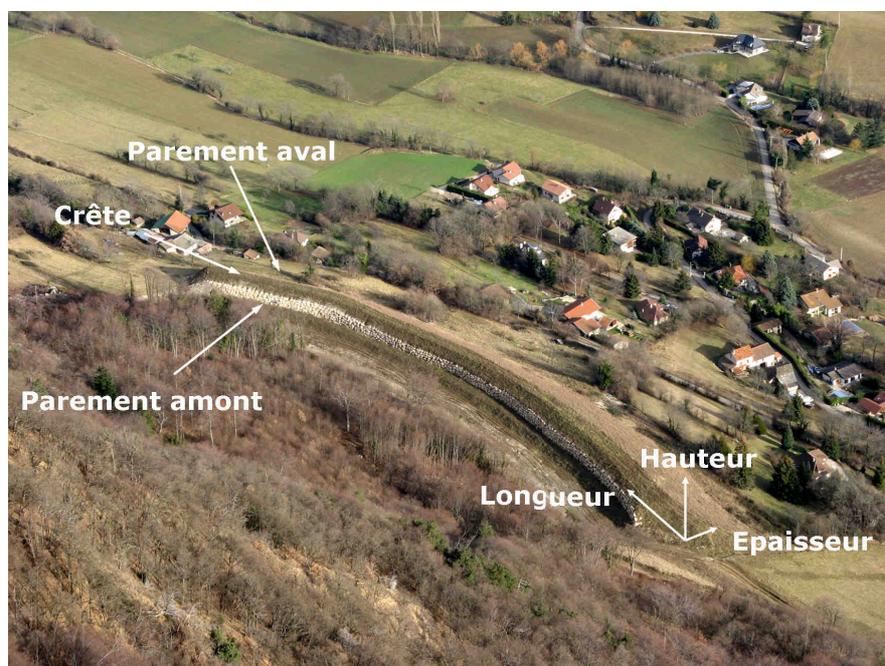


FIGURE 3 – Définitions et conventions utilisées dans le mémoire (Merlon protégeant le hameau de la Ripaillère à Saint Martin le Vinoux, Isère).

Ainsi il existe une grande variété de merlons, différant par leurs matériaux de construction, leurs géométries, leur taille (Ronco *et al.*, 2009; Peila, 2011). Parce qu'il supposent un terrassement important et mobilisent de grand volumes de matériaux, ces ouvrages sont coûteux. Lambert (2007) fait état d'un coût moyen d'environ 150 euros par mètre carré de parement à l'amont, études et travaux compris.

Le dimensionnement des merlons est confronté à la complexité des phénomènes en jeu, et en dépit des évolutions technologiques récentes, un manque de connaissances sur la réponse d'un ouvrage soumis à un impact perdure. A ce jour la conception des merlons reste essentiellement empirique. Les méthodes de dimensionnement sont rares et ne considèrent pas le caractère dynamique de la sollicitation. Le manque de connaissances scientifiques associé à des méthodes de dimensionnement simplistes conduit vraisemblablement à un coûteux surdimensionnement.

Pour répondre aux besoins opérationnels des aménageurs, un effort de recherche est nécessaire pour optimiser la conception des merlons et améliorer les méthodes de dimensionnement tout en maîtrisant les coûts. C'est pour répondre à ces attentes qu'a été initié le projet REMPARE.

## Le projet REMPARE

Le travail de thèse présenté ici a été réalisé dans le cadre du projet ANR REMPARE (RE-Ingénierie des Merlons de Protection par composants Anthropiques Recyclés). La problématique du projet portait sur l'amélioration des méthodes d'ingénierie pour la conception des merlons soumis à des chutes de blocs rocheux d'énergie faible à moyenne. Ce projet, soutenu par l'ANR RGPU et coordonné par l'entreprise Razel, rassemblait douze partenaires publics et privés : le laboratoire 3S-R, le Cemagref<sup>1</sup>, les bureaux d'études Géolithe, Sage et Egis Géotechnique, la SCNF, France Maccaferri, le CETE-Normandie, le LCPC<sup>2</sup>, et la société Eurec.

Les objectifs du projet étaient d'apporter des réponses opérationnelles pour la conception des merlons de protection contre les impacts localisés. L'innovation réside dans l'association de composants cellulaires et de résidus anthropiques recyclés (de type pneumatiques usagés et ballast recyclé) dans un concept dissipatif d'énergie.

L'utilisation de géo-cellules (cages remplies de géomatériaux) permet d'édifier des ouvrages dans lesquels les caractéristiques mécaniques des matériaux de remplissage sont adaptées en fonction de la position de la cellule dans l'ouvrage (Fig. 4). On peut ainsi assigner des "rôles" aux différentes cellules lors de l'interception d'un bloc rocheux. Les objectifs de telles structures sont de concentrer les déformations et dégradations dans la partie amont, réduisant ainsi les contraintes transmises à la partie aval. La nature cellulaire favorise une emprise au sol réduite, permet de raidir le parement amont, et rend possible la réparation des tronçons endommagés après un impact.

---

1. Maintenant Irstea.

2. Maintenant IFSTTAR.

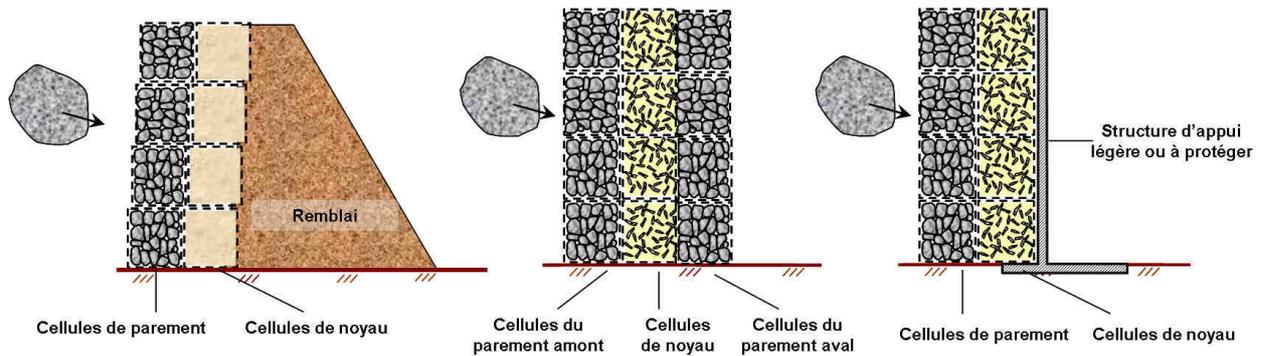


FIGURE 4 – Exemple de merlons cellulaires étudiés dans le projet REMPARE.

Les objectifs visés par le projet REMPARE devaient permettre :

- de développer des modèles numériques évolués de merlons cellulaires sous impacts ;
- d’optimiser la conception, le dimensionnement, l’emprise au sol et la réparabilité des merlons ;
- de démontrer l’intérêt technique et économique de la valorisation de matériau recyclé ;
- d’améliorer les méthodes d’ingénierie de dimensionnement des merlons ;
- de valider l’impact environnemental en scénario.

La méthodologie développée pour atteindre ces objectifs suit une démarche multi-échelles de développement conjoint et d’interactions fortes entre des expérimentations et des modélisations numériques de pointe.

L’objectif des modélisations est de traduire fidèlement la réponse des ouvrages soumis à impacts en représentant le comportement des matériaux à l’échelle locale. Il apparaît dès lors essentiel de confronter les résultats issus des modèles numériques avec des résultats issus de modèles physiques bien instrumentés, pour calibrer et/ou valider les paramètres et les lois de comportement retenus. A terme l’objectif est de développer des outils et des méthodes utilisables par les bureaux d’études pour le dimensionnement ou pour l’investigation prévisionnelle (niveau supérieur d’énergie, impacts répétés, concepts technologiques, matériaux dissipatifs différents, évaluation de l’efficacité). Dans ce but l’accent a été mis sur le développement d’expérimentations et de dispositifs de mesure originaux, de l’échelle des matériaux à l’échelle de l’ouvrage.

L’étude à l’échelle locale des matériaux et à l’échelle de la cellule a fait l’objet de travaux principalement par le biais de la thèse de Lambert (2007) pour l’aspect expérimental et celle de Bertrand (2006) pour l’aspect numérique.

## Objectifs

Dans la continuité des travaux précédents, l’objectif de notre travail de thèse concerne le volet expérimental de l’étude du comportement d’ouvrages de protection, et s’intéresse plus particulièrement à l’investigation à l’échelle 1/2 et à l’échelle 1. Cette thèse constitue le pendant du volet numérique développé dans le projet REMPARE par F. Bourrier (Bourrier *et al.*, 2011) dans le cadre d’un post-doctorat (modélisation discrète des structures à l’échelle 1/2), A. Breugnot dans le cadre

de sa thèse (Breugnot, 2011) (modélisation couplée discret-continu) et M. Collombet pour le compte de l'entreprise Geolithe (modélisation continue).

Dans le cadre du projet REMPARE et en partenariat avec les différents acteurs du projet, un des enjeux de cette thèse a été de mettre en œuvre les dispositifs expérimentaux de grande ampleur pour la réalisation des essais d'impacts sur merlons instrumentés en vraie grandeur. Ces expérimentations avaient pour objectifs de :

- évaluer en condition quasi-réelle la réponse de merlons pare-blocs soumis à impacts,
- tester la mise en œuvre des ouvrages cellulaire sandwich et leur réparabilité,
- tester les systèmes d'instrumentation dans ce contexte particulier et en dynamique,
- fournir des données de calage et de validation pour les modèles numériques développés en parallèle,
- à terme, élaborer des prescriptions et recommandations pour le dimensionnement (en lien avec les modélisations numériques), la construction, le suivi et la maintenance de tels ouvrages.

A travers ces expérimentations et l'analyse des données de terrain recueillies, les principaux objectifs scientifiques de ce travail de thèse étaient la compréhension phénoménologique du fonctionnement des ouvrages cellulaires soumis à impacts, l'identification des mécanismes dissipateurs d'énergie et la quantification de leur importance.

Ce travail de thèse a été réalisé en contrat CIFRE avec l'entreprise Razel (Groupe Fayat), le Cemagref de Grenoble<sup>3</sup> et le Laboratoire 3SR.

## Présentation du mémoire

La structure de ce mémoire suit la démarche multi-échelle adoptée dans le projet et se décompose en cinq parties avec un état de l'art des expérimentations menées sur merlons de protection pare-blocs, puis la présentation détaillée des expérimentations réalisées, ensuite l'analyse des résultats des essais sur les ouvrages à l'échelle 1/2 et à l'échelle réelle et enfin le dernier chapitre présente les applications opérationnelles issues de cette étude.

Le premier chapitre est donc consacré à l'étude bibliographique des expérimentations sur ouvrages de protection pare-blocs menées à différentes échelles. Une attention particulière est portée sur les dispositifs expérimentaux mis en œuvre, l'instrumentation utilisée et les mécanismes de rupture observés. En complément, les méthodes de dimensionnement des merlons sont exposées. L'analyse de ces travaux permet de mieux cerner les besoins des numériciens pour orienter les choix dans le développement des expérimentations. Le projet REMPARE aborde la question de la réparabilité des ouvrages et de l'utilisation de résidus anthropiques, un état de l'art est donc réalisé sur les méthodes d'auscultation et d'évaluation de l'endommagement des ouvrages, sur les méthodes de réparations ainsi que sur les voies actuelles de valorisation des déchets que sont les pneus et le ballast usagés.

---

3. Maintenant Irstea

---

Le deuxième chapitre s'intéresse aux structures et aux dispositifs développés spécifiquement au cours de ce travail de thèse. Il détaille les trois types de structures testées, leurs composants, leur construction et leurs objectifs. Les deux dispositifs expérimentaux développés, et l'instrumentation mise en œuvre sont présentés ensuite. Le travail de traitement des résultats et les questions relatives à la validation des mesures sont également abordés.

Les troisième et quatrième chapitres sont consacrés à l'analyse des résultats des expérimentations à l'échelle 1/2 et à l'échelle réelle respectivement. La démarche retenue pour cette analyse s'intéresse d'abord à l'efficacité des structures au regard de leurs objectifs, puis les mécanismes potentiels de rupture sont étudiés et une méthode de quantification est proposée. Ensuite les questions relatives aux effets d'impacts successifs et aux capacités résiduelles des ouvrages après impact sont abordées. Une réflexion sur la force d'impact est menée. Enfin, en vue d'apporter des compléments à l'analyse, les modélisations numériques développées par les partenaires du projet sont brièvement présentées.

Le cinquième chapitre présente les aspects opérationnels innovants développés : la réparation des structures et l'évaluation de l'endommagement par des méthodes géophysiques d'auscultation externe.

Enfin, réalisée dans le cadre plus large du projet REMPARe, l'étude de l'impact environnemental de l'utilisation de résidus tels que les pneus usagés et le ballast est présentée en annexe.

Le mémoire se termine par quelques mots de conclusion ouvrant sur les perspectives de ce travail.



# Etat de l'art

---

Lorsque l'on s'intéresse à la question du dimensionnement des merlons pare-blocs, on remarque que historiquement, les premières méthodes étaient empiriques et expérimentales. On testait sur modèles réduits différentes conceptions d'ouvrages pour vérifier que le bloc était arrêté. Ensuite avec l'apparition des outils numériques performants, le dimensionnement des merlons s'est affiné, toujours en relation étroite avec les résultats expérimentaux.

Dans un premier temps, cet état de l'art s'intéresse aux expérimentations sur merlons de protection pare-blocs. L'objectif est de recenser les géométries et tailles d'ouvrages, leur conception, les observations concernant les mécanismes de rupture. En parallèle on s'intéresse aux moyens mis en œuvre pour réaliser les expérimentations : dispositifs expérimentaux et systèmes de mesures. Ensuite les méthodes de dimensionnement et d'évaluation de l'endommagement sont exposées. Enfin un bref aperçu des débouchés des résidus anthropiques que sont le ballast et les pneus est dressé.

## 1.1 Expérimentations sur merlons pare-blocs

### 1.1.1 Échelle réduite

#### 1.1.1.1 Essais sur modèles en centrifugeuse

A la fin des années 1980, l'organisation des Jeux Olympiques à Albertville (73) a nécessité la création d'une voie expresse dans la vallée de la Tarentaise pour rejoindre Moutiers. A Aigueblanche, un risque de chute de blocs identifié a justifié la création d'un merlon de protection. En l'absence de méthodes de calcul fiables, des essais sur modèles réduits à l'échelle 1/100 en centrifugeuse ont été entrepris (Lepert et Corté, 1988). Les objectifs étaient de vérifier que l'ouvrage projeté pouvait arrêter les éboulements rocheux envisagés, et estimer l'amplitude des ondes engendrées dans le sol par l'impact des blocs. La gravité artificielle obtenue en centrifugeuse (100 g) permet de respecter les conditions de similitude pour les déformations et les contraintes au sein du merlon. Vingt sept essais ont été réalisés sur neuf configurations de merlons construits en sable de Fontainebleau ou de la Loire. La géométrie testée est trapézoïdale et correspond à une hauteur de 6,5 m et une largeur en crête de 2 m (Fig. 1.1). Les parements sont inclinés à environ  $30^\circ$ . La masse de l'impactant correspond à un rocher de 580 000 kg, animé d'une vitesse de  $26 \text{ m.s}^{-1}$ , ce qui correspond à une énergie d'impact de 200 000 kJ. Le bloc impactant a une forme soit hémisphérique soit cubique afin d'encadrer les géométries potentielles des blocs réels.

Le projectile était guidé le long d'un rail sur la quasi-totalité de sa trajectoire, puis le guidage était interrompu juste avant l'impact pour ne pas perturber celui-ci (Fig. 1.2). Le projectile traversait ensuite successivement deux rayons infrarouge espacés de 30 mm ce qui permettait de connaître précisément sa vitesse au moment de l'impact. Un accéléromètre dans le projectile mesurait sa

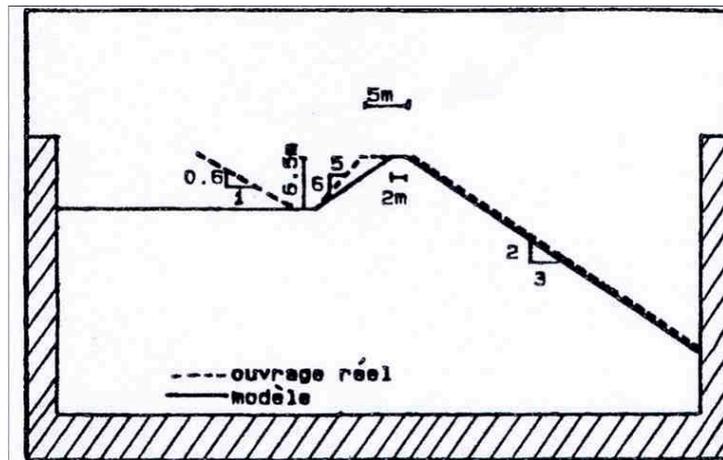


FIGURE 1.1 – Schéma du merlon testé en centrifugeuse par Lepert et Corté (1988).

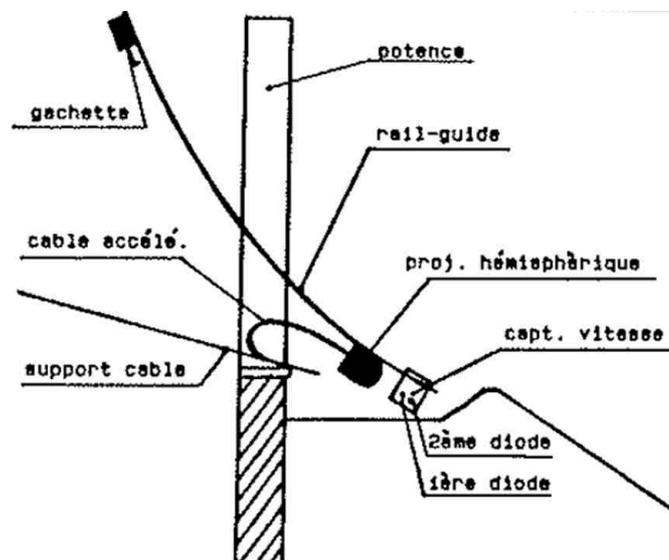


FIGURE 1.2 – Schéma du dispositif de largage utilisé dans les expérimentation en centrifugeuse de Lepert et Corté (1988).

décélération dans le merlon. Trois accéléromètres disposés à différents endroits dans le merlon et la pente aval permettaient de suivre la propagation des ondes suite à l'impact. Une chaîne d'acquisition échantillonnait les signaux à la fréquence de 200 kHz durant 41 ms. Des observations visuelles à l'issue de chaque essai venaient compléter les mesures : l'orientation et l'enfoncement du projectile dans le merlon étaient relevés ainsi que le déplacement apparent de la crête. Les déformations au sein même du merlon étaient visualisées par l'intermédiaire de minces couches de sable coloré qui avaient été disposées au moment de la construction des modèles. L'humidification du sable autour de l'impactant permettait de réaliser des coupes (Fig. 1.3).

Les signaux issus des accéléromètres ont été lissés et les décalages de zéro et les dérives de l'électronique corrigés. Les mesures de décélération du projectile permettaient d'en déduire la résistance du sol à la pénétration du projectile (ou force d'impact), sa vitesse était calculée par intégration de la décélération. Elle était recalée grâce à la vitesse initiale mesurée par les capteurs infra rouge, et la

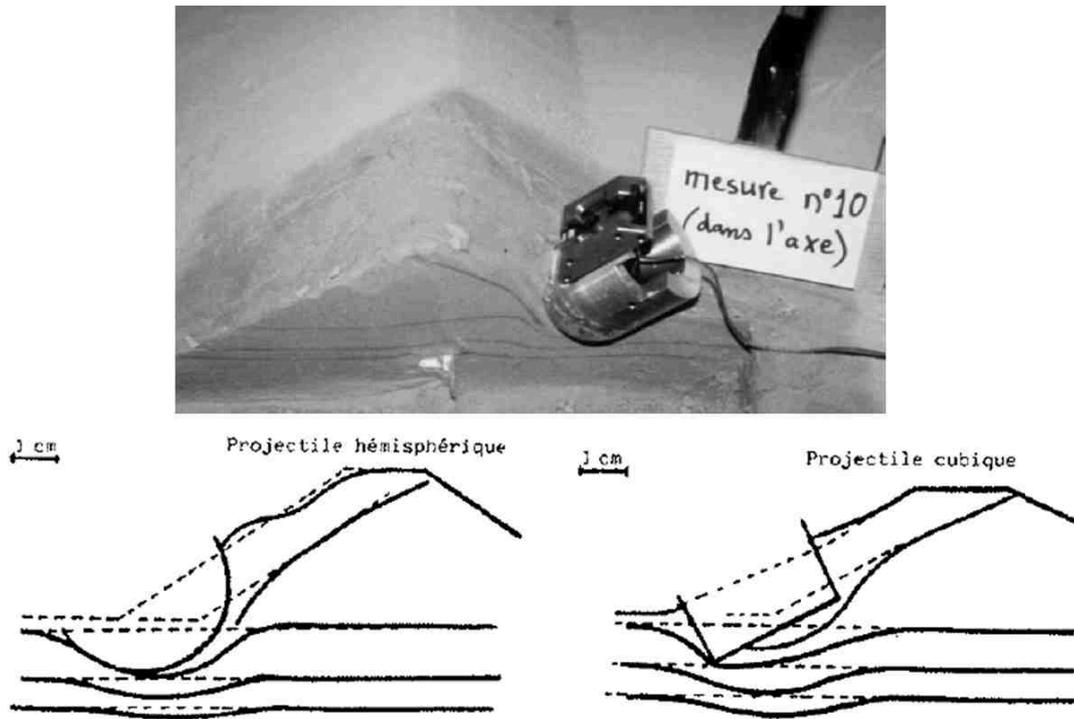


FIGURE 1.3 – Déformation interne dans le merlon après impact (Lepert et Corté, 1988) (cliché extrait de Plassiard (2007)).

vitesse finale était évidemment nulle. Une seconde intégration permettait d'accéder à l'enfoncement du projectile recalé suivant la même démarche sur la valeur d'enfoncement relevée en fin d'essai sur le modèle. Cette démarche de recalage a également été utilisée pour les calculs de vitesse à partir des accéléromètres dans le sol, les vitesses devant être nulles avant et après impact.

L'analyse des auteurs (Lepert et Corté, 1988) nous renseigne sur les mécanismes en jeu lors de l'impact. Ils supposent que l'impact engendre des ondes de compression localement planes, et estiment la contrainte normale associée à l'ébranlement par la relation :

$$\sigma = Z \cdot v \quad (1.1)$$

où  $v$  est la vitesse particulière issue de l'intégration des accélérations mesurées dans le sol, et  $Z$  est l'impédance du sol calculée de la manière suivante :

$$Z = \rho \cdot c \quad (1.2)$$

avec  $\rho$  la masse volumique du sol et  $c$  la célérité des ondes planes, déduite de la mesure des temps d'arrivée de l'onde aux différents accéléromètres enfouis dans le merlon. Ils utilisent ensuite ces relations pour calculer l'énergie transportée par les ondes :

$$E = \int_0^t Z \cdot v^2 \cdot dt \quad (1.3)$$

Les observations visuelles après impact indiquent que le déplacement en crête de l'ouvrage est maximum au droit de l'impact. Il est plus important lorsque le projectile n'est pas profilé ou qu'il pénètre dans un matériaux plus grossier. Pour tous les essais, une zone de grandes déformations plastiques est visualisée dans le merlon au contact du projectile et s'étend sur une profondeur de l'ordre du diamètre de l'impactant (Fig. 1.2). Latéralement, cette zone est réduite à un quart du diamètre au maximum, et ne dépend pas du profil du projectile.

Dans le merlon il a été observé que les paramètres liés à la propagation des ondes (contraintes ou vitesses maximales, énergie transportée) diminuent avec la distance à l'impact. Pour expliquer ce phénomène, les auteurs évoquent d'une part un amortissement géométrique, d'autre part l'amortissement interne dans le matériau.

Suite à ces travaux, Semblat et Luong (1998) ont étudié en détail les questions d'atténuation toujours à partir d'expérimentations en centrifugeuse. L'impact était réalisé au moyen d'un lâcher de balle pour générer des ondes de surface dans un massif semi-infini de sable de Fontainebleau. Dix accéléromètres étaient placés dans le milieu juste sous la surface ou enfouis (Fig. 1.4).

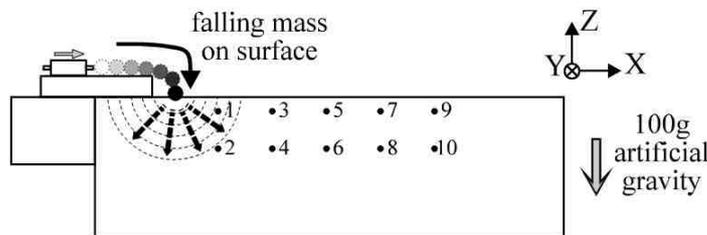


FIGURE 1.4 – Dispositif expérimental d'étude de la propagation des ondes dans un massif de sol (Semblat et Luong, 1998).

Après un important travail de traitement du signal consistant à dissocier les ondes incidentes des ondes réfléchies, ils étudient le phénomène d'atténuation. Ils considèrent que le champs d'onde généré par l'impact est sphérique et qu'il doit y avoir une forte contribution géométrique au processus d'atténuation, généralement considéré (dans le cas d'un milieu infini) comme étant inversement proportionnel à la distance à la source d'excitation  $r$ . L'amplitude de l'onde d'accélération à un point  $M_i$  peut être écrite de la manière suivante (Eq.1.4) :

$$A_i = \frac{A_0}{r_i} \quad (1.4)$$

La comparaison des amplitudes entre deux points  $M_i$  et  $M_j$  conduit à l'expression suivante (Eq.1.5) :

$$A_j = A_i \cdot \frac{r_i}{r_j} \quad (1.5)$$

De précédentes expérimentations avaient suggéré que l'atténuation physique (ou liée au matériau) était de la forme (Eq.1.6) :

$$a_x = a_0 \cdot e^{-\alpha \cdot x} \quad (1.6)$$

dans laquelle le coefficient d'amortissement  $\alpha$  est considéré indépendant de la fréquence et égal à  $1,1 m^{-1}$ . En combinant les atténuations géométrique et liée au matériau, la comparaison de l'amplitude de l'accélération en deux points est de la forme (Eq.1.7) :

$$A_j = A_i \cdot e^{-\alpha \cdot (r_j - r_i)} \cdot \frac{r_i}{r_j} \quad (1.7)$$

Le ratio  $\frac{r_i}{r_j}$  prend en compte l'atténuation géométrique liée à l'expansion du front d'onde, alors que le terme exponentiel donne l'atténuation liée au matériau entre les deux points considérés.

Ces auteurs précisent toutefois que cette expression ne permet pas de décrire correctement le phénomène d'atténuation dans le cas de leurs expérimentations.

### 1.1.1.2 Essais en laboratoire sur modèles 1 g

Les modèles dits "1 g" correspondent à des modèles dont les matériaux constitutifs sont identiques pour la maquette et l'ouvrage, seules les échelles de longueur subissent une modification, et le modèle tout comme l'ouvrage réel est soumis à la gravité terrestre "g". Cette technique appliquée aux problèmes géotechniques a montré ses limites, car des effets de taille peuvent avoir lieu et les comportements observés à échelle réduite sont alors différents des comportements à échelle réelle. Les contraintes sont plus faibles dans le modèle que dans l'ouvrage ce qui induit un module élastique plus faible dans le modèle. Toutefois, l'étude de cas simples (mur de soutènement par exemple) a permis d'établir des relations de changement d'échelle.

Brandl et Blovsky (2004) ont étudié par l'intermédiaire d'un modèle réduit "1 g" les effets de la compaction du sol et du renforcement du parement amont d'un merlon par géosynthétiques sur sa résistance générale à un impact dynamique. Cette étude donne des informations qualitatives et semi-quantitatives sur l'influence des géosynthétiques, leur longueur d'ancrage et le degré de compactage du sol. Vingt essais d'impact ont été réalisés sur un modèle réduit à l'échelle 1/50 (Fig. 1.5). Le modèle représente un merlon existant de géométrie trapézoïdale de 5 m de largeur en crête pour une hauteur de 25 m. Il est construit en sable à granulométrie étalée si bien que sa masse volumique peut être contrôlée. L'inclinaison du parement aval a été fixée à environ  $40^\circ$  pour tous les essais alors que la pente du parement amont variait de  $40$  à  $70^\circ$ .

Une attention particulière a été portée à la mesure des forces, accélérations et déformations pour obtenir des résultats comparables et permettre une étude paramétrique. L'impact était simulé par un pendule rigide dans lequel étaient insérés un capteur de force et un accéléromètre. La masse de l'impactant était également un des paramètres variables de l'étude. Des jauges de déformation placées dans le merlon et un enregistrement vidéo venaient compléter le dispositif de mesures. La fréquence d'acquisition des signaux était de 2,4 kHz, pour une durée de 2,5 s. L'impact était toujours réalisé à mi-hauteur du merlon, et de façon horizontale. Des impacts successifs étaient pratiqués jusqu'à la rupture du merlon (Fig. 1.6).

Les résultats montrent que les valeurs au pic de force d'impact sont dépendantes des caractéristiques de la zone d'impact (compactage), surtout lorsque l'énergie d'impact est faible. Les auteurs proposent donc d'utiliser plutôt l'impulsion (intégrale de la force d'impact sur la durée d'impact) ou l'énergie d'impact comme paramètre caractéristique pour évaluer la résistance du merlon. Pour les mêmes conditions d'impact sur un merlon standard et un merlon renforcé (Fig. 1.6), ils observent

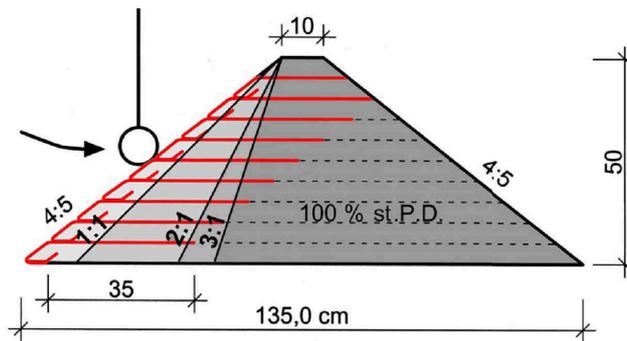


FIGURE 1.5 – Dispositif expérimental d'essais d'impacts sur modèles réduits 1 g (Brandl et Blovsky, 2004).

qu'un impact long est caractérisé par des valeurs au pic de force d'impact faibles (merlon non renforcé) et au contraire, un merlon renforcé présente des valeurs au pic de force d'impact élevée et une durée d'impact plus courte. Les expérimentations sur modèles présentant différent taux de compactage ont montré qu'un bon compactage conduit à une meilleure résistance au cisaillement. L'analyse du nombre d'impacts nécessaires pour atteindre la rupture montre clairement que les ouvrages renforcés sont plus résistants.

## 1.1.2 Échelle intermédiaire

### 1.1.2.1 Merlon composite

Historiquement les premières expérimentations grandeur nature ont été menées par Burroughs au début des années 1990 (Burroughs *et al.*, 1993). Le but de l'étude était d'évaluer le renforcement d'un merlon en remblai par des géotextiles, de mesurer précisément les déformations de l'ouvrage pendant l'impact et de déterminer un moyen d'estimer la taille d'ouvrage nécessaire pour résister à un certain niveau d'énergie d'impact. Dix huit essais d'impact ont été réalisés sur un merlon de forme rectangulaire de 1,8 m de largeur, 3 m de hauteur, et de plus de 27 m de long (Fig. 1.7). Ces structures d'emprise réduite avaient des parements amont et aval verticaux, et étaient construites en tout-venant (gravier, sable et limon) légèrement compacté par couches de 30 cm. La structure était



FIGURE 1.6 – Effet du cinquième impact sur un merlon non renforcé (en haut) et renforcé (en bas), d’après Brandl et Blovsky (2004).

renforcée par des nappes de géotextile disposées entre chaque couche de sol. Un coffrage en bois permettait le contrôle des dimensions de l’ouvrage lors de la construction. Les poutres de section carrée de 15 cm de côté étaient placées horizontalement et de façon discontinue pour minimiser les effets de renforcement.

Les impacts étaient réalisés au moyen de vrais blocs de pierre dont les diamètres variaient entre 50 cm et 1,8 m et dont la masse (entre 10 kg et 410 kg) était déterminée en fonction du diamètre moyen et de la masse volumique estimée. Les différentes tailles de blocs ont été choisies pour atteindre différents niveaux d’énergie d’impact dont l’intensité était augmentée progressivement jusqu’à l’énergie maximale de 1400 kJ. La procédure de lancer consistait à lâcher les pierres en haut d’une colline dont la pente était inclinée d’environ  $45^\circ$  au sommet, et  $30^\circ$  en pied de talus. Le bloc parcourait ainsi environ 460 m et un dénivelé d’environ 180 m avant d’atteindre le merlon. Les impacts avaient donc lieu à des endroits différents. Les essais étaient filmés par caméra à 30 images par seconde. La vitesse des blocs était déduite de ces films. Les enregistrements ont également permis d’apprécier le comportement des parements amont et aval pendant l’impact. La déformation du parement amont est mesurée après chaque impact par rapport à un câble tendu qui sert de référence. Du côté aval, des poteaux espacés de 1,2 m équipés de systèmes de mesure mécaniques permettaient d’enregistrer la déformation maximale (en dynamique) de chaque impact et aussi la déformation permanente due à une succession d’impacts. L’ouvrage n’a pas été réparé entre les impacts.

Sur les dix-huit lâchers de blocs seulement six ont donné lieu à des mesures pertinentes, les autres blocs n’ayant pas atteint le merlon ou n’ayant pas induit de déformation significative. Les impacts successifs ont engendré des déformations de plus en plus importantes. Les six impacts retenus dans l’étude ont eu lieu dans la moitié inférieure de l’ouvrage. A l’issue de la série d’impacts, la déformation de la face aval a atteint 0,73 m pour un enfoncement de la face amont de 0,91 m. Les auteurs ont utilisé les résultats expérimentaux comme paramètres de calage d’un modèle numérique éléments finis détaillé paragraphe 1.3. Ils relient ainsi les déformations résiduelles des faces amont et aval à l’énergie cinétique d’impact par des équations de second ordre. Toutefois l’analyse de ces résultats est complexe en raison de l’importante dispersion des résultats.

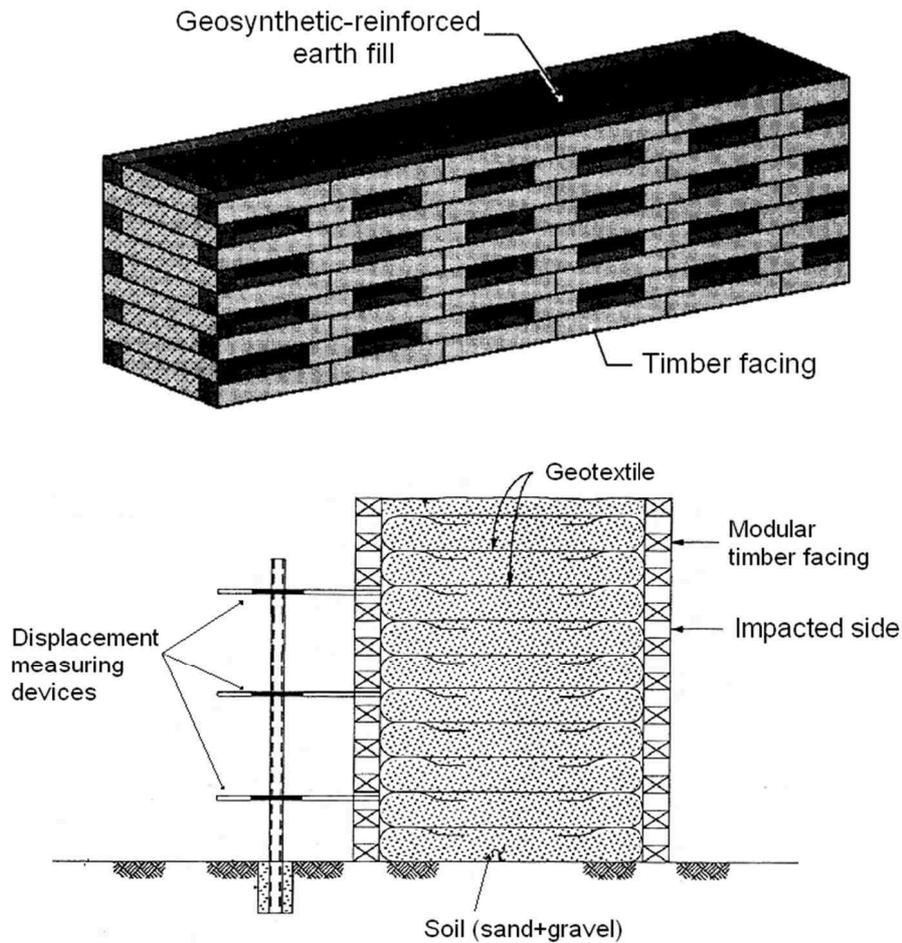


FIGURE 1.7 – Schéma de l'ouvrage testé et du dispositif expérimental de mesure des déplacements à l'aval, d'après Burroughs *et al.* (1993).

Des essais complémentaires sur un ouvrage de même composition mais de dimensions supérieures (hauteur : 3,7 m ; épaisseur : 2,4 m) ont été réalisés par Hearn (Hearn *et al.*, 1995). Dans cette configuration la déformation résiduelle de la face aval à l'issue de la série d'impacts atteint seulement 0,35 m.

A noter que la ruine totale des ouvrages n'a jamais été atteinte dans aucune des deux configurations.

### 1.1.2.2 Merlon à technologie cellulaire

Entre 2004 et 2007, trois séries d'essais d'impacts sur ouvrages de protection ont été réalisées au Japon. Trois structures de dimensions modestes ont été testées (Aminata *et al.*, 2008) : le comportement d'un merlon cellulaire composé de cages en fonte remplies de pierres est comparé à celui d'un merlon en remblai renforcé constitué de sacs en géotextile remplis de pierres concassées appuyés sur un remblai renforcé par géo-grilles, et à celui d'un merlon hybride cellulaire en cages en fonte mais dont la face amont a été remplacée par un treillis soudé (Fig. 1.8). Ces trois structures font 2 m de hauteur et 1,5 m de largeur en crête. Le parement amont est vertical dans le cas des cages en fonte et incliné à plus de 75° pour le remblai renforcé. Ces structures sont soumises à l'impact

d'un projectile sphérique de 500 ou 1000 kg suspendu à une grue et qui chute d'une hauteur de 10,5 à 11 m soit une énergie maximale d'impact d'environ 110 kJ (Fig. 1.9). Le projectile frappe la structure horizontalement et reste suspendu tout au long de l'essai. Il est équipé d'un accéléromètre triaxial, et le système d'acquisition permet un échantillonnage à 5 kHz. Les observations visuelles du parement amont après impact montrent que les cages en fonte se cassent et les pierres se déversent alors que le parement en treillis soudé se déforme et son intégrité est conservée. Aucune mesure n'étant réalisée au sein des merlons eux-mêmes, la déformation de la face impactée est déduite de la mesure d'accélération dans l'impactant. Dans le cas du remblai renforcé par géo-grille la pénétration de l'impactant est de 0,31 m, contre 0,16 m pour le merlon construit en gabions en fonte.

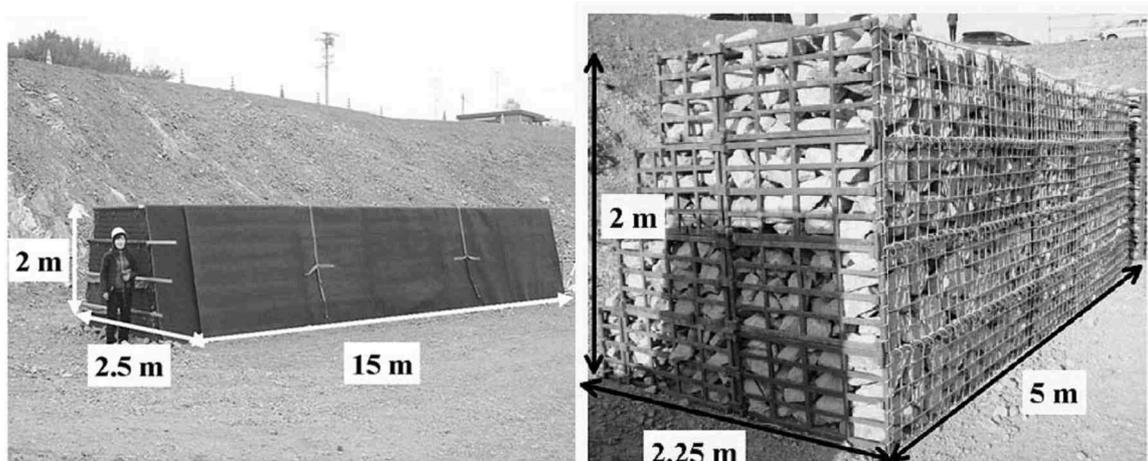


FIGURE 1.8 – Ouvrages cellulaires testés par Aminata *et al.* (2008).

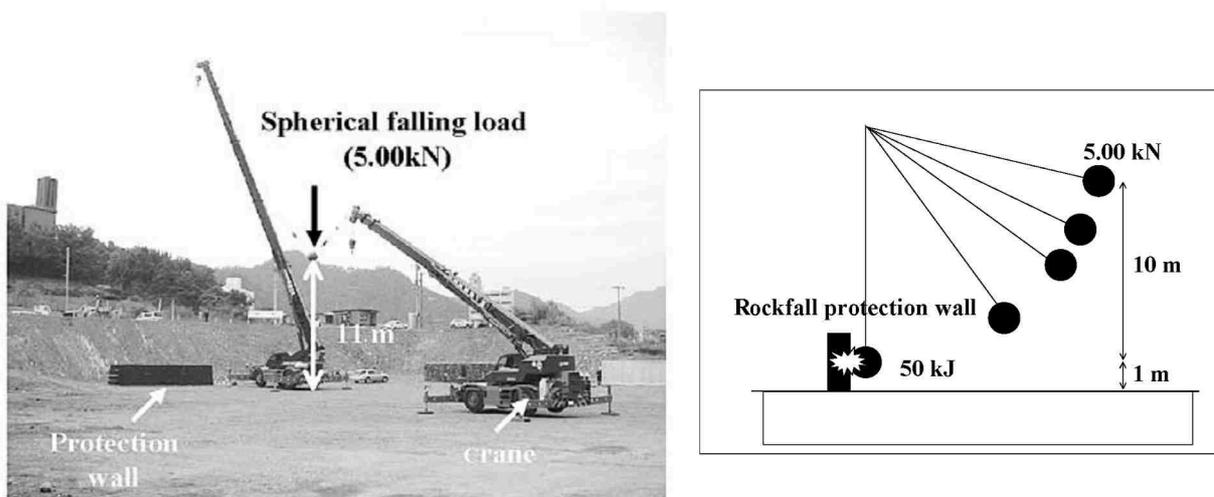


FIGURE 1.9 – Dispositif d'impact utilisé par Aminata *et al.* (2008).

### 1.1.3 Échelle réelle

#### 1.1.3.1 Merlon composite cellulaire

Les premiers essais en vraie grandeur ont été effectués par Yoshida (Yoshida, 1999). Le merlon composite testé se compose de trois parties : à l'amont des sacs en géotextile cylindriques remplis de grave concassée qui constituent la couche d'interception des blocs, puis de sacs en géotextile remplis de sable qui constituent une couche de transmission et un remblai renforcé par géotextile à l'aval (Fig. 1.10). La structure bi-couches a pour objectifs non seulement de permettre de raidir le parement, mais également de favoriser la dissipation d'énergie et ainsi préserver le remblai. Le noyau de l'ouvrage ou couche de transmission est conçue pour absorber l'énergie d'impact qui provient du parement amont et pour distribuer et transmettre la force d'impact restante au remblai. Le remblai sert d'appui et absorbe à son tour la force d'impact transmise par le noyau. Neuf essais d'impact ont été réalisés sur cet ouvrage. Des blocs rocheux de 1000 à 1700 kg dévalent librement une pente inclinée à  $50^\circ$ . La trajectoire des blocs ainsi que le point d'impact étaient aléatoires et tous les essais ne sont pas exploitables. La vitesse d'impact est estimée par l'intermédiaire d'une caméra rapide permettant une acquisition de 250 images par seconde. Les déformées des parements amont et aval sont relevées entre chaque impact. Seulement deux essais ont donné lieu à une déformation de la face aval du remblai. Le premier concerne un impact à 2260 kJ, approximativement à mi-hauteur de l'ouvrage et a entraîné un déplacement de 9 cm de la face aval du remblai. Le deuxième est l'essai réalisé avec un bloc rocheux de 17 tonnes pour une énergie d'impact de plus de 2700 kJ. L'impact s'est produit à proximité de la crête de l'ouvrage et a entraîné un déplacement de 50 cm de la face aval. Pour les autres impacts à énergie plus faible, aucun déplacement n'est mesuré sur la face aval, le parement bi-couches jouant pleinement son rôle de dissipateur et/ou de diffuseur de l'énergie d'impact. A l'issue de la série d'impacts, la ruine de l'ouvrage n'est pas atteinte dans la mesure où le remblai reste stable mécaniquement.

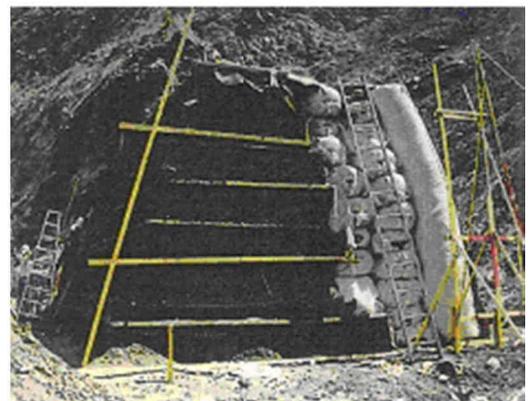
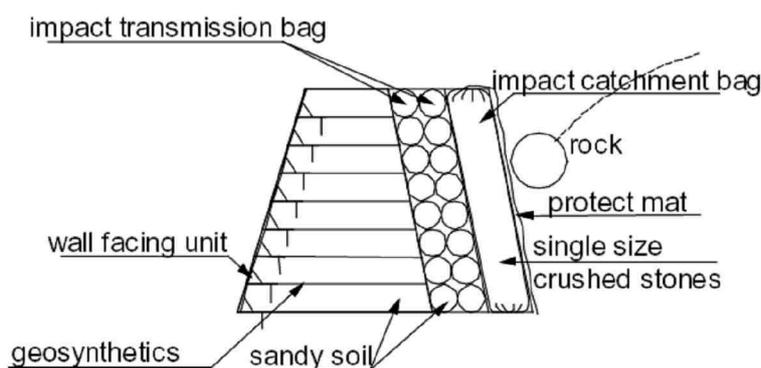


FIGURE 1.10 – Structure testée par Yoshida (1999).

#### 1.1.3.2 Merlon en remblai renforcé

Une importante campagne d'expérimentations a été entreprise en Italie pour étudier le comportement de remblais en terre renforcés ou non, soumis à des impacts d'énergie élevée (Peila *et al.*,

2007). Six essais d'impact ont été réalisés sur deux configurations de merlons de forme trapézoïdale (Fig. 1.11). Le premier type est un merlon de 4,2 m de hauteur, 0,9 m de largeur en crête et 5 m d'emprise au sol. Les parements sont inclinés à  $67^\circ$  (Fig. 1.11). Ce type de merlon est construit en sable et graviers compactés, disposés en couches de 0,6 m et enveloppés de géogrilles. Le deuxième type de merlon testé a une hauteur de 4,8 m, une largeur en crête de 1,2 m. Ses parements sont inclinés à  $70^\circ$ . Il est construit en limons et argiles compactés, également disposés en couches de 0,6 m enveloppées de géogrilles. Un treillis métallique additionnel positionné aux parements a également été ajouté. Un merlon du premier type a été construit sans mise en place de géogrilles, ni treillis pour servir de référence. L'ensemble des configurations testées a donc permis d'étudier l'influence de la présence des nappes de géogrilles, des caractéristiques mécaniques des sols utilisés et de la présence de treillis métallique au parement. Le bloc impactant était de forme cubique avec les coins tronqués, en béton armé; de masse 5000 kg ou 8700 kg, il atteignait une vitesse de  $31 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$  lui procurant une énergie cinétique de 2400 kJ ou 4180 kJ. Le dispositif de lancer (Fig. 1.11) consistait en une tyrolienne à laquelle le bloc était suspendu puis largué juste avant impact de telle sorte que sa trajectoire était libre au moment de l'impact. Les essais étaient filmés par une caméra rapide. Les mesures consistaient à relever l'enfoncement de l'impactant ou la profondeur du cratère laissé par celui-ci, ainsi que la déformation de la face aval.

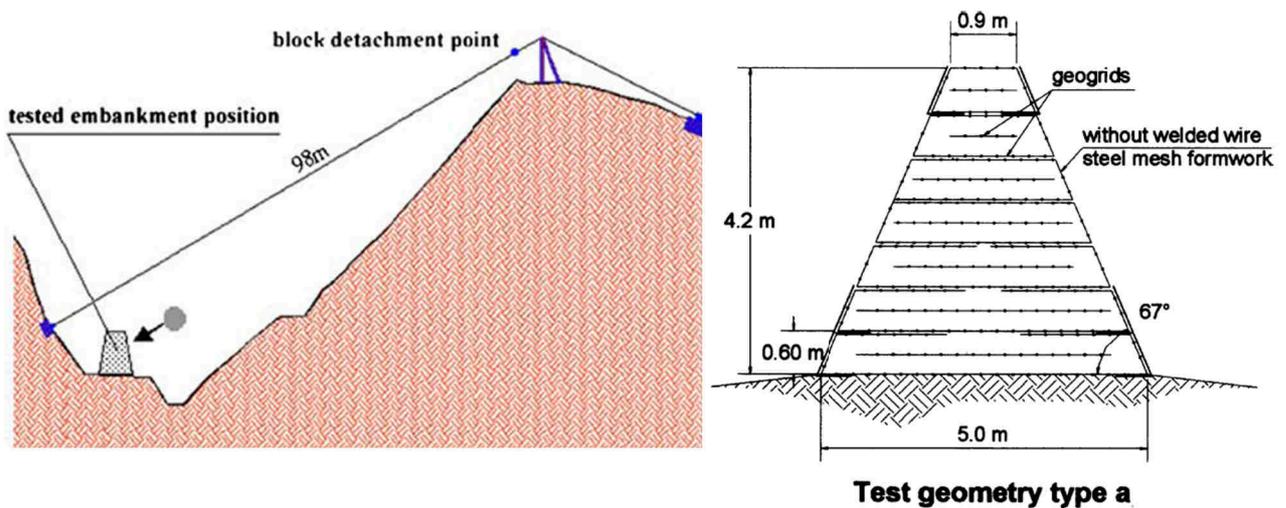


FIGURE 1.11 – Dispositif expérimental et type de structure testée par Peila *et al.* (2007).

Le merlon non renforcé a été détruit par le premier impact à 4200 kJ mais le bloc a toutefois été arrêté après s'être enfoncé de 1,5 m dans l'ouvrage (Fig. 1.12a, a'). Les enregistrements vidéo ont montré le développement d'une fissure longitudinale en crête d'ouvrage au niveau du plan médian, à l'origine de la rupture de l'ouvrage. Un merlon de même configuration mais renforcé par géogrilles soumis à la même énergie a vu sa résistance à l'impact fortement augmenter. L'enfoncement de l'impactant relevé après le premier impact était de 0,95 m et le déplacement de la face aval de 0,8 m (Fig. 1.12b, b'). Trois impacts successifs sans réparation ont été nécessaires pour atteindre la rupture. Il est important de noter qu'en raison de la présence des géogrilles, la rupture est survenue seulement dans la partie impactée par le bloc. Le développement de fissures longitudinales a également été observé lors d'autres essais, mais leur étendue était fortement limitée par la présence des

géogrilles. Un essai d'impact à 2400 kJ sur un ouvrage renforcé par des géogrilles plus résistantes a donné lieu à un enfoncement et un déplacement à l'aval moindres : 0,6 m et 0,17 m respectivement. Un essai d'impact à 4200 kJ réalisé sur un ouvrage construit en limons et argiles a donné lieu à des déformations plastiques importantes. L'enfoncement de l'impactant a atteint 1,10 m et le déplacement de la face aval 0,8 m. La partie supérieure de l'ouvrage a été plus endommagée. Toutefois les résultats sont comparables à ceux sur l'ouvrage en sable et gravier, et montrent que l'utilisation de matériaux fins et cohérents dans la construction de remblais renforcés est possible.

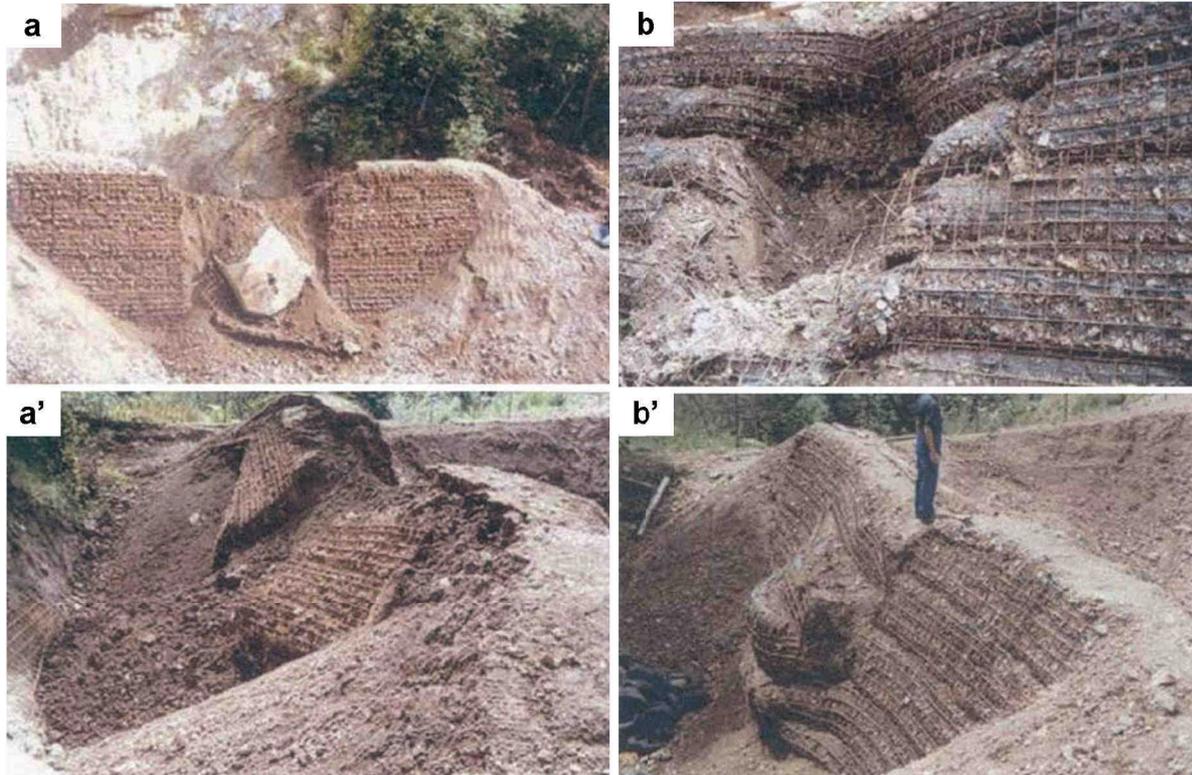


FIGURE 1.12 – État après impact de la structure sans nappes de renforcement (a, a') et avec nappes de renforcement (b, b') d'après Peila *et al.* (2007).

### 1.1.3.3 Merlon en remblai renforcé et géocellules

Tout récemment et postérieurement à la campagne d'essais du projet REMPARE, une campagne expérimentale a été menée au Japon pour l'étude expérimentale de merlons de protection contre les chutes de blocs (Maegawa *et al.*, 2011). Six essais d'impact ont été réalisés sur des merlons de forme trapézoïdale constitués de deux parties (Fig. 1.13) : tout d'abord une couche amortissante en géocellules de type nid d'abeille remplies de graviers et d'épaisseur 0,8 m ou 1,6 m, appuyée un remblai de 1,4 m de largeur en crête pour 3,5 m d'emprise au sol et 4,2 m de hauteur renforcé par des nappes de géotextile. Les parements étaient inclinés à plus de 70°. Des blocs en béton armé couverts de plaques d'acier de 5200 kg à 17100 kg ont été utilisés pour réaliser les impacts (Fig. 1.14). Leur forme suit les prescriptions de l'ETAG-027 (ETAG-027, 2008). Ils étaient équipés d'un accéléromètre triaxial et du système d'acquisition nécessaire à l'enregistrement permettant un échantillonnage à 2 kHz. Pour simuler au mieux une chute de bloc naturelle, ils étaient lâchés en haut d'un talus de

dénivelé 37 m pour une pente d'environ  $40^\circ$ . La vitesse maximale atteinte par les blocs au moment de l'impact était de  $16,4 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$  en raison des rebonds sur la pente du talus. Ainsi la gamme d'énergie d'impact variait de 790 kJ à 2700 kJ. Les essais étaient filmés par caméra rapide à une fréquence de 300 images par seconde. Outre les mesures accélérométriques de l'impactant qui permettaient le calcul de la force d'impact, la mesure de l'enfoncement de l'impactant et du déplacement de la face aval était réalisée. L'enfoncement varie entre 0,76 m et 1,8 m et le déplacement de la face aval de 0,03 m à 0,24 m. Les résultats montrent une relation linéaire entre l'énergie d'impact et la force d'impact maximale. Deux essais supplémentaires ont été réalisés directement sur le remblai renforcé après que la couche de géocellule a été enlevée. L'enfoncement de l'impactant a atteint alors 1,9 m et le déplacement de la face aval 0,44 m. Tous les blocs ont été stoppés par le merlon, même sans la présence de la couche cellulaire amortissante. La présence de cette dernière permet de limiter fortement le déplacement de la face aval.

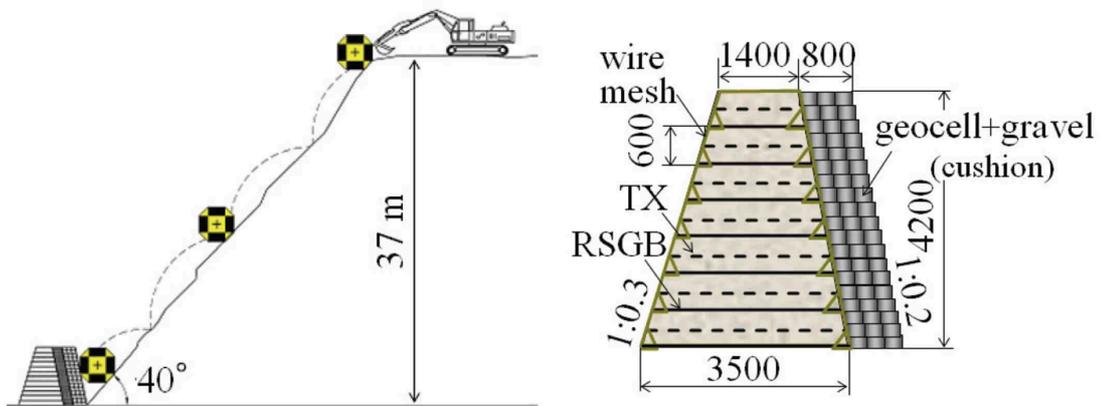


FIGURE 1.13 – Dispositif expérimental et dimensions des structures testées par Maegawa *et al.* (2011).

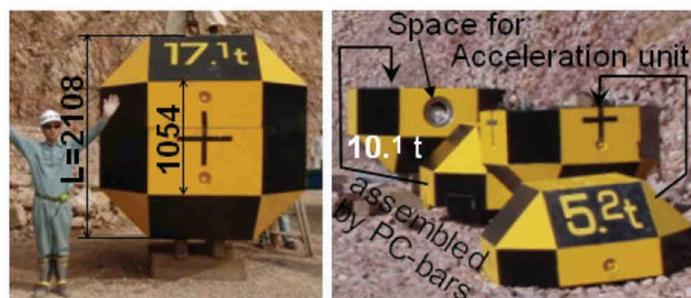


FIGURE 1.14 – Impactants utilisés par Maegawa *et al.* (2011).

## 1.2 Instrumentation du sol en dynamique

La littérature concernant les systèmes d'instrumentation pour l'étude expérimentale d'un sol soumis à impact est assez pauvre. Les études qui abordent ce sujet se concentrent en général sur des

mesures liées à l'impactant, et le sol en lui même ne fait pas l'objet de mesures particulières. Seules les expérimentations sur modèles réduits présentées (Lepert et Corté, 1988; Brandl et Blovsky, 2004) ont fait l'objet de mesures au sein même du merlon. Dans un cas, les auteurs ont utilisé des accéléromètres, dans l'autre des jauges de déformation. Burroughs (Burroughs *et al.*, 1993) dans ses expérimentations sur merlons de taille réduite utilise des capteurs de déplacements pour mesurer en continu le déplacement de la face aval du merlon. Aucune caractéristique concernant ces systèmes de mesure ou leur installation concrète n'est mentionnée.

Les expérimentations concernant les galeries pare-blocs (Montani Stoffel, 1998) ont utilisé des capteurs de pression pour mesurer la force transmise à travers une couche de sol à une dalle en béton.

Dans un domaine proche, la littérature fait état de l'utilisation du même type de capteurs (capteurs de pressions, accéléromètres, jauges de déformation) pour mesurer la réponse d'un mur en géocellules soumis à un tremblement de terre (Ling *et al.*, 2009).

### 1.3 Méthodes de dimensionnement

A l'origine les merlons étaient de simples constructions en remblai compacté. Parfois, le parement amont était raidi grâce à un mur en béton, des gabions, ou des éléments préfabriqués en béton. A la fin des années 1980, l'utilisation de géotextiles comme renforts a été développée pour augmenter leur capacité d'arrêt des blocs et permettre de raidir le parement. De nos jours il existe une grande variété de merlons (Ronco *et al.*, 2009; Peila, 2011; Lambert et Nicot, 2011) qui diffèrent essentiellement par les matériaux de construction employés.

Le dimensionnement de ces structures fait appel d'abord à des conditions de stabilité sous poids propre (statique). Ensuite l'efficacité fonctionnelle du merlon, qui correspond à sa capacité à assurer sa fonction (ici stopper les blocs) est vérifiée à l'aide d'études trajectographiques. Enfin, l'efficacité structurelle qui correspond à la capacité de l'ouvrage à conserver son intégrité, est vérifiée. On peut définir l'état limite de service (ELS) comme étant le seuil à partir duquel l'endommagement de la structure ne lui permet plus d'assurer sa fonction, mais sans perte d'intégrité mécanique. L'état limite ultime (ELU) correspond au seuil à partir duquel l'efficacité structurelle n'est plus assurée, c'est à dire que le merlon est détruit.

En raison de la diversité importante de conception de merlons, le dimensionnement est donc très spécifiques du type de merlon considéré. La présentation des méthodes de dimensionnement relevées dans la littérature a pour objectifs de cerner les paramètres expérimentaux nécessaires au calage et à la validation des modèles développés.

Historiquement, le dimensionnement essentiellement empirique a été étayé par le développement de modèles analytiques pour évaluer la réponse de l'ouvrage à l'impact. La littérature présente un nombre limité d'exemples qui reposent bien souvent sur des hypothèses fortes concernant la dissipation de l'énergie, et se limitent aux géométries et constitutions les plus simples.

### 1.3.1 Les méthodes analytiques

Le modèle de Tissières (Tissières, 1999) s'intéresse aux remblais en terre non renforcés. L'énergie cinétique du bloc est supposée dissipée par plastification du sol sur des surfaces bien définies. L'impact entraîne un déplacement de corps rigide d'une partie de l'ouvrage, délimitée par des plans horizontaux et verticaux définis en fonction de la position du bloc, la largeur d'ouvrage concernée est égale à son diamètre. Les forces de frottement sur ces plans sont calculées à partir du critère de Mohr-Coulomb. La capacité du merlon à résister à l'impact est évaluée en comparant l'énergie cinétique du bloc avant impact au travail des forces pour un déplacement inférieur à l'épaisseur de l'ouvrage. Les limitations de ce modèle tiennent à sa simplicité, sans considérations de l'énergie dissipée par compactage. De plus il ne tient pas compte d'éventuels renforts (géotextiles, grillages).

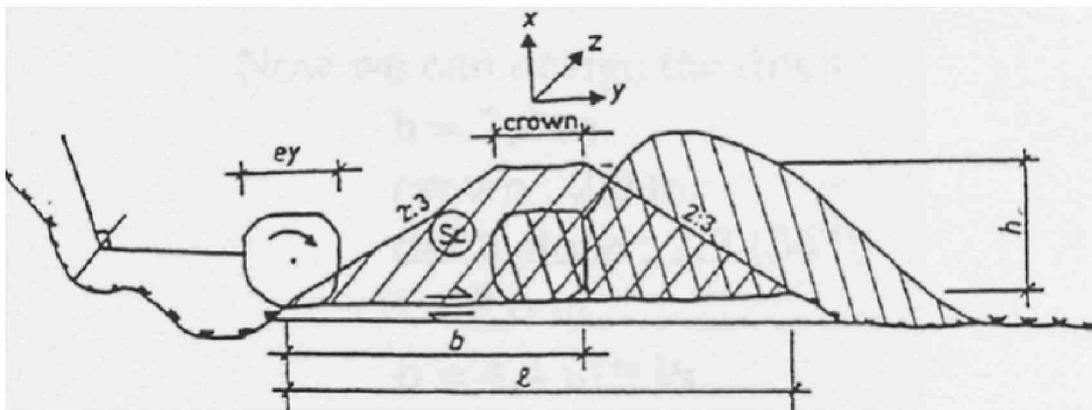


FIGURE 1.15 – Représentation schématique du modèle de déformation lors de l'impact proposé par Tissières (1999) pour un ouvrage en terre non renforcé.

Le modèle de Jarrin (Jarrin, 2001) s'applique également aux merlons homogènes, mais constitue une évolution importante par rapport au modèle précédent puisqu'il tient compte de trois sources de dissipation d'énergie : le rayonnement des ondes élastiques, le compactage du remblai et le cisaillement du remblai. Ces trois sources de dissipation sont d'importance variable selon l'énergie cinétique du bloc et la déformation engendrée dans le merlon. De plus les profils de rupture sont plus complexes que ceux considérés par Tissières dans la mesure où les plans de rupture sont obliques (Fig. 1.16). Le modèle prend également en compte le roulement potentiel du bloc incident dans le cas de parement non sub-verticaux. Des adaptations de la méthode sont également proposées pour les ouvrages renforcés (parement pneusol ou gabions, renforcement par géosynthétiques, acier ou bois).

Pour évaluer la capacité d'arrêt d'un merlon soumis à un impact Subrin (Subrin, 2006) met en œuvre un calcul à l'état limite avec hypothèse cinématique. Il considère une géométrie d'ouvrage et un mécanisme de rupture bidimensionnels (Fig. 1.17). Le matériau constitutif du merlon est encore une fois considéré homogène, cohérent-frottant obéissant au critère de Mohr-Coulomb. L'impact est modélisé par une force linéique statique équivalente. Le mécanisme de rupture considère une surface de rupture plane et le glissement du bloc supérieur considéré rigide. Cette approche permet

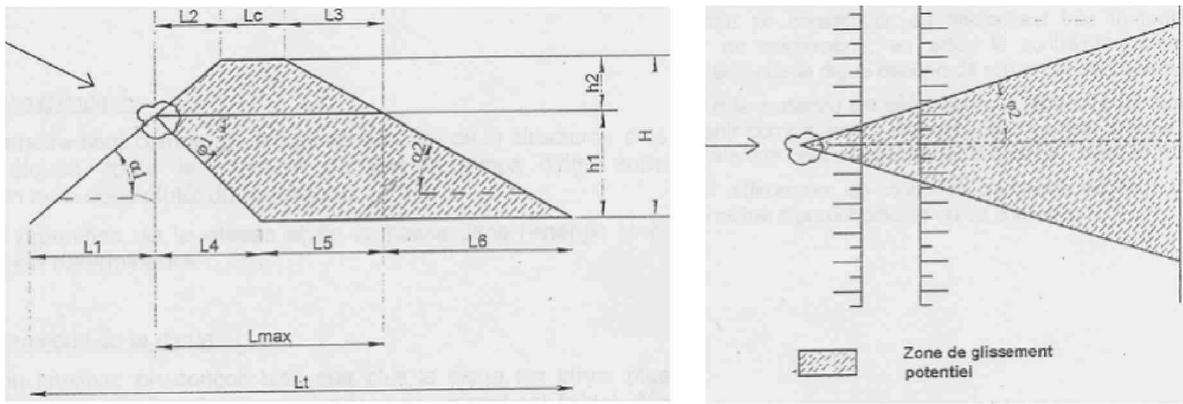


FIGURE 1.16 – Surfaces de rupture en cisaillement de l'ouvrage considérées par Jarrin (2001) lors de l'impact d'un merlon non renforcé, (à gauche) coupe transversale (à droite) vue en plan.

d'estimer l'effort critique d'impact ainsi que l'orientation des surfaces de rupture en fonction des paramètres géométriques retenus. Elle permet également d'identifier les cas les plus défavorables pour la stabilité de l'ouvrage et donc d'optimiser son dimensionnement. Cependant, le cadre théorique du calcul à la rupture adopté ne permet pas de prendre en compte les phénomènes réels en jeu au cours de l'impact. En particulier l'hypothèse d'un bloc rigide cisailé suppose que l'énergie nécessaire au cisaillement au moment de la rupture est prépondérante par rapport à l'énergie dissipée par la déformation (compactage) du sol avant la rupture. L'énergie dissipée par la propagation d'ondes élastiques est également négligée. Le modèle proposé reste donc trop réducteur pour représenter les phénomènes dynamiques engendrés lors d'un impact.

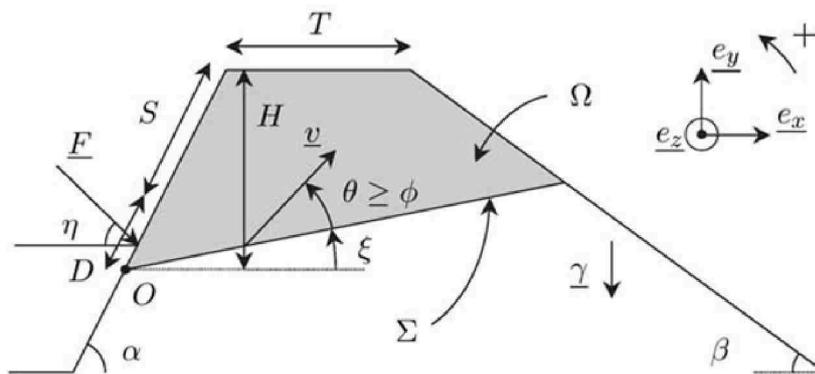


FIGURE 1.17 – Modèle géométrique et surface de rupture supposés par Subrin (2006).

Avec le développement des outils numériques, les approches traitant la sollicitation de manière pseudo-statique ont laissé place à des modèles numériques capables de représenter plus fidèlement les phénomènes dynamiques lors d'un impact. Des lois de comportement plus évoluées ont été proposées pour caractériser le comportement d'ouvrages renforcés.

### 1.3.2 Les méthodes numériques

En parallèle des expérimentations présentées précédemment, des modèles numériques ont été développés, utilisant les résultats expérimentaux comme données de calage et de validation, dans le but d'étendre les résultats à d'autres configurations d'ouvrages. Un état de l'art détaillé des méthodes numériques est disponible dans la thèse de Breugnot (2011), seulement les principaux modèles sont présentés dans la suite.

Burroughs *et al.* (1993) a développé un modèle continu pseudo-statique (Fig. 1.18) pour modéliser le comportement des remblais renforcés de géotextile confinés dans des panneaux de bois. Le modèle calibré est ensuite utilisé pour étudier le comportement d'ouvrages de différentes tailles. Hearn (Hearn *et al.*, 1996) utilise les mêmes résultats expérimentaux pour caler et valider un modèle discret dans lequel l'ouvrage est représenté par un ensemble de blocs parallélépipédiques (Fig. 1.19) dont le comportement est linéaire élastique, et les interactions entre les éléments sont régies par une loi faisant intervenir le frottement de Coulomb. Les déformations calculées au niveau de la face aval sont du même ordre de grandeur que dans les expérimentations malgré la simplicité de l'approche proposée.

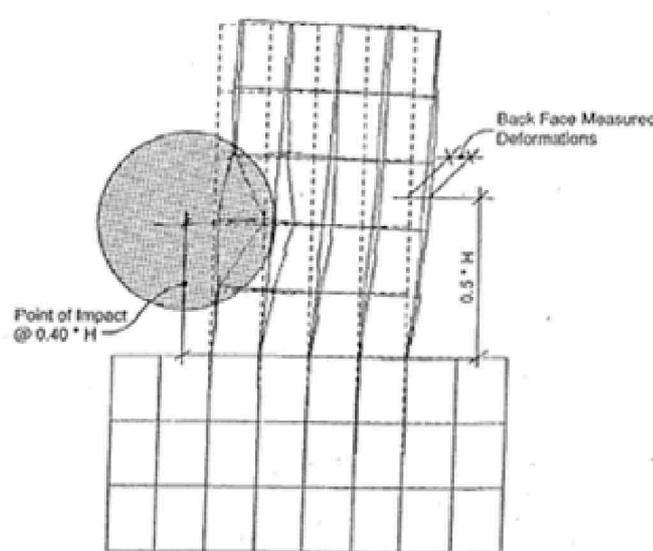


FIGURE 1.18 – Déformée du modèle éléments finis lors de l'impact d'après Burroughs *et al.* (1993).

Subrin (Subrin, 2006) applique son approche de calcul à la rupture à un cas concret d'un merlon positionné sur la voûte d'un tunnel à l'aide d'un modèle éléments finis. Les simulations ont permis de tester différentes configurations d'ouvrage et leur influence sur l'effort repris dans la voûte du tunnel pour optimiser la géométrie et la solution technique de l'ouvrage réel (Fig. 1.20).

Les essais expérimentaux réalisés par Aminata (Aminata *et al.*, 2008) ont été modélisés par une approche continue dynamique (Sung *et al.*, 2008). L'ouvrage est modélisé par un matériau homogène équivalent à l'ensemble composé des cages en fonte et du matériau de remplissage. Trois lois de comportement sont étudiées en parallèle : une loi élastique, une loi visco-élastique, et une loi élasto-plastique. Les résultats des modèles visco-élastiques et élastoplastiques sont en accord avec

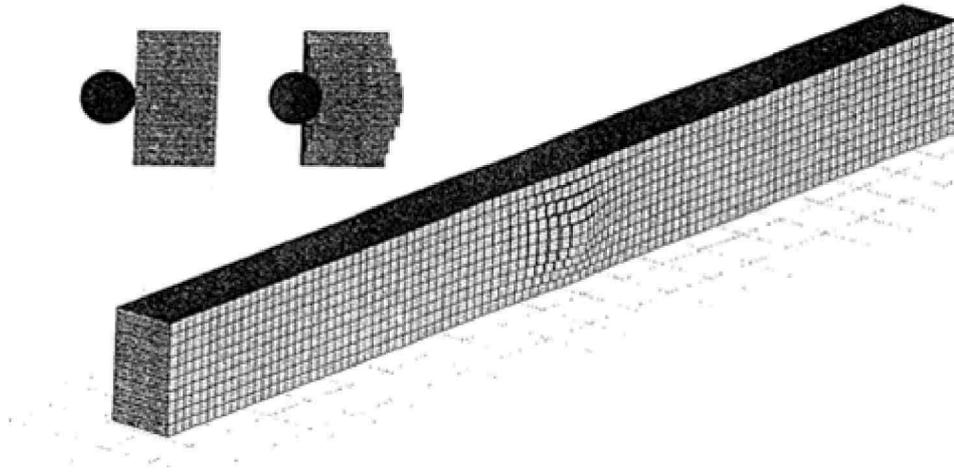


FIGURE 1.19 – Déformée du modèle discret avant et après impact d'après Hearn *et al.* (1995).

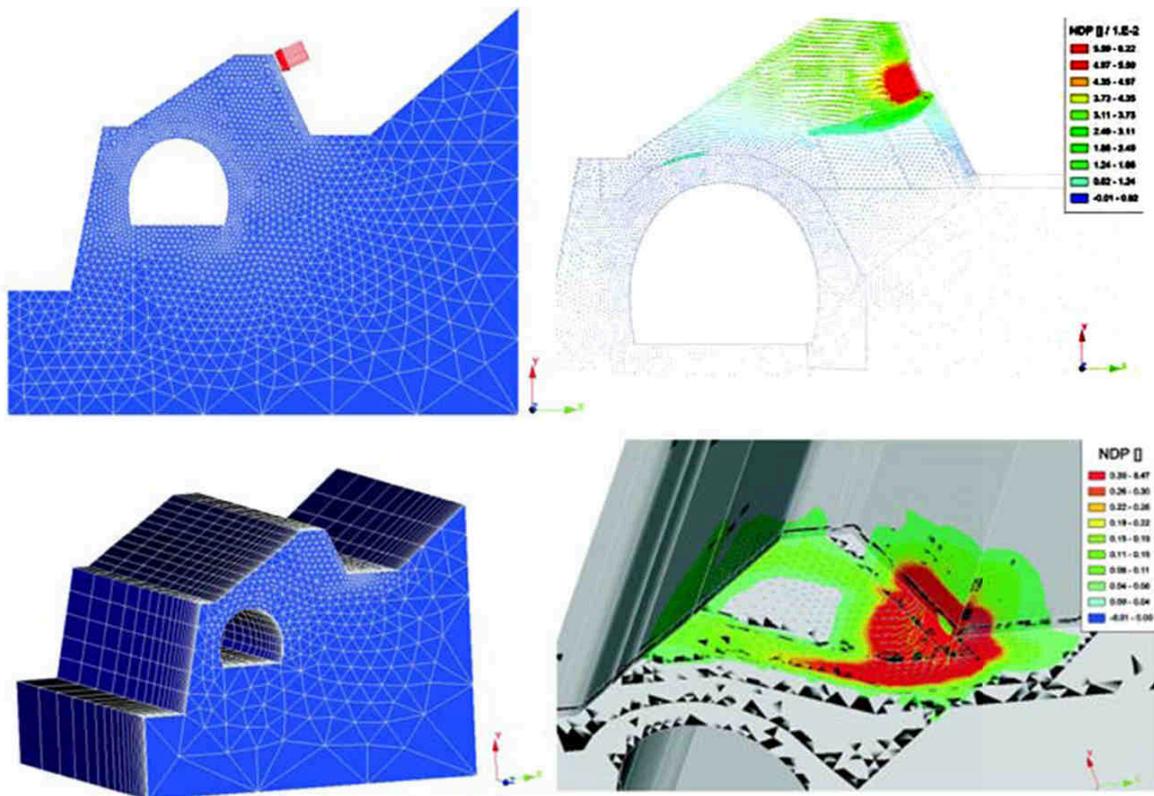


FIGURE 1.20 – Modèle continu d'après Subrin (2006), maillage et déformations plastiques en 2D et en 3D.

les durées d'impact et l'effort maximal d'impact mesurés expérimentalement. Cette étude a permis de mettre en évidence l'importance de la dissipation d'énergie par rupture des matériaux en cisaillement.

Peila et Ronco (Peila *et al.*, 2007; Ronco *et al.*, 2009) ont développé des modèles numériques

continus 3D pour simuler le comportement mécanique des ouvrages en remblai renforcé testés expérimentalement. Le logiciel utilisé est un code éléments finis et permet de résoudre des problèmes dynamiques non-linéaires. Le sol de remblai et les nappes de géogrilles sont modélisés indépendamment (Fig. 1.21). Les résultats des simulations concordent avec les mesures expérimentales en ce qui concerne l'enfoncement de l'impactant et le déplacement de la face aval du merlon. Cette validation a permis de procéder à une étude paramétrique faisant varier la masse et la vitesse (donc l'énergie) du bloc impactant. Les modélisations ont également permis de quantifier la part de l'énergie dissipée par compactage et par plastification dans la zone d'impact (entre 80% et 85% de l'énergie d'impact) et la part de l'énergie dissipée par frottement au niveau des zones de glissement localisées aux interfaces entre les différentes couches de sol et matérialisées par les nappes de géotextile (15% à 20%).

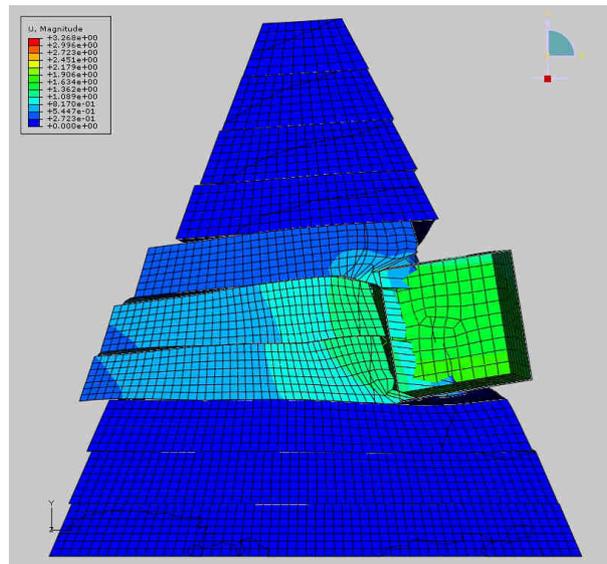


FIGURE 1.21 – Visualisation des déplacements dans le remblai pour un impact de 6000 kJ. Mise en évidence du glissement des couches les unes par rapport aux autres d'après Ronco *et al.* (2009).

Les essais réalisés par Peila ont également été modélisés par une approche discrète (Plassiard *et al.*, 2004). Le sol de remblai et les nappes de géogrilles sont représentés par des éléments sphériques dont les comportements sont décrits par des lois élasto-plastiques (Fig. 1.22). Les simulations ont mis en évidence l'effet des renforts sur la répartition des déplacements dans l'ensemble de la structure. Ce modèle semble correctement retranscrire le comportement général de l'ouvrage bien que des améliorations puissent être apportées en ce qui concerne le comportement des renforts et leurs interaction, entre-eux ou avec le sol.

Des modélisations utilisant la méthode des éléments discrets ont également été menées pour modéliser un merlon homogène (Plassiard, 2007). Cette étude est calibrée à partir des résultats expérimentaux (Montani Stoffel, 1998; Pichler *et al.*, 2005). L'auteur s'intéresse particulièrement à la capacité du merlon à arrêter le bloc impactant et peu aux dommages engendrés dans l'ouvrage. Cette étude apporte néanmoins d'intéressantes informations : un impact en partie haute, une trajectoire ascendante ou encore la rotation de l'impactant déstabilisent la partie haute de l'ouvrage

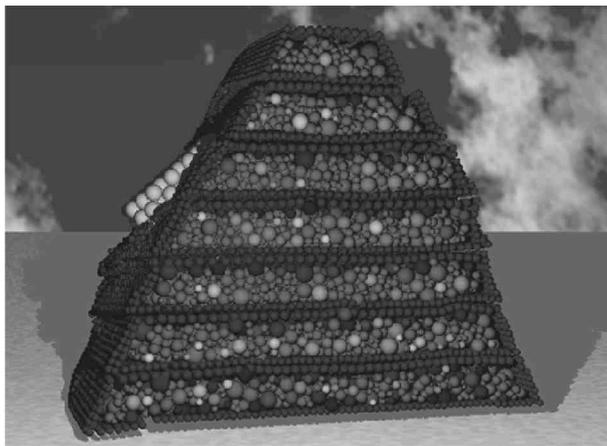


FIGURE 1.22 – Impact sur ouvrage de type remblai renforcé par géogrilles : pénétration du bloc au niveau du parement amont Plassiard *et al.* (2004).

et favorisent le risque de franchissement. En revanche, ce dernier est fortement réduit par le raidissement du parement amont mais les efforts horizontaux dans l'ouvrage s'en trouvent augmentés. La taille de l'impactant semble aussi être un paramètre à part entière, et il ne faut pas considérer uniquement l'énergie d'impact. L'auteur insiste sur le fait que les paramètres cinématiques de l'impactant (rotation, angle d'incidence) ne sont que très rarement pris en compte dans les guides de dimensionnement (Ronco *et al.*, 2009; Tissières, 1999) alors que leur influence sur la capacité de l'ouvrage à assurer sa fonction est primordiale.

Dans la phase initiale du projet REMPARE des travaux menés par Bertrand (Bertrand, 2006) sur la modélisation discrète de gabions soumis à un impact de type chute de blocs (Fig. 1.23) ont montré que la seule énergie d'impact ne suffit pas pour caractériser l'impact. Les simulations réalisées en faisant varier la taille de l'impactant ont montré une forte dépendance à ce paramètre en terme de force d'impact et de durée d'impact. L'influence de la hauteur d'impact a également fait l'objet d'une étude (Bertrand, 2010). Dans une approche de dimensionnement, l'auteur préconise d'utiliser le couple masse-vitesse du bloc. A l'époque, l'absence de résultats expérimentaux à l'échelle de l'ouvrage n'a pas permis de valider le modèle. Toutefois des tendances sur le comportement général des ouvrages cellulaires dont le concept est évalué à travers le projet REMPARE ont pu être dégagées.

## 1.4 Évaluation de l'endommagement et réparation

Le projet REMPARE s'intéresse dans sa phase opérationnelle à la maintenance des merlons pare-blocs. Une évaluation de l'endommagement est donc nécessaire pour identifier les tronçons à réparer. Comme évoqué précédemment, les études expérimentales et numériques présentées se sont intéressées plus particulièrement à la capacité du merlon à arrêter le bloc, en se focalisant sur des données liées à l'impactant (force et durée d'impact). Quelques études abordent les mécanismes de rupture (Peila *et al.*, 2007; Lepert et Corté, 1988; Brandl et Blovsky, 2004), très peu s'intéressent aux capacités résiduelles d'un ouvrage après impact et à l'influence d'impacts successifs (Bertrand,

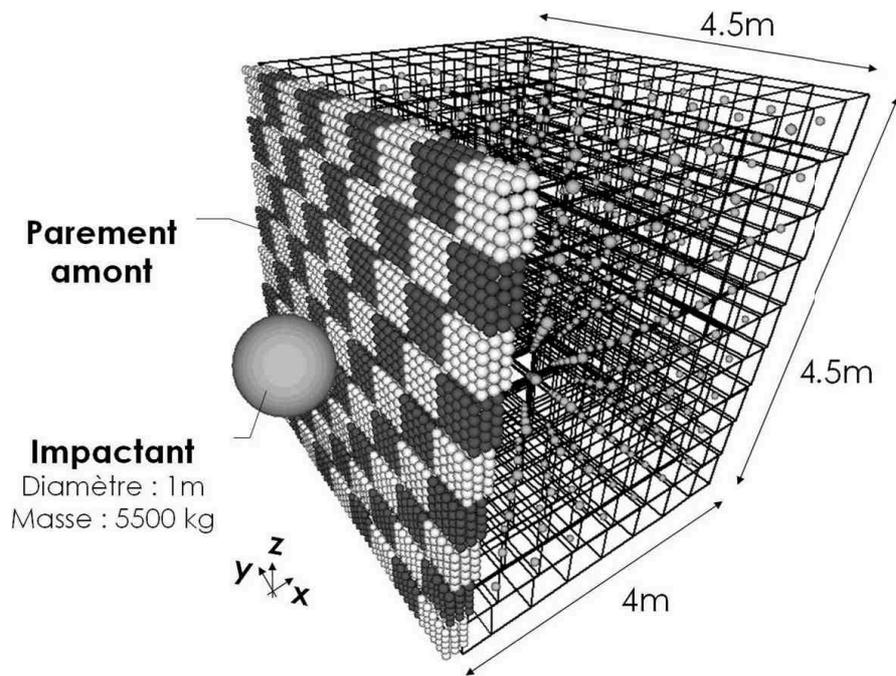


FIGURE 1.23 – Modélisation discrète d'ouvrage cellulaires d'après Bertrand (2006).

2006). L'idée de pouvoir réparer les ouvrages est guère abordée (Aminata *et al.*, 2008; Maegawa *et al.*, 2011) et sans que des solutions concrètes soient clairement exposées.

## 1.5 Vers une réutilisation des matériaux d'ingénierie

### 1.5.1 Le ballast

Le ballast est constitué d'éléments granulaires de grosse taille à géométrie calibrée. Il permet de réaliser la couche sur laquelle repose une voie de chemin de fer. Son rôle est de transmettre les efforts engendrés par le passage des trains au sol, sans que celui-ci ne se déforme par tassement. Le rôle du ballast est aussi d'enclôser les traverses dans le sens latéral et longitudinal, contribuer aux caractéristiques de souplesse et d'amortissement de la voie sous l'action dynamique des essieux de véhicules, ce qui permet de limiter la fatigue des constituants de la voie, et d'absorber les vibrations mécaniques et sonores grâce à sa structure plutôt poreuse, ou encore d'assurer le drainage de la voie. D'un point de vue mécanique, la capacité du ballast à remplir ces fonctions est due à sa structure constituée de corps rigides discrets en contact (Guerin, 1996).

On utilise généralement de la pierre concassée, de granulométrie variant entre 31,5 mm et 50 mm, de type plutonique : granite, diorite. On utilise du gravillon fin (10 mm à 35 mm) pour le nivellement. Il est aussi possible d'utiliser le laitier (produit par les hauts-fourneaux). Les éléments du ballast doivent s'imbriquer, de façon à former une masse compacte, mais perméable. Le ballast subit deux types d'usure : la contamination par des matériaux « parasites », par exemple de la terre, et le tassement du ballast sous les traverses, ce qui provoque une déformation verticale de la voie. Il est alors nécessaire de réinjecter du ballast de faible granulométrie sous les traverses ou bien de réaliser une opération d'entretien à l'aide d'une bourrette. La "durée de vie" du ballast est estimée

à 15 à 20 ans, aussi la quantité de ballast usagé à renouveler est-elle estimée à près d'un million de tonnes par an. Une partie de ce ballast usagé peut être réutilisée telle quelle pour les voies ferrées (30 à 40%). Tout le reste est recyclé en granulats et réutilisé en travaux publics (terrassement, routes, etc)(www.planete tp.com, 2011). A titre d'exemple on peut citer au Pays de Galles le chantier du contournement de Newport<sup>1</sup> dans lequel les terrassements et les routes sont réalisés à 95% avec des matériaux recyclés dont le ballast.

### 1.5.2 Les pneus

Plus encore que le ballast, qui peut-être assimilé après dépollution éventuelle à un déchet inerte et ainsi être réutilisé en tant que granulats, les pneus usagés sont un déchet dont la valorisation est variée (ADEME et ALIAPUR, 2005; Aliapur, 2005, 2008, 2010). La société Aliapur qui gère la collecte et la valorisation des pneus usagés en France recense dix-neuf voies de valorisation réparties en quatre catégories (Fig. 1.24) : la valorisation de la matière (sols synthétiques sportifs, équestre, aires de jeux ; écrans acoustiques, murs de soutènement, remblais allégés ; béton, carrières, enrobés routiers ; objets moulés, pièces automobiles), le recyclage du carbone et du fer (aciérie, fonderie, sidérurgie), la valorisation énergétique (chauffage urbain, cimenterie) et la réutilisation (rechapage). En géotechnique, les pneus usagés sont principalement utilisés entiers (Pneusol, PneuTex), mais peuvent également être utilisés déchiquetés ou broyés, seuls ou en mélange avec des géomatériaux notamment. Le lecteur pourra se référer aux travaux de Lambert (Lambert, 2007) qui recensent les références de la littérature à ce sujet. Le mélange de sable et de pneus a été étudié de façon approfondie en laboratoire (essais triaxiaux, essais de cisaillement). Ainsi l'ajout de pneus (jusqu'à 30% en masse) à une matrice sableuse améliore la résistance au cisaillement. Il ressort des études de laboratoire que l'angle de frottement interne est très variable, et semble dépendre de la taille des morceaux de pneus.

Le risque environnemental lié à l'utilisation du ballast et des déchiquetas de pneus a fait l'objet d'une étude spécifique dans le cadre du projet REMPARE par l'INERIS, les résultats sont présentés chapitre 5.

## 1.6 Synthèse

Cet état de l'art a présenté les expérimentations réalisées sur des merlons de protection contre les chutes de blocs. On peut retenir que les types de merlons testés sont variés, les informations sur la réponse des structures diffèrent selon les études et rendent la comparaison des résultats difficile. Ces expériences nous renseignent toutefois sur :

- les dispositifs expérimentaux mis en œuvre pour tester les ouvrages (solicitation pendulaire, usage de tyrolienne, ou dévalement libre le long d'une pente)
- les systèmes d'instrumentation (accéléromètres, jauges de déformation, capteurs de déplacement) qui se concentrent le plus souvent sur l'impactant de telle sorte que peu de données concernant l'ouvrage lui-même sont disponibles,

---

1. Vinci Construction Grands Projets

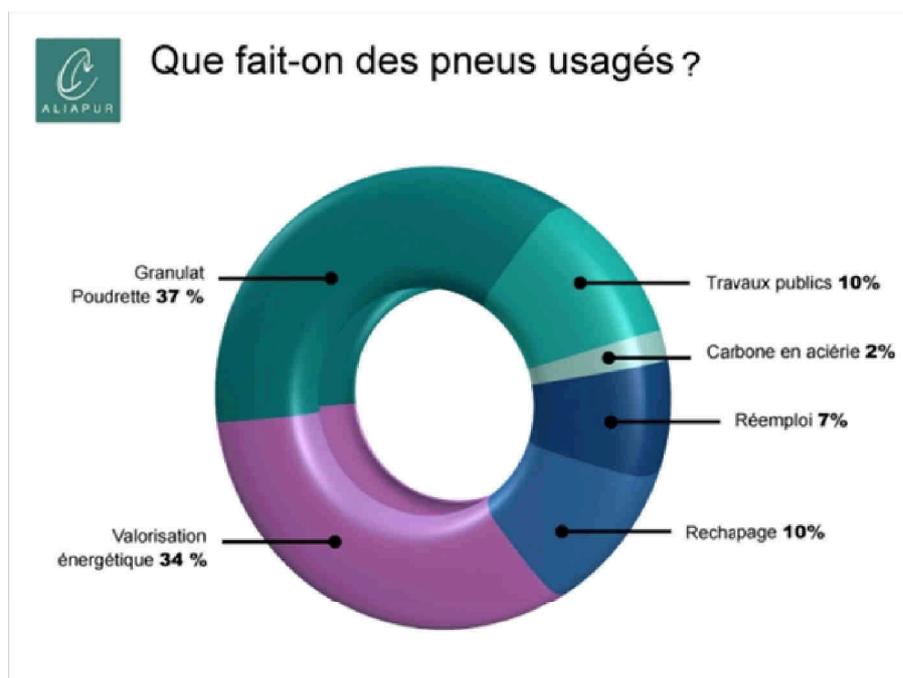


FIGURE 1.24 – La valorisation des pneus usagés d’après Aliapur.

- les conditions expérimentales (dimensions des ouvrages, énergies d’impact, déformations engendrées),
- les mécanismes conduisant à la dissipation d’énergie et/ou à la rupture (rayonnement d’ondes élastiques et atténuation géométrique des contraintes en fonction de la distance à l’impact, plastification dans la zone d’impact (glissement, frottements) ; la dissipation intrinsèque liée au matériau semble faible).

Une synthèse des données disponibles issues des essais expérimentaux est présentée Fig. 1.25.

Plus particulièrement, les dispositifs qui utilisent le dévalement libre des blocs ne permettent pas de maîtriser le point d’impact. Or dans une optique d’instrumentation des structures par enfouissement de capteurs, il convient justement de le maîtriser afin d’assurer l’enregistrement d’un maximum de données. Les dispositifs pendulaires sont rapides à mettre en œuvre et nécessitent relativement peu de moyens (moyen de levage, grue). En revanche la taille de l’impactant semble limitée (10 kN soit environ  $0,5 m^3$  pour Aminata *et al.* (2008)). Les dispositifs de type tyrolienne permettent des énergies d’impact élevées (plusieurs méga joules) mais nécessitent des aménagements spécifiques du site expérimental.

Les capteurs utilisés par les différents auteurs semblent adaptés à la mesure dans les sols soumis à un impact localisé. Aucune information n’est toutefois fournie sur les caractéristiques et les mises en œuvre de ces capteurs. Seuls Lepert et Corté (1988) abordent le post-traitement (filtrage, recalage de zéro) des données accélérométriques.

Ouvrage			Bloc			Hauteur d'impact	Déplacements		Commentaires
Type	Hauteur	Epaisseur (crête/base)	Masse	Vitesse	Energie		Amont	Aval	
	(m)	(m)	(10 <sup>3</sup> kg)	(m/s)	(kJ)	(m)	(m)	(m)	
Remblai renforcé par géotextile (Peila)	4,2	0,9/5	8,7	31	4180	≈ 3	1,50	-	Sans renforcement. Bloc arrêté mais structure détruite
	4,2	0,9/5	5,0	31	2400	3	0,61	0,21	Présence de Fissures
	4,2	0,9/5	8,7	31	4180		0,95	0,80	Présence de fissures. Ouvrage impacté 3 fois avant destruction
Georockwall (Yoshida)	4	3,3/5,3	7,7	24	2000	2-3		0,09	Structure avec parement amortisseur
	4	3,3/5,3	17	18	2700	3-4		0,50	
Remblai renforcé par géotextile + coffrage en bois (Burrough & Hearn)	3,1	1,8	5,3	19,5	1000	1,5	0,61	0,21	
	3,1	1,8	8,3	18	1400	1,4	0,91	0,72	
	3,1	1,8	12,2	15	1400			0,76	
	3,7	2,4	12,2	15	1400			0,34	
Modèle réduit 1/100 (Lepert et Corté)	6,5	5/15	580	26	200 000	3,5	4		Effet d'échelle possible
Remblai renforcé par géotextile avec parement « soilbag » (Aminata)	2	- /2,5	0,5	15	56	1	0,16		
Structure gabion treillis electrosoudé (Aminata)	2	2,25/1,5	1	14	100	1,25	0,25		
Structure gabion en fonte (Aminata)	2	2,25/1,5	1	14	100	0,75	0,35		

FIGURE 1.25 – Synthèse des essais expérimentaux d'après Breugnot (2011).

Initialement simples levées de terres, les merlons se sont complexifiés au cours du temps. Des éléments de renforts sont venus compléter les ouvrages pour en raidir le parement et apporter une résistance supplémentaire. Ils peuvent être de nature variée : gabions (Lambert, 2007; Aminata *et al.*, 2008), géotextile/géogrille (Peila *et al.*, 2007), bois et géotextile Burroughs *et al.* (1993), pneus, et il est préférable de les concentrer au niveau du parement amont (Brandl et Blovsky, 2004).

Certains auteurs ont cherché à utiliser des matériaux permettant de dissiper un maximum d'énergie au moment de l'impact. Les blocs de pierres calcaire utilisés par Lambert (2007) se révèlent être un matériau fusible, permettant de limiter la transmission d'efforts par réarrangement et fracturation. En plus des matériaux utilisés, la conception même de l'ouvrage peut être optimisée pour dissiper au mieux l'énergie. Les merlons composites semblent pertinents dans la mesure où leur parement amont, constitué d'éléments déformables (géocellules) est censé pouvoir absorber une grande part de l'énergie d'impact et concentrer les déformations, au bénéfice du reste de l'ouvrage. De plus l'utilisation de gabions (Lambert, 2007; Aminata *et al.*, 2008) facilite la construction d'un parement amont sub-vertical et permet de s'affranchir du risque de franchissement. Cette solution technique limite fortement l'emprise au sol des ouvrages et améliore également leur réparabilité.

Au moment de l'impact, l'énergie du bloc est transférée à l'ouvrage. Lors de l'enfoncement de l'impactant on identifie d'abord une dissipation locale avec la plastification due à la compression des matériaux directement impactés, puis souvent et pour de plus grandes énergies, des zones de glissement affectent l'ouvrage dans sa totalité. Lepert et Corté (1988) montrent qu'une part non négligeable de l'énergie d'impact est dissipée par rayonnement d'ondes élastiques (20 à 30%), et ils estiment que les grandes déformations plastiques s'étendent sur une profondeur au moins égale au diamètre du projectile. Ronco *et al.* (2009) évaluent à travers des simulations numériques à 80-85% l'énergie dissipée par déformation plastique de compaction, les 15 à 20 % restants étant dissipés par frottement au niveau des nappes de géotextile. Des ruptures locales sont également observées : fracturation des pierres (Lambert, 2007), fissuration du sol (Peila *et al.*, 2007), rupture des gabions (Aminata *et al.*, 2008).

Des modèles analytiques et numériques ont été développés spécifiquement en rapport avec les conceptions de merlons testées expérimentalement. De plus les modélisations effectuées visaient principalement à vérifier la capacité fonctionnelle des ouvrages à résister à un impact prédéfini. Compte-tenu de la diversité des types de merlons existants, il n'existe pas de méthode de dimensionnement généralisée. De ce fait, les données de calage et de validation des modèles diffèrent. En règle générale, les caractéristiques mécaniques du sol utilisé ainsi que l'enfoncement de l'impactant et le déplacement de la face aval sont les seuls paramètres fournis. Pour mieux modéliser le comportement des merlons au moment de l'impact, des enregistrements dynamiques en continu et au sein du merlon sont un atout.

De cet état de l'art, il ressort certains manques notamment sur l'évaluation des capacités d'un ouvrage à résister à des impacts successifs, ou encore la possibilité de le réparer, ainsi que l'évolution de ses capacités après cette réparation.

Notre travail de thèse vise en partie à combler ces manques : en concevant des ouvrages cellulaires à partir de gabions, on espère limiter les mécanismes conduisant à la rupture (cisaillement, déplacement excessif de la partie aval). Cette conception permet également d'adapter les caractéristiques des matériaux à l'objectif de l'ouvrage (limitation de la contrainte transmise à la partie aval ou limitation des déplacements de la face aval). La structure cellulaire doit permettre de faciliter la réparation.

Les expérimentations mises en œuvre visent donc entre autre à vérifier les hypothèses sur la conception de merlons cellulaires, à fournir des données de calage et de validation pour les modèles numériques développés en parallèle, à développer des méthode d'évaluation de l'endommagement et de réparation de ces structures.



# Matériels et méthodes

---

Ce chapitre est dédié à la présentation détaillée des matériels et méthodes utilisés pour l'investigation expérimentale. Comme évoqué en introduction trois types d'ouvrages cellulaires sont étudiés. Le premier type est une structure cellulaire en appui sur un mur rigide (Fig. 2.1(a)), testée à l'échelle 1/2 au CER de Rouen. Les deuxième et troisième types sont tous deux testés en vraie grandeur à Bar sur Loup (06), l'un est une structure cellulaire en appui sur un remblai, l'autre une structure entièrement cellulaire (Fig. 2.1(b, c)). Compte-tenu des conceptions et conditions aux limites différentes, les objectifs de chaque structure diffèrent, ils sont détaillés dans les sections 2.2.1 et 2.3.1. Pour faciliter l'analyse et la comparaison des résultats un certain nombre de caractéristiques sont communes aux deux échelles étudiées. Il s'agit d'une part des matériels et matériaux employés qui seront détaillés dans la première partie de ce chapitre, d'autre part de l'instrumentation et du traitement des données recueillies qui seront abordés dans la quatrième partie. Les différences propres à chaque échelle d'investigation seront traitées dans la deuxième et la troisième partie, pour l'échelle réduite et l'échelle réelle respectivement.

## 2.1 Caractères communs aux structures étudiées et dispositifs conçus

Les ouvrages pare-blocs objets de l'étude sont construits selon une technologie cellulaire et multi-couches (Fig. 2.1). Cellulaire car l'ouvrage se compose d'unités élémentaires préfabriquées, ou cellules ; et multi-couches car il est constitué de plusieurs couches, différenciables par les matériaux qui les composent. La cellule associe une enveloppe et un matériau de remplissage. Les couches sont définies comme suit :

- le parement à l'amont est la couche exposée à l'impact,
- le noyau est la partie interne ,
- la partie arrière peut prendre la forme d'un remblai, d'un autre parement vertical cellulaire ou d'une structure rigide.

Dans un souci d'homogénéisation et en vue de l'analyse et de l'interprétation des résultats des expérimentations, les mêmes enveloppes, les mêmes matériaux et les mêmes modes de construction ont été utilisés à chaque échelle d'investigation, depuis la cellule jusqu'à l'ouvrage. Une partie des composants de l'ouvrage a fait l'objet d'une étude détaillée dans la thèse de S. Lambert (Lambert, 2007), leurs caractéristiques sont succinctement rappelées ci-après.

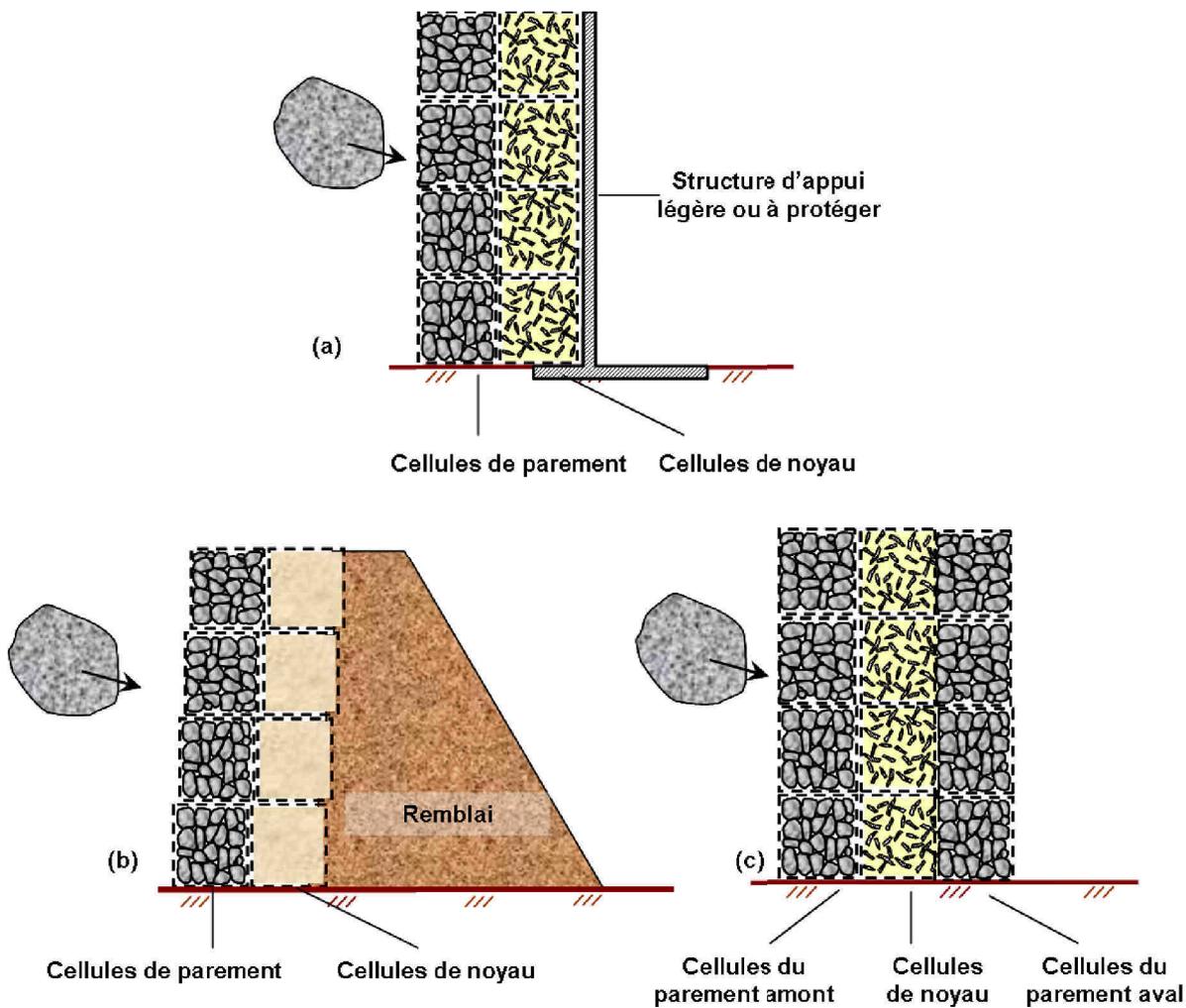


FIGURE 2.1 – Structures cellulaires sandwich, la partie arrière peut prendre différentes formes telles qu'un remblai classique ou un mur d'appui rigide.

### 2.1.1 Les gabions, enveloppe et matériaux

Les gabions sont des cages de grillage métallique formées par pliage et agrafées le long des arrêtes (Fig. 2.2). Un gabion est de forme parallélépipédique et peut avoir une longueur variable, allant de 2 à 4 m pour une hauteur et une largeur de 1 m. Il peut être divisé en unités élémentaires de 1 m<sup>3</sup> grâce à des diaphragmes produits dans le même grillage. Des cellules cubiques de 500 mm de côté ont été produites spécifiquement pour les expérimentations à échelle réduite. La norme relative aux gabions (AFNOR, 2004) préconise l'utilisation de tirants pour limiter la déformation latérale des cellules de parement. Au moment du remplissage, des tirants sont donc positionnés entre faces opposées, à raison de 4 par cellule (8 sur les côtés) (Fig. 2.2). Les gabions sont agrafés entre eux à raison de 5 à 8 agrafes par mètre linéaire, ce qui assure la continuité du "mur" ainsi formé.

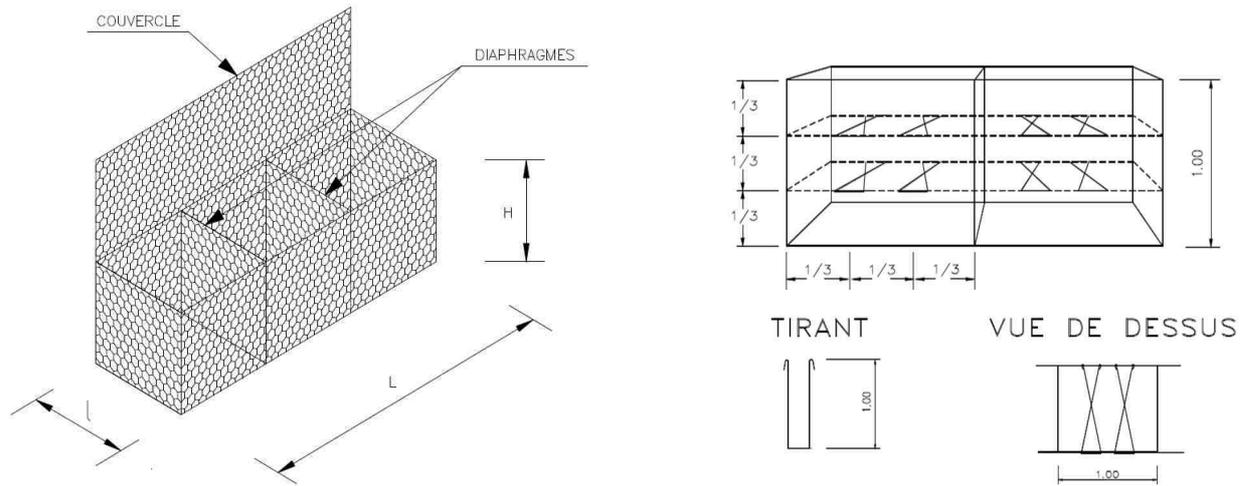


FIGURE 2.2 – Gabion et disposition constructive concernant la mise en place des tirants (d'après fiche technique de montage des gabions, Maccaferri).

### 2.1.1.1 Enveloppe

Le **grillage métallique** utilisé pour la fabrication des gabions est à maille hexagonale et double torsion. Ce mode d'assemblage confère au grillage une plus grande résistance à la déchirure. Parmi les grillages testés dans la thèse de S. Lambert (Lambert, 2007), le grillage de maille de largeur  $D = 80$  mm et hauteur  $H = 100$  mm, ayant un fil de diamètre 2,7 mm a été retenu. Ce grillage présente la particularité de pouvoir être assemblé en cellules de tailles 500 mm et 1000 mm. Les caractéristiques mécaniques de ce grillage montrent une résistance à la traction deux fois supérieure dans le sens des torsades par rapport à d'autres grillages testés, à quantité d'acier par  $m^2$  de grillage égales.

Un **géotextile** est nécessaire en cas d'utilisation de matériaux fins comme matériau de remplissage des cellules. Son rôle est principalement la contention sans nécessairement rechercher un effet de renforcement de la cellule. Le géotextile retenu est le MACTEX NW 30.0, non-tissé de fibre 100% polypropylène, dont la masse surfacique est de  $300 \text{ g/m}^2$ .

### 2.1.1.2 Matériaux

Quatre matériaux de construction ont été utilisés et sont décrits ci-dessous : les granulats, le mélange sable-pneus et le ballast comme matériaux de remplissage pour les cellules ; le remblai en partie arrière.

Les **granulats** (Fig. 2.3(a)) sont issus de la carrière SEC de Bar-sur-Loup (06). Ils proviennent du concassage et criblage de roche calcaire. Leur granulométrie s'étend de 50 à 200 mm ce qui satisfait aux recommandations normatives relatives aux matériaux de remplissage des gabions (AFNOR, 2004). La taille des granulats est supérieure à la largeur  $D$  de la maille et inférieure au tiers de

la taille de la cellule, et la granulométrie est étalée. Les caractéristiques de la roche mère ont été déterminées lors d'une identification réalisée par le CEBTP en 2005 et sont les suivantes :

- masse volumique :  $2744 \text{ kg/m}^3$ ,
- résistance à la compression simple  $R_c$  :  $107,4 \text{ MPa}$ ,
- essai Los Angeles LA (NF EN 1097-2) : 18,5

Ces granulats sont de forme polyédrique, avec des arêtes relativement marquées. Ils ont été choisis car il est courant de les rencontrer dans les zones de montagne, et en particulier dans les zones exposées au risque de chute de blocs rocheux. La masse volumique apparente moyenne des gabions est de l'ordre de  $1650 (+/- 400) \text{ kg/m}^3$ .

Le **sable et les pneus transformés**, bien que d'origines et de caractéristiques différentes, sont abordés ensemble car (i) ils constituent des matériaux fins de remplissage et (ii) peuvent être utilisés seuls (c'est le cas du sable) ou en mélange.

Le sable utilisé pour les expérimentations à échelle réduite est un sable de Seine propre, partiellement concassé, de granulométrie 0/5 mm, classé D1 dans le GTR, et de masse volumique apparente  $1830 \text{ kg/m}^3$ . Le sable utilisé pour les expérimentations grandeur réelle est fourni par la carrière SEC de Bar-sur-Loup. C'est un sable issu du concassage de calcaire, de granulométrie 0/4 mm et de masse volumique apparente  $1630 \text{ kg/m}^3$ .

Les déchetes de pneumatiques ont été fournis par l'entreprise Eurec, ils ont une granulométrie de 20/250 mm, et n'ont pas de forme particulière. Dans le cadre du projet REMPARE, des essais de caractérisation de ce matériau ont été réalisés au CER de Rouen (rapport interne projet REMPARE).

Le sable peut être utilisé seul ou en mélange avec les déchetes de pneus à raison de 70% de sable et 30% de pneus en masse (Fig. 2.3(b)). La masse volumique du mélange utilisé dans les expérimentations à échelle réduite est de l'ordre de  $1300 \text{ kg/m}^3$ , dans les expérimentations à échelle réelle elle est de l'ordre de  $960 \text{ kg/m}^3$ .

Le **ballast** (Fig. 2.3(c)) est fourni par la SNCF et provient du remplacement de l'assise des voies ferrées. Sa granulométrie s'étend de 20 mm à 50 mm, et sa masse volumique apparente est de l'ordre de  $1530 \text{ kg/m}^3$ , ce qui est relativement faible par rapport aux valeurs données dans la littérature (Calon *et al.* (2010) donne  $2300 \text{ kg/m}^3$ ).



FIGURE 2.3 – Matériaux de remplissage : (a) granulats, (b) mélange de sable et déchetes de pneus, (c) ballast ferroviaire.

Caractéristique	Impactant échelle réduite	Impactant échelle réelle
Diamètre extérieur (m)	0,54	1,6
Masse (kg)	262	6500
Epaisseur de la coque acier (mm)	10 à 15	20
Béton	fibré, auto-plaçant, expansif	caractéristiques non connues
Système de levage	poignées	crochet
Illustration		

TABLE 2.1 – Caractéristiques des impactants utilisés.

Un **remblai en terre** peut constituer la partie arrière de l'ouvrage testé. C'est notamment le cas pour les expérimentations à échelle réelle (voir 2.3) dans lesquelles le remblai a été érigé à partir des matériaux disponibles sur site. Outre la masse volumique déterminée par essai au gammaden-simètre (de l'ordre de  $1800 \text{ kg/m}^3$ ) il n'a pas fait l'objet de caractérisation poussée. Toutefois ces caractéristiques ont pu être estimées par analyse inverse (Breugnot, 2011).

### 2.1.2 L'impactant

Deux impactants ont été utilisés, le premier est celui utilisé par Lambert (2007), le second a été fabriqué spécifiquement pour cette étude. Leur conception est identique et décrite ci-après, mais leurs dimensions diffèrent (Tab 2.1). La forme sphérique a été retenue, en effet c'est la forme la plus simple que l'on puisse considérer pour simuler un bloc rocheux car elle facilite l'interprétation des résultats en permettant de s'affranchir des questions relatives à la forme de la surface en contact avec la structure au moment de l'impact, et en évitant les phénomènes qui pourraient résulter des formes anguleuses. Pour pouvoir résister aux impacts successifs, l'impactant est constitué de deux demi-coques hémisphériques en acier soudées entre elles suivant le plan médian. Ce volume est ensuite rempli de béton, des fers à béton soudés à la coque en acier assurent la liaison entre le béton et la coque elle-même. L'ensemble présente un poids volumique de l'ordre de  $30 \text{ kN/m}^3$ . Sa forme ainsi que sa masse volumique autorisent l'assimilation de l'impactant à un bloc rocheux. Un système de levage (crochet ou poignées) est fixé à la coque afin de lever l'impactant et de le suspendre. Une réservation permet de loger l'instrumentation à son centre de gravité et éventuellement une centrale d'acquisition embarquée (expérimentations échelle réelle).

## 2.2 Expérimentations à échelle réduite

### 2.2.1 Objectifs

Les expérimentations sur assemblage de cellules ont pour objectifs de permettre de comprendre le comportement de ces structures soumises à un impact, de tester et orienter les choix de capteurs en vue de leur utilisation lors des expérimentations à échelle réelle (voir section 2.3 Expérimentations à échelle réelle) et enfin de fournir des données pour le calage et la validation des modèles numériques développés en parallèle.

### 2.2.2 Structures

Les structures étudiées sont constituées d'un mur bi-couches de 1,5 m de haut, 2,5 m de long et 1 m d'épaisseur. La première couche de l'ouvrage, ou couche de parement, est constituée de 15 cellules de 500 mm de côté remplies de matériaux grossiers. Trois structures ont été testées ; elles diffèrent par les matériaux employés au noyau : sable seul, mélange de sable et déchet de pneus et ballast. Le matériau du noyau est déversé à l'arrière du parement et contenu par un géotextile. Cette couche est continue (pas de gabion). Les caractéristiques des structures testées sont résumées Tableau 2.2.

La partie instrumentée se concentre sur les neuf cellules centrales, les deux rangées latérales permettent d'assurer un confinement et de représenter la continuité de l'ouvrage.

Structure	Parement	Noyau	Énergies d'impacts (kJ)
Préparatoire	Granulats	Sable	1-3-7-10
1	Granulats	Sable	2-4-8 et (x2)10
2	Granulats	Mélange Sable+Pneus	2-4-8 et (x2)10
3	Granulats	Ballast	2-4-8 et (x2)10
4	Granulats	Mélange Sable+Pneus	(x2)10

TABLE 2.2 – Composition des structures et protocole d'impact pour les expérimentations à échelle réduite.

Ces structures, bien que testées à échelle réduite peuvent être construites dans le but de protéger des ouvrages rigides contre les chutes de pierres. Elles ont donc pour objectifs de favoriser la dissipation d'énergie, de concentrer les déformations et dégradations au parement et de réduire la contrainte transmise à la partie arrière (rigide) pour en préserver les caractéristiques. Dans ce sens, ces structures se rapprochent des casquettes et galeries pare-blocs (dalle en béton surmontée d'une couche de sol) mais présentent la particularité d'être disposées verticalement et d'être sollicitées de façon sub-horizontale.

### 2.2.3 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental (Fig. 2.4 et 2.5) a été réalisé au CER de Rouen. Il est constitué d'un système permettant un impact pendulaire et d'un remblai d'appui constituant un support pour les structures testées.

Le remblai est un remblai classique en terre, monté en appui sur des murs en L en béton armé afin d'obtenir un parement d'appui vertical. Une dalle de propreté constitue l'assise sur laquelle sont construites les structures à tester. Le parement vertical en béton armé et la dalle offrent des conditions aux limites considérées rigides aux structures. Ce point est important compte tenu des objectifs de modélisation numérique.

Une potence permet de suspendre l'impactant au moyen de deux chaînes métalliques. La position de la potence a été calculée de manière à ce que l'impact soit normal au parement amont des structures, ou du moins lors du premier impact. Un mât, élevé à 6 m de la potence et dans l'axe d'impact, est équipé d'un treuil permettant de lever l'impactant à la hauteur souhaitée. La hauteur maximale est de 4,75 m au-dessus du sol, 4 m par rapport au point d'impact. Le largage de l'impactant s'effectue au moyen d'un mousqueton à ouverture sous charge actionné manuellement. L'énergie maximale développée par ce système est de 10 kJ.

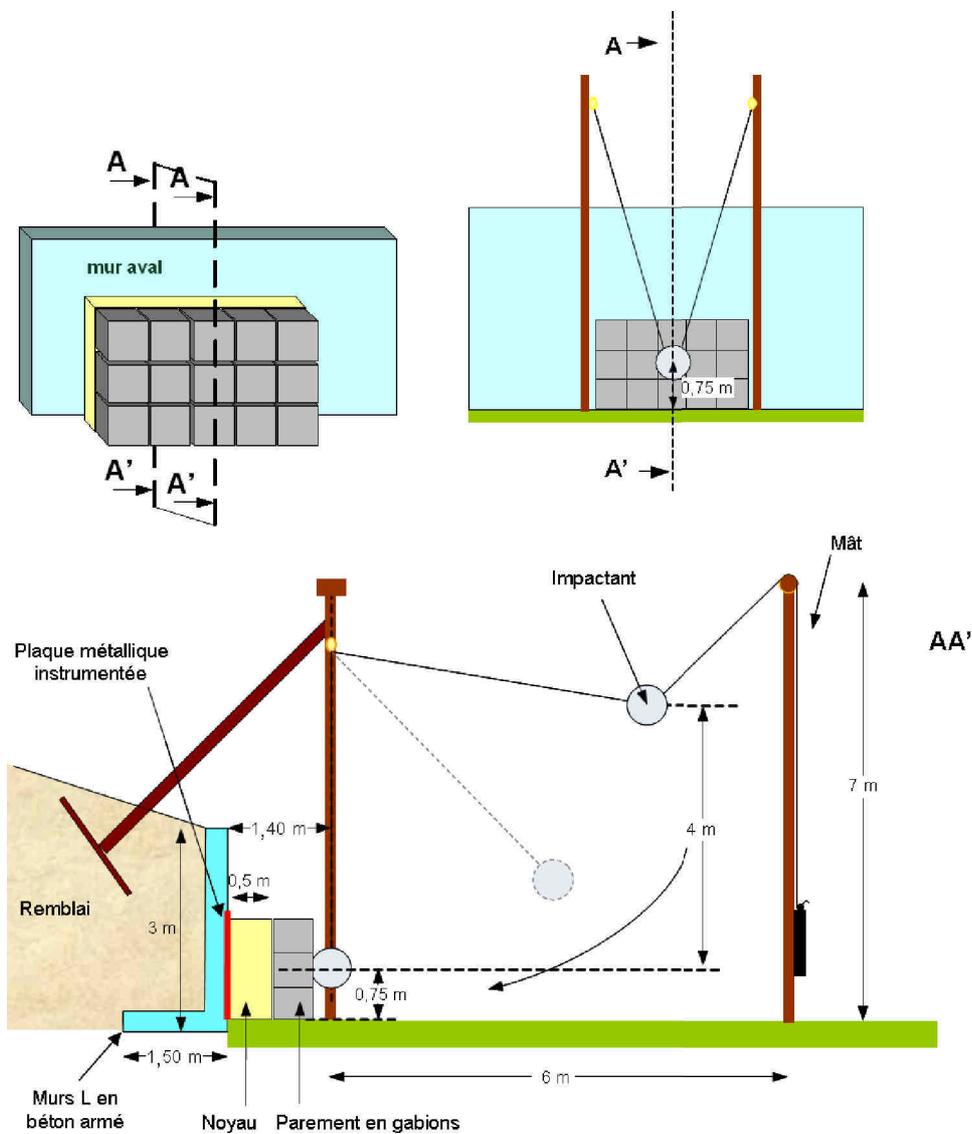


FIGURE 2.4 – Schéma du dispositif expérimental réalisé au CER de Rouen pour les essais à échelle réduite.



FIGURE 2.5 – Photographie du dispositif expérimental réalisé au CER de Rouen pour les essais à échelle réduite.

#### 2.2.4 Protocole

Les essais réalisés sur les structures bi-couches consistent à impacter de façon pendulaire le centre de la structure à 0,75 m du sol, successivement et à énergie croissante. Les énergies d'impact retenues suite aux essais préparatoires sont : 2, 4, 8 et deux fois 10 kJ. Une structure supplémentaire a été testée (noyau sable+pneus, impacts à l'énergie maximale) pour observer l'effet des impacts successifs (Tab 2.2).

## 2.3 Expérimentations échelle réelle Bar sur Loup

### 2.3.1 Objectifs

Les expérimentations à échelle réelle ont pour objectifs :

- de tester en conditions quasi-réelles le comportement des merlons de protection pare-blocs soumis à impacts,
- de tester la construction et la réparation des ouvrages cellulaires,
- de tester l'instrumentation en dynamique,
- de fournir des données de calage et de validation pour les modèles numériques,
- à terme d'élaborer des prescriptions et recommandations pour le dimensionnement, la construction, le suivi et la maintenance de tels ouvrages.

### 2.3.2 Ouvrages testés

Les ouvrages décrits ci-dessous résultent de discussions nombreuses entre les partenaires du projet REMPARe et sont définis de manière à constituer un maximum de configurations (géométrie + matériaux) différentes en restant dans le cadre du projet.

Ces ouvrages ont pour but de favoriser la dissipation d'énergie d'impact, de concentrer les déformations et dégradations au parement amont et de réduire l'énergie transmise à la partie arrière. Ceci se traduit de deux manières en fonction des conditions aux limites des structures : limiter les contraintes transmises par la partie cellulaire à la partie arrière lorsque celle-ci prend la forme d'un remblai ; et limiter les déplacements de la face aval lorsque celle-ci est libre de se déformer dans le cas des ouvrages élancés. Les deux types de structures testées sont présentées dans la section suivante.

#### 2.3.2.1 Géométrie

Les ouvrages testés sont de deux types (Fig. 2.6 ). Le premier type est un merlon de structure composite, associant un parement et un noyau cellulaires côté amont à un remblai traditionnel compacté côté aval. Les ouvrages de second type sont des ouvrages plus élancés composés d'un parement amont, d'un noyau et d'un parement aval, tous trois cellulaires. Ce type de merlon cellulaire élancé présente une emprise au sol réduite et un volume de matériau moins important. Un des objectifs des expérimentations est donc de comparer les réponses des deux types de merlons.

Les ouvrages doivent être autostables dans les conditions d'essais, mais également réalisables en conditions réelles (sur un terrain en pente par exemple). En raison de leur constitution en 3 couches, les ouvrages élancés (type 2) présentent une largeur de 3 m, correspondant à 3 cellules de gabion de largeur 1 m. L'ouvrage de type 1 a une emprise au sol de 9 m. La hauteur des ouvrages est fixée à 4 m. Au-delà de cette limite, la stabilité des ouvrages élancés nécessiterait des dispositions techniques particulières. Par similitude avec la norme NF P 95-308 concernant les écrans de filet pare-bloc, un ouvrage de hauteur totale de 4 m correspond à un écran de filet pare-bloc de classe 6 et doit présenter :

- une capacité d'absorption d'énergie nominale de 1500 kJ,
- une hauteur utile 3,5 m (passage du centre de gravité du bloc).

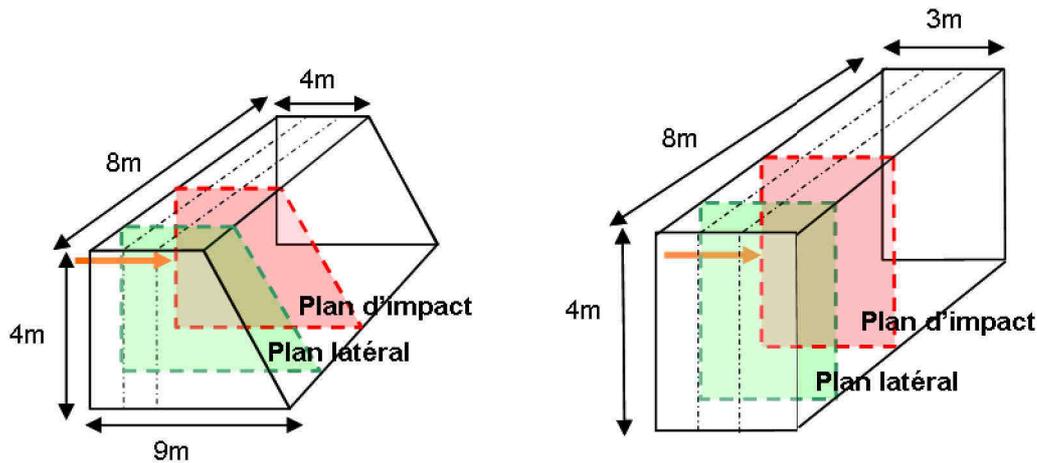


FIGURE 2.6 – Schéma de principe montrant la géométrie et les dimensions des deux types d'ouvrages. Les plans instrumentés, plan d'impact et plan latéral de 2 m.

La longueur de chaque ouvrage testé est de 8 m, ce qui permet pour un impact centré au milieu de l'ouvrage de s'affranchir des effets de bords. Le parement amont des ouvrages présente un fruit vertical, caractéristique nécessaire pour éviter l'effet tremplin sur le bloc impactant. La géométrie des ouvrages a ainsi permis d'affiner le critère d'énergie d'impact maximale à tester.

### 2.3.2.2 Composition des ouvrages

Comme évoqué en introduction de ce chapitre, certaines caractéristiques sont communes aux expérimentations à échelle réduite et à échelle réelle, c'est notamment le cas de la composition des ouvrages. Le parement cellulaire amont est donc systématiquement composé de cellules remplies de granulats. Ici deux matériaux ont été retenus pour les cellules de noyau : le mélange sable-déchetas de pneus et le ballast. La partie arrière est composée soit d'un remblai compacté (ouvrage de type 1) soit d'un parement cellulaire rempli de granulats (ouvrages de type 2). Le Tableau 2.3 reprend les dimensions et la composition de chaque partie des ouvrages testés. ouvrage2 neuf.JPG

	Ouvrage 1	Ouvrage 2	Ouvrage 3
			
Longueur/ Hauteur	8 m + extensions latérales / 4m	8 m / 4 m	8 m / 4 m
Parement impacté	Gabions remplis de granulats, épaisseur 1 m, fruit vertical, cages liaisonnées	Gabions remplis de granulats, épaisseur 1 m, fruit vertical, cages liaisonnées	Gabions remplis de granulats, épaisseur 1 m, fruit vertical, cages liaisonnées
Noyau	Gabions remplis de mélange sable-pneus contenu par géotextile, épaisseur 1 m, cages liaisonnées	Gabions remplis de ballast contenu par géotextile, épaisseur 1 m, cages liaisonnées	Gabions remplis de mélange sable-pneus contenu par géotextile, épaisseur 1 m, cages liaisonnées
Partie arrière	Remblai compacté avec matériaux disponibles sur site, épaisseur en tête 2 m, fruit : pente d'équilibre des matériaux (2 :3)	Gabions remplis de granulats, épaisseur 1 m, cages liaisonnées	Gabions remplis de granulats, épaisseur 1 m, cages liaisonnées)

TABLE 2.3 – Composition, dimensions et éléments mis en œuvre pour les ouvrages à échelle réelle.

### 2.3.3 Dispositif expérimental

#### 2.3.3.1 Choix du site expérimental

Le choix du site a été contraint par les énergies d'impact envisagées pour les essais en vraie grandeur qui vont de 1000 à 10 000 kJ avec des vitesses au moment de l'impact de l'ordre de quelques  $\text{m.s}^{-1}$  à  $30 \text{ m.s}^{-1}$ . Pour satisfaire ces exigences le site d'essais doit présenter les caractéristiques suivantes (Fig. 2.7) :

- Hauteur de chute de l'ordre de 50 à 70 m
- Distance horizontale de l'ordre de 100 m.

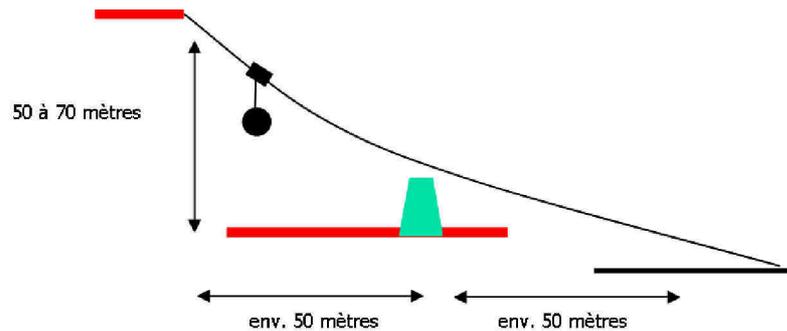


FIGURE 2.7 – Schéma de principe reprenant les caractéristiques attendues pour le site d'essai.

Très peu de sites répondent aux exigences précitées et des compromis ont dû être faits. Le site retenu est la carrière SEC de Bar sur Loup (06). Ce site présente un dénivelé d'environ 36 m, la hauteur de chute réellement exploitable se rapprochant plus des 30 m. Bien que plus faible que la hauteur de chute envisagée au départ cette hauteur de chute permet d'atteindre des vitesses de l'ordre de  $25 \text{ m.s}^{-1}$ . Le site est loué pour une période d'un an comprenant la construction et l'aménagement du site, les essais de validation, la construction des ouvrages et les tests, et enfin la déconstruction de tout le système. Compte tenu de la hauteur de chute disponible sur ce site et pour satisfaire les critères en termes d'énergie d'impact, l'impactant doit avoir une masse de 6500 kg. Ainsi l'énergie maximale mobilisable est de 2000 kJ. Des études préliminaires menées par l'entreprise Razel ont montré que la tension dans le câble porteur était de l'ordre de 30 T pour une charge de 50 kN de l'impactant. Il n'était donc pas envisageable techniquement d'augmenter encore la masse de l'impactant pour parvenir à des énergies d'impact plus élevées.

#### 2.3.3.2 Système de lancement

Différentes possibilités pour le système de lancement ont été envisagées lors de la conception du dispositif. Le système peut être fixe ou mobile, cette deuxième possibilité permettant de décaler l'axe d'impact d'un essai à l'autre. L'intérêt est de pouvoir impacter des ouvrages côte à côte ou d'impacter un même ouvrage en différents endroits. On peut par ailleurs envisager un essai avec ou sans largage de l'impactant. Pour des raisons techniques de réalisation dans le temps imparti, pour des raisons financières et pour des raisons de sécurité et de maîtrise de l'impact un système fixe a été conçu. Par ailleurs, le choix s'est arrêté sur un système sans largage assurant un meilleur contrôle de la trajectoire avant impact et du point d'impact. Cette solution réduit ainsi les risques

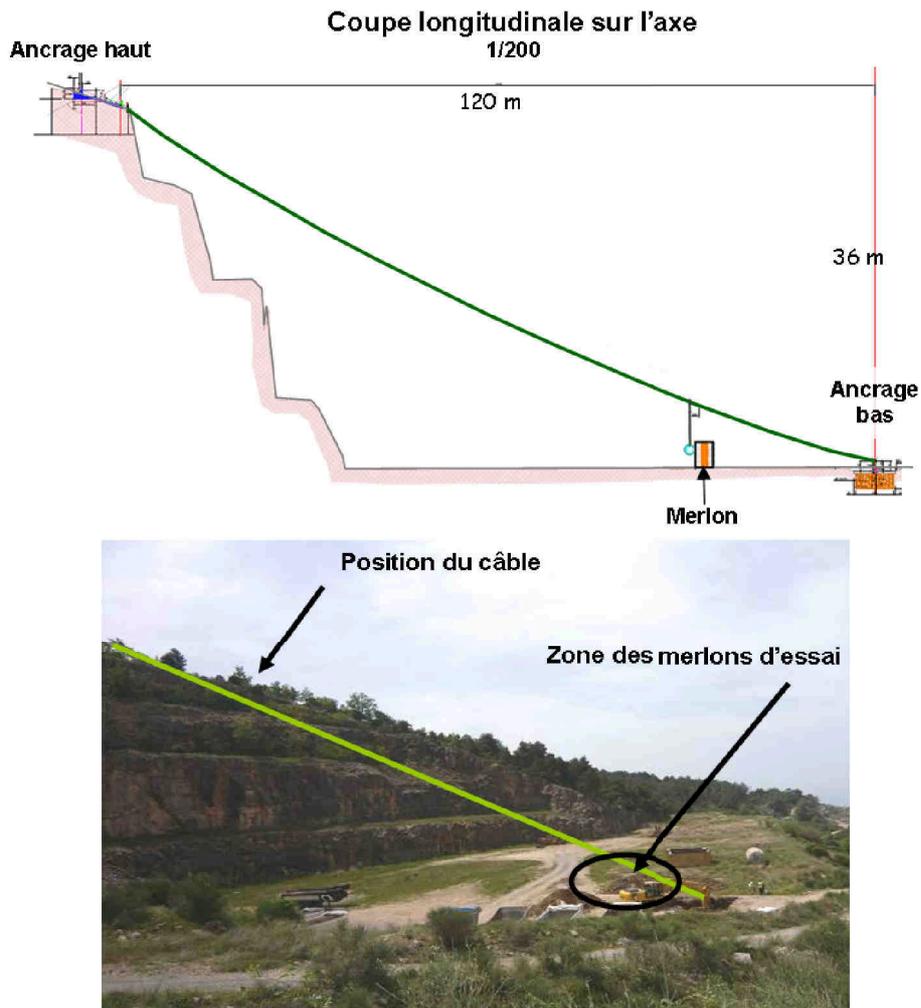


FIGURE 2.8 – Vue du site d'essai de Bar sur Loup avant aménagement(06) et levé topographique avec implantation du système de lancement.

lors de l'essai. Le dispositif d'impact est donc constitué de :

- Un câble porteur (Fig. 2.9(a)) fixé en haut et en pied de falaise, en acier, de diamètre 50 mm. Les systèmes d'ancrages ont été dimensionnés par l'entreprise Razel avec une étude préalable de la stabilité de la falaise (ancrage haut) réalisée par le bureau d'étude Géolithe. Les Figures 2.9(c), (d), (e) et (f) montrent la construction des ancres.
- Un chariot, ou blondin (Fig. 2.9(g)), constitué d'une poulie et d'un système de butée de freinage, auquel on suspend l'impactant par l'intermédiaire d'élingues en acier.
- L'impactant (dont les caractéristiques sont détaillées au paragraphe 2.1.2)
- Un treuil positionné au niveau de l'ancrage haut (Fig. 2.9(b)) permet de remonter l'impactant à la hauteur souhaitée. Un mousqueton à ouverture sous charge permet de libérer la poulie, ce qui constitue le largage ou lancement de l'impactant.

Avec ce système, les ouvrages sont soumis à des impacts ayant les caractéristiques suivantes : un seul point d'impact, centré à environ 1,5 m de la crête ; différentes énergies d'impact sont possibles entre 200 et 2000 kJ. Ce système induit comme contraintes la construction successive des ouvrages à tester sur un seul emplacement.



FIGURE 2.9 – Photographies des composants du système de lancement.

### 2.3.3.3 Validation

Le système de lancement a fait l'objet de tests de validation en juillet 2009. Ils avaient pour objectifs de le mettre en fonctionnement et au besoin y apporter des modifications, de valider son fonctionnement et en particulier sa capacité à amener l'impactant en un point donné (hauteur d'impact) et à une vitesse donnée, d'évaluer le temps nécessaire à la mise en place d'un essai, et de fournir des mesures relatives à l'accélération subie par l'impactant lors de son trajet avant impact dans le but de définir des seuils de déclenchement pour le système d'acquisition embarqué<sup>1</sup>. Les tests ont été réalisés sur un merlon en remblai constitué de tout-venant disponible sur site. A l'issue de ces essais préliminaires, les mesures effectuées montrent que la répétabilité des impacts est satisfaisante, le point d'impact dynamique est situé environ 35 cm en-dessous de la position statique de l'impactant affleurant le parement amont du merlon. Le temps nécessaire à la remontée de l'impactant va de quelques minutes pour l'essai à 200 kJ (hauteur de chute de 7 m) à un peu moins d'une heure pour l'essai à 2000 kJ (hauteur de chute de 31 m). Des améliorations ont également été apportées au système de freinage.

1. L'instrumentation est décrite section 2.4.

### 2.3.4 Protocole

Les ouvrages sont construits et testés successivement. Initialement, il était prévu de tester 3 niveaux d'énergie d'impact : 200 kJ, 1000kJ et 2000kJ. Toutefois après l'essai à 1000 kJ sur l'ouvrage 1, les dégradations étaient trop importantes pour poursuivre sans réparations. Nous avons donc revu les énergies d'impact légèrement à la baisse : l'essai à 1000 kJ a été porté à 500 kJ pour les ouvrages 2 et 3. Pour l'ouvrage 1, le protocole s'est poursuivi à 500 kJ après réparation du parement par remplacement des cellules endommagées. Lorsque les dégradations étaient limitées, le parement a été réparé par placage d'une rustine de grillage et comblement avec des granulats. Ainsi et pour résumer, sur chaque ouvrage, trois essais ont été réalisés, sauf pour l'ouvrage 1 où l'on a procédé à quatre essais. Le Tableau 2.4 présente pour chaque ouvrage les énergies d'impact testées ainsi que les éventuels commentaires liés à l'essai.

Ouvrage	Énergie d'impact nominale	Commentaire	Date
1	200 kJ		22.09.2009
	1000 kJ	Importantes dégradations au parement nécessitant la réparation par remplacement des cellules endommagées	23.09.2009
	500 kJ	Essai sur ouvrage réparé	29.09.2009
	2000 kJ	Essai sur ouvrage réparé par rustine de grillage	30.09.2009
2	200 kJ		15.10.2009
	500 kJ		15.10.2009
	2000 kJ	Essai sur ouvrage réparé par rustine de grillage	20.10.2009
3	200 kJ		13.11.2009
	500 kJ		17.11.2009
	2000 kJ	Essai sur ouvrage réparé par rustine de grillage	19.10.2009

TABLE 2.4 – Protocole d'impact pour les expérimentations sur ouvrages à taille réelle et commentaires.

## 2.4 Réflexion sur l'instrumentation

Parmi les quelques campagnes d'essais d'impact sur merlons réalisées antérieurement, aucun capteur n'avait jamais été placé à l'intérieur même des merlons testés, ce qui laissait apparaître un manque de données sur les phénomènes y ayant lieu. Nos expérimentations avaient donc pour objectif l'investigation poussée des phénomènes au cœur des merlons afin de définir les mécanismes dissipateurs d'énergie.

Instrumenter une structure composée de matériaux granulaires plus ou moins grossiers, présentant de fortes discontinuités et soumise à de grandes déformations n'est pas simple. Une intense réflexion sur les systèmes de mesure et leur mise en œuvre a donc été menée dans le cadre du projet REM-PARe afin de tirer profit des compétences et répondre aux attentes de chaque partenaire, tout en gardant à l'esprit les contraintes budgétaires de chacun. Ainsi plusieurs partenaires ont participé à l'instrumentation des structures. Relativement aux capteurs dont il s'occupait, chaque partenaire avait la charge de : leur mise en œuvre, l'acquisition des données par ses moyens propres ou en association avec un autre partenaire, le traitement et l'analyse des données recueillies, et enfin la mise à disposition des données brutes éditées sous une forme directement exploitable. Notre contribution a plus particulièrement été tournée vers les mesures d'accélération (accéléromètres et centrale d'acquisition associée).

### 2.4.1 Instrumentation des structures, objectifs et cahier des charges

L'instrumentation mise en œuvre à chaque échelle d'investigation vise à évaluer la propagation des ondes de compression à travers la structure testée, les déformations induites par un impact ainsi que les contraintes transmises à la partie arrière.

Afin de ne pas perturber la réponse de la structure, nous avons recherché des systèmes de mesure non intrusifs : soit l'appareil de mesure est externe à la structure, soit la taille des capteurs est petite par rapport aux éléments constitutifs. Les systèmes d'instrumentation doivent être 'réactifs' ou autrement dit avoir un temps de réponse petit pour permettre une acquisition des données à haute fréquence. La fréquence d'échantillonnage doit être maximale afin d'obtenir une description correcte des phénomènes à haute fréquence qui peuvent avoir lieu (par exemple la fracturation des granulats) en restant dans les prescriptions du théorème de Nyquist-Shannon<sup>2</sup>. Compte tenu de leur mise en œuvre au sein d'un matériau naturel et en extérieur, les capteurs ainsi que leurs câbles doivent être robustes et résister aux intempéries.

Les structures testées, de par leur constitution, n'offrent pas de point fixe pour mesurer des contraintes, notre choix s'est donc tourné vers des mesures d'accélération (par le biais d'accéléromètres) et de déplacements (caméra rapide, topographie, capteurs de déplacement, inclinomètres). Les capteurs de contrainte sont employés lorsque les conditions aux limites rigides permettent un point fixe de référence. Pour les expérimentations à échelle réelle des géophones ont également été

---

2. Ce théorème énonce que la fréquence d'échantillonnage d'un signal doit être égale ou supérieure au double de la fréquence maximale contenue dans ce signal, afin de convertir ce signal d'une forme continue à une forme discrète. Ce théorème est à la base de la conversion analogique-numérique des signaux.

implantés dans le corps du remblai (ouvrage 1) ou sur la face arrière des structures (ouvrages 2 et 3). Le Tableau 2.5 expose toute l'instrumentation mise en œuvre à chaque échelle d'investigation. Le paragraphe suivant s'attache à décrire les types de capteurs utilisés et les contraintes liées à leur mise en œuvre.

	Position / ouvrage		Mesures		Échelle d'investigation	
	Interne	Externe	Durant l'impact	Avant/après	Echelle réduite	Echelle réelle
Caméra rapide		X	X			X
Accéléromètres (impactant)		X	X		X	X
Topographie		X		X	X	X
Géophones	X	X		X		X
Accéléromètres (ouvrages)	X		X		X	X
Capteurs de déplacement	X		X	X	X	X
Inclinomètres	X			X		X
Capteur de contrainte		X	X		X	X

TABLE 2.5 – Présentation de l'instrumentation utilisée pour les deux échelles d'investigation.

## 2.4.2 Mise en œuvre de capteurs dans un contexte particulier : problèmes et solutions

### 2.4.2.1 Remarques d'ordre général

A chaque échelle d'investigation, les mêmes principes d'instrumentation ont été conservés, mais des adaptations ont dû être réalisées pour tenir compte notamment de l'échelle de la structure étudiée. A titre d'exemple, l'instrumentation des structures à échelle réduite est disséminée dans la structure alors que pour limiter le caractère intrusif des capteurs et faciliter leur mise en œuvre dans les structures à échelle réelle, deux plans principaux ont été instrumentés (Fig. 2.6). On peut d'ailleurs considérer non pas un plan mais un volume d'instrumentation, d'une épaisseur de l'ordre de 20 cm, tous les capteurs étant contenus dans une bande de 20 cm de large traversant l'ouvrage de l'amont vers l'aval. De plus, le contexte d'utilisation de ces différentes techniques étant original (structures présentant des discontinuités fortes, composées de matériaux granulaires grossiers et soumises à d'importantes déformations), le dispositif a été conçu de telle sorte que les mesures fournies par les différents systèmes puissent être comparées. Certaines mesures sont directement redondantes. Ceci permet de valider/invalider à la fois la pertinence des techniques et les mesures. La proximité entre les points de mesure des différents capteurs est donc recherchée.

La suite du chapitre présente pour chaque type de capteur retenu ses caractéristiques techniques et sa mise en œuvre.

### 2.4.2.2 Instrumentation de l'impactant

L'instrumentation de l'impactant doit permettre de calculer la force d'impact. Celle-ci est obtenue en multipliant la masse de l'impactant par son accélération. Pour les essais d'impacts en général, les accéléromètres ont largement été employés ((Montani Stoffel, 1998), (Gerber et Volkwein, 2010), (Lambert, 2007), (Aminata *et al.*, 2008)), testés et ont montré leur pertinence. Lambert (2007) ayant observé un problème de retour à zéro sur des accéléromètres piézoélectriques, trois technologies d'accéléromètres ont été testées lors des expérimentations à échelle réduite : piézoélectrique, piézorésistif et capacitif. La comparaison des signaux obtenus est présentée paragraphe 2.5.3.

#### a. Expérimentations à échelle réduite

Deux accéléromètres de technologies différentes sont testés simultanément (voir Tableau 2.6). Les accéléromètres sont simplement fixés sur la coque de l'impactant du côté opposé à l'impact (Fig. 2.10).

- Un accéléromètre triaxial piézorésistif, de +/- 100 g sur les voies X et Y, et de +/- 200 g sur la voie Z en direction de l'impact .
- Un accéléromètre uniaxial piézoélectrique de +/- 500 g pour mesurer les événements rapides de plus de 1000 Hz.

Au cours des essais préliminaires puis sur la première structure (structure à noyau sable), l'accéléromètre piézoélectrique a été heurté par le mousqueton de largage et s'est décroché de son support. Il a été détérioré et sature alors à chaque largage, pour ne plus fonctionner lors des tests sur la deuxième structure (structure à noyau sable/pneu ). De plus, aucune mesure n'a pu être acquise dans la direction Z de l'impact, par l'accéléromètre triaxial lors de ces tests (sur la structure 2), sauf lors des deux derniers impacts à 10 kJ. Cela peut s'expliquer par un blocage en butée interne du capteur, produit lors des essais sur la première structure. Dans la crainte d'un dysfonctionnement lors des essais suivants, un nouvel accéléromètre triaxial a été fixé sur l'impactant pour les tests sur les structures 3 et 4 : type piézorésistif +/-200g (modèle MS4630-200-120, de Measurement Specialities)(Tableau 2.6).

#### b. Expérimentations à échelle réelle

Les contraintes techniques liées à l'instrumentation de l'impactant pour les expérimentations à échelle réelle étaient les suivantes :

- le capteur devait être fixé à un système amovible pour éviter de laisser l'électronique exposée aux intempéries et aux actes de malveillance sur le chantier,
- le capteur devait être placé au centre de gravité de l'impactant pour se prémunir d'effets liés à la rotation de ce dernier lors de l'impact,
- la connexion devait être garantie pendant tout l'impact, le câble reliant la centrale au capteur pouvant être sectionné.



FIGURE 2.10 – Mise en œuvre des accéléromètres de l'impactant pour les expérimentations à échelle réduite.

Le choix a donc été fait d'utiliser deux accéléromètres, le premier relié à une centrale "terrestre" par un câble traditionnel, le deuxième relié à une centrale embarquée permettant d'assurer la mesure au cas où le câble du premier accéléromètre serait sectionné. Une réservation devait donc être prévue dans l'impactant pour loger la centrale embarquée, et un passage aménagé pour le câble de l'accéléromètre "filaire".

Une réservation a donc été conçue, permettant d'accéder au centre de gravité de l'impactant pour y placer les accéléromètres (Fig. 2.11 en haut). Les deux accéléromètres sont fixés sur un tube porteur amovible (Fig. 2.11 (a) et (b)) qui vient se visser dans un tube fourreau fixe, soudé à la coque de l'impactant, assurant un contact parfait du fond et des parois pour éviter les perturbations du signal dues aux vibrations. Une autre réservation, dans le prolongement de la précédente plus près de la surface permet de loger la centrale d'acquisition embarquée et son alimentation (Fig. 2.11 (c)). Son volume est suffisant pour permettre la mise en place d'un système mécanique d'amortissement du dispositif électronique (vide cylindrique de 18,5 cm de haut et 18,8 cm de diamètre). L'accès à ces réservations est fermé par un capot circulaire, fixé par écrous sur la coque de l'impactant. Ce capot est percé, permettant de faire passer le câble de l'accéléromètre "filaire".

La centrale d'acquisition embarquée est développée par l'entreprise EGIS, la centrale « terrestre » a été définie spécifiquement pour ces expérimentations. Ces centrales sont décrites paragraphe 2.4.2.5.

Les accéléromètres permettent de calculer la norme de l'accélération de l'impactant, d'en déduire la force d'impact et d'estimer l'enfoncement durant l'impact. L'objectif d'utiliser une telle mesure pour obtenir la cinématique de l'impactant en 3D, et notamment sa vitesse de rotation lors de l'impact a été abandonné. Ceci semblait trop complexe dans la mesure où la trajectoire de l'impactant

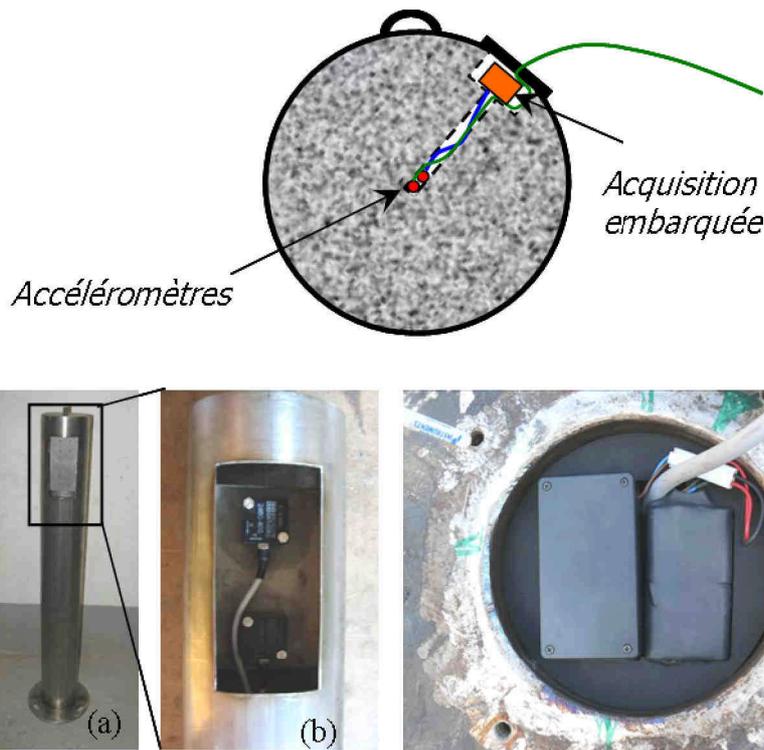


FIGURE 2.11 – Mise en œuvre des accéléromètres de l'impactant et de la centrale embarquée pour les expérimentations à échelle réelle.

n'est pas rectiligne. De plus, l'incertitude sur les mesures d'accélération rend délicate une double intégration. En outre, ceci suppose l'utilisation de plusieurs accéléromètres triaxiaux, accroissant les contraintes en terme d'acquisition embarquée. En parallèle de cette mesure directe, une caméra rapide permet également d'estimer le déplacement de l'impactant et d'en déduire sa vitesse et son accélération.

Les deux accéléromètres sont de type triaxial et de technologie capacitive (MEMS) et issus de la même série (Silicon Design 2460)(Tab. 2.6). En s'appuyant sur les quelques études numériques ainsi que sur les expérimentations sur couche de sol (Lorentz, 2007; Bertrand, 2006), on peut approcher les ordres de grandeur pour :

- la durée de l'impact : jusqu'à 100 ms ;
- l'accélération maximale : 200 g (avec une valeur certainement inférieure ou de l'ordre de 100 g) ;
- le temps de montée au pic : 10 ms (montée monotone).

L'accéléromètre doit donc avoir une bande passante d'au moins 0 à 1 kHz. Les caractéristiques des capteurs retenus pour les deux échelles d'investigation ainsi que les commentaires liés à leurs mises en œuvre sont rassemblées dans le Tableau 2.6.

	Nb d'axes	Technologie	Étendue de mesure	Mise en oeuvre
Semi vraie grandeur	triaxial	piézorésistif	voies x et y : +/-100g, voie z : +/-200g	structure 1 et 2 partiellement
	uniaxial	piézoélectrique	+/-500g	structure 1
	triaxial	piézorésistif	+/-200g	structures 3 et 4
Échelle réelle	triaxial	capacitif	+/-200g	branché soit sur centrale embarquée, soit sur centrale terrestre
	triaxial	capacitif	+/-400g	

TABLE 2.6 – Caractéristiques des accéléromètres utilisés dans l'impactant aux deux échelles d'investigation.

### 2.4.2.3 Instrumentation externe à la structure testée

#### a. Caméra rapide

La caméra rapide a été très peu utilisée pour les expérimentations à échelle réduite, elle donne seulement un film de l'essai sans permettre de réaliser des mesures (déplacement de l'impactant, vitesse d'impact) car la configuration du dispositif expérimental ne permettait pas un bon positionnement de la caméra.

La caméra rapide est par contre utilisée pour les expérimentations à échelle réelle pour confirmer les mesures d'accélération de l'impactant. Elle permet également de suivre en temps réel la déformation de l'ouvrage. Les mesures effectuées sur les films concernent le déplacement dont on déduit la vitesse d'impact, l'angle d'incidence et la hauteur d'impact.

La caméra utilisée est celle mise à disposition par le Cemagref (modèle X-Stream XS-3). Elle est positionnée dans le plan défini par le parement amont de l'ouvrage à environ 50 m du point d'impact. Le paramétrage, l'acquisition et l'enregistrement sont pilotés à l'aide d'un ordinateur et du logiciel X-Vision. Compte tenu des conditions de prise de vue en extérieur avec éclairage naturel et de la durée de l'impact, la fréquence de la caméra a été fixée à 250 images par seconde pour permettre une durée d'enregistrement et une qualité d'images suffisantes. L'acquisition est lancée quelques secondes avant le largage de l'impactant, les images sont stockées en boucle dans la mémoire de la caméra sur une durée variable en fonction du paramétrage de prise de vue (liée à l'ouverture de l'objectif et au temps d'exposition), en général 6 à 8 secondes. L'enregistrement s'effectue par post-trigger manuel : l'opérateur met fin à l'acquisition lorsque l'impactant percute le merlon, puis il sélectionne la série d'images de l'impact (environ 300 à 400 images) et les enregistre sur l'ordinateur.

#### b. Topographie

A l'échelle réduite, les déplacements horizontaux de la face avant du parement sont mesurés manuellement, au travers d'un gabarit percé de trous. Une mesure est réalisée pour l'état initial puis après chaque impact (Fig. 2.12). Au moment du démontage de la structure, un relevé de la

déformation de la face arrière du parement est également réalisé après évacuation des matériaux du noyau.



FIGURE 2.12 – Position des points de mesure des déplacements horizontaux et mesure manuelle, expérimentations échelle réduite.

Pour les expérimentations à échelle réelle, les levés topographiques ont pour objectifs de mesurer la déformée de l'ouvrage après chaque impact et permettent de donner les positions exactes des capteurs positionnés dans l'ouvrage (géophones). Un tachéomètre (Fig. 2.13(a)) de type Leica Flexline TS02 a été utilisé pour réaliser les levés. Pour certains essais, un appareil aux caractéristiques similaires a été loué. Des cibles (Fig. 2.13(b)) sont fixées sur les ouvrages selon un maillage variable en fonction de la distance à la zone d'impact (maillage serré de 50 cm dans la zone d'impact et maillage élargi à 1 m au-delà). Trois stations fixes en béton ont été érigées pour permettre la mise en station du tachéomètre. La première située à l'arrière de l'ouvrage au niveau de l'ancrage bas du câble porteur, la deuxième sur la première risberme de la falaise permet de viser l'avant de l'ouvrage, enfin la troisième est située au niveau de l'ancrage haut du câble porteur. Suite à de fortes précipitations, un pan de la falaise s'est écroulé le 22/10/2009 sur le plot n°2, rendant son utilisation impossible et dangereuse. Pour le remplacer une cible a été fixée sur un support mis en place pour l'occasion et repérée. Elle permettait de faire la mise en station en "station libre".

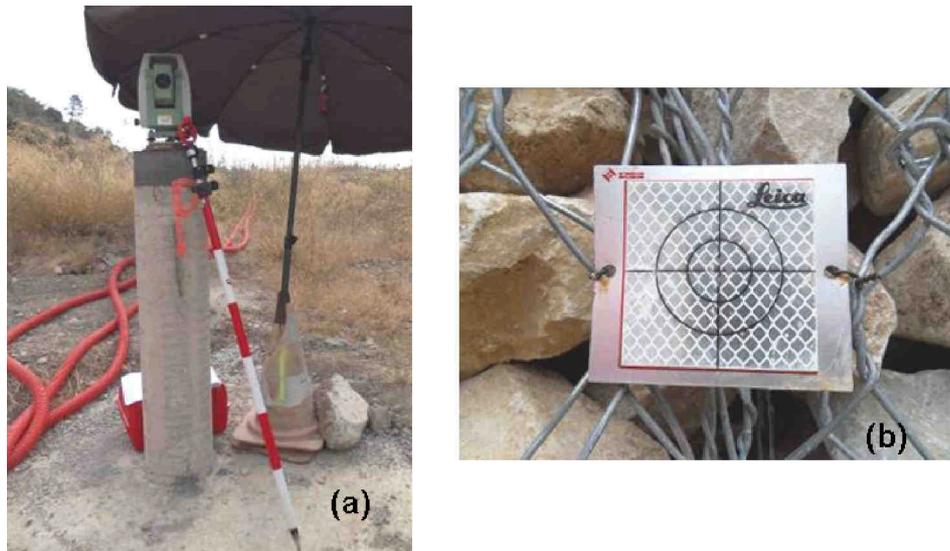


FIGURE 2.13 – (a) Tachéomètre en position fixe sur une station préalablement repérée et perche avec prisme de visée, (b) cible agrafée au grillage.

### c. Géophones

Lors des expérimentations à échelle réelle, des géophones ont été placés sur les faces arrière et latérales des ouvrages 2 et 3. Un des buts de ces essais géophysiques est de déceler une éventuelle évolution de la vitesse des ondes sismiques avant et après endommagement des structures. La vitesse de ces ondes étant liée aux propriétés mécaniques (et notamment aux propriétés élastiques), cette méthode pourrait en effet constituer, à terme, un moyen d'auscultation des ouvrages et donc une aide pour l'évaluation de la réparabilité. Un autre objectif de ces mesures est d'essayer d'avoir accès aux paramètres élastiques des différents milieux (pierres/ ballast/ mélange pneu-sable) à l'aide de la vitesse des ondes P et S susceptibles de se propager dans les différents ouvrages. Les milieux constitutifs des ouvrages étant très complexes d'un point de vue de la propagation des ondes (milieux granulaires, fracturés), seuls les temps des premières arrivées ont pu être exploités (les ondes S n'ont pas pu être identifiées).

Les géophones sont fixés aux plus gros granulats constituant le parement à l'aval ainsi la position réelle peut légèrement différer de la position théorique (Fig. 2.14 et Fig. 2.15).

### d. Capteur de contrainte

A l'échelle réduite, la condition limite rigide à l'arrière du parement bi-couche a permis l'utilisation de capteurs d'effort (ou de contrainte). Une double plaque métallique, dite "plaque instrumentée" - constituée de deux plaques espacées, liées par des entretoises - est mise en appui vertical sur le mur arrière contre une épaisseur de mortier afin d'y loger 4 capteurs d'effort, mis en appui sur la plaque arrière (Fig. 2.16 à gauche), pour accéder à la répartition des efforts horizontaux transmis à l'arrière du noyau. L'uniformité du contact entre le capteur et le matériau du noyau (déchiquetés

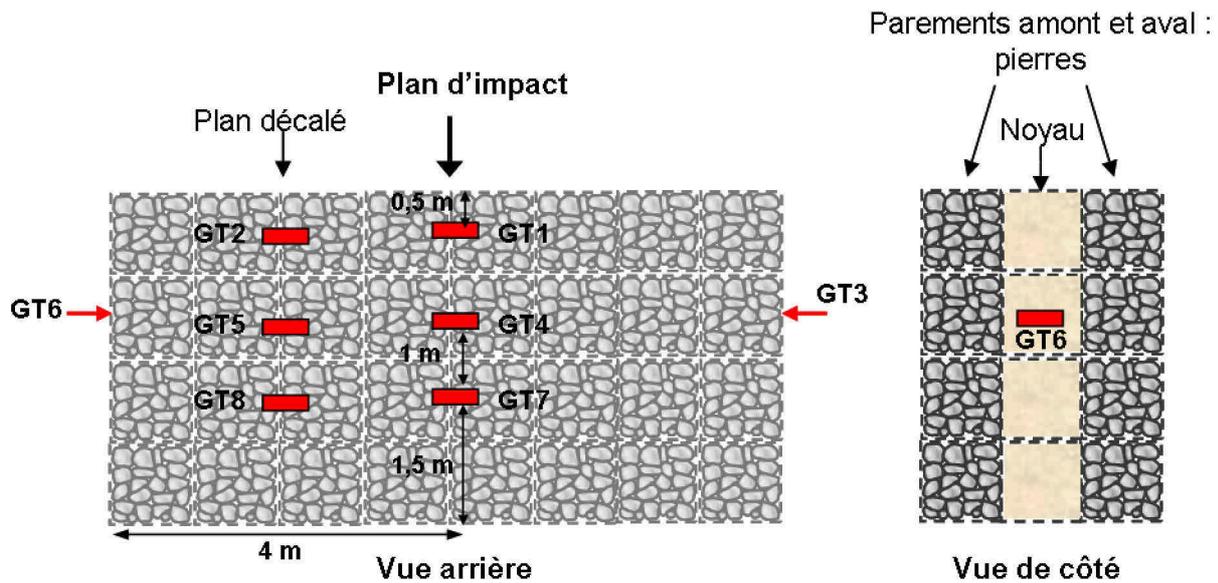


FIGURE 2.14 – Schéma d'implantation théorique des géophones pour les ouvrages 2 et 3 des expérimentations à échelle réelle.

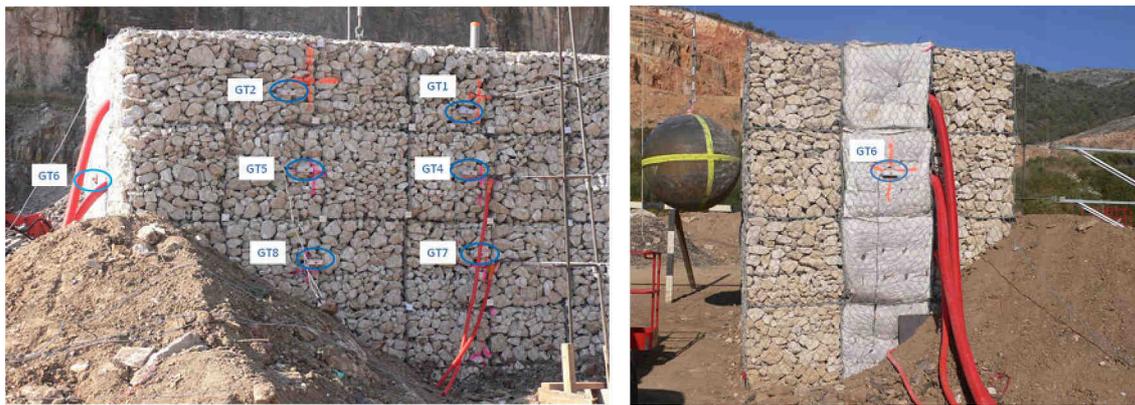


FIGURE 2.15 – Vue du positionnement réel des géophones pour l'ouvrage 2, clichés Geolithe.

de pneu ou ballast) étant difficile à assurer compte tenu de son caractère granulaire grossier, des plaques circulaires de 10 cm diamètre ( $78,5 \text{ cm}^2$ ) sont fixées sur la tête des capteurs pour augmenter leur surface de contact avec le noyau (Fig. 2.16 à droite). Ceci permet d'accéder à la contrainte en différents endroits à l'arrière de la structure impactée. L'étendue de mesure est de 2 kN, soit une contrainte maximale d'environ 250 kPa.

A l'échelle réelle, un socle en béton sous la structure permet le positionnement d'un capteur de contrainte. Il est ici utilisé pour mesurer les descentes de charges sous l'ouvrage en un point dans le plan d'impact, à l'aval du noyau. Ce capteur de force est identique à celui utilisé pour les expérimentations à l'échelle réduite (modèle FGP 5030 A2), il a la même étendue de mesure de 2 kN. La surface de charge circulaire a été modifiée pour s'adapter à la taille de la structure et aux contraintes attendues, elle a un diamètre de 8 cm ( $50,3 \text{ cm}^2$ ), soit une contrainte maximale d'environ



FIGURE 2.16 – Mise en œuvre des capteurs de contrainte à l'échelle réduite.

400 kPa. Il est logé dans une réservation au sein du massif en béton, sa surface affleure le terrain naturel (Fig. 2.17). Il est recouvert d'une couche de sable de quelques centimètres pour uniformiser la contrainte et protéger le capteur (lors de la construction de l'ouvrage).

#### 2.4.2.4 Instrumentation interne à la structure testée

Comme évoqué précédemment, l'instrumentation des structures à échelle réduite est répartie dans les structures alors qu'à échelle réelle elle se concentre sur deux plans, ceci dans le but de limiter le caractère intrusif et de faciliter la mise en place des différents capteurs. La Figure 2.6 (page 44) montre les deux plans instrumentés : le plan vertical d'impact et un plan vertical parallèle éloigné de 2 m appelé plan latéral.

##### a. Géophones

Des géophones sont placés dans le remblai de l'ouvrage 1 (essais à échelle réelle). L'objectif est de mesurer la vitesse de propagation des ondes P et S dans le remblai (avant et après impact) pour mettre en évidence l'évolution possible de ses caractéristiques mécaniques, et ainsi évaluer l'efficacité du parement bi-couches. Les géophones sont positionnés dans le plan d'impact et dans le plan latéral suivant le même schéma (Fig. 2.18), en surface et dans le remblai, en retrait par rapport à l'interface noyau/remblai.

Chacun des deux profils est instrumenté de 24 géophones verticaux dont 17 dans le remblai et 7 en surface et 24 géophones horizontaux dont 17 dans le remblai et 7 en surface, soit 96 géophones en tout présents dans le remblai. La centrale d'acquisition dédiée à cette mesure est une Géode 24 voies. La bande passante des géophones (verticaux et horizontaux) s'étend de 14 à 500 Hz. Les géophones sont mis en place à la construction (Fig. 2.19), et leur position exacte est mesurée au tachéomètre. Le temps nécessaire aux mesures géophysiques est estimé à environ 3 heures. Au démontage du remblai, la position de chaque géophone est relevée avant leur extraction.

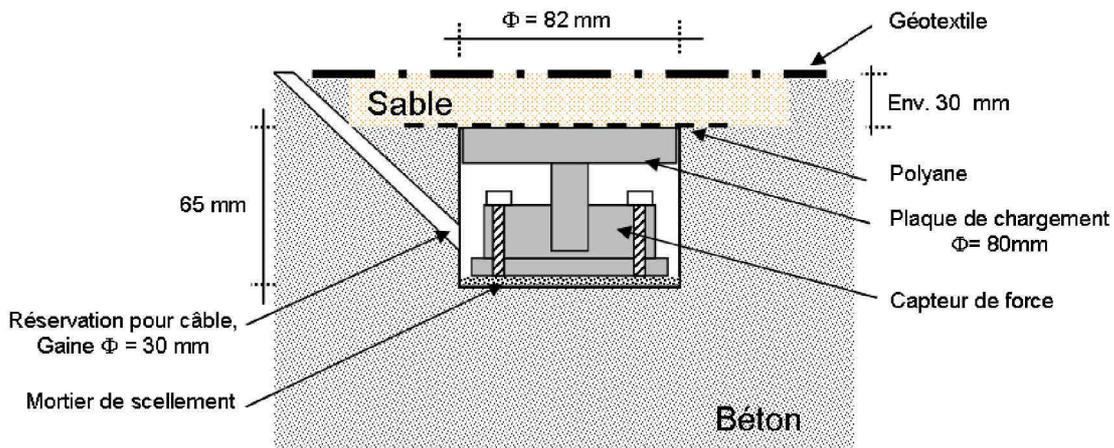


FIGURE 2.17 – Mise en œuvre du capteur de contrainte à l'échelle réelle, (a) vue de la réservation et de la gaine de protection dans le socle en béton, (b) le capteur juste avant positionnement définitif, (c) le capteur en place et la protection en polyane, (d) la couche de sable de protection.

## b. Inclinomètres

Trois tubes inclinométriques sont mis en place lors de la construction de l'ouvrage 1 (échelle réelle) au sein du remblai technique et légèrement en retrait de l'interface avec le noyau (0.5 m) (voir Fig. 2.20). L'objectif de ces inclinomètres est de mesurer les déformations dans le plan d'impact (inclinomètres I1 et I3) et dans le plan latéral situé à 2 m de l'axe d'impact (inclinomètre I2). Une mesure tous les 0.5 m de profondeur est effectuée dans chacun des trois tubes avant et après chaque impact.

Deux technologies ont été mises en œuvre : l'entreprise SAGE a fourni des tubes classiques rainurés, de 60 mm de diamètre permettant le passage d'une sonde ; l'entreprise EGIS a mis à disposition

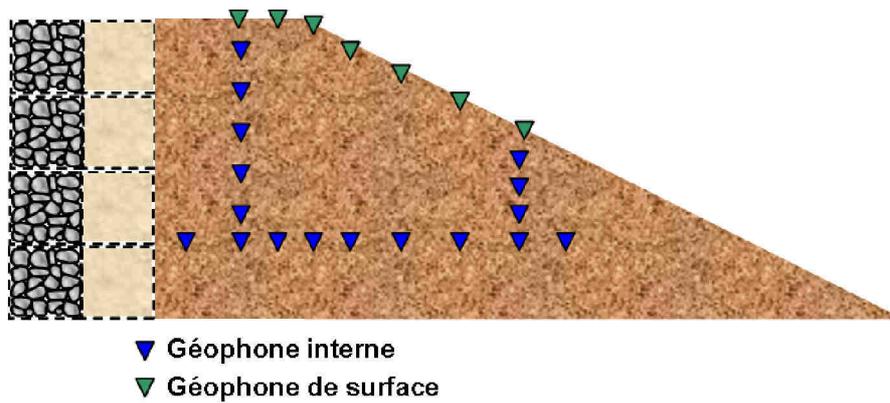


FIGURE 2.18 – Schéma de positionnement des géophones dans le remblai de l'ouvrage 1, essais à échelle réelle.



FIGURE 2.19 – Mise en place des géophones dans le remblai de l'ouvrage 1 (essais à échelle réelle), (a) lit de sable aplani pour permettre un meilleur positionnement, (b) géophone vertical (rouge) et horizontal (bleu), (c) positionnement des géophones de surface.

un capteur inclinométrique (INCLIN'AUTO) développé en interne. Ce capteur se présente sous la forme de tubes PVC de 40 mm de diamètre, reliés entre eux par un câble multiconducteurs (Fig. 2.21 (c)). Deux tubes de 2 m de longueur intègrent chacun 4 inclinomètres miniatures à effet Hall, ainsi que l'électronique de multiplexage associée. Les points de mesure sont uniformément répartis. Contrairement à ce qui était envisagé initialement, cette technologie n'est pas utilisable en dynamique (mesure pendant l'impact), le principe de mesure étant incompatible avec des mouvements rapides.

Ce capteur, ainsi que les tubes classiques nécessitent d'être scellés dans le remblai. Compte tenu du grand nombre de capteurs en place dans le remblai, il était inimaginable de le forer après construction. Les tubes classiques ont donc été découpés en tronçons de 1,20 m manchonnés, le premier tube a été scellé dans un massif en béton dans le terrain naturel (Fig. 2.21 (a)), les tubes suivants ont été mis en place à l'avancement du remblai. Ceci permettait, entre autre de vérifier la verticalité des tubes au moment du compactage du remblai. Un tube en PVC de 100 mm de diamètre mis en place de la même manière a permis le scellement de l'INCLIN'AUTO.

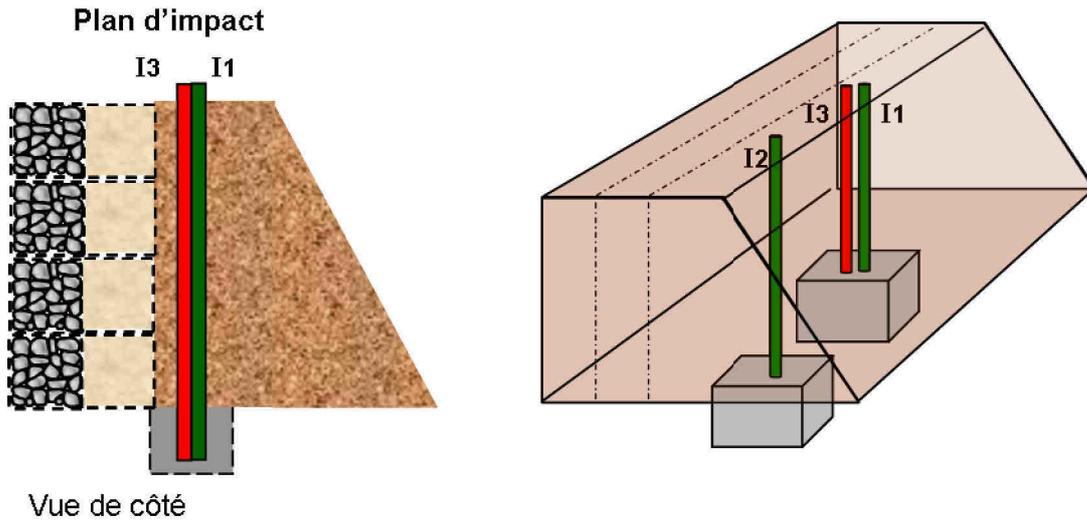


FIGURE 2.20 – Principe de positionnement des inclinomètres classiques (en vert) et automatique (en rouge) .

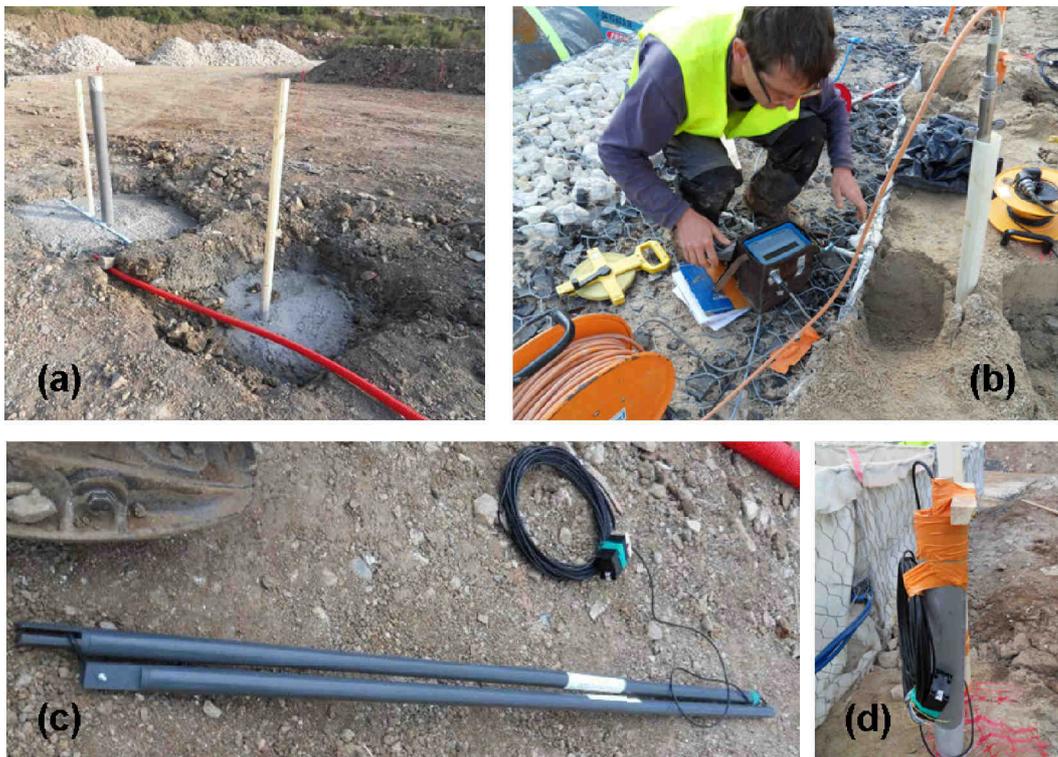


FIGURE 2.21 – Mise en place des inclinomètres : (a) : scellement des tubes dans le terrain naturel, (b) réalisation de mesures manuelles avec sonde, (c) Inclini'auto avant assemblage et scellement, (d) Inclini'auto scellé et câble de connexion.

### c. Capteurs de déplacement

L'objectif des capteurs de déplacement est de mesurer le déplacement dans le corps de la structure testée, en différents points dans le plan d'impact. La technique de mesure par tige a été retenue après validation sur les structures à échelle réduite. La mesure se fait en continu pendant l'impact.

A l'échelle réduite, le déplacement de l'arrière du gabion de parement impacté est mesuré au cours de l'impact par un capteur de déplacement potentiométrique à tige (voir Fig. 2.22).



FIGURE 2.22 – Capteur de déplacement à tige installé entre la plaque instrumentée et l'arrière du gabion impacté lors des expérimentations à échelle réduite (vue après démontage).

A l'échelle réelle, la même technique est utilisée, l'étendue de mesure a été adaptée à la taille des ouvrages. Seul le plan d'impact est instrumenté : trois points de mesure se situent à l'interface parement/noyau et trois autres à l'interface noyau/partie arrière (voir Fig. 2.23). Lorsque les capteurs ne sont pas endommagés, ils sont utilisés également pour les ouvrages 2 et 3.

Les contraintes essentielles de la mesure de déplacement aux interfaces amont et aval du noyau de la structure étudiée sont, d'une part la vitesse de déplacement élevée prévue (environ 10 m/s) et d'autre part le confinement des points de mesure dans des gabions constitués d'éléments grossiers. De plus, il est nécessaire de disposer d'une référence fixe à l'extérieur des ouvrages. Cela a conduit à choisir des capteurs de déplacement rectilignes résistifs. Les essais réalisés au CER de Rouen sur les structure à échelle réduite, préalablement aux essais en vraie grandeur, ont permis de valider ce choix. Pour protéger les capteurs de déplacement et disposer d'un point de référence fixe, ceux-ci sont disposés sur une potence implantée à l'extérieur de l'ouvrage (poutre IPN de 3,5 m de haut avec un pied constitué d'un bloc béton). Les points de mesures situés aux interfaces amont et aval du noyau sont déportés à l'aide de tiges en aluminium connectées aux capteurs. La Figure 2.23 présente

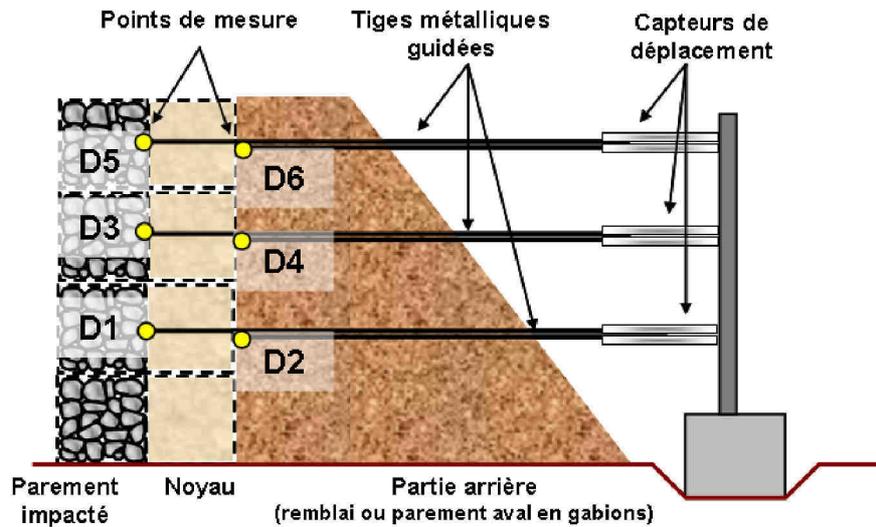


FIGURE 2.23 – Principe de positionnement des capteurs de déplacement à tige pour les essais à échelle réelle.

le schéma de principe de ce dispositif. Un point de mesure est constitué d'une plaque métallique de 10 cm de côté, fixée au gabion à l'aide d'un fil d'acier (Fig. 2.24 (b, c)). Un contre-tube soudé au centre de la plaque permet de fixer la tige en aluminium chargée de transmettre les déplacements au capteur (Fig. 2.24 (a)), la tige d'un diamètre de 10 mm est protégée par un profilé acier 20x20 mm coulissant dans un profilé acier de 25x25 mm, le tout est protégé, dans la partie remblai, par une gaine électrique (Fig. 2.24 (d)). Les points 3 et 4 sont situés à la hauteur de l'impact, les couples de points 1, 2 et 5, 6 sont distants de 700 mm, de part et d'autre sur un axe vertical. La connexion de la tige de renvoi est réalisée par un manchon vissé à la tête du capteur et goupillé à la tige (Fig. 2.24 (f)). La distance importante entre les capteurs et le remblai, a nécessité la mise en place de supports intermédiaires (Fig. 2.24 (e, g)). Cette mesure a sa propre centrale d'acquisition.



FIGURE 2.24 – Mise en œuvre des capteurs de déplacement pour les expérimentations à échelle réelle sur l'ouvrage dont la partie arrière est un remblai (a) à (h) et sur l'ouvrage de type élancé (i).

#### d. Accéléromètres

Une manière non intrusive d'avoir accès à des mesures au cœur de la structure est d'utiliser des accéléromètres. L'objectif est de mesurer l'accélération en différents points de la structure testée, cette grandeur étant liée aux efforts transmis à travers la structure. Les capteurs sont placés soit aux interfaces entre deux couches, soit au milieu d'une couche. Le plan d'impact est instrumenté préférentiellement, et d'autres accéléromètres sont placés au-delà pour estimer la diffusion de l'énergie d'impact.

Le principal problème lié à la mesure d'accélération réside dans le caractère granulaire grossier du matériau de parement et plus précisément dans la taille relative entre le capteur et son support, et les granulats. L'incidence sur la mesure elle-même et sur la confiance qu'on va lui accorder est importante. En effet, au moment de l'impact, des chaînes de force vont se développer dans le matériau, le capteur peut se situer sur l'une d'elles ou non, et l'accélération enregistrée sera alors importante ou faible. Ensuite, les granulats vont s'ébranler et créer des pics d'accélération très brefs mais à haute fréquence qui vont perturber la mesure en créant un bruit important. Pour ce deuxième point des solutions de mise en œuvre ont été testées lors des expérimentations à échelle réduite. Les résultats sont détaillés dans la section 2.5.3.

La Figure 2.25 montre le schéma de positionnement de tous les capteurs mis en place à l'échelle réduite. Des accéléromètres sont installés dans les gabions du parement : deux accéléromètres piézorésistifs, +/- 50 g, de part et d'autre de la zone impactée.

D'autres accéléromètres piézorésistifs sont positionnés dans le noyau : dans l'axe d'impact à l'interface parement/noyau (a2, étendue de mesure +/- 100 g) et au milieu du noyau (a3, +/- 50 g)), enfin, au dessus de l'axe d'impact au milieu du noyau (a4, +/- 50 g) pour une mesure de l'accélération dans la direction verticale. Plusieurs technologies de capteurs ont été testées lors des essais sur la première structure (noyau sable). Un accéléromètre capacitif (+/- 200 g) et un accéléromètre piézoélectrique (+/- 500 g) ont été fixés sur le même support que l'accéléromètre piézorésistif a2, permettant ainsi de tripler la mesure au même endroit et dans les mêmes conditions de mise en œuvre afin de comparer ces technologies. Un accéléromètre capacitif (a8, +/-200 g) à été placé à côté du capteur a4 et enfin, un accéléromètre capacitif a été placé au milieu du noyau, à la hauteur d'impact, mais décalé de 50 cm sur le côté (a7, +/-200 g).

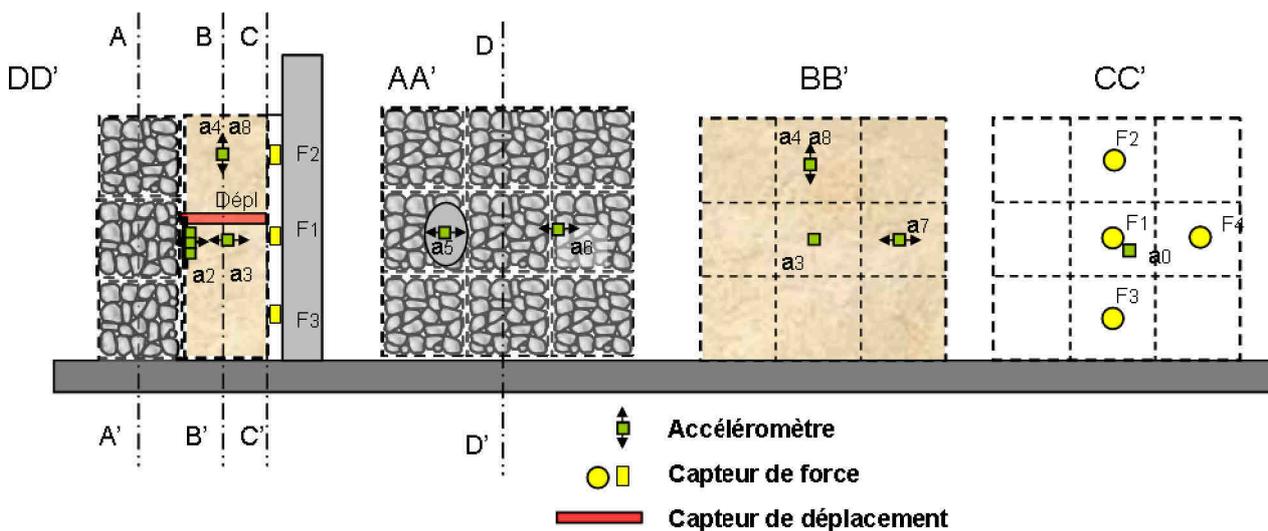


FIGURE 2.25 – Instrumentation des structures à échelle réduite.

A l'échelle réelle, les principales mesures se font dans le plan d'impact et suivant son axe principalement, mais des mesures dans les directions perpendiculaires sont également nécessaires, en particulier dans le plan latéral.

Les accéléromètres utilisés sont de technologie piézorésistive. La bande passante s'étend de 0 à 1000 Hz, l'accélération nominale des capteurs est adaptée en fonction de la proximité à l'impact : de 200 g dans la zone rapprochée et 100 g dans les zones éloignées. Le nombre d'accéléromètres mobilisés lors de chaque impact est de 16 uni-axiaux et 1 triaxial. On souligne que certains capteurs ont été exposés à un endommagement/destruction (uniaxiaux dans le plan d'impact, à l'interface parement/noyau). Ils n'ont pas pu être remplacés entre chaque essai, seulement entre les essais sur ouvrages différents.

Chaque capteur est fixé sur un support en PVC (Fig. 2.26(a)) et recouvert d'un capuchon protecteur. Le câble est protégé par une gaine. Les supports sont fixés au grillage des cages gabion par du fil de fer entre le grillage et le géotextile qui contient le matériau du noyau, ce qui leur assure une deuxième protection (Fig. 2.26 (b) à (d)). Les accéléromètres enfouis et leurs câbles sont mis en œuvre à la construction (Fig. 2.26 (f) et (g)). Les autres sont placés avant essai. Les accéléromètres n'ont pas été localisés au tachéomètre lors de la construction ni lors du démontage. Le schéma de mise en place des câbles a fait l'objet d'une réflexion poussée. En effet, les nombreuses gaines ne devaient pas devenir un point de résistance ou un élément de renforcement de l'ouvrage testé. Nous avons donc choisi de faire courir les gaines dans la direction d'impact pour traverser le noyau, puis de rassembler les gaines de chaque capteur dans une gaine de plus gros diamètre et de faire sortir celle-ci dans le remblai (ouvrage 1) ou le long d'une interface (ouvrages 2 et 3) pour rejoindre la centrale d'acquisition (Fig. 2.26 (f), (g), (e)).



FIGURE 2.26 – Mise en œuvre des accéléromètres pour les expérimentations à échelle réelle.

Pour l'ouvrage 1, dans le plan d'impact les mesures se font suivant une ou deux directions, à l'interface parement/noyau et à l'interface remblai/noyau, et à trois hauteurs (0 et +/- 1 m de la cote d'impact). Les capteurs sont fixés au grillage, du côté du noyau (matériau fin). Au milieu du noyau, en crête d'ouvrage et en bas de l'ouvrage (TN + 0,5 m), on place un accéléromètre uni-axial orienté suivant la verticale. Ces mesures rendent compte des conditions aux limites. Dans le plan latéral, on mesure suivant une à trois directions l'accélération à l'interface noyau-remblai et suivant l'axe transverse au milieu du noyau. Ces mesures ont pour but de mettre en évidence la constriction latérale sous chargement axial. Le schéma de positionnement des accéléromètres dans l'ouvrage 1 est représenté Figure 2.27.

Pour les ouvrages 2 et 3, l'approche de positionnement des capteurs retenue prend en compte la particularité de ces ouvrages par rapport à l'ouvrage 1, tout en conservant un même esprit, autorisant un certain niveau de comparaison des données (Fig. 2.28, Fig. 2.29). Suite à une erreur de positionnement au montage, les capteurs du niveau 3 de l'ouvrage 3 ne sont pas dans le même plan que les autres.

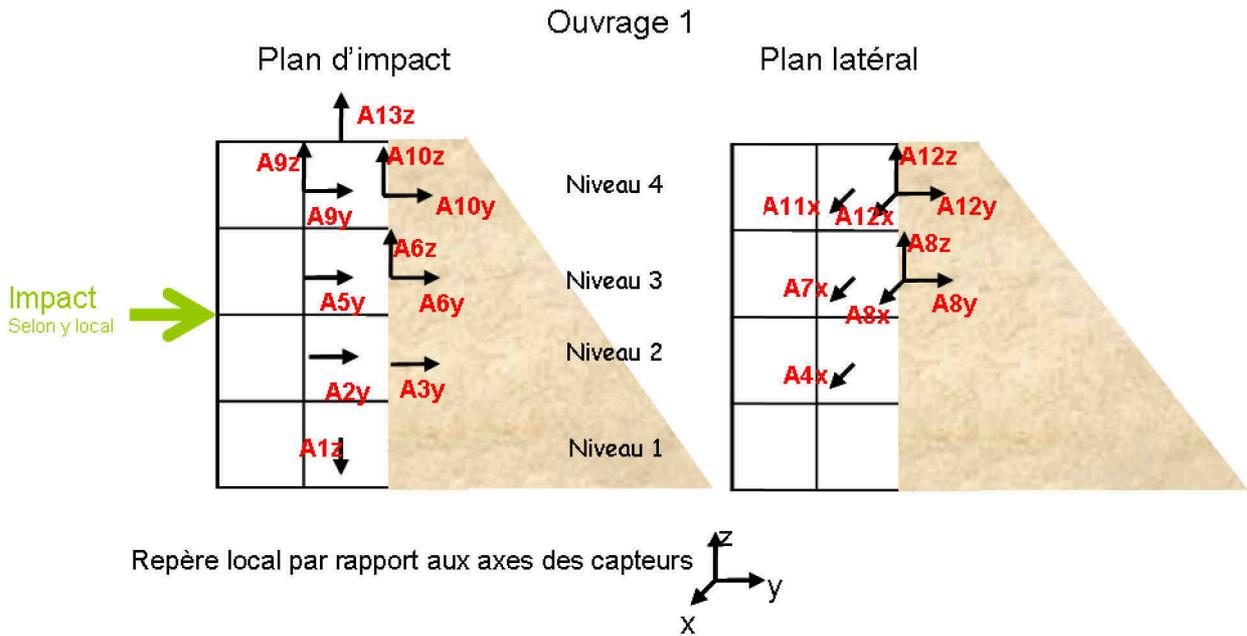


FIGURE 2.27 – Schéma de positionnement des accéléromètres dans l'ouvrage 1, essais à échelle réelle.

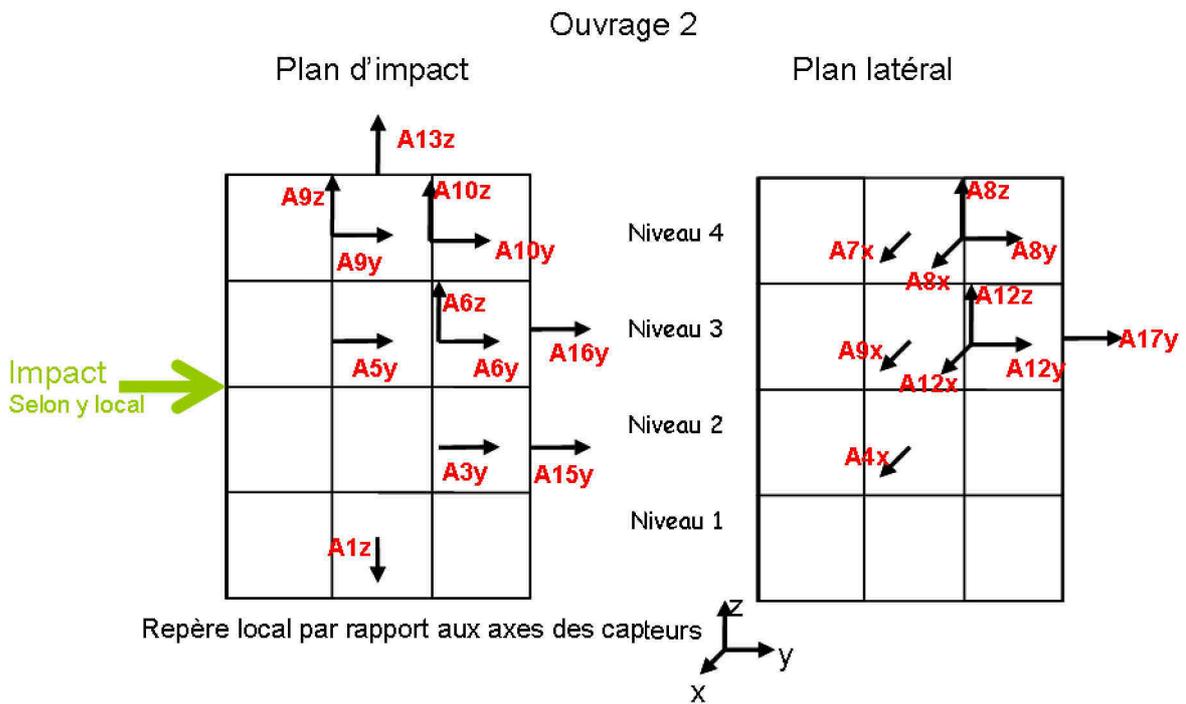


FIGURE 2.28 – Schéma de positionnement des accéléromètres dans l'ouvrage 2, essais à échelle réelle.

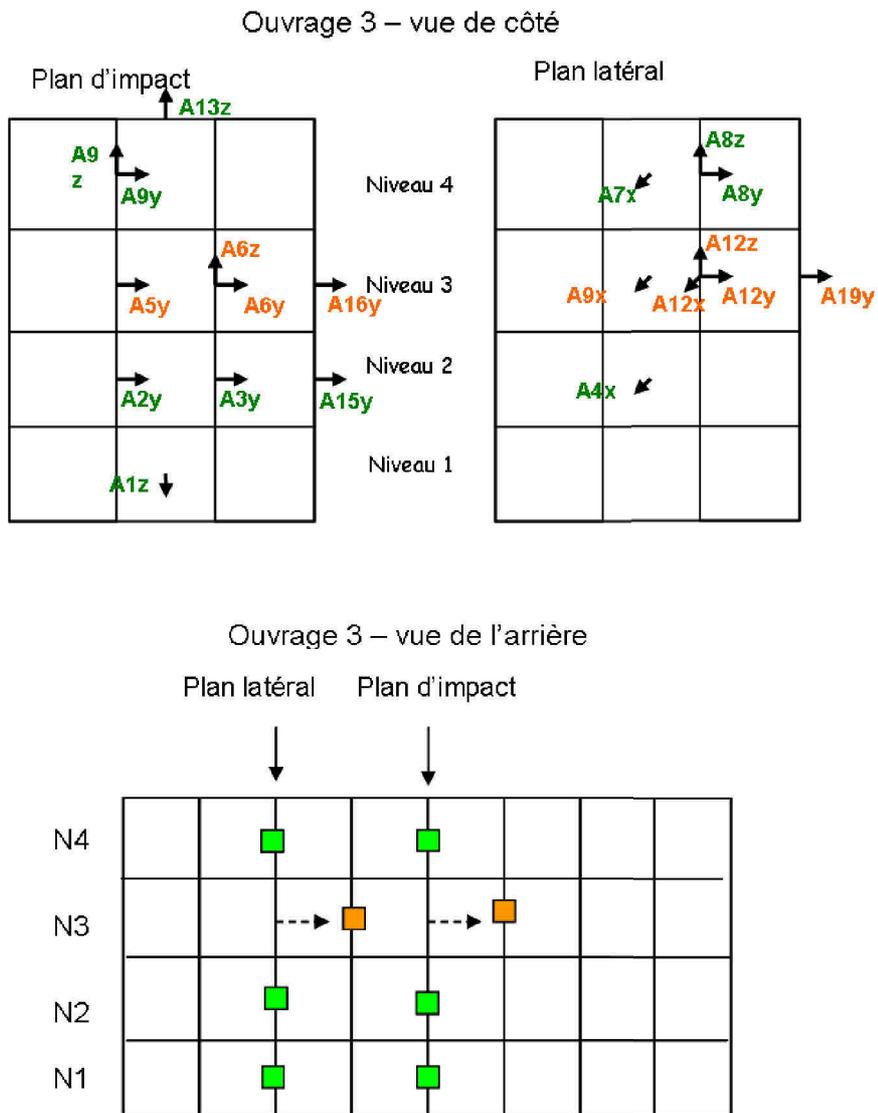


FIGURE 2.29 – Schéma de positionnement des accéléromètres dans l'ouvrage 3, essais à échelle réelle.

### 2.4.2.5 Centrales d'acquisition

#### a. Expérimentations à échelle réduite

L'instrumentation des structures testées à échelle réduite était gérée à la fois par le CER de Rouen pour les capteurs dont il avait la charge et par le Cemagref pour les capteurs supplémentaires fournis (centrale d'acquisition permettant un échantillonnage à 10 kHz). La centrale d'acquisition du CER était un modèle LIBERTY 4 de chez NICOLET-Lds dont la fréquence d'échantillonnage était de 40 kHz.

Ces deux centrales n'ont pas fait l'objet d'une synchronisation.

#### b. Expérimentations échelle réelle

Pour les expérimentations à échelle réelle, chaque partenaire ayant participé à l'instrumentation des structures avait la charge de l'acquisition de ses données. Ainsi le Cemagref s'est associé à l'entreprise EGIS pour l'acquisition des signaux de l'accéléromètre embarqué, et au laboratoire 3SR pour l'acquisition de l'accéléromètre de l'impactant filaire et des accéléromètres dans la structure.

La centrale embarquée a été développée par l'entreprise EGIS spécialement pour ces expérimentations là. Cette centrale enregistre les mesures faites par l'accéléromètre 0-400 g (sauf essai à 200 kJ sur l'ouvrage 1). Cet ensemble est globalement autonome, notamment en alimentation électrique. Son utilisation (mise en route, déclenchement de l'enregistrement) est compatible avec le mode opératoire de largage. Ce système est conçu pour résister aux accélérations subies dans l'impactant. Pour cela, il est amorti (Fig. 2.11 (c)). Il permet l'acquisition sur 4 voies différentielles, codées en 12 bits. La mesure s'effectue en tension, et la fréquence d'échantillonnage est limitée à 5,5 kHz (valeur théorique maximale) compte tenue de la capacité de mémoire qui est limitée à 15 secondes d'enregistrement. Les capacités des batteries permettent plusieurs heures d'alimentation de l'acquisition et du capteur. Le système est équipé d'une prise RJ45 et peut ainsi être connecté à un ordinateur afin de récupérer les données et de procéder à la synchronisation des systèmes d'acquisition.

La centrale terrestre gère les mesures faites par les accéléromètres dans l'ouvrage, par un des deux accéléromètres dans l'impactant (les données des autres capteurs étant gérées par ailleurs), et du capteur de force sous l'ouvrage lorsqu'il est mis en place. Cette centrale (modèle Stela) a été développée spécialement pour ces expérimentations par l'entreprise Saphir. Elle recueille les mesures sur 23 voies différentielles (1 capteur de force, 16 accéléromètres uni axiaux, 1 accéléromètre triaxial "ouvrage" et 1 accéléromètre triaxial "impactant"). Cette centrale est placée à proximité de l'ouvrage, pour limiter les longueurs de câbles. Le système se présente sous la forme d'une valise étanche (Fig. 2.30) sur laquelle se trouvent en partie extérieure les prises pour les divers capteurs. L'alimentation peut être assurée soit par les batteries soit sur le secteur, la configuration des voies et le pilotage de l'acquisition sont réalisés par un ordinateur intégré à la valise. Les caractéristiques liées à l'acquisition des signaux sont les suivantes :

- 23 voies de mesures dont 22 réservées à l'acquisition des signaux d'accélération,

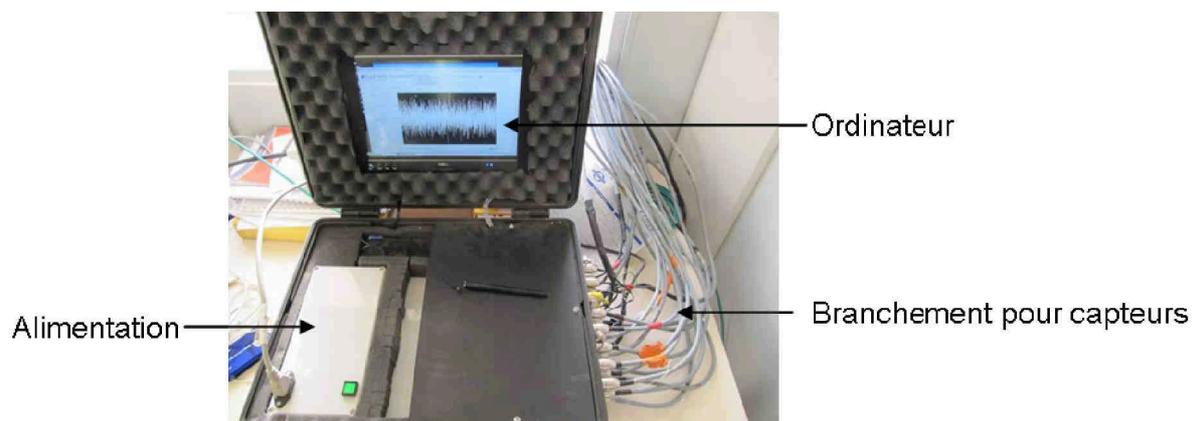


FIGURE 2.30 – Centrale d'acquisition terrestre.

- fréquence d'acquisition maximale de 10 kHz,
- mémoire disponible pour une durée d'enregistrement de plusieurs minutes (fonction de la fréquence choisie),
- module digital permettant la synchronisation avec d'autres centrales.

La centrale se trouve dans la zone limitée par le périmètre de sécurité, dans le bungalow réservé aux systèmes d'acquisition. Le déclenchement de l'acquisition est assuré par une seule personne, juste avant le lancement, lequel est conditionné par la mise en sécurité de cette personne (temps estimé à 1 minute).

## 2.5 Traitement, comparaison et validation des données

Comme évoqué précédemment, notre contribution en terme d'instrumentation des structures a principalement porté sur les mesures d'accélération lors des expérimentations à échelle réelle. Ainsi la section qui suit concerne plus particulièrement le traitement des signaux issus des accéléromètres. La bibliographie sur l'utilisation des accéléromètres dans un tel contexte étant très pauvre, nous avons dû faire face à de nombreux problèmes dans le traitement des signaux. En effet, effectuer deux intégrations successives sur un signal brut peut donner des résultats aberrants. C'est pourquoi la compréhension fine du signal et des phénomènes à l'origine de celui-ci est nécessaire, afin d'en extraire des données fiables.

Pour illustrer le traitement des données dans la suite du chapitre, l'essai à 200 kJ sur l'ouvrage 1 vraie grandeur est pris comme exemple.

### 2.5.1 Signal de l'impactant

#### 2.5.1.1 Description et analyse du signal de l'impactant

L'enregistrement des accélérations au cours d'un essai dure plusieurs minutes, entre le déclenchement de l'acquisition, la mise en sécurité de l'opérateur ayant effectué cette tâche, le largage de l'impactant, l'impact, l'immobilisation de l'impactant, la vérification des conditions de sécurité permettant d'accéder à nouveau à la centrale et l'arrêt de l'enregistrement.

Au début de l'enregistrement, l'impactant est immobile, le signal est plat (Fig. 2.31 (a), phase (I)). Le bruit de mesure enregistré est de l'ordre de +/- 0,1 g. Ensuite, l'impactant est libéré et commence son trajet le long du câble, on voit se succéder de courtes périodes d'accélération à hautes fréquences d'amplitude modérée (de l'ordre de + / - 15 g) (phase (II)). Ceci correspond aux oscillations du câble et aux à-coups dus aux frottements de la poulie, qui sont plus marqués à faible énergie d'impact, car le trajet de l'impactant le long du câble est court et la vitesse faible<sup>3</sup>. Puis l'impactant percute la structure (phase (III)). La phase (IV) correspond au retour au repos du système. Le spectre du signal brut est tracé figure 2.31 (a').

Les capteurs ont une bande passante de 0 - 1200 Hz. Ceci signifie que leur réponse peut être non linéaire au-delà de cette fréquence. Il convient de filtrer le signal pour deux raisons : (i) on évite ainsi le repliement spectral, (ii) le signal brut présente un bruit de mesure important à hautes fréquences, alors que le phénomène observé correspond à des fréquences basses. Nous avons choisi de filtrer les signaux à l'aide d'un filtre de Butterworth (passe-bas), avec une fréquence de coupure de 1000 Hz. L'ordre du filtre<sup>4</sup>, a été choisi pour faire décroître le plus rapidement possible les amplitudes des fréquences au-delà de la fréquence de coupure. Le spectre du signal filtré est tracé figure 2.31(b').

3. Pour les fortes énergies, ce phénomène est moins marqué car l'impactant acquiert une vitesse plus élevée et l'influence des frottements sur le déplacement de l'impactant devient moins importante.

4. L'ordre d'un filtre correspond à sa pente, l'ordre 1 à - 6 dB par octave.

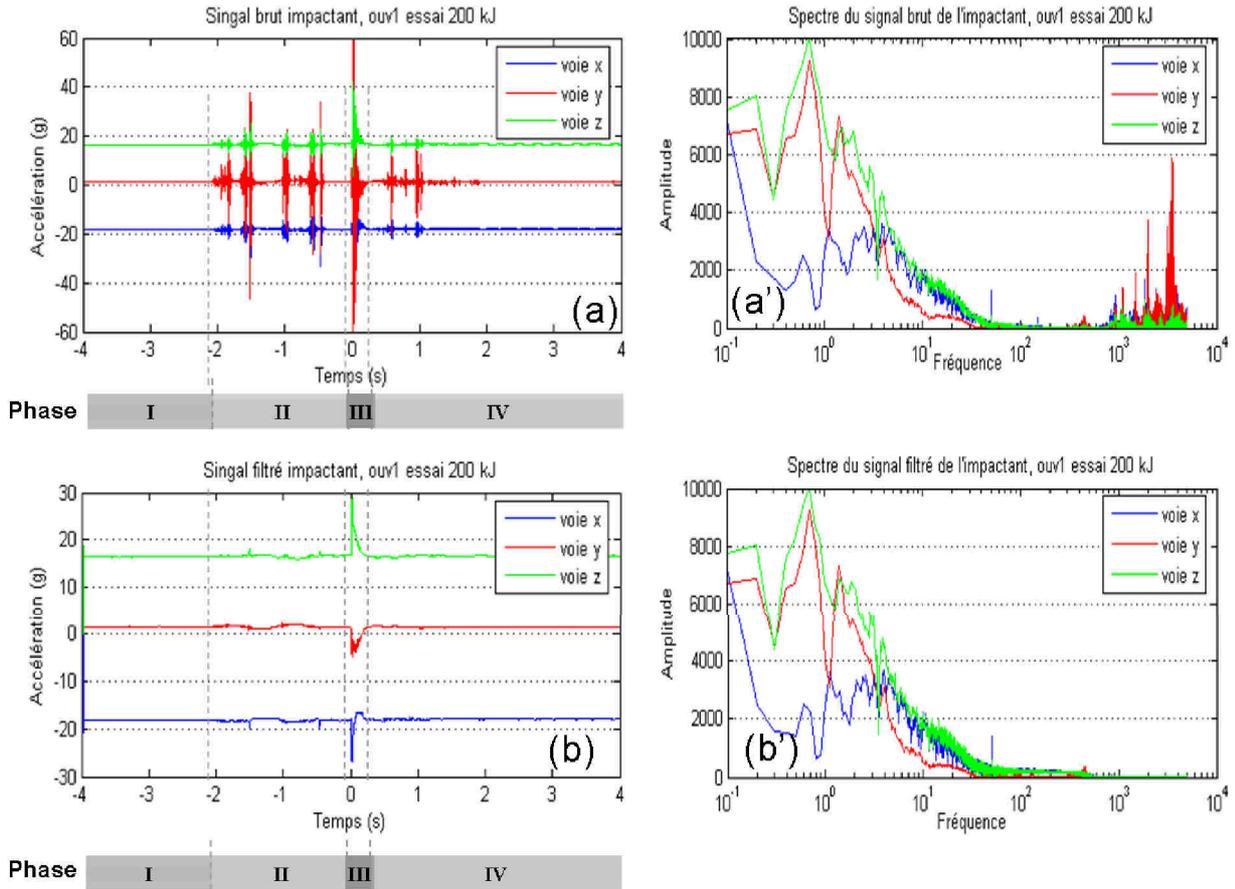


FIGURE 2.31 – Signal et spectre, bruts et filtrés de l’accéléromètre de l’impactant, pour l’essai à 200 kJ sur l’ouvrage 1.

### 2.5.1.2 Problème observé pour le signal de l’impactant et hypothèses explicatives

Le signal filtré (Fig. 2.31(b)) présente un offset en début d’enregistrement (avant libération de l’impactant), et un offset différent en fin d’impact (voir Tableau 2.7). Dans une optique d’intégration des signaux d’accélération pour en déduire la vitesse et le déplacement, ces offsets sont des constantes qui une fois intégrées faussent les résultats en induisant une dérive dans le temps (linéaire pour la vitesse, quadratique pour le déplacement).

Cet offset et les dérives qui en découlent peuvent trouver leur origine dans les calculs réalisés à partir de l’accélération, dans la chaîne de mesure ou être dus au protocole d’impact lui-même. Ces origines potentielles sont détaillées ci-après.

#### a. Incertitudes d’origine calculatoire

L’origine calculatoire des dérives observées sur les calculs de vitesse et de déplacement par intégration de l’accélération a été écartée. En effet le calcul intégral discret n’induit pas d’erreur majeure permettant d’expliquer ces dérives. Lorsqu’on fait le calcul inverse (dérivation du déplacement puis

Voie	Moyenne de l'offset avant libération de l'impactant (g)	Moyenne de l'offset après immobilisation de l'impactant (g)	Différence (g)
X	-18,092	-17,937	0,155
Y	1,432	1,231	-0,201
Z	16,453	16,641	0,188

TABLE 2.7 – Offset avant et après impact sur les voies x, y et z de l'accéléromètre de l'impactant, pour l'essai à 200 kJ sur l'ouvrage 1 vraie grandeur.

de la vitesse), on retrouve l'accélération initiale mesurée (Fig. 2.32). Compte tenu de la très bonne description du signal (échantillonnage à 10 kHz), les calculs n'induisent ni lissage, ni perte d'information.

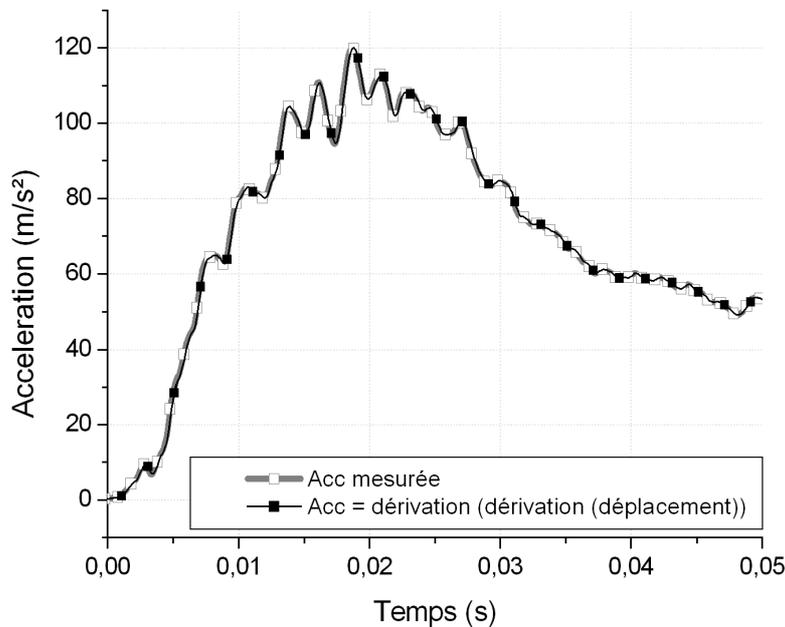


FIGURE 2.32 – Illustration de la réversibilité du calcul d'intégration/dérivation.

### b. Incertitudes sur la chaîne de mesure

La chaîne de mesure est constituée du capteur, de l'électronique intégrée, du câble et de la centrale d'acquisition.

Le capteur et l'électronique intégrée ont fait l'objet d'une calibration par le fabricant, un certificat d'étalonnage est fourni avec chaque capteur et garantit une réponse linéaire sur l'étendue de mesure dans les gammes de fréquence comprises dans sa bande passante. Ce problème d'offset avait déjà été observé avec un accéléromètre piézoélectrique (Lambert, 2007). Faute d'informations et de tests complémentaires, la technologie du capteur avait été mise en cause. Les tests de comparaison de

technologie effectués lors des expérimentations à échelle réduite (voir chapitre 2.5.3) ainsi que le retour d'expérience de S. Lambert, confirmé par les essais à l'échelle réduite, ont conduit à choisir une autre technologie pour les expérimentations à échelle réelle (piézorésistifs ou capacitifs). Or il s'avère que ces technologies présentent également un offset. La technologie du capteur ou le capteur lui-même ne sont donc pas mis en cause.

Pour éviter l'atténuation du signal sur la longue distance séparant le capteur de la centrale, qui serait liée à une mesure d'intensité, nous avons choisi des capteurs permettant une mesure en tension, et des câbles de gros diamètre (0,5 mm par voie).

La centrale a été conçue spécifiquement pour ces expérimentations et a fait l'objet de toutes les attentions quant à ses caractéristiques, en particulier la précision de son horloge pour l'échantillonnage (40 kHz maximum), ainsi que sa précision pour l'amplitude des mesures (24 bits). Les précautions prises permettent donc d'écarter une origine technique quant aux offsets observés sur l'accélération de l'impactant.

### c. Incertitudes sur la position par rapport à $\vec{g}$

La variation de l'offset entre l'état avant libération de l'impactant et après immobilisation peut s'expliquer par le fait que les capteurs enregistrent la composante continue de l'accélération (accélération de la pesanteur  $\vec{g}$ ). Le capteur est dans une certaine position (non connue) avant déclenchement, il mesure la projection de  $\vec{g}$  sur ses voies et ne subit pas d'autre accélération. Puis l'impactant est libéré, il descend le long du câble, subit des accélérations, et les positions relatives entre les voies ( $\vec{x}$ ,  $\vec{y}$  et  $\vec{z}$ ) et  $\vec{g}$  évoluent. Enfin, en fin d'impact, l'impactant est immobilisé dans une position différente de celle du départ, la projection de  $\vec{g}$  sur ses voies est différente et il ne subit plus d'accélération. Des tests effectués en laboratoire *a posteriori* ont permis de mettre en évidence l'influence de la position de l'axe de mesure du capteur par rapport à  $\vec{g}$ .

Ainsi l'erreur la plus probable vient du changement de position entre l'axe de mesure du capteur et  $\vec{g}$ .

#### 2.5.1.3 Correction du signal de l'impactant

Ne connaissant ni la position initiale du capteur ni l'évolution de la position des axes de mesure par rapport à  $\vec{g}$  pendant la course de l'impactant le long du câble, l'impact et l'immobilisation, il est impossible de corriger le signal pour retirer ces offsets. On peut toutefois minimiser leur influence, et deux possibilités sont envisageables : soit, pour chaque voie, extraire à l'ensemble du signal l'offset avant déclenchement puis appliquer une correction pour permettre à l'accélération de revenir à zéro en fin d'impact (méthode utilisée par Lambert (2007)), soit extraire l'offset de fin d'impact. L'orientation de l'impactant au moment de l'impact étant *a priori* plus proche de sa position en fin d'impact que de sa position avant déclenchement, nous avons choisi de retirer au signal l'offset de fin d'impact. De plus, lors de l'intégration du signal, cette méthode permet de minimiser l'accumulation d'erreurs dues à l'intégration de l'offset et d'éviter les hypothèses sur la correction à appliquer.

L'étape suivante du traitement du signal consiste donc à calculer la moyenne de l'offset quelques secondes après la fin de l'impact ( $t_{fi}$ ), sur quelques secondes en fin d'enregistrement (jusqu'à la fin du signal  $t_{fs}$ ) et de la soustraire à l'ensemble du signal ( Fig. 2.33). On néglige donc la rotation de l'impactant pendant l'impact. Le signal obtenu constitue la base pour les calculs de vitesse et de déplacement.

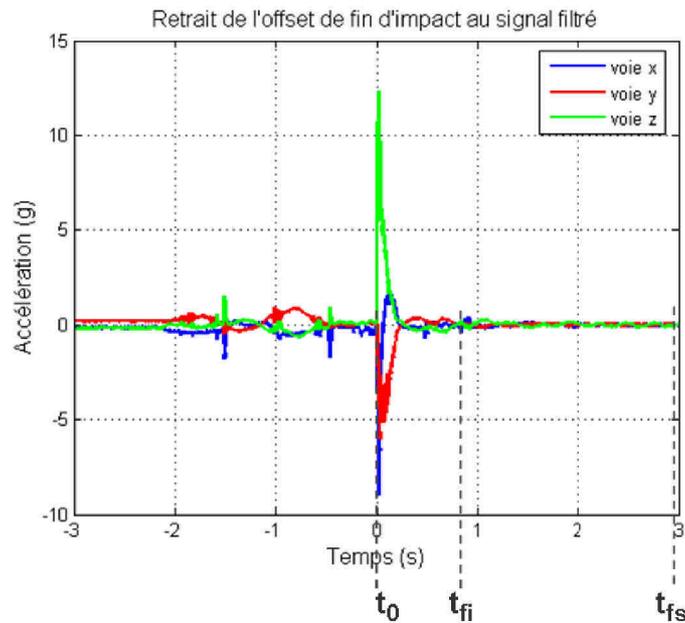


FIGURE 2.33 – Signal filtré auquel on a retiré l'offset de fin d'impact.

#### 2.5.1.4 Accélération, vitesse et déplacement, cas de l'impactant

La vitesse est calculée par intégration de chaque voie (x, y, z) de l'accéléromètre. Compte-tenu de la fréquence d'acquisition (10 kHz), le temps séparant deux mesures est considéré suffisamment petit et l'erreur induite par la méthode de calcul est négligeable. A chaque pas de temps la vitesse est donc calculée de la manière suivante pour chaque voie (exemple pour la voie x) :

On pose :

$t_i \in I = [t_0; t_{fs}]$  avec  $t_0$  le début de l'impact et  $t_{fs}$  la fin du signal.

$$v_x(t_i) = v_x(t_{i-1}) + \frac{a_x(t_i) + a_x(t_{i-1})}{2} \cdot (t_i - t_{i-1}) \quad (2.1)$$

La condition initiale sur les vitesses  $v_x(t_0)$ ,  $v_y(t_0)$ ,  $v_z(t_0)$  est inconnue, par contre on sait que la vitesse finale  $v_x(t_{fs})$ ,  $v_y(t_{fs})$ ,  $v_z(t_{fs})$  est nulle. On calcule la vitesse moyenne ( $\bar{v}_x$ ,  $\bar{v}_y$ ,  $\bar{v}_z$ ) entre la fin de l'impact ( $t_{fi}$ ) et la fin du signal ( $t_{fs}$ ) (exemple pour la voie x) :

$$\bar{v}_x = \frac{1}{(fs - fi)} \sum_{i=fi}^{i=fs} v_x(t_i) \quad (2.2)$$

Ensuite on soustrait cette valeur finale moyenne à la vitesse calculée précédemment, ce qui nous permet d'obtenir les vitesses corrigée ( $v'_x, v'_y, v'_z$ ) :

$$v'_x(t_i) = v_x(t_i) - \bar{v}_x \quad (2.3)$$

La vitesse au moment de l'impact est donnée par  $v'_x(t_0)$ .

La norme de la vitesse peut ensuite être calculée de la façon suivante :

$$V(t_i) = \sqrt{v'_x(t_i)^2 + v'_y(t_i)^2 + v'_z(t_i)^2} \quad (2.4)$$

Le calcul de la pénétration de l'impactant reprend le même principe de calcul (exemple pour la voie x) :

$$u_x(t_i) = u_x(t_{i-1}) + \frac{v_x(t_i) + v_x(t_{i-1})}{2} \cdot (t_i - t_{i-1}) \quad (2.5)$$

Cependant afin de n'avoir que la pénétration, on cherche  $u_x(t_0), u_y(t_0), u_z(t_0)$  que l'on soustrait au déplacement calculé précédemment (exemple pour la voie x) :

$$u'_x(t_i) = u_x(t_i) - u_x(t_0) \quad (2.6)$$

Puis on calcule l'enfoncement total par la norme des trois composantes :

$$U(t_i) = \sqrt{u'_x(t_i)^2 + u'_y(t_i)^2 + u'_z(t_i)^2} \quad (2.7)$$

## 2.5.2 Signaux des accéléromètres dans l'ouvrage

### 2.5.2.1 Problème observé pour les accéléromètres dans l'ouvrage

Les capteurs situés dans l'ouvrage présentent également un offset entre les valeurs avant impact et après impact. Ce problème a la même origine que pour l'impactant : la variation des positions relatives entre l'axe de mesure du capteur et  $\vec{g}$ . Si on se contente de retirer l'offset de fin d'impact, on se rend compte en calculant la vitesse que l'hypothèse retenue pour le traitement des capteurs de l'impactant n'est pas suffisante (Fig. 2.34). En effet, le calcul montre une vitesse avant impact croissante et une vitesse après impact constante non nulle qui ne traduisent pas une réalité physique puisque le merlon n'est pas en mouvement avant l'impact et ne l'est plus après. L'offset avant impact et surtout sa variation pendant l'impact ont donc beaucoup d'importance.

Lorsqu'on déduit de l'accélération mesurée l'offset avant impact (à la partie du signal avant impact (intervalle  $[début\ du\ signal; t_0]$ )) et l'offset après impact (à la partie du signal sur l'intervalle  $[t_0; t_{fs}]$ ), la vitesse calculée par intégration s'améliore, dans le sens où sa moyenne avant impact est nulle. Cependant, la vitesse après impact reste constante et non nulle.

On peut attribuer cet écart au mouvement subi par le capteur dans l'ouvrage, qui peut être décomposé en trois phases. Avant impact, le capteur fixé au grillage des gabions est immobile et son axe de mesure est orthogonal à  $\vec{g}$ . Au moment de l'impact, le capteur est mis en mouvement par le mouvement du merlon et mesure une accélération. Après l'impact, les mouvements du merlon cessent et le capteur ne mesure plus que la projection de  $\vec{g}$  sur son axe de mesure. La différence entre

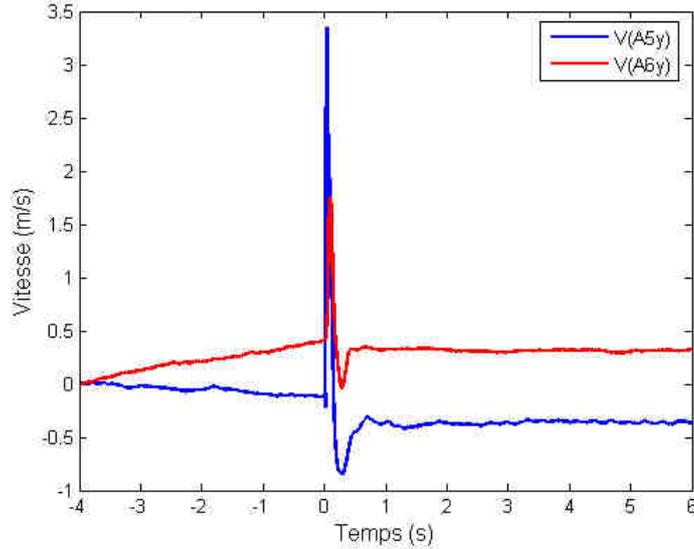


FIGURE 2.34 – Illustration de l'importance de l'offset avant impact pour les capteurs situés dans l'ouvrage réel (exemple avec le calcul de vitesse pour l'accéléromètre A5 et l'accéléromètre A6).

l'offset avant impact et après impact est très faible (dans l'exemple choisi : 0,002 g pour A5y, et -0,01 g pour A6y), ce qui montre que le capteur retrouve quasiment sa position initiale. En revanche, la vitesse constante non nulle après impact traduit une rotation du capteur pendant l'impact, dont la moyenne n'est pas nulle.

Contrairement à l'impactant, la position du capteur avant impact est ici connue (axe de mesure considéré orthogonal à  $\vec{g}$ ); on peut donc estimer la rotation du capteur à l'origine de cet offset. Pour les deux capteurs choisis en exemple, l'offset dû à la rotation ( $\Delta_{rotation}$ ) est calculé d'après l'équation 2.8. La rotation est calculée par l'équation 2.9. Les valeurs de l'offset et de la rotation associées sont très faibles, de l'ordre du degré (Tab.2.8). Un offset lié à une rotation de cet ordre, intégré sur plusieurs secondes a peu d'influence sur la vitesse, mais intégré une deuxième fois crée une importante dérive du déplacement.

$$\Delta_{rotation} = \frac{\bar{v}}{t_{fi} - t_0} \cdot \frac{1}{g} \quad (2.8)$$

avec  $\bar{v}$  la moyenne de la vitesse sur  $[t_{fi}; t_{fs}]$ , et  $g = 9,81 m.s^{-2}$ .

$$\theta = \frac{\pi}{2} - \arccos(\Delta_{rotation}) \quad (2.9)$$

### 2.5.2.2 Correction du signal pour les accéléromètres dans l'ouvrage

Ne connaissant pas l'évolution de la position du capteur pendant l'impact, la correction proposée pour les signaux des capteurs situés dans l'ouvrage se fonde sur l'hypothèse que la moyenne du mouvement du capteur pendant l'impact est linéaire en vitesse, c'est à dire que la moyenne de la projection de  $\vec{g}$  sur l'axe de mesure est constante en accélération. Pour corriger les signaux, la première étape consiste à retirer à l'accélération avant impact l'offset avant impact; à l'accélération

Capteur	Offset dû à la rotation en g ( $\Delta_{rotation}$ )	Rotation ( $\theta^\circ$ )
A5y	-0,252051	1,47
A6y	-0,093182	0,54

TABLE 2.8 – Offset dû à la rotation des capteurs dans l'ouvrage pour l'essai à 200 kJ sur l'ouvrage 1 vraie grandeur.

après impact, l'offset après impact. Puis on calcule l'offset dû à la rotation  $\Delta_{rotation}$  selon l'équation 2.8, à partir du calcul de la vitesse. Enfin on retire cet offset à l'accélération sur l'intervalle  $(t_{fi} - t_0)$ . La vitesse obtenue par intégration du signal d'accélération corrigé est présentée Figure 2.35. On peut remarquer que cette correction bien que complexe permet d'obtenir un résultat très satisfaisant.

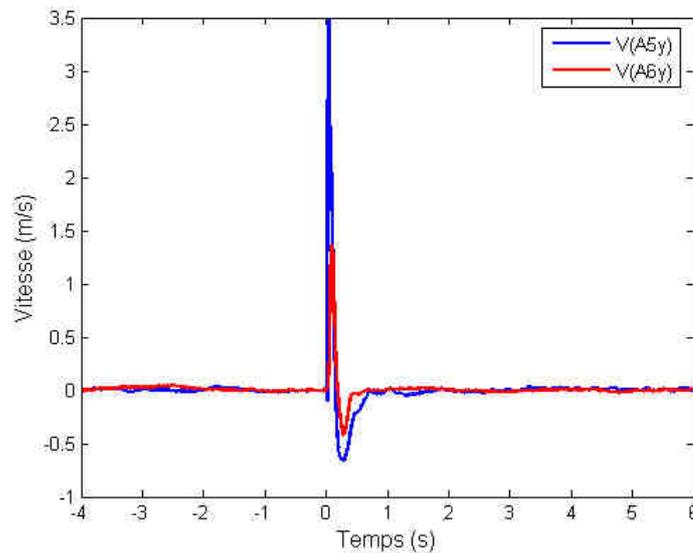


FIGURE 2.35 – Vitesse calculée par intégration de l'accélération corrigée pour les accéléromètres A5 et A6.

### 2.5.2.3 Calcul de la vitesse et du déplacement pour les accéléromètres dans l'ouvrage

La vitesse et le déplacement sont obtenus par intégrations successives de l'accélération mesurée et corrigée, de la même manière que pour l'impactant. Le déplacement est fixé à zéro en début d'impact, comme illustré Figure 2.36.

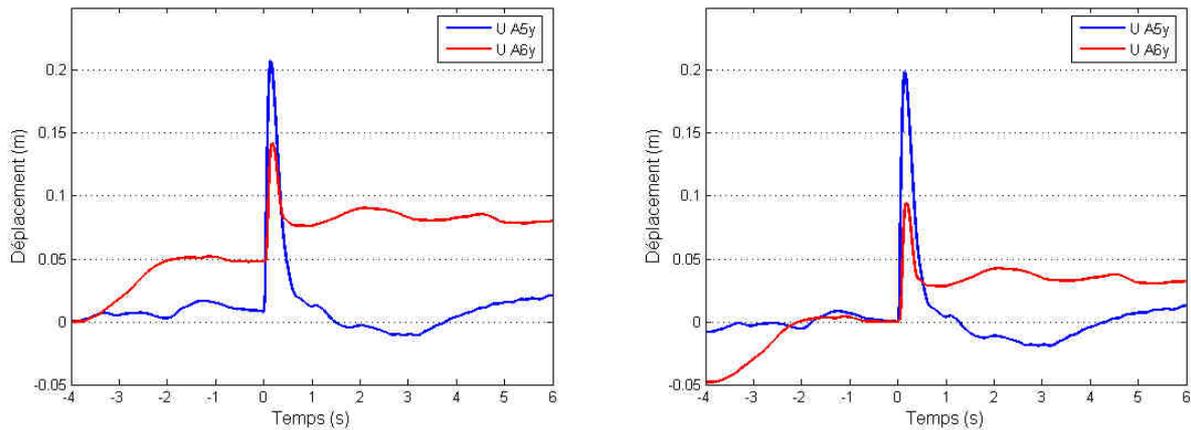


FIGURE 2.36 – (à gauche) Déplacement calculé par intégration de la vitesse avant correction, (à droite) déplacement corrigé (capteurs dans l’ouvrage 1, essai à échelle réelle, 200 kJ).

#### 2.5.2.4 Remarques

Nous avons pu voir à travers les paragraphes précédents qu’une grande précision est requise pour un traitement cohérent de l’accélération. Les corrections appliquées sont de l’ordre de +/- 0,1 g, valeurs très faibles par rapport à l’amplitude du signal mais ayant de fortes répercussion sur le calcul des vitesses et des déplacements.

Pour les capteurs situés dans l’ouvrage, l’accélération maximale mesurée est parfois de l’ordre du bruit de mesure. Plus l’écart entre la valeur d’accélération mesurée et le bruit est faible, plus grande doit être la précision. Les conditions expérimentales difficiles dans lesquelles les mesures ont été réalisées ne jouent pas en faveur d’une mesure simple à interpréter et à traiter.

Toutefois, la comparaison des déplacements calculés avec d’autres mesures de déplacement (voir section 2.5.3) permet d’avoir confiance dans les ordres de grandeur issus de la mesure d’accélération. Le principal problème de la mesure d’accélération vient du fait que les capteurs mesurent la composante continue  $\vec{g}$ .

### 2.5.3 Comparaison et validation des données

Comme évoqué précédemment, la mise en œuvre innovante et inhabituelle de l’instrumentation dans les structures et dans l’impactant ne garantissait pas d’obtenir des données fiables. Des systèmes de mesure redondants (soit de même type, soit permettant d’estimer les mêmes grandeurs) ont donc été installés. L’objectif de cette section est de comparer ces différents types de mesures ou les différentes manières de les obtenir afin de valider ou invalider d’une part les résultats obtenus (présentés chapitres 3 et 4), d’autre part la mise en œuvre de capteurs dans ce contexte particulier.

### 2.5.3.1 Comparaison des technologies et mises en œuvre des accéléromètres

A l'occasion des expérimentations à échelle réduite, trois technologies d'accéléromètres ont pu être testées. Lors des essais préparatoires, deux accéléromètres ont été placés sur l'impactant, l'un piézorésistif (A), l'autre piézoélectrique (B). Seulement deux essais permettent de comparer ces accéléromètres (à 1 kJ et à 2 kJ), l'accéléromètre piézoélectrique ayant subi un endommagement lors du troisième essai. Les courbes d'accélération sont présentées Figure 2.37.

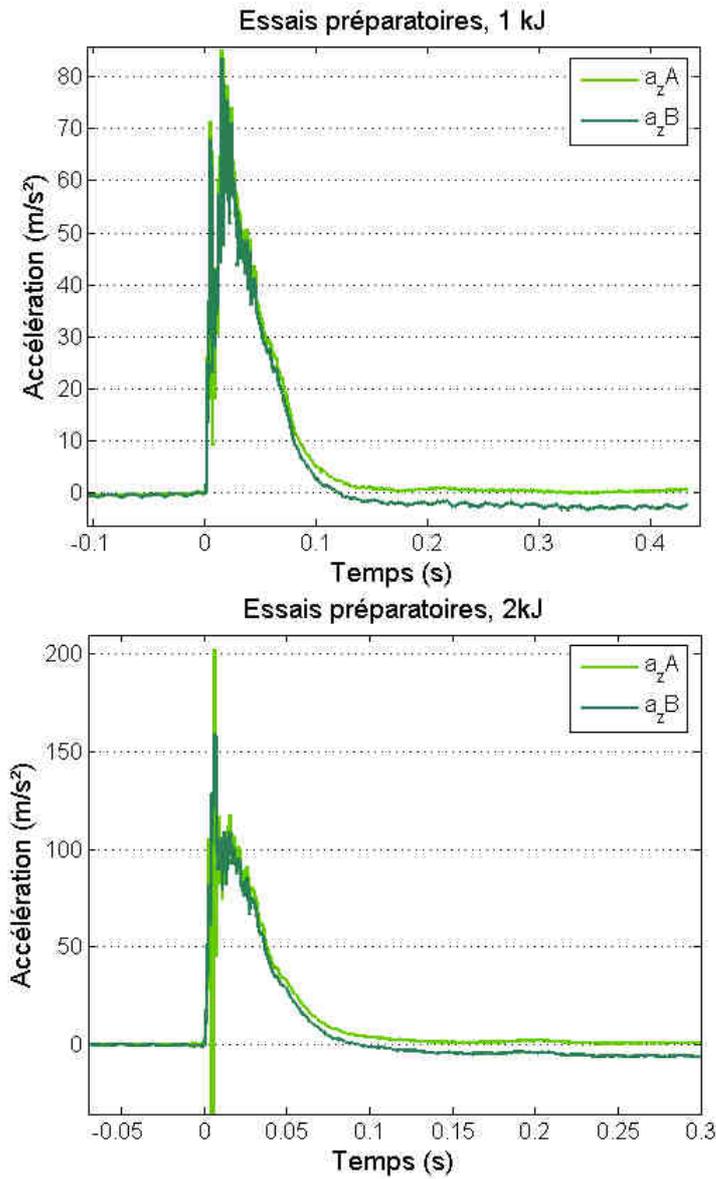


FIGURE 2.37 – Comparaison des accéléromètres piézorésistif (A) et piézoélectrique (B) sur l'impactant, essais préliminaires sur structures à échelle réduite.

Lors des essais sur la première structure, trois accéléromètres (piézoélectrique, piézorésistif et capacitif) ont été placés à l'interface parement/noyau sur le même support, deux accéléromètres (piézorésistif et capacitif) ont été placés dans le noyau (A4 et A8) sur deux supports distincts (Fig. 2.38 et Fig. 2.39).

Les enregistrements pour le premier essai à 2 kJ sont présentés Figure 2.41.

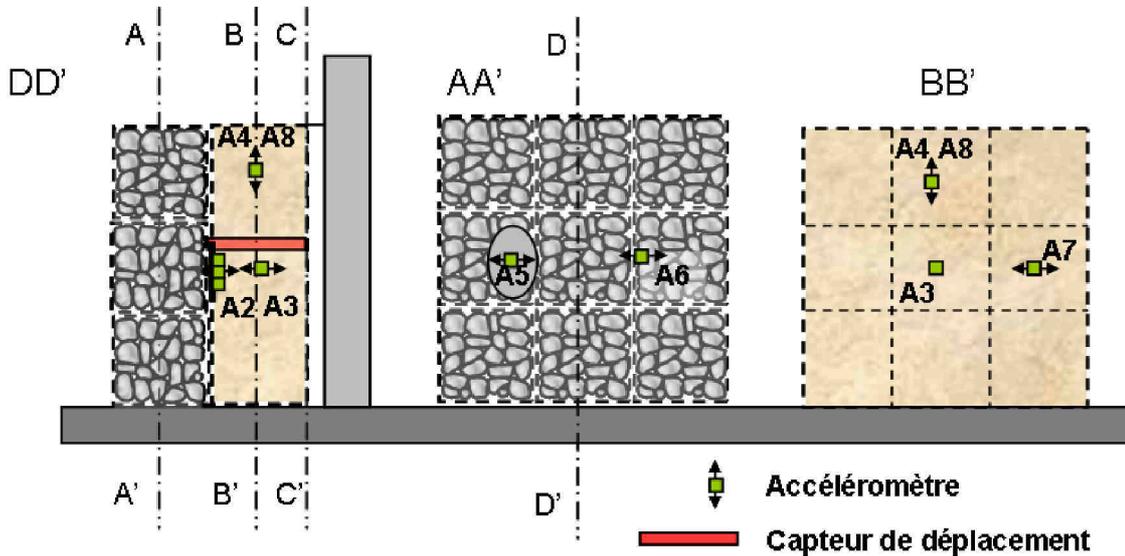


FIGURE 2.38 – Positionnement des accéléromètres dans la structures 1 à échelle réduite.

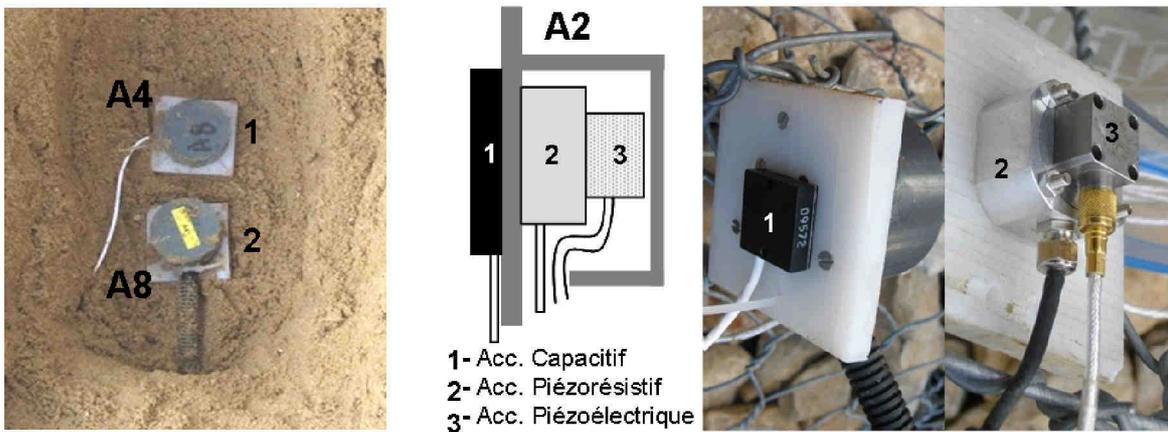


FIGURE 2.39 – Mise en œuvre des accéléromètres en position A4, A8 et A2 sur plaque en PVC.

Trois mises en œuvre ont également été éprouvées (Fig. 2.40) : lors des essais préliminaires les accéléromètres étaient fixés à une plaque métallique (A5 métal, A6 métal), pour les essais suivant la plaque métallique a été remplacée par une plaque de même dimension en PVC (A6 PVC). Lors des essais sur la structure 1, un accéléromètre a également été scellé dans un cailloux artificiel en béton fabriqué à cette occasion (A5 caillou). Les spectres des accélérations brutes enregistrées pour l'essai à 4 kJ sont présentés Figure 2.42.

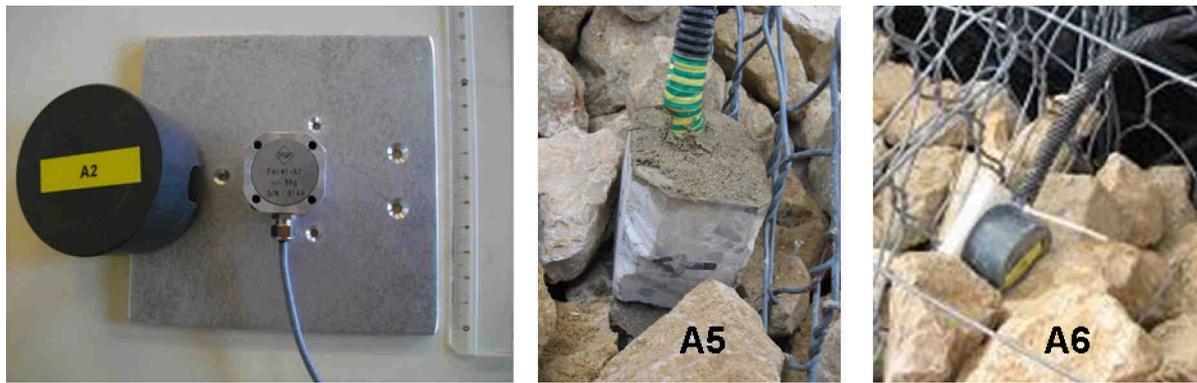


FIGURE 2.40 – Mise en œuvre des accéléromètres sur plaque métallique, en position A5 (caillou artificiel) et A6 sur plaque en PVC.

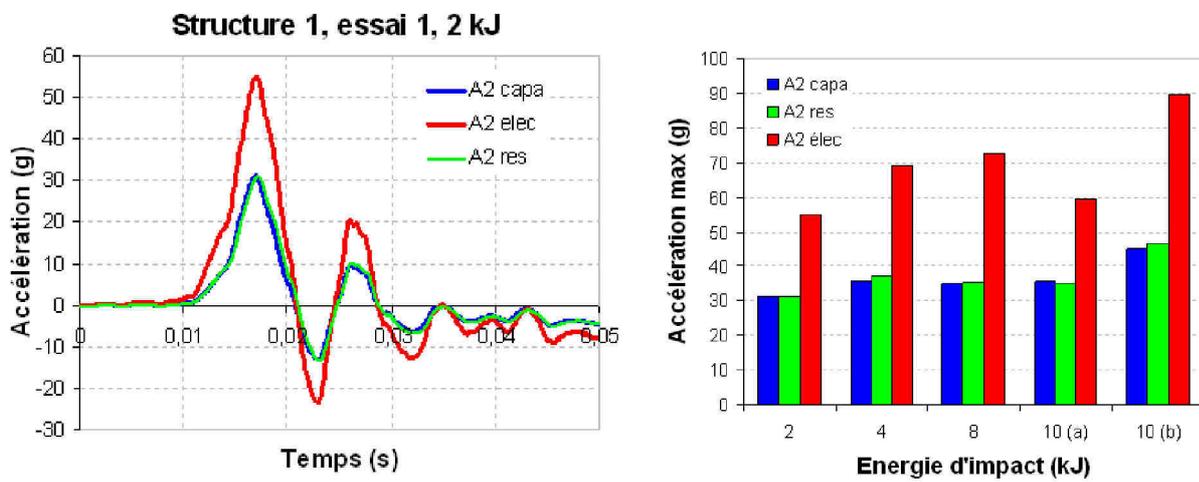


FIGURE 2.41 – Valeurs d'accélération enregistrées avec différentes technologies de capteur (piézo-résistif, capacitif et piézoélectrique) dans la structure 1 à échelle réduite.

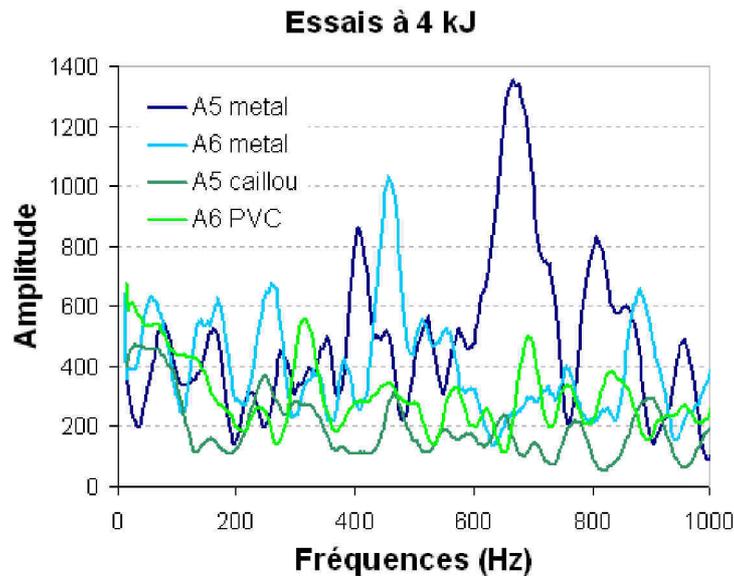


FIGURE 2.42 – Spectres des accélérations brutes pour les capteurs A5 et A6 dans différentes conditions de mise en œuvre.

Parmi les technologies de capteur testées, les résultats obtenus sur l'impactant (Fig. 2.37) montrent que l'accéléromètre piézoélectrique ne revient pas à zéro en fin d'impact. Si cet offset était dû à une rotation de l'impactant au moment de l'impact, elle aurait également dû être mesurée par l'accéléromètre piézorésistif.

Les résultats présentés Figure 2.41 montrent que les trois signaux sont en phase, les capteurs ont donc la même dynamique. Par contre, l'accéléromètre piézoélectrique surévalue systématiquement l'accélération d'un rapport allant de 1,7 à 2,1 fois la valeur au pic des deux autres accéléromètres. Pour toutes les énergies testées, les accéléromètres piézorésistif et capacitif donnent des résultats concordants, confirmés par les mesures réalisées en A4 et A8. Il semble donc que la valeur fournie par ces accéléromètres est pertinente. Ces résultats ont donc guidé notre choix vers les technologies piézorésistive et capacitive pour les accéléromètres utilisés lors des expérimentations en vraie grandeur.

Concernant la mise en œuvre des accéléromètres placés dans le parement (A5 et A6), constitué de matériau granulaire grossier, l'analyse des spectres montre que les fréquences supérieures à 400 Hz ont tendance à être amplifiées par les supports métalliques (Fig. 2.42). La mise en œuvre sur plaque de PVC procure une bonne description du signal à basse fréquence ( $< 150$  Hz) et atténue les hautes fréquences. La mise en œuvre dans un caillou artificiel présente des caractéristiques semblables, bien que les amplitudes soient plus faibles. Toutefois, au démontage, nous avons remarqué que le caillou artificiel avait été en partie fracturé lors des impacts successifs. Le caractère non durable de ce type de support a donc joué en sa défaveur, les accéléromètres ont finalement tous été fixés à des supports en PVC dans les expérimentations à échelle réelle.

### 2.5.3.2 Comparaison des accéléromètres filaire et embarqué

Pour les essais à échelle réelle, deux accéléromètres triaxiaux étaient placés au centre de gravité de l'impactant, l'un relié à une centrale terrestre par câble, l'autre relié à une centrale embarquée. L'objectif de cette mesure doublée était d'avoir accès à l'accélération si l'un des deux systèmes d'acquisition venait à être endommagé. Il s'avère que la comparaison n'est possible que pour les essais à 500 kJ sur les trois ouvrages, pour les autres essais l'une ou l'autre des séries de données n'a pas été collectée. Les deux accéléromètres utilisés sont de technologie identique avec pour seule différence l'étendue de mesure. Les axes des capteurs étaient positionnés dans les mêmes directions lors de l'acquisition. A travers l'analyse des signaux issus de ces deux capteurs, la comparaison porte plutôt sur les systèmes d'acquisition. Les conditions d'enregistrement sont rappelées dans le Tableau 2.9.

	Centrale embarquée (Egis)	Centrale terrestre (Cemagref)
Étendue de mesure capteur	200 g	400 g
Codage du signal	12 bits	24 bits
Fréquence d'acquisition	333 Hz (mode dégradé actif)	10 kHz
Filtre anti-repliement	Filtre RC à 482 Hz (avec R=1500 Ohms, C=2,2 10 <sup>-7</sup> F)	4,5 kHz
Unité de mesure	Bits (avec conversion $a(g)=\text{Bits}/(2048*EM)$ )	g (sauf essai sur ouvrage 1 : en Volts)

TABLE 2.9 – Conditions d'enregistrement des données de l'impactant pour les essais à échelle réelle.

Le traitement de l'accéléromètre branché sur la centrale embarquée diffère légèrement de celui exposé section 2.5. Pour chaque voie, à partir des données collectées (en bits) on réalise :

- la conversion en accélération ( $m.s^{-2}$ ),
- le retrait de l'offset (moyenne de l'accélération sur qq ms avant impact),

La norme est calculée comme étant la racine carrée de la somme des carrés des accélérations sur les trois voies (x, y, z).

L'analyse s'appuie sur les données de l'essai à 500 kJ sur l'ouvrage 1. Les Figures 2.43 et 2.44 permettent de comparer les accélérations issues des deux accéléromètres, voie par voie et pour la norme de l'accélération respectivement. Les courbes ont été temporellement recalées manuellement. Concernant les accélérations selon les 3 voies, on constate que l'amplitude relative des différentes voies est différente entre les deux systèmes : l'accélération suivant x est faible pour le capteur branché sur la centrale terrestre alors qu'elle est faible suivant z pour celui branché sur la centrale embarquée. Globalement, les accélérations enregistrées par la centrale embarquée présentent de fortes variations d'un point de mesure à l'autre. Concernant la norme, on constate que les deux accélérations présentent des dynamiques similaires. En particulier, la durée des impacts est très proche. Par contre, l'amplitude du signal ne présente pas de tendance claire : la valeur au pic est plus faible avec le système terrestre pour l'ouvrage 1 (rapport de 4) (voir Fig. 2.44) et l'ouvrage 3 (rapport de 2,5) mais plus forte pour l'ouvrage 2.

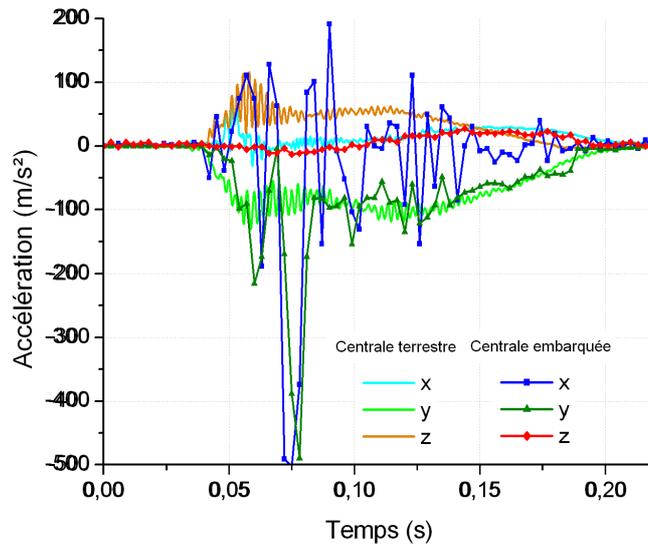


FIGURE 2.43 – Comparaison des voies x, y et z des accéléromètres de l'impactant, essai à 500 kJ sur l'ouvrage 1 échelle réelle.

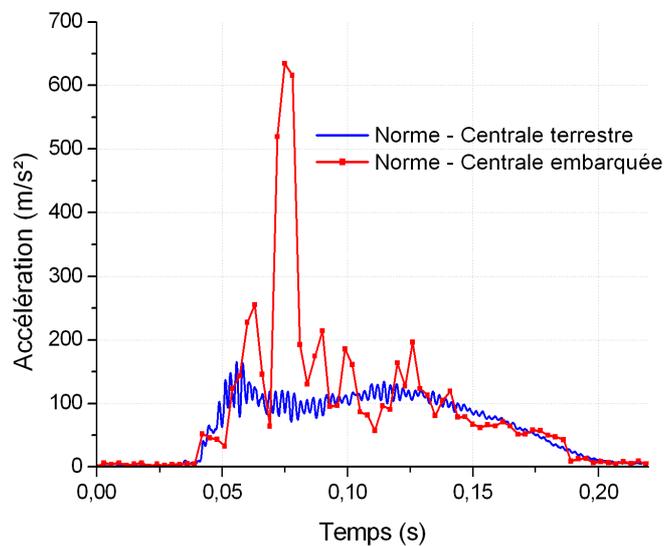


FIGURE 2.44 – Comparaison des normes des accéléromètres de l'impactant, essai à 500 kJ sur l'ouvrage 1 échelle réelle.

Les principales différences entre les deux systèmes sont d'une part la fréquence d'acquisition et d'autre part la longueur des câbles. Concernant le second point, il peut être à l'origine d'un effet capacitif (avec un effet très marqué aux temps longs). Des essais d'impact en situation proche des conditions expérimentales à échelle réelle ont été conduits en laboratoire, avec un câble court

et un câble long, lors d'un impact présentant une dynamique similaire. Les résultats des tests en laboratoire ne montrent pas d'influence liée à la longueur de câble sur le signal. Concernant le premier point, la bande passante du système embarqué semble suffisante pour reproduire la dynamique observée avec le système terrestre, de bande passante bien supérieure. Cependant, l'activation du "mode dégradé" autorisant l'enregistrement même si le temps de mise en place de l'impactant était long<sup>5</sup> induit de réduire la fréquence d'acquisition, mais visiblement trop si bien que les sinusoïdes contenues dans le signal ne peuvent être reproduites de façon satisfaisante avec un nombre de mesures trop réduit par unité de temps. Ce dernier point peut être à l'origine des fortes différences entre les deux systèmes.

Dans la suite de ce rapport, seules les mesures issues de l'accéléromètre branché sur la centrale terrestre sont étudiées.

### 2.5.3.3 Comparaison caméra rapide/accéléromètre filaire

La caméra rapide constitue un moyen pragmatique pour mesurer le déplacement d'objets à distance, en l'occurrence le déplacement de l'impactant lors des essais à échelle réelle. Le traitement consiste à relever manuellement les positions de points toujours visibles (haut de l'impactant ou partie opposée à l'impact). A partir des positions (en pixel) le déplacement est calculé selon l'horizontale et la verticale en appliquant la conversion pixel  $\Rightarrow$  m obtenue grâce à une mire blanche et noire fixée à l'arrière du plan d'impact, visible sur chaque image et dont on connaît les dimensions (Fig. 2.45). Puis la vitesse d'impact est calculée à partir du déplacement divisé par l'intervalle de temps entre deux pointages. L'accélération est obtenue de la même façon, par division de la vitesse par l'intervalle de temps.

---

5. L'enregistrement sur la mémoire embarquée était activé dès la mise en place du système d'acquisition dans l'impactant. La remontée de l'impactant jusqu'à sa hauteur de largage pouvait durer plus de 40 min.

Ce traitement a permis de calculer les vitesses avant impact selon les directions horizontale et verticale et d'en déduire l'angle d'incidence et la hauteur d'impact. L'énergie d'impact a également été recalculée sur la base de ces vitesses. Ces données sont nécessaires pour la modélisation numérique des essais.

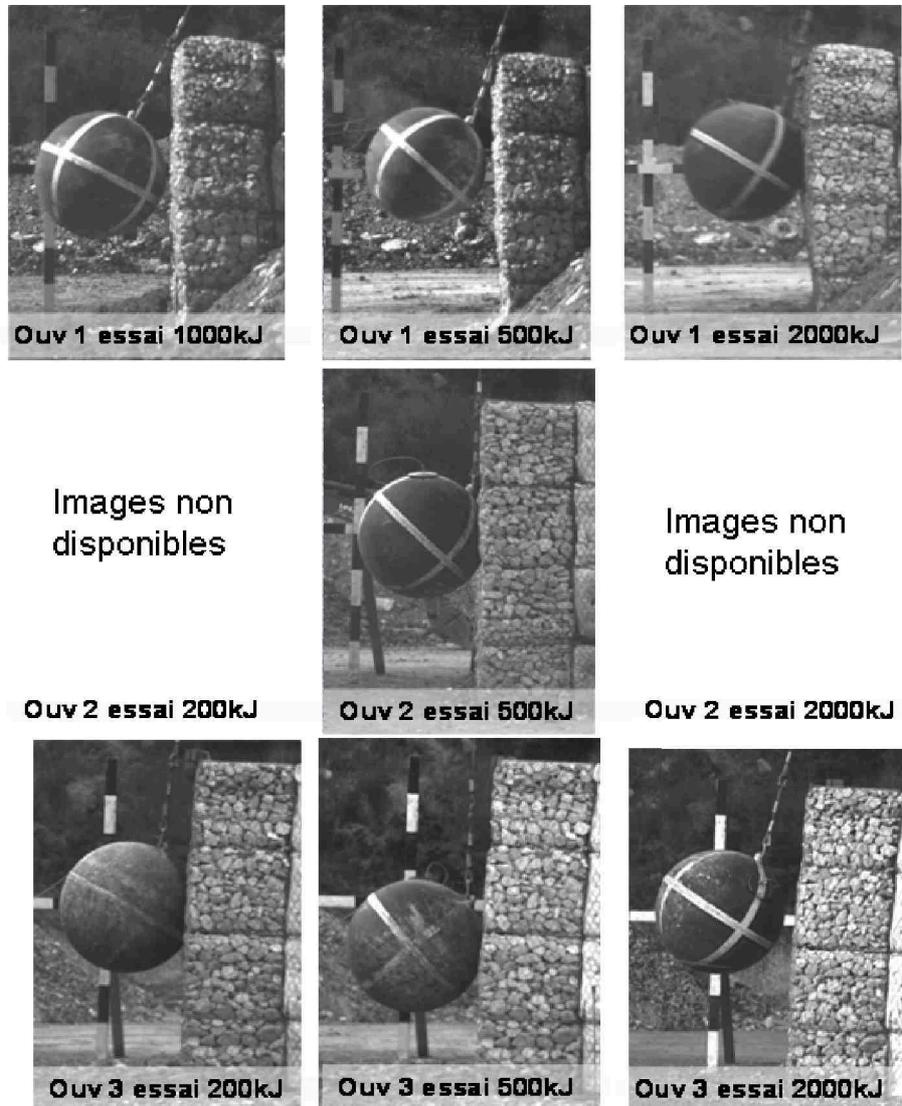


FIGURE 2.45 – Arrêt sur image juste avant l'impact, images issues de la caméra rapide pour les essais à échelle réelle.

Les résultats pour les essais à 500 kJ sur les trois ouvrages sont présentés Figure 2.46. Les images ont été échantillonnées une première fois à 50 Hz (une image sur cinq) puis ensuite à 125 Hz (une image sur deux) pour déterminer l'influence du pas d'échantillonnage sur les calculs d'accélération. Comme on peut l'observer, ce paramètre n'influence pas les résultats ; la courbe issue des données échantillonnées à 50 Hz est seulement lissée. A première vue, les données issues de la caméra rapide concordent avec celles de l'accéléromètre, aussi bien en termes de durée d'impact que d'amplitude au niveau du plateau.

Cependant, l'accélération calculée à partir de la caméra ne permet pas d'obtenir le pic de début d'impact. L'échantillonnage à 125 Hz avait également pour objectif de faire apparaître ce pic. La période du pic étant estimée à 20 Hz, un échantillonnage à 125 Hz aurait dû permettre de qualifier le pic avec trois ou quatre points. L'absence du pic peut-être liée à la méthode de calcul utilisée : l'accélération est calculée à partir de la vitesse, elle-même calculée à partir du déplacement. Il faut donc trois points de déplacement pour obtenir 1 point d'accélération, ce qui au final réduit le nombre de points disponibles pour la description du pic.

La comparaison entre l'accélération mesurée dans l'impactant et celle calculée à partir des images permet de confirmer les observations sur la durée de l'impact et l'amplitude du plateau. Malheureusement, la fréquence d'acquisition de la caméra ne permet pas de reproduire la totalité du signal issu de l'accéléromètre filaire de l'impactant, notamment le pic de grande amplitude en début d'impact.

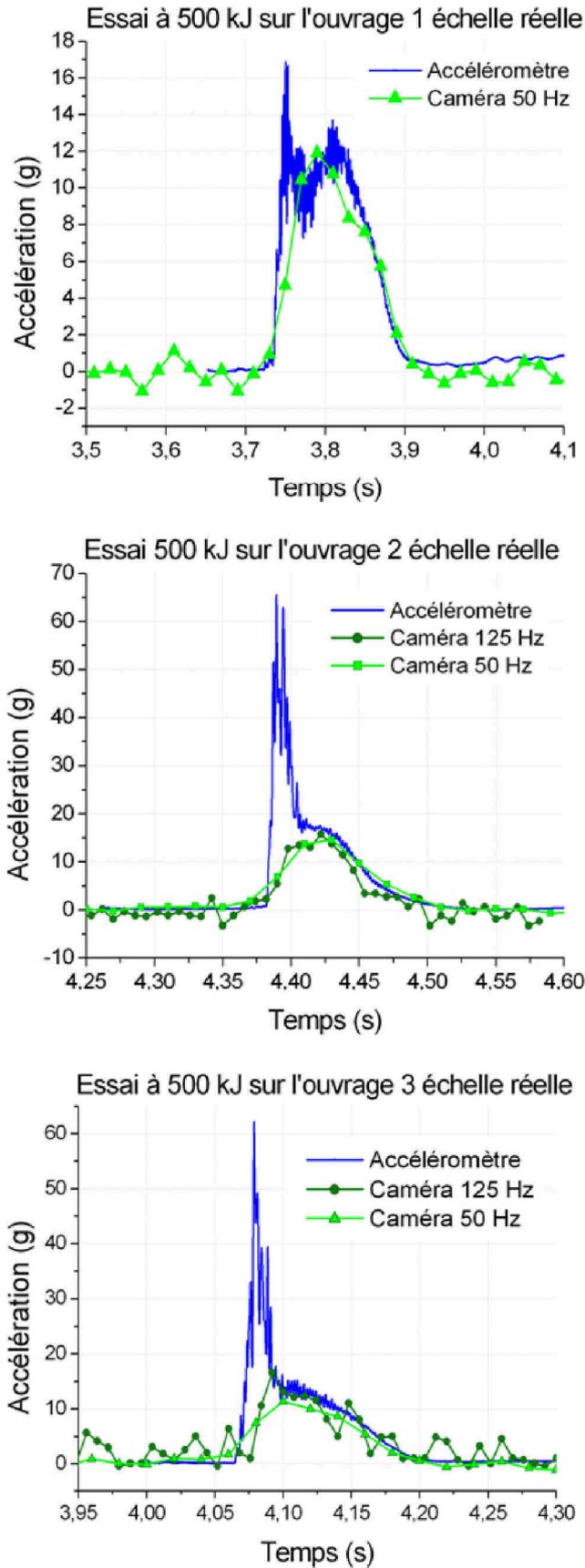


FIGURE 2.46 – Comparaison de l'accélération déduite des films à la caméra rapide et de l'accélération enregistrée dans l'impactant pour les essais à échelle réelle.

#### 2.5.3.4 Validation des mesures de déplacement par capteur de déplacement

L'avantage des capteurs de déplacement réside dans le fait qu'il peuvent mesurer la déformation en continu au cours de l'impact et ainsi retranscrire la dynamique du mouvement au point de mesure.

A l'échelle réduite, le capteur de déplacement n'a fonctionné que pour les 2 premiers essais sur la première structure (essais à 2 et 4 kJ, structure à noyau sable). L'étendue de mesure du capteur a été sous-évaluée et sa butée a été atteinte lors du troisième impact, il s'est fortement détérioré. Les comparaisons des déplacements issus du capteur de déplacement et calculés à partir de l'accélération sont présentés Figure 2.48 et commentées dans la section suivante.

A l'échelle réelle, la mesure électrique (réalisée en continue au cours de l'impact) des déplacements permanents (ou résiduels) est complétée par une mesure manuelle obtenue en marquant la position du curseur de chaque capteur avant et après l'essai d'impact. Pour un même ouvrage, les mesures de déplacements ne sont pas cumulées après chaque impact. Elles sont données pour chaque impact car les capteurs sont démontés ou repositionnés d'un impact à l'autre. Une remise à zéro est donc réalisée avant chaque impact. Pour l'ouvrage 1, la mise en œuvre des tiges traversant le remblai sur une grande longueur (de l'ordre de 3 à 5 m), et un problème de coulisement des tiges dans les gaines de protection mis en évidence lors de la réparation du parement par remplacement des cellules, rendent les données peu fiables pour certains capteurs, pour les essais à 200 kJ et à 500 kJ (Fig. 2.47 à gauche, capteurs D1, D2, D4, D5, D6). Les données manuelles et électriques concordent, ce qui indique une origine plutôt liée à la mise en œuvre qu'à un problème propre aux capteurs. Suite aux améliorations apportées pour les essais sur les ouvrages 2 et 3 (longueur traversant l'ouvrage plus faible (maximum 2 m) et changement des gaines de protection), les données pour ces deux ouvrages sont considérées comme satisfaisantes (Fig. 2.47 à droite) bien qu'un biais de mesure associé à la déformation des tiges en partie aérienne persiste.

#### 2.5.3.5 Comparaison accéléromètres dans l'ouvrage/capteurs de déplacement

Les accéléromètres ont été placés à proximité des points de mesure de déplacement dans les structures, aussi bien à l'échelle réduite qu'à échelle réelle. Ceci avait pour objectif de valider à la fois les données des capteurs de déplacement et la méthode de calcul du déplacement à partir de l'accélération.

Les résultats des deux essais permettant la comparaison à l'échelle réduite sont présentés Figure 2.48.

L'essai à 2000 kJ sur l'ouvrage 1 échelle réelle est pris comme exemple pour illustrer la comparaison entre la mesure de déplacement et le calcul à partir de l'accélération (Fig. 2.49).

Les formes des courbes présentées Figure 2.48 et Figure 2.49 sont semblables quelle que soit la méthode de mesure utilisée. La dynamique du mouvement est bien retranscrite par le calcul d'intégration de l'accélération. Les valeurs maximales et résiduelles peuvent cependant légèrement différer

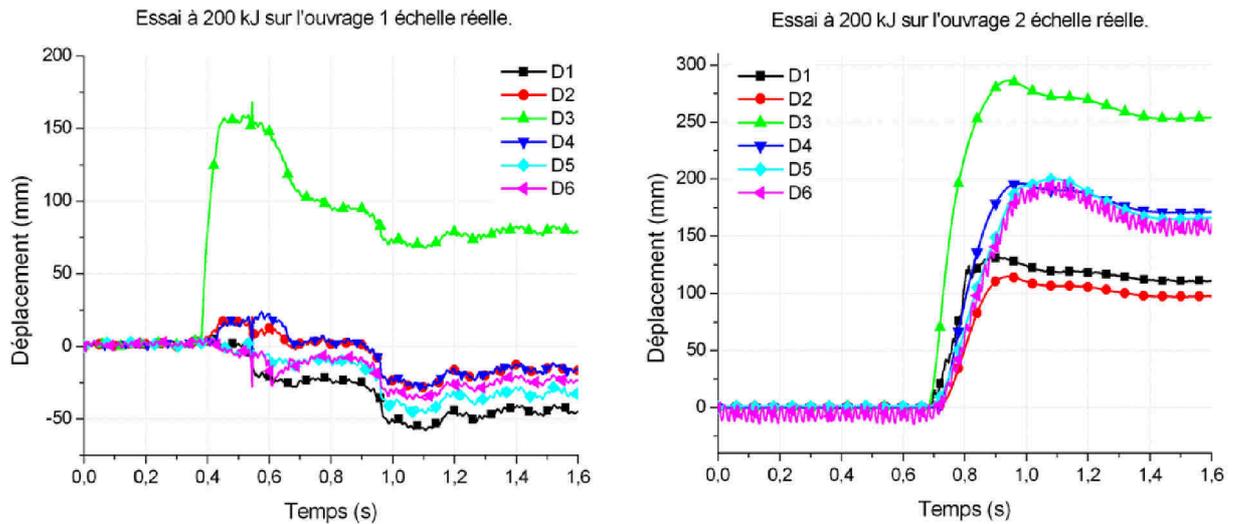


FIGURE 2.47 – Illustration de la fiabilité des données de déplacement dans le cas de l'ouvrage 1 (peu fiables) et dans le cas de l'ouvrage 2 (satisfaisantes).

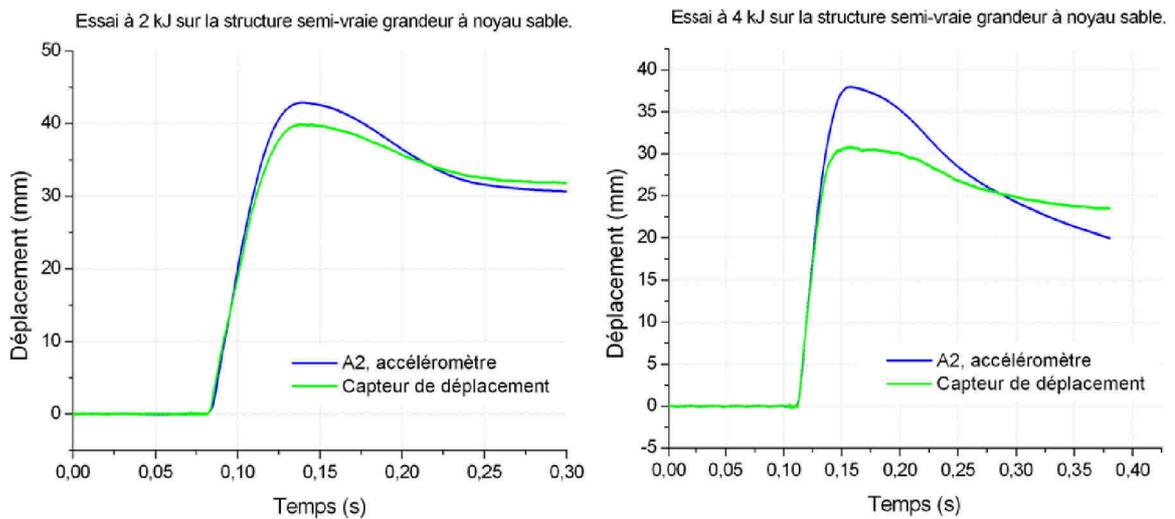


FIGURE 2.48 – Comparaison des déplacements mesurés avec le capteur de déplacement et calculés à partir de l'accélération pour la structure 1 à échelle réduite.

entre les deux méthodes utilisées. L'origine de cette différence peut provenir aussi bien de la mesure de déplacement que d'accélération, sans que l'une ou l'autre puisse être privilégiée. Toutefois, les ordres de grandeur sont similaires, ce qui nous permet de valider les deux techniques de mesure et le calcul par intégrations successives de l'accélération.

Essai à 2000kJ sur l'ouvrage 1 échelle réelle

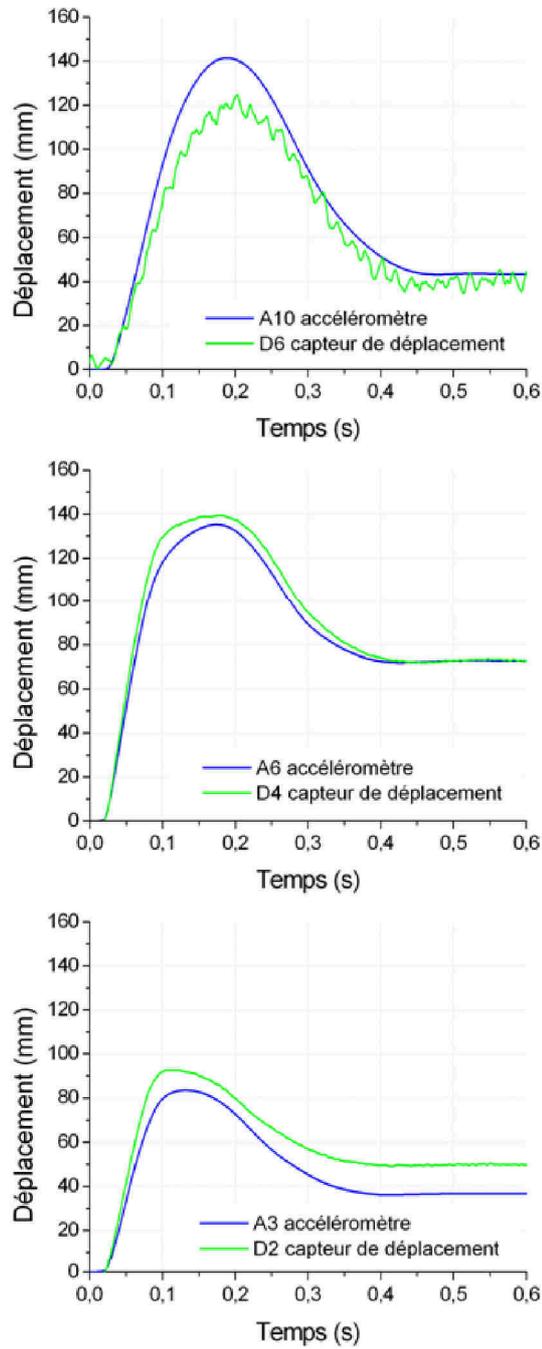


FIGURE 2.49 – Comparaison des déplacements mesurés avec les capteurs de déplacement et calculé à partir de l'accélération pour l'essai à 2000 kJ sur l'ouvrage 1 échelle réelle.

### 2.5.3.6 Comparaison inclinomètre classique/automatique

Les deux types d'inclinomètres (classique et automatique) ont été installés seulement dans le remblai de l'ouvrage 1 échelle réelle. L'inclinomètre automatique n'a fonctionné que pour le premier essai à 200 kJ. Les deux mesures sont comparables seulement pour cet essai (Fig. 2.50). Les valeurs de déformation mesurées sont faibles (de l'ordre du centimètre) et concordent parfaitement de la cote 0 à la cote 2,5 m. Au-delà, l'inclinomètre classique mesure une déformation légèrement plus importante du côté amont, et la différence entre les valeurs classique et automatique reste de l'ordre de grandeur de la mesure.

N'ayant pas d'autres données à disposition pour comparer ces dispositifs, il est difficile d'établir la cause de cette écart. Les conditions de mise en œuvre<sup>6</sup> ne semblent *a priori* pas avoir d'incidence.

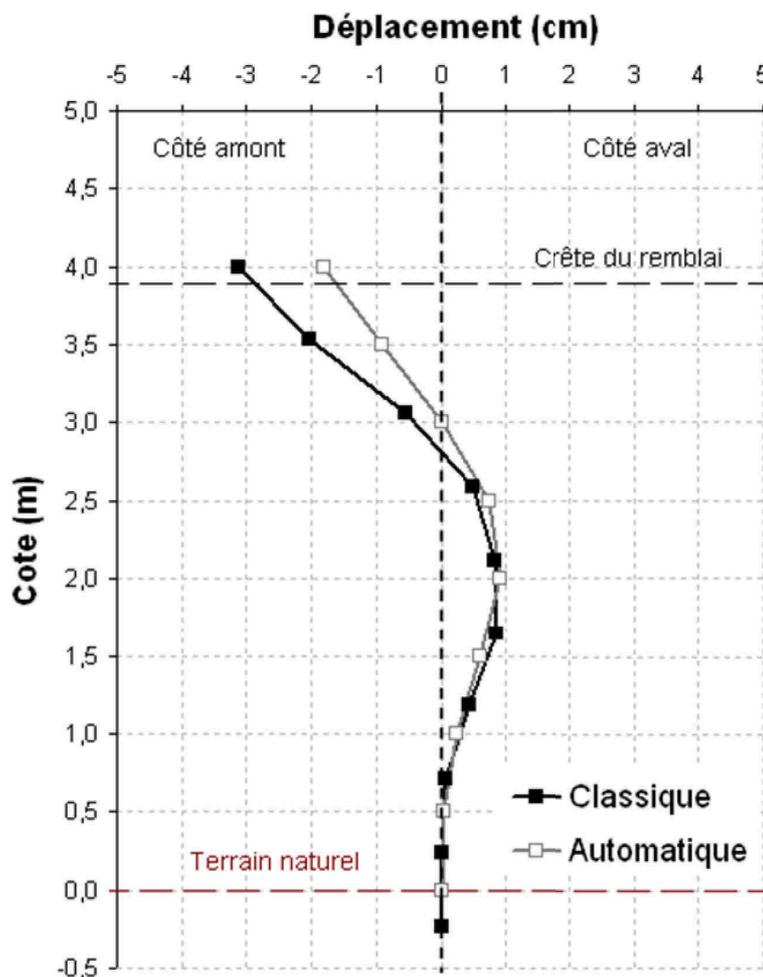


FIGURE 2.50 – Comparaison des déplacements mesurés dans le remblai avec les inclinomètres classiques et automatiques pour l'essai à 200 kJ sur l'ouvrage 1 échelle réelle.

6. Le tube de l'inclinomètre classique est positionné directement dans le remblai, à mesure que celui-ci est érigé, et l'inclinomètre automatique est scellé au coulis de bentonite dans un tube en PVC mis en œuvre à l'avancement également.

## 2.6 Conclusion

Ce chapitre s'est attaché à décrire en détail les expérimentations réalisées pour l'étude à deux échelles d'investigation des structures cellulaires pare-blocs.

Les trois types de structures cellulaires testées permettent un maximum de configurations alliant conditions aux limites, géométrie et matériaux employés. Le dispositif cellulaire a pour objectifs de concentrer les déformations et dégradations au parement dans une optique de réparabilité, et de limiter les forces ou contraintes transmises au support (remblai ou mur rigide) pour préserver son intégrité, ou limiter les déplacements de la face aval dans le cas des ouvrages élancés. En faisant varier les matériaux de remplissage des cellules (pierres, sable seul ou en mélange avec des déchiquetas de pneus, ballast), on espère optimiser la conception de ces structures pour atteindre ces objectifs.

Les objectifs des tests à échelle réduite étaient de comprendre le comportement des structures cellulaires soumises à impact dans des conditions bien maîtrisées, de tester la mise en œuvre de ce type de structures et de l'instrumentation, de tester les capteurs en vue des essais à échelle réelle, et enfin de fournir des données de calage et de validation pour les modèles numériques.

Les objectifs des essais à échelle réelle étaient principalement de valider la construction et la réparation des ouvrages cellulaires, d'éprouver en conditions quasi-réelles leur résistance à l'impact, d'en comprendre le fonctionnement et aussi de fournir des données pour les modélisations.

Les deux dispositifs d'impact conçus s'inspirent de la littérature. A échelle réduite, un dispositif pendulaire permet d'impacter les structures à des énergies allant de 2 à 10 kJ ; à l'échelle réelle un dispositif de type "tyrolienne" permet d'atteindre des énergies d'impact de 200 à 2000 kJ.

L'instrumentation nombreuse et variée des structures et de l'impactant se compose d'une caméra rapide, d'accéléromètres, de levés topographiques, de géophones, de capteurs de déplacement, d'inclinomètres et de capteurs de contrainte. Ces capteurs permettent d'évaluer les caractéristiques des impacts (caméra, et accéléromètres placés dans ou sur l'impactant) ainsi que les transferts d'énergie et les déformations au niveau des structures résultant d'un impact.

Le traitement des données recueillies a mis en évidence la difficulté de réaliser des mesures dans ce contexte particulier. Ainsi les mesures d'accélérations aussi bien au niveau de l'impactant que dans les ouvrages sont très sensibles et une grande précision est requise pour pouvoir les utiliser pour déterminer les vitesses et les déplacements. Ainsi l'incertitude sur la position des capteurs par rapport à  $\vec{g}$  perturbe les calculs. Toutefois une analyse fine des signaux a permis de déterminer la correction à appliquer. Les comparaisons des résultats avec des mesures issues d'autres types de capteurs (capteurs de déplacement par exemple) ont permis de valider les mesures d'accélération. Ainsi les ordres de grandeurs en ce qui concerne les vitesses et les déplacements calculés à partir de ces mesures sont considérés comme fiables. Ce type de capteur s'avère donc pertinent pour une utilisation dans les sols dans la mesure où ils sont non-intrusifs.

Les comparaisons de technologie et de mise en œuvre des accéléromètres, réalisées lors des expérimentations à échelle réduite ont permis d'orienter les choix vers les technologies piézorésistive et capacitive, et une mise en œuvre sur plaque de PVC pour les essais à échelle réelle.

Pour l'impactant, le développement d'une centrale d'acquisition embarquée nécessite encore des améliorations. En conséquence, seules les données enregistrées par la centrale terrestre sont considérées.

L'utilisation de certains capteurs dans ce contexte inhabituel est une réelle innovation et la validation des mesures montre leur pertinence.

Les chapitres 3 et 4 suivants s'intéressent à l'interprétation des résultats à l'échelle réduite et à l'échelle réelle respectivement.



# Etude de la réponse de structures à échelle réduite

Les structures testées à l'échelle réduite se composent d'un parement cellulaire soumis à l'impact constitué de gabions remplis de pierres et d'un noyau où les matériaux sont déversés, en appui sur un mur en béton. Ces structures ont pour objectifs de favoriser la dissipation de l'énergie d'impact, de concentrer les déformations et dégradations au parement et de réduire la contrainte transmise au mur d'appui.

Dans un premier temps, l'efficacité des structures est abordée dans leur ensemble à travers la comparaison de la contrainte transmise au mur d'appui. Puis l'incidence de chaque couche dans la dissipation d'énergie est évaluée par le biais de l'analyse de la déformation et de la propagation de l'onde de compression. Dans la suite de ce chapitre, les trois structures testées sont dénommées par le matériau composant leur noyau : la structure à noyau sable est appelée structure "sable", la structure dont le noyau est le mélange de sable et de déchetes de pneus est appelée structure "sable+pneus" et la structure à noyau ballast, structure "ballast".

## 3.1 Efficacité des structures, étude de la contrainte transmise

La comparaison de l'efficacité des trois structures se base sur les contraintes transmises à la partie arrière. Quatre capteurs de contrainte ont été installés sur le mur d'appui (Fig. 3.1) : dans l'axe d'impact ( $F_1$ ), 50 cm au-dessus ( $F_2$ ), 50 cm en-dessous ( $F_3$ ) et 50 cm sur le côté ( $F_4$ ). Le capteur  $F_1$ , présumé être soumis au plus fort chargement, est examiné en premier.

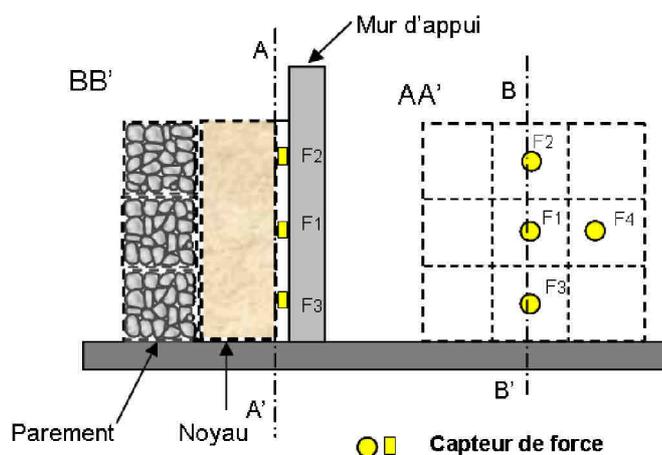


FIGURE 3.1 – Positionnement des capteurs de contrainte dans les expérimentations à échelle réduite.

### 3.1.1 Contrainte au droit de l'impact

L'évolution temporelle de la contrainte au droit de l'impact, pour les cinq essais d'impact réalisés sur chacune des trois structures est présentée Figure 3.2. Plus particulièrement, ces courbes montrent la variation de la contrainte au droit de l'impact et non la valeur absolue en raison de la remise à zéro des capteurs entre chaque impact. L'origine de l'abscisse correspond au début de l'impact, déterminé à partir de l'accéléromètre positionné sur l'impactant, les courbes sont donc synchrones.

Pour les résultats concernant la structure "sable+pneus", l'allure de l'ensemble des courbes indique qu'il y aurait peut-être un biais dans la mesure. A titre d'exemple, l'allure de la courbe du premier impact présente des oscillations avant de se stabiliser à 8 kPa, il se peut qu'un morceau de pneu placé devant le capteur ait gêné la mesure. De plus les contraintes maximales pour les essais n°4 et n°5 à 10 kJ sont sous estimées en raison de l'arrivée en butée du capteur. Ceci s'explique par le fait que la contrainte est remise à zéro entre deux essais, alors que le capteur reste sous la charge de la contrainte résiduelle de l'essai précédent. En conséquence, les mesures pour cette structure sont à considérer avec précautions.

Les allures des courbes sont comparables : au cours des impacts successifs, la contrainte maximale augmente, la durée de sollicitation du mur d'appui diminue et le temps de montée au pic est plus court (Tab.3.1). L'effet graduel est plus marqué pour la structure "sable", le temps de montée au pic se stabilise dès le deuxième impact pour la structure "ballast".

Pour les structures "sable" et "ballast", la contrainte augmente jusqu'à atteindre un maximum et décroît jusqu'à des valeurs proches de zéro. La contrainte résiduelle stabilisée est atteinte au bout de 0,08 seconde. En revanche, pour la structure "sable+pneus", après avoir atteint le maximum la contrainte décroît jusqu'à un minimum négatif, avant de se stabiliser autour d'une valeur positive non nulle. La contrainte résiduelle est atteinte au bout de 0,3 seconde.

Structure	Essai	Temps de montée au pic (s)	Durée de sollicitation (s)
Structure sable	1 - 2 kJ	0,051	0,074
	2 - 4 kJ	0,027	0,059
	3 - 8 kJ	0,020	0,058
	4 - 10 kJ	0,019	0,057
	5 - 10 kJ	0,018	0,044
Structure sable+pneus	1 - 2 kJ	0,18	-
	2 - 4 kJ	0,048	0,109
	3 - 8 kJ	0,035	0,067
	4 - 10 kJ	-	0,048
	5 - 10 kJ	-	0,036
Structure ballast	1 - 2 kJ	0,035	0,112
	2 - 4 kJ	0,017	0,095
	3 - 8 kJ	0,015	0,082
	4 - 10 kJ	0,016	0,085
	5 - 10 kJ	0,017	0,109

TABLE 3.1 – Temps de montée au pic et durée de sollicitation au doigt de l'impact (capteur F1) pour les trois structures à échelle réduite.

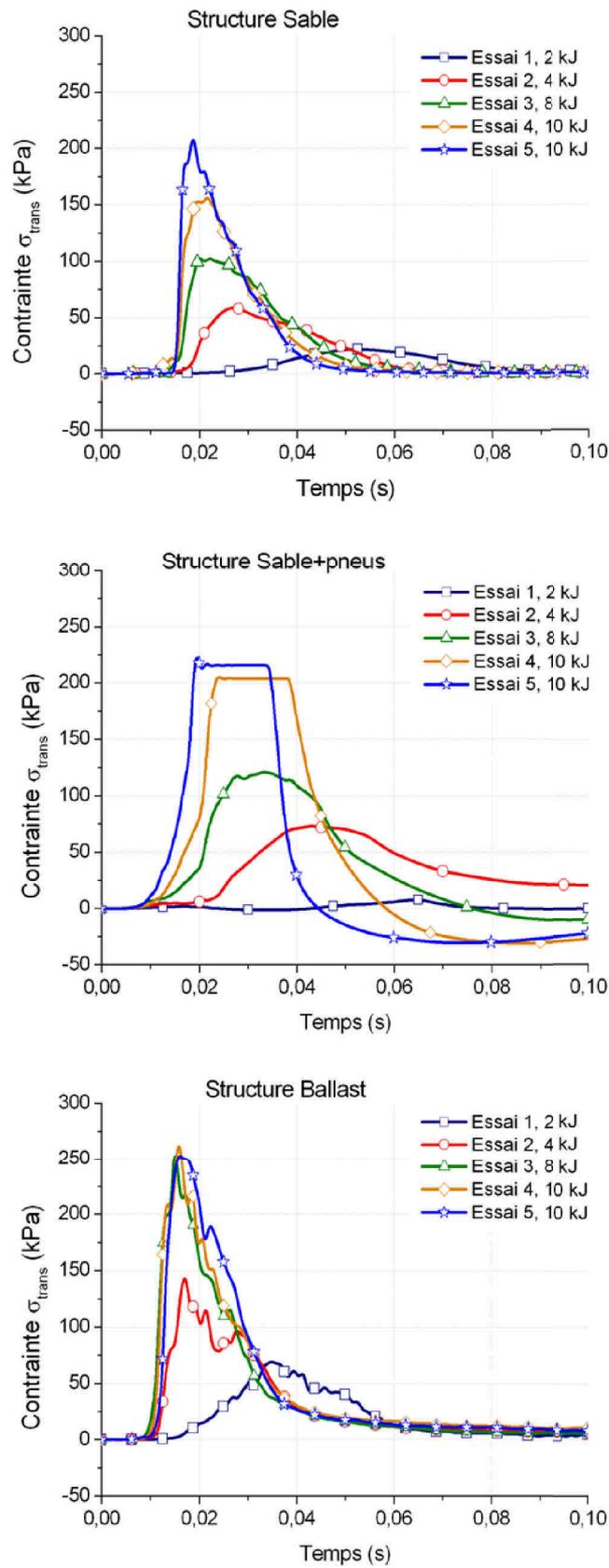


FIGURE 3.2 – Evolution temporelle de la contrainte transmise au droit de l’impact pour les cinq essais d’impact sur les trois structures.

Les valeurs maximales de contrainte transmise ( $F_{1max}$ ) sont comparées sur la Figure 3.3. La contrainte transmise la plus faible est obtenue pour la structure "sable" et la plus forte est obtenue pour la structure "ballast". Les valeurs mesurées pour la structure "sable+pneus" sont légèrement supérieures à celles de la structure "sable". Le ratio entre  $F_{1max}$  pour la structure "ballast" et  $F_{1max}$  pour la structure "sable" varie quasi-linéairement de 3,2 pour le premier impact à 1,2 pour le cinquième. Ceci montre que l'écart entre les valeurs maximales de ces deux structures tend à diminuer. De plus, pour la structure "ballast", la contrainte maximum semble atteindre un seuil à environ 250 kPa à partir du troisième essai (8kJ). Pour les deux autres structures, la contrainte maximum augmente linéairement sans atteindre de valeur seuil.

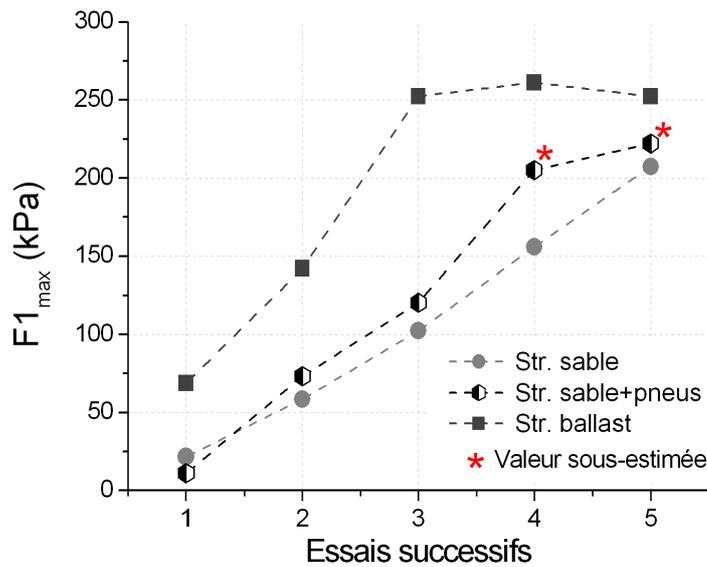


FIGURE 3.3 – Contrainte maximum au droit de l'impact (capteur F1) pour les cinq essais successifs sur les trois structures.

L'étude des contraintes résiduelles au droit de l'impact (Fig. 3.4) montre que leur évolution au cours des impacts successifs est constante pour les structures "sable" et "ballast", avec une moyenne de 0,56 % de la contrainte maximale pour la structure "sable" et de 2,14 % pour la structure "ballast". L'évolution de la contrainte résiduelle pour la structure "sable+pneus" montre une grande variabilité, avec des valeurs allant de 68,4% à -3,9% de façon décroissante.

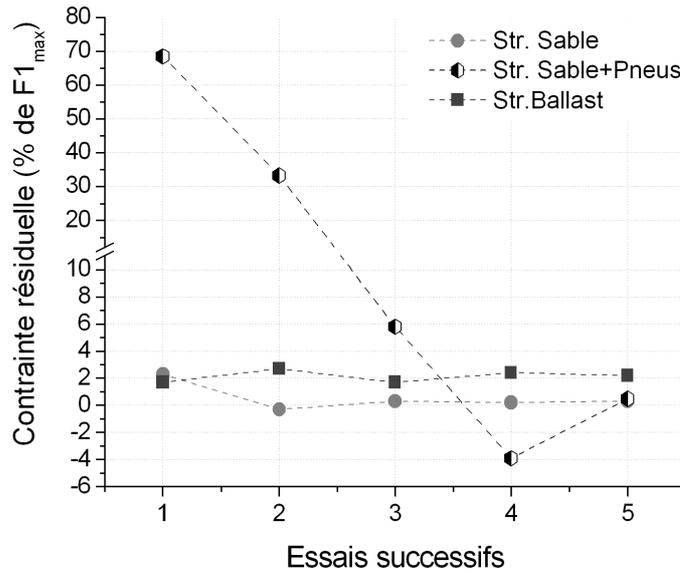


FIGURE 3.4 – Contrainte résiduelle au droit de l'impact ( $\%F1_{max}$ ) pour les cinq essais successifs sur les trois structures.

### 3.1.2 Contraintes aux autres points de mesure

La Figure 3.5 présente pour chaque structure les valeurs maximales de contrainte enregistrée par les quatre capteurs de contrainte. La contrainte maximale pour ces capteurs est croissante au cours des essais successifs, excepté pour la structure "ballast" où cette évolution est moins marquée. Cette différence d'évolution peut s'expliquer par la mobilisation de chaînes de forces dans le matériau granulaire grossier qu'est le ballast ; ces chaînes de forces ne prenant pas nécessairement appui sur le capteur.

Pour chaque structure, le capteur  $F_1$  est soumis au plus fort chargement, suivi par  $F_3$ ,  $F_4$  puis enfin  $F_2$ . La différence entre  $F_4$  et  $F_2$  est moins marquée pour la structure "ballast". Les très faibles valeurs pour  $F_2$  par rapport à  $F_3$  s'expliquent d'une part par les différentes conditions aux limites qui affectent chaque point de mesure, d'autre part par le gradient de densité au sein du matériau du noyau en raison de sa mise en œuvre (il est simplement déversé à l'arrière du parement). Le matériau à proximité de  $F_3$  peut être considéré comme étant confiné et dans un état dense. Au contraire, le matériau au voisinage de  $F_2$ , proche de la surface peut être considéré en condition de déformation libre sur la face supérieure et dans un état lâche. L'influence relative de chacun de ces deux paramètres ne peut pas être distinguée. En revanche, le matériau en contact avec les capteurs  $F_1$  et  $F_4$  peut être considéré dans les mêmes conditions de confinement et de densité<sup>1</sup>. Les différences entre les valeurs mesurées par ces deux capteurs s'expliquent donc par l'atténuation géométrique ou diffusion de l'énergie d'impact. L'étude de la diffusion comme mécanisme de dissipation d'énergie est détaillée dans la section suivante.

1. La partie instrumentée des structures se concentre sur les neuf cellules centrales mais une rangée latérale de cellules de part et d'autre de ces neuf cellules permet d'assurer le confinement nécessaire pour représenter la continuité de l'ouvrage.

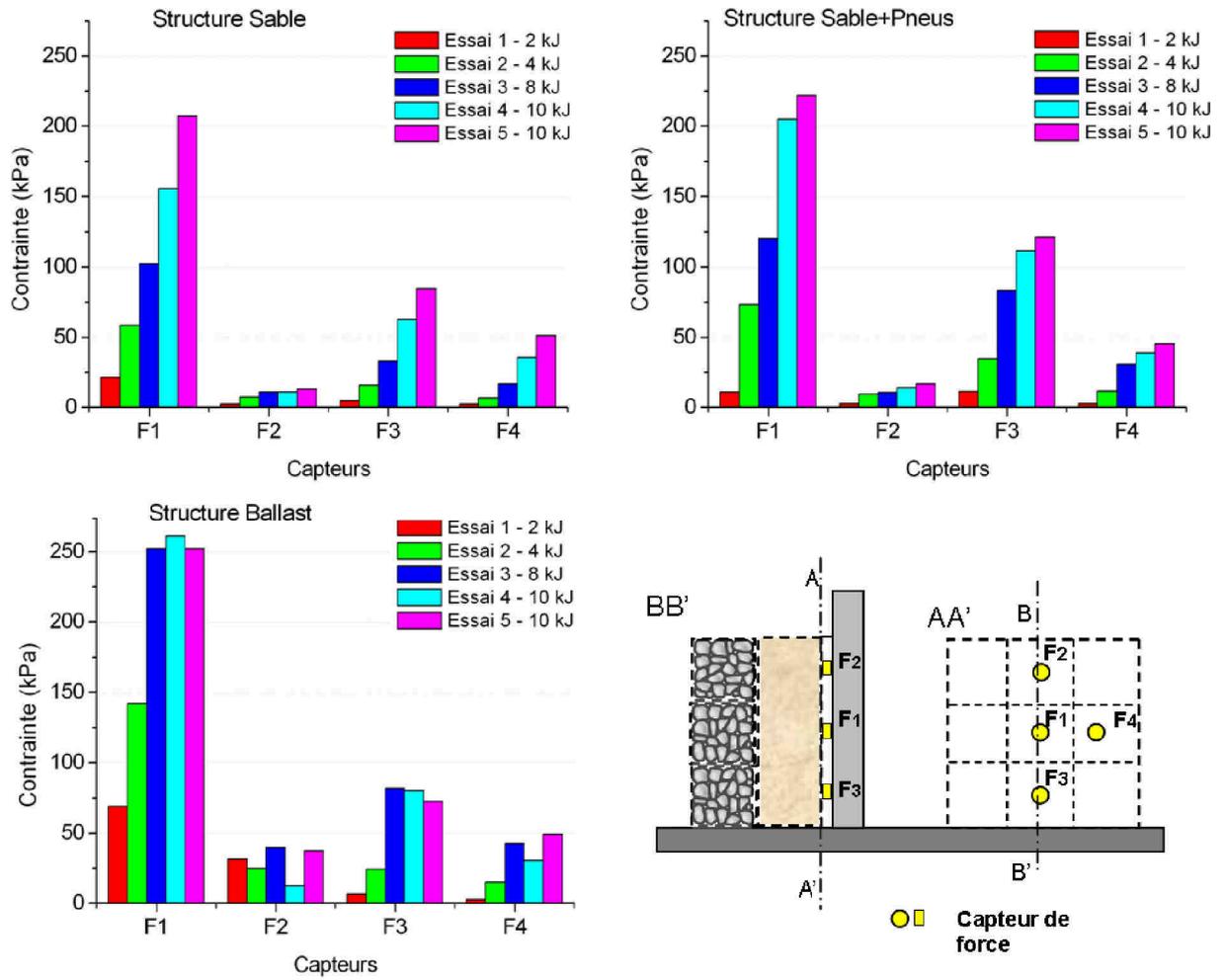


FIGURE 3.5 – Valeurs maximales de la contrainte transmise au support pour les quatre capteurs.

La Figure 3.6 montre les rapports entre la contrainte maximale mesurée par  $F_1$  et les contraintes maximales enregistrées par les autres capteurs à chaque essai. Un rapport élevé indique une concentration de la contrainte dans l'axe d'impact. Le rapport  $F_1/F_2$  est croissant pour les trois structures, traduisant une sollicitation de plus en plus faible de la zone au-dessus de l'impact, ou bien une sollicitation plus forte de la zone dans l'axe d'impact. Pour les rapports  $F_1/F_3$  et  $F_1/F_4$ , les valeurs pour la structure "ballast" sont systématiquement plus élevées que pour les deux autres structures, surtout au premier impact. Cela montre que ce matériau diffuse moins et tend à concentrer les efforts, ce comportement étant lié à la mobilisation de chaînes de force dans une direction préférentielle. Les valeurs pour la structure "sable" décroissent légèrement, traduisant une plus forte emprise du chargement de la partie arrière de la structure.

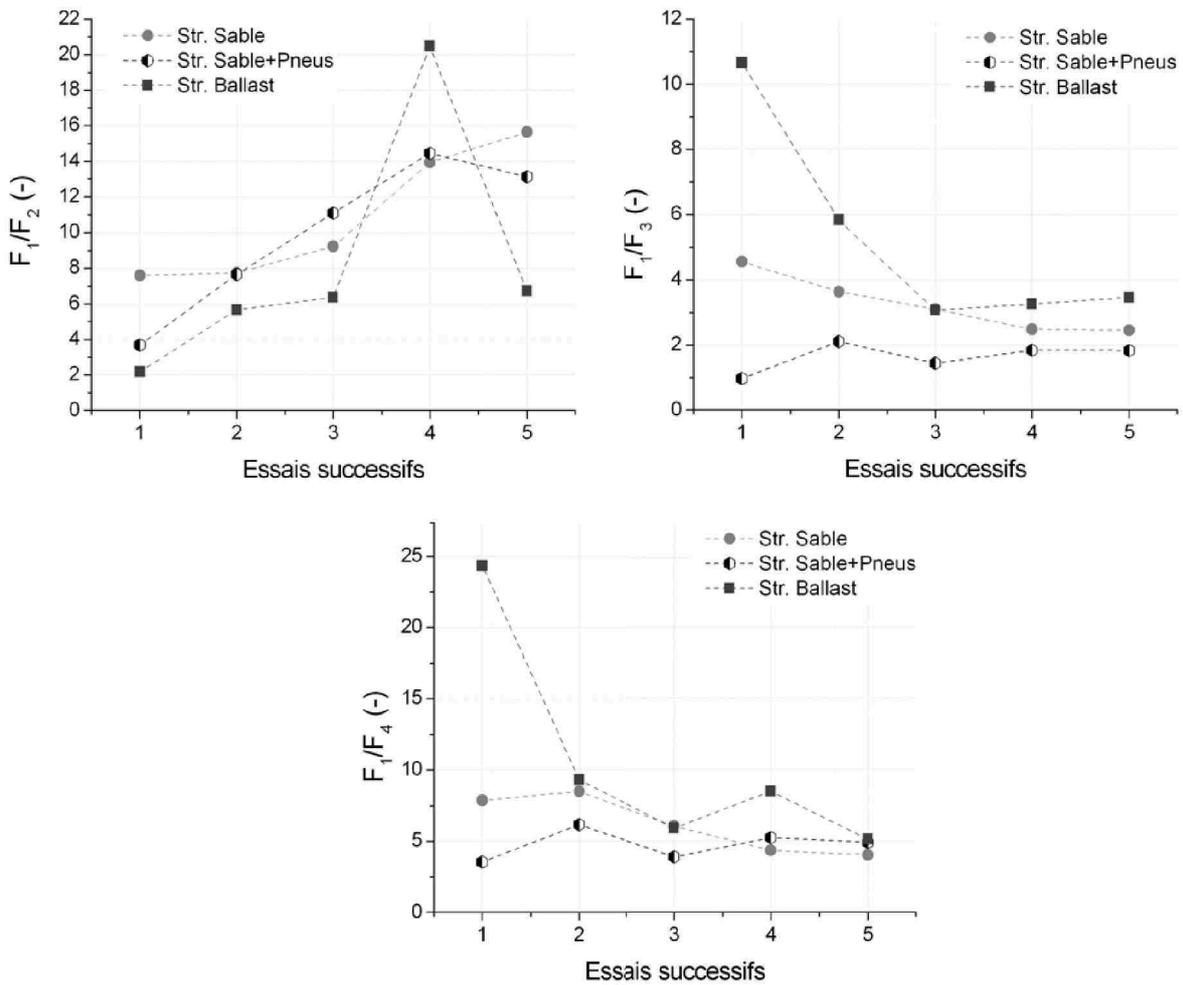


FIGURE 3.6 – Rapport entre la contrainte mesurée au droit de l'impact et les autres contraintes.

### 3.1.3 Synthèse

L'analyse basée sur les contraintes maximales transmises au support indique que la structure à noyau "sable" est la plus efficace en terme de réduction des efforts. En effet, les contraintes maximales et résiduelles au droit de l'impact sont plus faibles que pour les deux autres structures traduisant une plus grande capacité pour la structure "sable" à retrouver son état initial. Les contraintes aux autres points de mesure sont également plus faibles pour cette structure. Ceci indique que le sable joue bien son rôle dissipateur (ou "amortisseur") et limite la propagation de la sollicitation aussi bien au droit de l'impact que dans les autres directions de l'espace.

D'un point de vue phénoménologique, les résultats montrent un comportement différent pour la structure "ballast" par rapport aux deux autres structures. En effet, la durée de sollicitation se stabilise dès le deuxième impact et la contrainte au droit de l'impact atteint un seuil dès le troisième impact. Ceci suggère que les deux premiers impacts ont pour effet de réorganiser les particules du noyau, de le densifier, et ensuite un autre mécanisme (fracturation des pierres) intervient pour limiter la contrainte transmise au mur d'appui (seuil observé pour la contrainte maximale au droit de l'impact). Ainsi le ballast atteint un état de compacité stable rapidement et devient donc peu sensible au compactage dynamique.

L'évolution temporelle de la contrainte au droit de l'impact pour la structure "sable+pneus" montre, suite à la sollicitation due à l'impact, une phase de décompression du noyau avant stabilisation. Ce comportement peut être attribué à la présence des pneus. Le reste des données est toutefois difficile à interpréter en raison des doutes sur les mesures.

Pour les trois structures les résultats mettent en évidence l'influence des conditions aux limites et de l'état des matériaux sur la contrainte transmise. Ils montrent que la contrainte transmise au mur d'appui est plus importante lorsque le matériau est dense et confiné (vers le bas) et plus faible lorsqu'il est lâche et libre de se déformer (au moins dans une direction, ici vers le haut).

## 3.2 Analyse des mécanismes dissipateurs d'énergie

Cette section s'intéresse aux mécanismes qui permettent de transformer et/ou dissiper l'énergie d'impact dans la structure pare-bloc. D'après la littérature, ces mécanismes peuvent être issus de phénomènes élastiques (propagation d'ondes) ou plastiques (fracturation, réarrangement), se manifestant à différentes échelles de la particule à la structure (initialisation de plans de glissement conduisant à la ruine par exemple).

Les structures étudiées sont conçues à base de cages en grillages qui limitent le développement de plans de cisaillement en leur sein. On peut donc écarter ce mécanisme. La suite du chapitre s'intéresse donc aux autres mécanismes tels que la fracturation, le compactage et la dissipation intrinsèque liée aux matériaux, et tente d'estimer leur contribution.

### 3.2.1 Fracturation des éléments grossiers

La fracturation peut être étudiée à travers l'observation qualitative de l'état du parement. Les impacts sur les structures étant successifs, on observe une détérioration progressive des matériaux du parement. Les blocs sont fracturés, cassés, ils tombent au sol. Les mailles des gabions sont sectionnées soit par étirement excessif soit par poinçonnement, quelques agrafes sont ouvertes. Le troisième essai d'impact à 8 kJ permet de comparer l'étendue de la fracturation sur les trois structures (Fig. 3.7). Le rapport entre la surface des éléments fracturés et la surface du gabion (représentée par le cadre noir) est de l'ordre de 0,4 pour la structure "sable", 0,3 pour la structure "sable+pneus" et 0,5 pour la structure "ballast". Le nombre de fils sectionnés est de 5, 7 et 3 pour la structure "sable", "sable+pneus" et "ballast" respectivement.

Une tentative de quantification des phénomènes de fracturation a été engagée à travers l'analyse fréquentielle de l'accélération de l'impactant et de l'accélération à l'interface parement/noyau dans l'axe d'impact (capteur A2). Les phénomènes de fracturation, de fissuration, de réarrangement se combinant, les fréquences correspondant seulement à la rupture des blocs n'ont pas pu être mises en évidence et isolées.

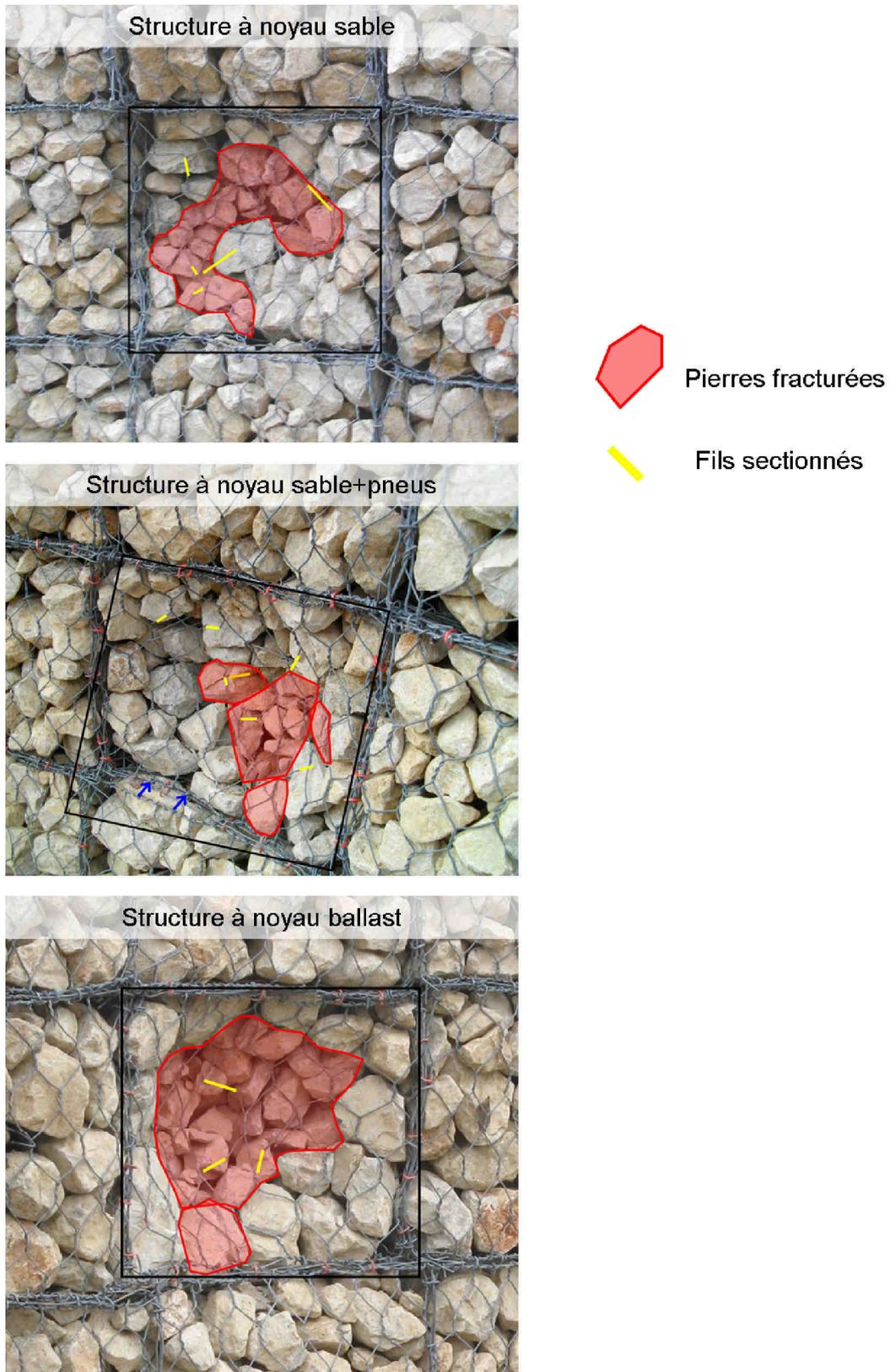


FIGURE 3.7 – Fracturation du gabion central du parement pour chacune des trois structures testées après l'essai n°3 à 8 kJ.

### 3.2.2 Compactage des matériaux

Le compactage des matériaux, issus de la fracturation et du réarrangement des particules, peut être évalué à travers l'étude de l'épaisseur des couches qui constituent la structure. La réduction de l'épaisseur de la structure correspond à l'enfoncement maximum du parement au niveau du point d'impact, la partie arrière étant fixe. La réduction de l'épaisseur du parement est obtenue par différence de la mesure d'enfoncement de la face à l'amont et du déplacement de la face arrière du parement au niveau du point d'impact également. Les résultats pour les trois structures testées sont présentés Figure 3.8. La déformation du noyau est obtenue par différence entre la déformation de la structure et celle du parement.

Pour la structure "sable", la déformation de la structure s'accroît linéairement au fur et à mesure des impacts. La déformation de la structure "ballast" augmente fortement pour les trois premiers essais puis tend à se stabiliser pour les impacts suivants. A l'issue de la série d'impacts, la structure "sable" montre l'enfoncement maximum et l'épaisseur du parement est réduite de moitié, la structure "ballast" présente l'enfoncement minimum. La structure "sable+pneus" présente un comportement et un enfoncement final intermédiaires.

La Figure 3.8 permet de mettre en évidence les deux principaux phénomènes à l'origine de la déformation des structures : le compactage du noyau et la fracturation du parement. Pour la structure "sable", le compactage du noyau est le phénomène dominant pour les deux premiers essais, puis c'est la fracturation du parement qui est responsable de la déformation de la structure. L'épaisseur du noyau n'évolue plus car l'écart entre les deux courbes reste constant. Pour la structure "ballast", c'est la fracturation du parement qui est à l'origine de l'essentiel de la déformation de la structure, le compactage du noyau n'apparaît qu'au bout du troisième essai et son importance est faible. La structure "sable+pneus" a un comportement proche de la structure "sable", cependant le noyau se compacte tout au long des essais.

L'évolution des dimensions de la structure "ballast" semble atteindre un seuil à partir du troisième impact. Ce comportement peut être rapproché des observations liées à la contrainte transmise au mur d'appui qui présentait les mêmes caractéristiques. Ainsi, l'effet de seuil semble lié à la fracturation des pierres du parement, qui sont relayées, lorsqu'elles n'assurent plus leur rôle fusibles, par les granulats du ballast qui ont une dureté plus élevée.

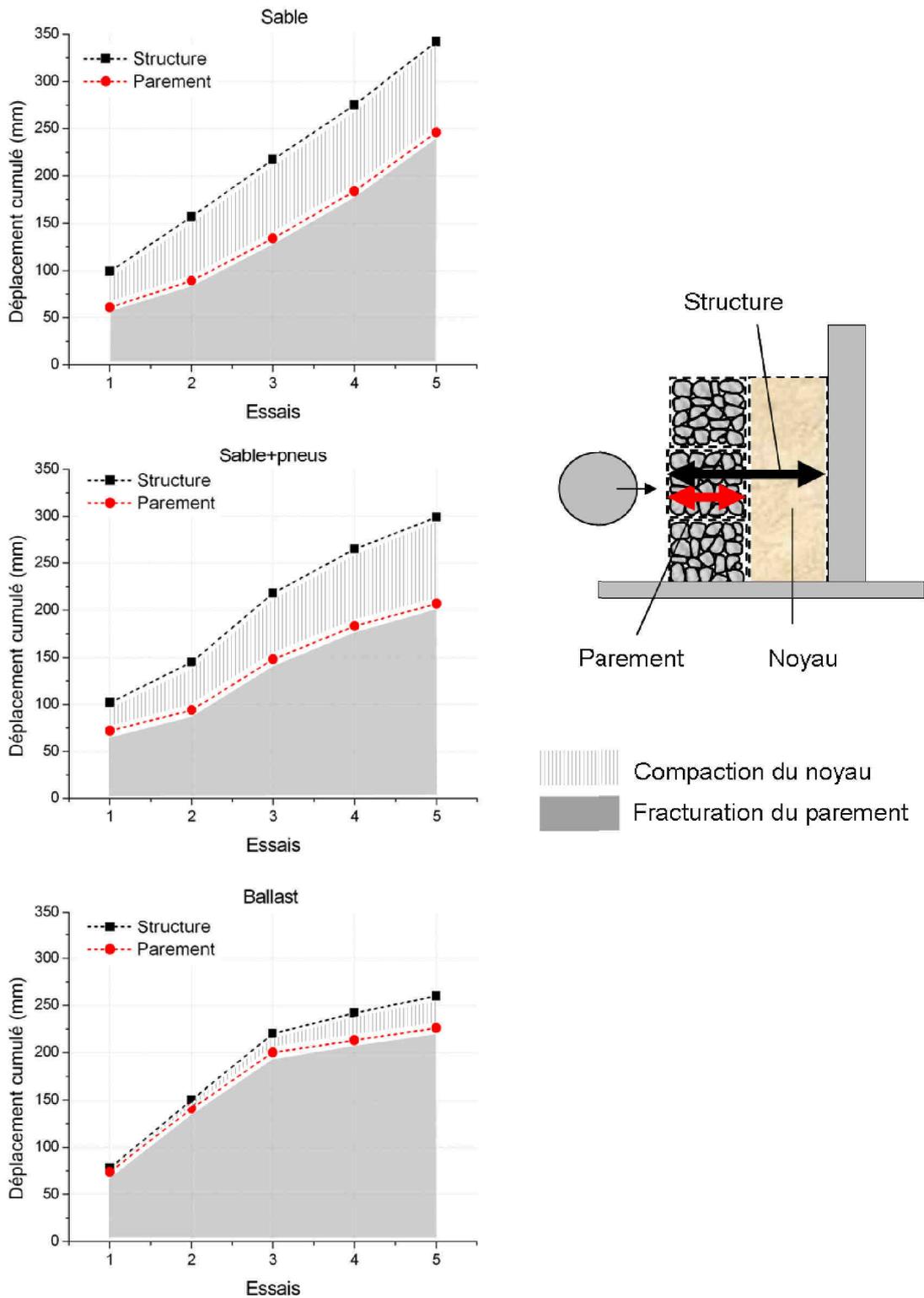


FIGURE 3.8 – Mise en évidence de l'importance relative du compactage des matériaux du noyau et de la fracturation des matériaux du parement dans l'évolution de l'épaisseur de la structure et du parement au cours des essais successifs.

### 3.2.3 Dissipation de l'énergie d'impact

#### 3.2.3.1 Atténuation de l'accélération en fonction de la position par rapport à la source

La méthode de Lepert et Corté (1989) pour déterminer l'énergie transportée par les ondes rayonnées dans l'ouvrage suite à l'impact fait intervenir l'impédance du sol  $Z$  (Eq.1.3). Celle-ci est calculée à partir de la masse volumique et de la célérité des ondes élastiques dans le milieu traversé.

L'application de cette méthode à notre étude est limitée et peu fiable pour plusieurs raisons. D'abord, contrairement à l'ouvrage étudié par ces auteurs constitué uniquement de sable, les structures objets de notre étude sont constituées de deux couches dont les matériaux ont des masses volumiques différentes et qui évoluent au cours des impacts successifs, et il n'est pas possible de quantifier cette évolution. Ensuite la célérité des ondes élastiques est difficile à déterminer de manière précise et fiable à cause des imprécisions sur les positions des accéléromètres et sur le pointé des temps d'arrivée des signaux.

Les travaux ultérieurs de Semblat et Luong (1998) proposent une méthode de calcul de différents facteurs d'atténuation (total, géométrique et lié au matériau) entre deux points ( $M_i$  et  $M_j$ ) ne faisant intervenir que deux paramètres issus des expérimentations : le maximum d'amplitude d'accélération ( $A_i$  et  $A_j$ ) et la distance des capteurs par rapport à la source d'excitation ( $r_i$  et  $r_j$ ) (Eq.3.1).

$$A_j = A_i \cdot e^{-\alpha \cdot (r_j - r_i)} \cdot \frac{r_i}{r_j} \quad (3.1)$$

Le rapport  $\frac{A_j}{A_i}$  représente la réduction d'amplitude ou atténuation totale,  $\frac{r_i}{r_j}$  est le facteur d'atténuation géométrique, et le facteur d'atténuation liée au matériau est le ratio entre les deux précédents et correspond au terme exponentiel de l'Equation 3.1. Ils peuvent facilement être calculés pour notre étude. La source d'excitation du milieu est l'impactant. A noter que la distance à la source pour le capteur situé sur l'impactant est choisie comme étant égale à l'enfoncement de ce dernier dans le parement (Fig. 3.9) et l'évolution au cours des impacts successifs des distances séparant les capteurs est prise en compte. Les résultats sont présentés Figures 3.10, 3.11 et 3.12, ils sont à considérer d'un point de vue plus qualitatif que quantitatif.

En ce qui concerne l'atténuation totale (Fig. 3.10), une valeur proche de 1 signifie qu'il n'y a pas d'atténuation, au contraire une valeur proche de 0 signifie que l'atténuation est importante. L'atténuation dans le parement est donc très importante pour la structure "ballast", et reste constante au cours des impacts successifs. En revanche, elle est faible au premier impact sur la structure sable et augmente au cours des essais successifs, traduisant une mobilisation du parement plus importante. Cette explication concorde avec les observations de la variation d'épaisseur des couches présentée dans la section précédente. Pour le noyau, les trois structures présentent une évolution similaire pour laquelle l'atténuation diminue au cours des impacts successifs, traduisant une moindre mobilisation du noyau dans la dissipation d'énergie.

En ce qui concerne le facteur géométrique (Fig. 3.11), s'agissant d'un rapport il est difficile d'attribuer les tendances observées à une diminution ou à une augmentation de l'un des deux

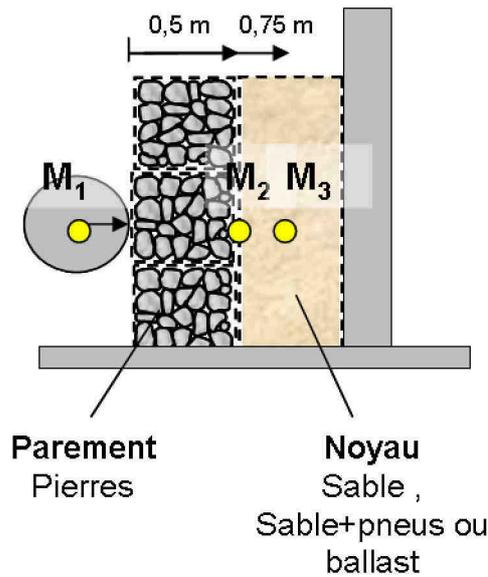


FIGURE 3.9 – Géométrie utilisée et position des capteurs pour les calculs des facteurs de réduction d'amplitude, appliqué aux expérimentations.

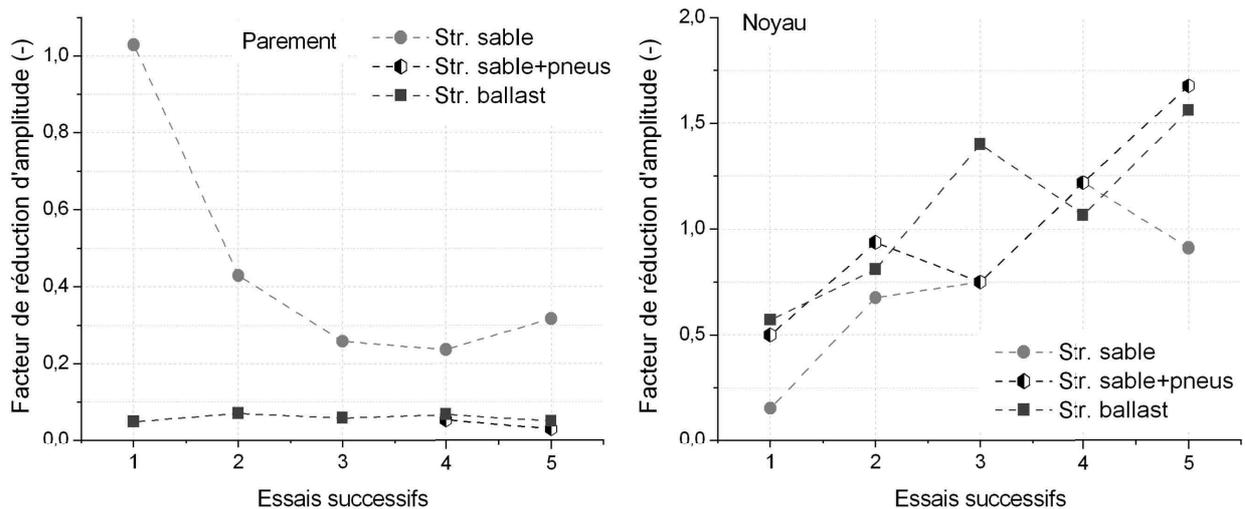


FIGURE 3.10 – Facteur de réduction d'amplitude ou atténuation totale d'après Semblat et Luong (1998) pour le parement et le noyau des trois structures testées au cours des essais successifs.

paramètres ( $r_i$  et  $r_j$ ). Les tendances montrent seulement que la modification des distances relatives entre les capteurs a plus d'importance dans le phénomène d'atténuation au niveau du parement des structures "sable" et "ballast" où il croit fortement au cours des essais successifs. Pour le noyau, les évolutions sont plus restreintes et montrent une tendance opposée à celle observée au parement pour les trois structures.

Le facteur d'atténuation liée au matériau (Fig. 3.12) montre des tendances comparables à l'atténuation totale. Ceci suggère que les caractéristiques des matériaux gouvernent l'atténuation et donc la dissipation de l'énergie d'impact.

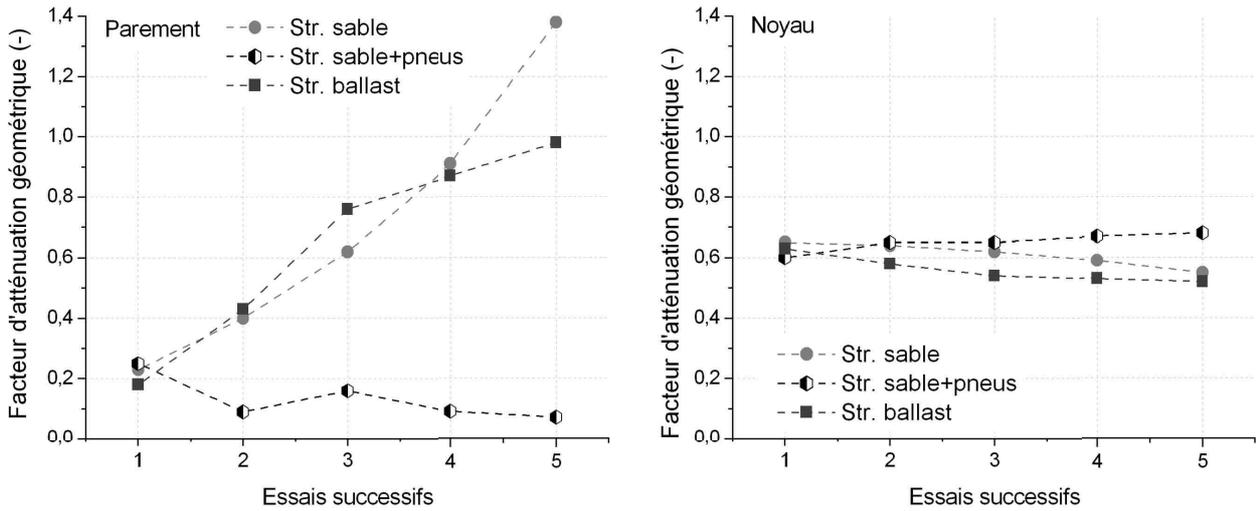


FIGURE 3.11 – Réduction d'amplitude liée à l'atténuation géométrique d'après Semblat et Luong (1998) pour le parement et le noyau des trois structures testées au cours des essais successifs.

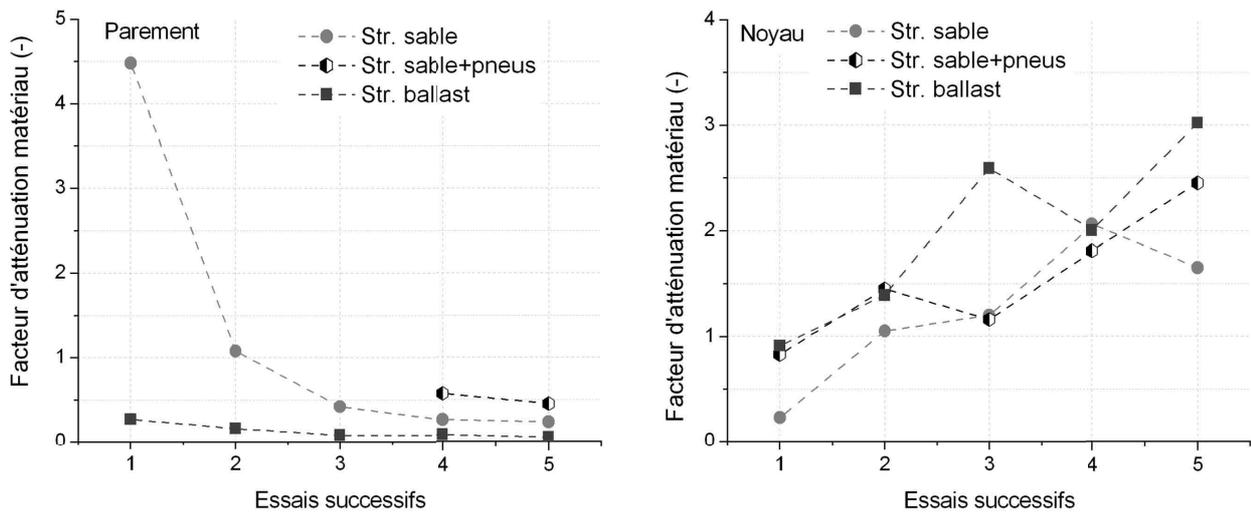


FIGURE 3.12 – Réduction d'amplitude liée à l'atténuation matériau d'après Semblat et Luong (1998) pour le parement et le noyau des trois structures testées au cours des essais successifs.

### 3.2.3.2 Approche énergétique pour la quantification de l'énergie dissipée par les matériaux

Afin d'approfondir l'effet des caractéristiques des matériaux sur la dissipation de l'énergie d'impact et tenter de la quantifier, nous proposons ici une méthode basée sur des considérations énergétiques.

#### a. Cadre théorique

On considère  $\mathcal{M}$ , un milieu infini, homogène et conservatif muni d'un repère  $(O, \vec{e}_x, \vec{e}_y, \vec{e}_z, \text{Fig. 3.13})$ . L'origine  $O$  correspond à la position d'une source d'excitation (impact). L'énergie cinétique  $E_c$  libérée dans le milieu se propage et il est communément admis que le champs d'onde ainsi créé est sphérique.

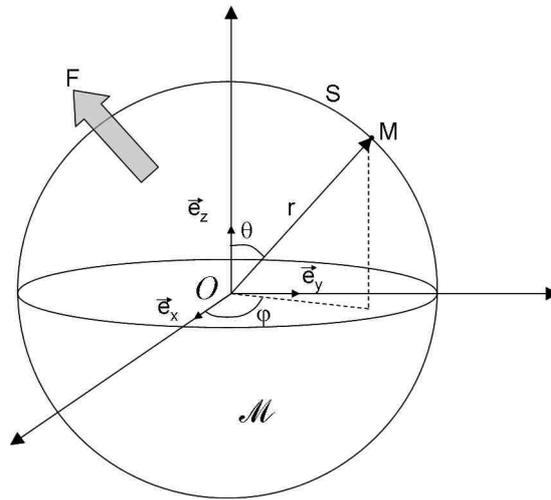


FIGURE 3.13 – Géométrie utilisée pour le calcul du flux d'énergie cinétique dans un milieu conservatif.

Le flux de l'énergie cinétique à travers une surface  $dS$  peut s'écrire (Eq.3.2) :

$$F = \iint_S E_c \cdot dS \quad (3.2)$$

Supposons le milieu conservatif, alors quelle que soit la surface  $S$  de rayon  $r$ , le flux est constant :

$$\forall S, F(S) = C \quad (3.3)$$

Soient  $S_1$  une sphère de rayon  $r_1$  et  $S_2$  une sphère de rayon  $r_2$ . Le flux d'énergie cinétique est donc égal sur ces deux sphères (Eq.3.4) :

$$\mathcal{M} \text{ conservatif} \Rightarrow \iint_{S_1} E_c \cdot dS = \iint_{S_2} E_c \cdot dS \quad (3.4)$$

Soit  $M_1$  un point de la sphère  $S_1$  et  $M_2$  un point de la sphère  $S_2$  :

$$\begin{aligned}
 \iint_{S_1} E_c \cdot dS &= \iint_{S_2} E_c \cdot dS \\
 \Leftrightarrow \frac{1}{2} m(M_1) v^2(M_1) \iint_{S_1} \cdot dS &= \frac{1}{2} m(M_2) v^2(M_2) \iint_{S_2} \cdot dS \\
 \Leftrightarrow \frac{1}{2} m(M_1) v^2(M_1) \cdot 4\pi r_1^2 &= \frac{1}{2} m(M_2) v^2(M_2) \cdot 4\pi r_2^2
 \end{aligned} \tag{3.5}$$

Pour un milieu conservatif et en choisissant  $M_1 = M_2$

$$v(M_1)^2 r_1^2 = v(M_2)^2 r_2^2 \tag{3.6}$$

Pour un milieu non conservatif, l'équation 3.6 se généralise par l'introduction d'un exposant  $\alpha$  :

$$v(M_1)^2 r_1^\alpha = v(M_2)^2 r_2^\alpha \tag{3.7}$$

## b. Application à notre étude

L'hypothèse du milieu conservatif réside dans l'exposant  $\alpha$  associé à  $r$  la distance à la source (Eq.3.5). Afin de tester cette hypothèse, on cherche à calculer  $\alpha$  à partir des vitesses mesurées dans les structures.

Pour déterminer  $\alpha$ , on peut réécrire l'équation 3.7 de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
 \frac{r_1^\alpha}{r_2^\alpha} &= \frac{v(M_2)^2}{v(M_1)^2} \\
 \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^\alpha &= \frac{v(M_2)^2}{v(M_1)^2} \\
 \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^\alpha &= \frac{v(M_2)^2}{v(M_1)^2} \\
 \alpha &= \frac{\ln\left(\frac{v(M_2)^2}{v(M_1)^2}\right)}{\ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right)}
 \end{aligned} \tag{3.8}$$

La formule 4.10 permet de calculer  $\alpha$  à partir des données expérimentales recueillies par les accéléromètres. Les vitesses aux interfaces entre chaque milieu sont déduites des mesures accélérométriques. A partir des vitesses maximales à chaque point, les valeurs de  $\alpha$  sont calculées pour chaque essai sur chaque structure, les résultats sont présentées Tableau 3.2. A noter, que la distance à la source du capteur positionné sur l'impactant étant nulle, nous avons choisi d'associer la vitesse issue de ce capteur à la pénétration de l'impactant dans la structure, et l'évolution des distances entre les capteurs est prise en compte. La masse volumique est difficile à prendre en compte car les capteurs sont positionnés aux interfaces, de plus elle influence peu le résultat parce que la différence de masse volumique entre deux milieux est faible (de l'ordre de 15%).

	Structure Sable		Structure Ballast		Structure Sable+pneus	
	Parement	Noyau	Parement	Noyau	Parement	Noyau
Essai 1 - 2 kJ	0,33	2,05	1,44	0,36	*	-0,96
Essai 2 - 4 kJ	1,09	1,01	3,15	-0,39	*	-0,95
Essai 3 - 8 kJ	1,05	0,43	3,05	-0,35	*	-1,29
Essai 4 - 10 kJ	1,23	0,53	3,50	-0,32	2,43	-1,36
Essai 5 - 10 kJ	1,26	0,53	1,98	-0,73	1,78	-1,22

TABLE 3.2 – Valeur de  $\alpha$  pour le parement et le noyau de chaque structure au cours des essais successifs, \* défaillance d'un capteur.

Ce modèle, loin d'être parfait présente des aberrations. En particulier, l'hypothèse d'homogénéité radiale n'est pas du tout respectée. Radialement, le milieu est hétérogène, la nature du milieu dépend fortement de la direction radiale, pour des raisons strictement géométriques. Toutefois, on remarque que les valeurs de  $\alpha$  dans le parement sont majoritairement supérieures à  $\alpha$  dans le noyau. Ceci montre qu'il y a plus d'énergie dissipée dans le parement que dans le noyau pour les trois structures. Les valeurs élevées de  $\alpha$  dans le parement indiquent que quasiment toute l'énergie est dissipée dans le parement. Les valeurs faibles et négatives proviennent du fait que  $v(M_3)_{max} > v(M_2)_{max}$  et peuvent traduire une amplification dynamique dans le noyau. Toutefois les vitesses mesurées dans le noyau restent très faibles devant  $v(M_1)_{max}$ .

Ainsi cette méthode confirme l'importance du parement dans la dissipation d'énergie mais sans faire émerger un mécanisme dissipatif prépondérant.

Une amélioration possible de cet outil serait d'inclure la dimension temporelle dans le calcul de l'indicateur  $\alpha$  et ne pas considérer les maxima de vitesse. Toutefois, cela reste un outil qualitatif et non quantitatif.

### 3.2.4 Synthèse

L'étude des mécanismes dissipateurs d'énergie qu'il est possible d'observer et/ou de mesurer avec les expérimentations développées révèle l'importance des matériaux composant les différentes couches et de leur position dans la structure ainsi que l'importance des conditions aux limites. En effet les mécanismes prépondérants diffèrent en fonction des structures. La structure "ballast" dissipe principalement l'énergie par la fracturation importante des pierres du parement, et peu de brins de grillage sont sectionnés. Ceci favorise le maintien de l'intégrité de la structure en évitant l'éventration et le déversement des pierres. L'enfoncement du parement de la structure "sable" est plus important, la fracturation est limitée et de nombreux brins sont étirés et sectionnés, ceci étant préjudiciable à l'intégrité de la structure.

Le compactage est un phénomène important lorsque le noyau est composé d'un matériau fin. Ainsi c'est le mécanisme de dissipation prépondérant pour la structure "sable" pour les premiers impacts. C'est à partir du troisième impact que la fracturation des pierres du parement devient plus importante. Toutefois pour les trois structures, l'évolution du compactage montre les mêmes

tendances que la contrainte transmise au mur d'appui au droit de l'impact. Le compactage et la fracturation sont donc intimement liés et influencent la contrainte transmise.

L'étude de l'atténuation de l'énergie d'impact montre que l'effet géométrique est important au parement, mais que c'est l'atténuation liée aux matériaux qui gouverne l'atténuation totale. L'étude du flux d'énergie cinétique dans la structure confirme qu'une part importante de l'énergie dissipée au parement, mais ne permet pas d'identifier un mécanisme dissipatif prépondérant.

En terme constructifs et dans un objectif de concentration des dégradations au parement, il apparait que la structure "ballast" présentant une couche "fusible" au parement, appuyée à une couche "résistante" au noyau est plus efficace.

### 3.3 Effets des impacts successifs

#### Capacités résiduelles après un impact

Les résultats présentés ci-dessous concernent une structure impactée successivement à 2kJ, 4kJ, 8 kJ et deux fois à 10 kJ (structure "sable+pneus" A) et une structure vierge impactée directement à l'énergie maximale de 10 kJ deux fois (structure "sable+pneus" B). La comparaison de la réponse de ces deux structures permet d'évaluer l'effet des impacts successifs.

La répétition des impacts conduit à la déformation des structures, au parement ainsi qu'à l'interface entre le parement et le noyau. La fracturation des granulats est observée au parement, après chaque impact. Le compactage des matériaux de noyau est également observé lors du démontage des structures.

La réponse des deux structures est examinée principalement du point de vue de la force d'impact et de la contrainte transmise au mur d'appui qui constituent le critère de comparaison des différents essais. Les autres données (mesures d'accélération dans la structure) permettent d'interpréter les différentes réponses observées.

#### 3.3.1 Évolution temporelle de la force d'impact

La Figure 3.14 compare la force d'impact pour les deux essais à 10 kJ sur la structure A (déjà impactée à 2 kJ, 4 kJ et 8 kJ) et sur la structure B (vierge). Les courbes de la force d'impact présentent un maximum puis une décroissance assez régulière, identique pour les essais sur les deux structures. Entre le premier et le deuxième impact, la pente de la section qui précède le pic augmente, et le pic arrive plus tôt. La force d'impact augmente entre le premier essai à 10kJ et le deuxième pour la structure A : le maximum passe de 225 kN à 300 kN ; mais elle reste constante dans le cas de la structure vierge : 160 kN. La durée d'impact varie peu d'une structure à l'autre : environ 60 ms (70 ms pour le premier essai à 10 kJ sur la structure vierge).

#### 3.3.2 Évolution temporelle de la contrainte transmise au support

La réponse de la structure en termes de contrainte transmise est présentée sur la Figure 3.15. Les valeurs présentées traduisent la variation de contrainte liée à l'impact et ne prennent pas en compte le chargement statique lié aux impacts précédents. Pour la structure A, la contrainte mesurée au support est biaisée par la mise en butée du capteur et est donc sous-estimée (voir section 3.1.1, structure "sable+pneus"), mais les valeurs atteintes sont toutefois importantes : plus de 200 kPa. Pour la structure B, impactée directement à l'énergie maximum de 10 kJ, la contrainte transmise au support augmente d'un essai à l'autre, la durée de la sollicitation diminue, la pente qui précède le maximum augmente. Cependant, les valeurs maximum restent modestes en comparaison avec la structure A. Par exemple, l'impact à 8 kJ sur la structure A induit une contrainte au support de l'ordre de 120 kPa (valeur non biaisée), alors que la contrainte transmise lors du deuxième impact à 10 kJ sur la structure B n'atteint que 100 kPa. Ainsi pour des essais à même énergie, la contrainte transmise au mur d'appui est divisée par 4 lorsque la structure est vierge et par 2 lorsqu'elle a déjà été impactée une fois. Autrement dit, les essais successifs conduisent à une modification de

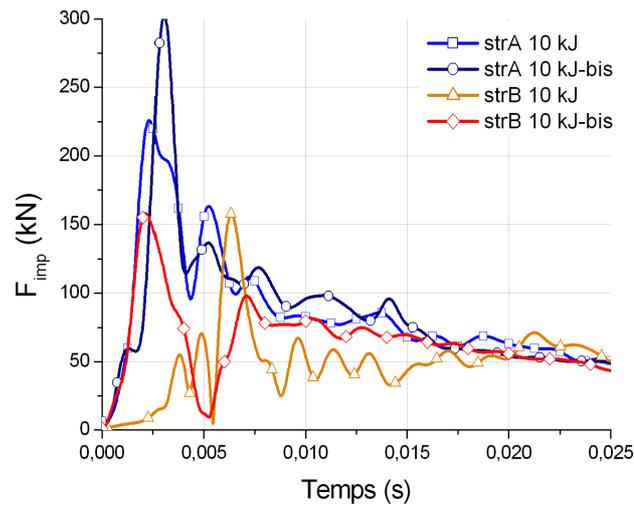


FIGURE 3.14 – Force d'impact du projectile en fonction du temps pour les impacts à 10 kJ sur une déjà impactée trois fois (str A) et sur une structure vierge (str B).

la structure induisant une contrainte transmise plus élevée. Ses capacités à "amortir" le choc sont ainsi diminuées.

La comparaison des figures 3.14 et 3.15 montre que les valeurs maximales atteintes par la force d'impact et la contrainte transmise au support sont très inférieures dans le cas d'une structure vierge par rapport à une structure plusieurs fois impactée à énergie croissante.

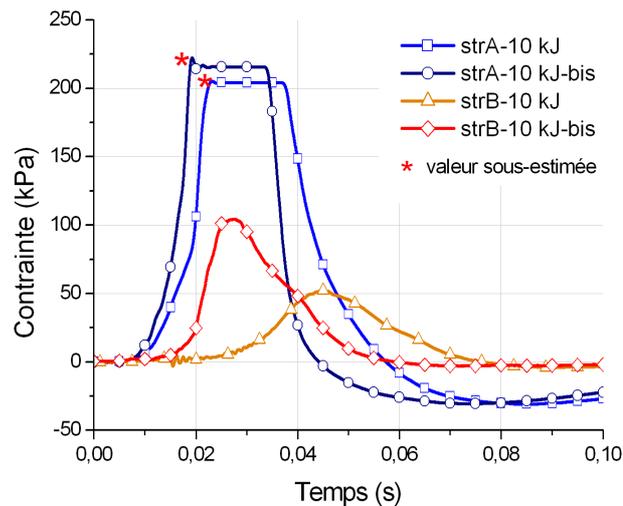


FIGURE 3.15 – Contrainte mesurée au support (capteur  $F_1$ ) en fonction du temps pour l'énergie d'impact de 10 kJ sur les structures A (impactée plusieurs fois) et B (vierge).

### 3.3.3 Évolution spatio-temporelle

#### 3.3.3.1 Impact à 10 kJ sur une structure déjà impactée plusieurs fois

La Figure 3.16 compare les données issues des différents accéléromètres, pour un impact à 10 kJ sur la structure A. L'onde d'impact se propage dans la structure pour arriver environ 3 ms après le début de l'impact à l'accéléromètre  $a_2$ , 6,5 ms à l'accéléromètre  $a_3$  et environ 13 ms au support. L'ordre de grandeur de la vitesse de l'onde de compression peut être évalué en faisant une estimation de la taille des cellules après 3 impacts : 90 m/s dans les cellules "pierres" du parement, et 130 m/s dans le noyau sable-pneus. Les incertitudes sur les déformations après chaque impact de la couche de parement et de la couche de noyau sont importantes et il est difficile de pointer avec précision les temps d'arrivée de l'onde aux capteurs. De ce fait, le calcul de la vitesse est sujet à une grande variation et cette grandeur est difficilement exploitable pour évaluer l'état de compactage des matériaux du noyau.

La Figure 3.16 permet également d'apprécier la variation d'amplitude de cette onde de compression. Pour cet impact, la décélération maximum de l'impactant atteint  $870 \text{ m/s}^2$ , l'accélération maximum mesurée à l'interface parement/noyau est de  $930 \text{ m/s}^2$ , et l'accélération mesurée dans le noyau est de  $580 \text{ m/s}^2$ . L'amplitude de l'accélération est donc légèrement augmentée lors du passage à travers le parement. À partir de  $t=15 \text{ ms}$ , les courbes d'accélération  $a_2$  et  $a_3$  se rejoignent et décroissent simultanément pour atteindre des valeurs négatives. On peut qualifier ce phénomène de retour élastique qui affecte le noyau dans son ensemble.

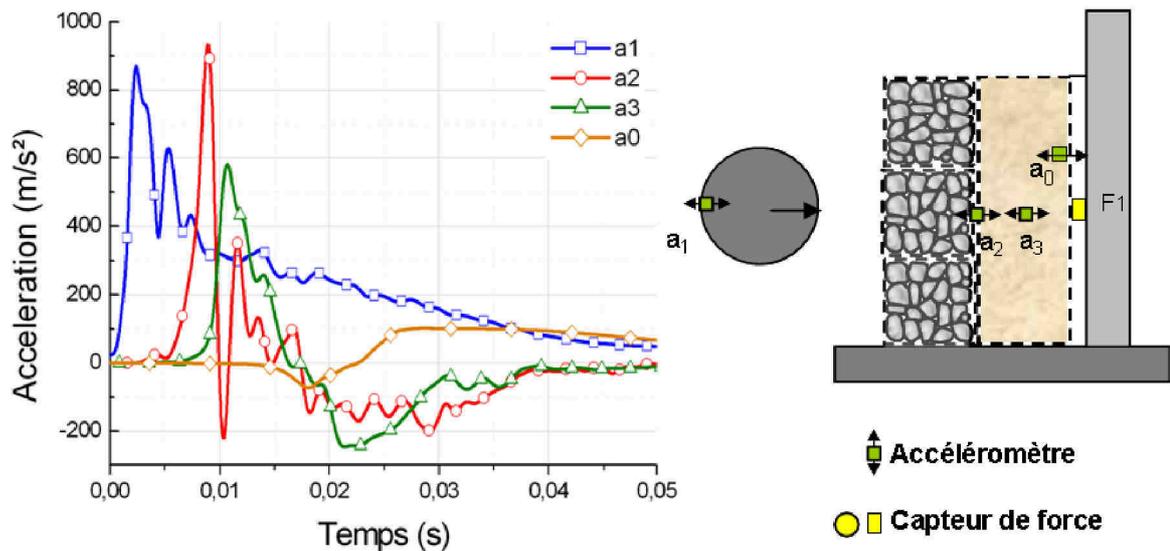


FIGURE 3.16 – Propagation de l'onde de compression dans la structure A pour un impact à 10 kJ.

### 3.3.3.2 Impact à 10 kJ sur une structure vierge

Les résultats présentés ci-après permettent d'examiner la réponse d'une structure vierge impactée à 10 kJ avec la réponse de la même structure lors d'un deuxième impact à la même énergie. La Figure 3.17 présente les valeurs d'accélération mesurées sur l'impactant ( $a_1$ ), à l'interface parement/noyau ( $a_2$ ), dans le noyau ( $a_3$ ) ainsi que la contrainte sur le support ( $F_1$ ).

D'un essai à l'autre, si la valeur maximum de décélération de l'impactant ( $a_1$ ) reste du même ordre de grandeur (environ  $600 \text{ m/s}^2$ ), il n'en est pas de même des autres mesures. En effet, l'accélération mesurée à l'interface parement/noyau ( $a_2$ ) augmente de  $220 \text{ m/s}^2$  à  $500 \text{ m/s}^2$ , l'accélération dans le noyau ( $a_3$ ) augmente de  $120 \text{ m/s}^2$  à  $500 \text{ m/s}^2$  également, et la force transmise au support ( $F_1$ ) double (de 50 à 100 kPa). De plus le temps total de sollicitation de la structure diminue : 75 ms pour le premier impact, et 60 ms pour le second. La valeur maximum de décélération de l'impactant dans le cas du premier impact est atteinte lorsque l'accéléromètre  $a_2$  est atteint par l'onde. Ce n'est pas le cas sur le second impact. En fait, lors du second impact, l'impactant entre en contact avec un parement déformé. La surface de contact est très élevée dès le début de l'impact, contrairement au premier essai lors duquel l'impactant doit pénétrer dans la structure pour mobiliser une force de réaction importante.

### 3.3.4 Comparaison des réponses des deux structures

Pour la structure A, déjà impactée à trois reprises à 2, 4 et 8 kJ, la force d'impact augmente encore pour les deux essais à 10 kJ (Fig. 3.14). Pour la structure B, la force d'impact reste constante pour les deux essais à 10 kJ.

Les contraintes transmises ne sont pas directement comparables d'un point de vue quantitatif en raison de l'incertitude sur la valeur vraie atteinte pour la structure A. Cependant, pour les deux structures elles tendent à augmenter d'un impact à l'autre. Pour la structure A elle est supérieure à 200 kPa pour les deux essais à 10 kJ, alors que pour la structure B elle atteint seulement 100 kPa lors du deuxième impact à 10 kJ. Lorsque le noyau se compacte ou se densifie, les particules s'imbriquent, le matériau a moins de latitude pour se déformer et "absorber" l'impact et la contrainte liée à l'impact est plus facilement transmise à travers les chaînes de force ainsi créées. Les impacts successifs ont donc clairement un effet de compactage du noyau. L'énergie de compactage du noyau peut être assimilée pour plus de facilité à l'énergie d'impact. Ainsi dans le cas de la structure A, lors du premier impact à 10 kJ, la structure est déjà compactée à  $2+4+8 = 14 \text{ kJ}$ .

Les résultats présentés dans le Tableau 3.3 comparent la réponse de la structure B pour le deuxième essai à 10 kJ avec la réponse de la structure A pour l'essai 8 kJ (noyau compacté à 6 kJ) et la réponse pour l'essai à 10 kJ (noyau compacté à 14kJ). On s'attend donc à ce que la structure B ait une réponse intermédiaire entre celle de la structure A impactée à 8kJ et impactée à 10 kJ.

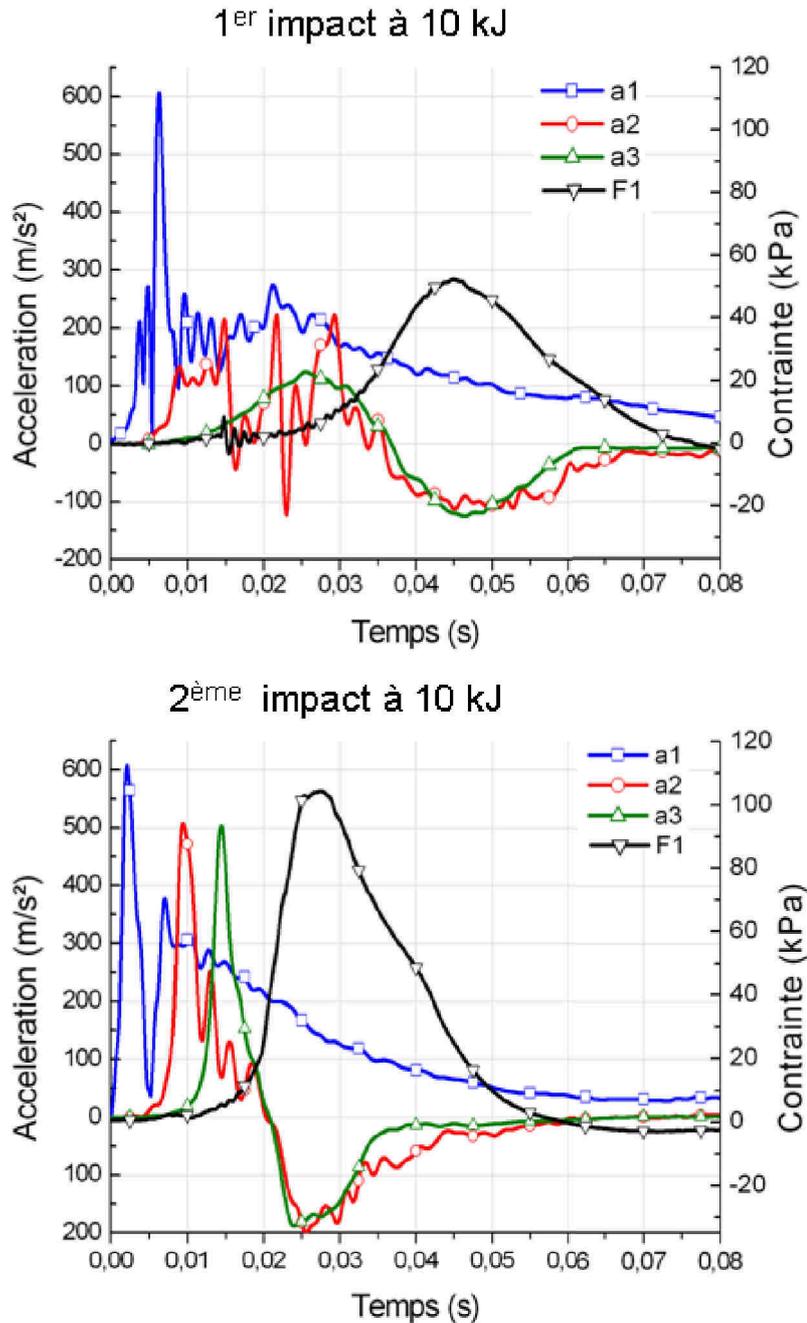


FIGURE 3.17 – Propagation de l’onde de compression dans la structure B lors des deux impacts successifs à 10 kJ.

Les valeurs d’accélération ( $a_1$  et  $a_2$ ) et de contrainte transmise ( $F_1$ ) sont plus faibles pour la structure B impactée à 10 kJ pour la seconde fois que pour la structure A impactée à 8kJ. Cela montre que le compactage du noyau n’est pas seulement dû à l’énergie d’impact et que le nombre d’impacts intervient également. La répétition des impacts et l’énergie apportée par ceux-ci mobilise des phénomènes irréversibles dans le parement et le noyau : fracturation des cailloux, réarrangement granulaire. La différence de réponse entre la structure A et la structure B résulte de ces phénomènes. Pour résumer, le compactage du noyau est dû d’abord au nombre d’impacts ayant déjà été réalisés

Structure – énergie d'impact Etat du noyau	$a_1$ $m/s^2$	$a_2$ $m/s^2$	$a_3$ $m/s^2$	$F_1$ $kPa$
Str. A - 8kJ Noyau compacté à 6 kJ	710*	661	489	120
Str. B - 2 <sup>eme</sup> impact à 10 kJ Noyau compacté à 10 kJ	607	506	502	104
Str. A - 1 <sup>er</sup> impact à 10 kJ Noyau compacté à 14 kJ	868	932	580	205*

TABLE 3.3 – Valeurs maximales pour les capteurs  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  et  $F_1$ . \* valeurs sous-estimées en raison d'une défaillance du capteur ou de sa mise en butée.

sur la structure, ensuite à l'énergie à laquelle se sont produits ces impacts. Ainsi, un impact à 10 kJ sur une structure vierge a moins d'effets que deux impacts à 2 et 4 kJ.

### 3.3.5 Bilan

Un ouvrage plusieurs fois impacté voit ses caractéristiques modifiées (fracturation, compactage). Son efficacité à réduire la contrainte transmise à la partie arrière est d'autant plus affectée que l'ouvrage a subi un nombre important d'impacts. D'après les résultats présentés, une succession (trois dans notre étude) d'impacts à énergie faible ou moyenne dégrade plus l'ouvrage qu'un impact à énergie élevée. Lors d'un deuxième impact à énergie élevée, l'ouvrage présente encore de meilleures caractéristiques lui permettant d'être plus efficace.

### 3.4 Analyse de la force d'impact

La force d'impact est un paramètre couramment utilisé pour le dimensionnement des merlons (voir chapitre 1 Etat de l'art). Elle peut être calculée à partir de l'accélération de l'impactant. L'évolution temporelle de l'accélération de l'impactant au cours des essais successifs sur les trois structures est présentée Figure 3.18.

Pour la structure "sable" l'accélération augmente rapidement jusqu'à atteindre un maximum puis diminue fortement, appelé par la suite pic d'accélération ; puis elle se stabilise sur environ 10 ms, créant un plateau avant de redescendre à zéro. Pour la structure "sable+pneus", seuls les deux derniers essais peuvent être considérés en raison d'une défaillance de l'accéléromètre pour les essais précédents. Le pic est bien net, puis l'accélération diminue presque linéairement jusqu'à zéro, le plateau est très peu marqué. Pour la structure "ballast" en revanche, le pic n'apparaît pas mais le plateau est bien marqué. Pour les trois structures, l'accélération au niveau du plateau à la fin de la série d'impacts est de l'ordre de  $400 \text{ m/s}^2$ .

D'un point de vue phénoménologique, la structure sable est composée d'un parement en pierres et d'un noyau en sable, le parement a donc une rigidité apparente plus importante que le sable plutôt lâche et donc plutôt meuble. Lorsque l'impactant percute cette structure il rencontre d'abord les pierres. Il semble que le pic (grande amplitude, faible durée) traduise la mobilisation de chaînes de forces dans la structure mais surtout au parement, sans réel déplacement. Le plateau (faible amplitude, longue durée) correspond plutôt à la pénétration de l'impactant dans la structure avec déplacement important des matériaux constitutifs notamment ceux du noyau.

Pour la structure ballast, où le parement en pierres est en contact avec un noyau en ballast (issu de roches dures) les chaînes de forces ont à peine le temps de se former que les pierres du parement se fracturent. On observe d'ailleurs des chutes brutales de la force d'impact dans les première 5 ms. Ceci explique l'absence d'un pic marqué en début d'impact.

Cette analyse rejoint les résultats présentés section 3.2.2. Pour mémoire, pour la structure "ballast", l'essentiel de la déformation est concentrée au parement ce qui indique que l'énergie d'impact est plutôt dissipée dans la fracturation des pierres du parement. Pour la structure "sable", le pic correspond à la sollicitation de chaînes de force uniquement au parement, et le plateau au compactage du noyau et à la fracturation du parement.

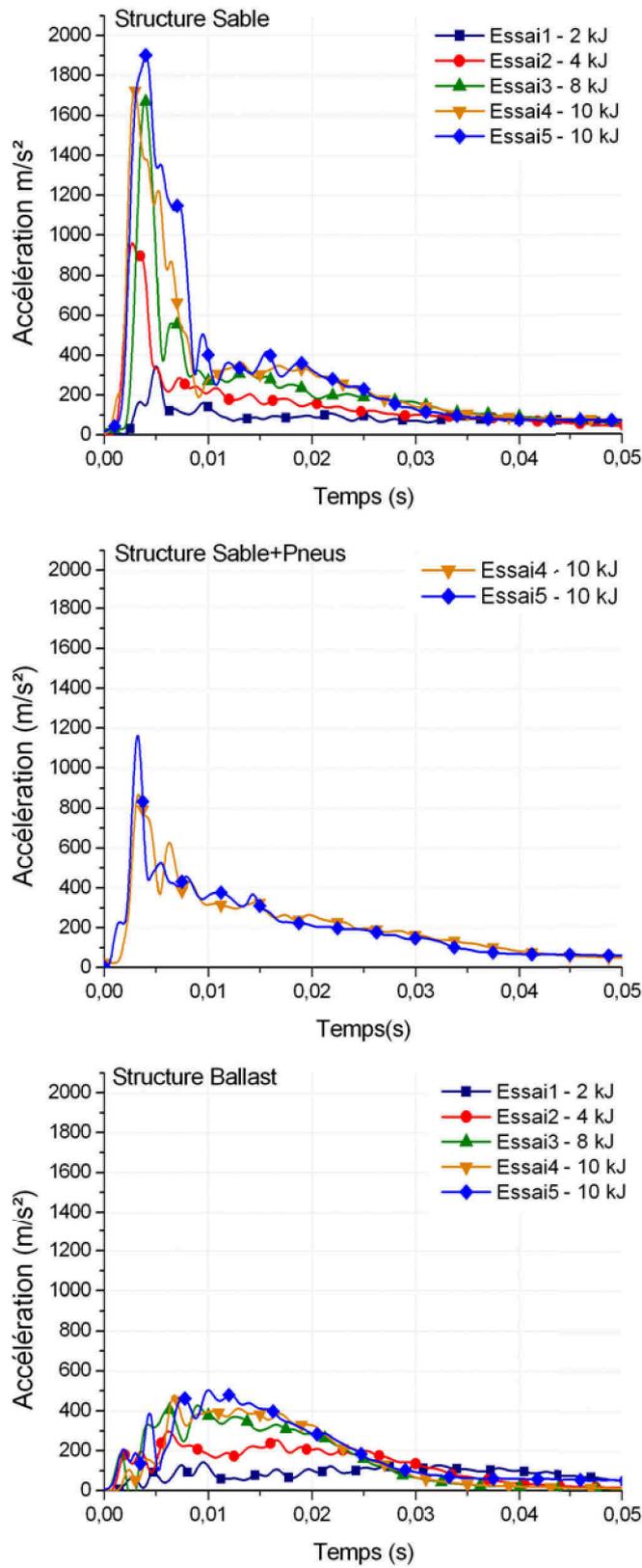


FIGURE 3.18 – Evolution temporelle de l'accélération de l'impactant pour les trois structures testées au cours des essais successifs.

La Figure 3.19 présente les valeurs maximales de force d'impact pour les trois structures au cours des essais successifs. La structure "ballast" qui est peut-être perçue comme la plus rigide présente les forces d'impact les plus faibles. La structure "sable" montre des valeurs supérieures aux deux autres structures pour tous les essais. Cependant, c'est la structure qui transmet le moins l'énergie d'impact (Fig. 3.2). Une force d'impact élevée n'induit donc pas forcément une contrainte élevée sur la partie arrière.

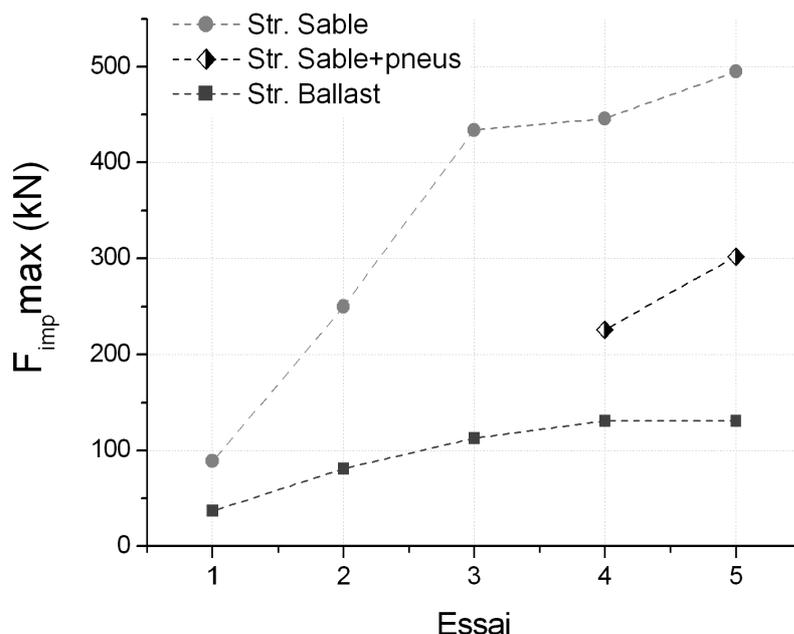


FIGURE 3.19 – Force d'impact maximale ( $F_{imp\ max}$ ) pour les essais successifs sur les trois structures.

Dans une démarche de dimensionnement, après avoir établi les caractéristiques des matériaux et de la structure, et les lois qui régissent leur comportement, on applique une force équivalente statique pour modéliser l'impact, et on observe le comportement de la structure. Or, on a vu que pour des conditions initiales d'impact identiques (même masse de l'impactant, même hauteur de chute, donc même vitesse incidente et même énergie cinétique avant impact), les accélérations mesurées (donc les forces d'impact) diffèrent fortement d'une structure à l'autre. D'après les résultats, la force d'impact traduit non pas la force (quasi-statique) que le bloc applique à la structure, mais la réponse dynamique de la structure elle-même face à la sollicitation. De plus il est communément admis de retenir comme paramètre de dimensionnement le maximum de la force d'impact. Or, on a vu que le maximum rend compte de phénomènes différents suivant les cas, plus précisément suivant les matériaux impactés, et une force d'impact élevée n'est pas nécessairement liée à une force transmise élevée.

Considérer une force d'impact quasi-statique comme paramètre d'entrée pour le dimensionnement des merlons apparaît ainsi très simpliste. Pour améliorer le dimensionnement des merlons, plusieurs alternatives peuvent donc être envisagées : (i) considérer à la fois la force d'impact maxi-

male et la force correspondant au plateau ; (ii) considérer la force pendant la durée de son application et ainsi prendre en compte l'effet dynamique comme le suggèrent Brandl et Blovsky (2004) ; (iii) ne pas considérer la force d'impact mais l'énergie d'impact ou la quantité de mouvement ( $m.v$ ).

L'effet dynamique, ou la prise en compte de la force d'impact pendant sa durée d'application revient à calculer la variation de la quantité de mouvement, ou impulsion (Eq.3.9) :

$$I = \sum_{t_1}^{t_2} F_{imp} \cdot (t_2 - t_1) \quad (3.9)$$

La Figure 3.20 présente l'impulsion ( $I$ ) sur 0,15 seconde calculée pour l'ensemble des essais sur les trois structures. Les résultats sont très proches de ceux présentés Figure 3.19 : les valeurs pour la structure "sable" sont les plus élevées, et pour la structure "ballast" les plus faibles.

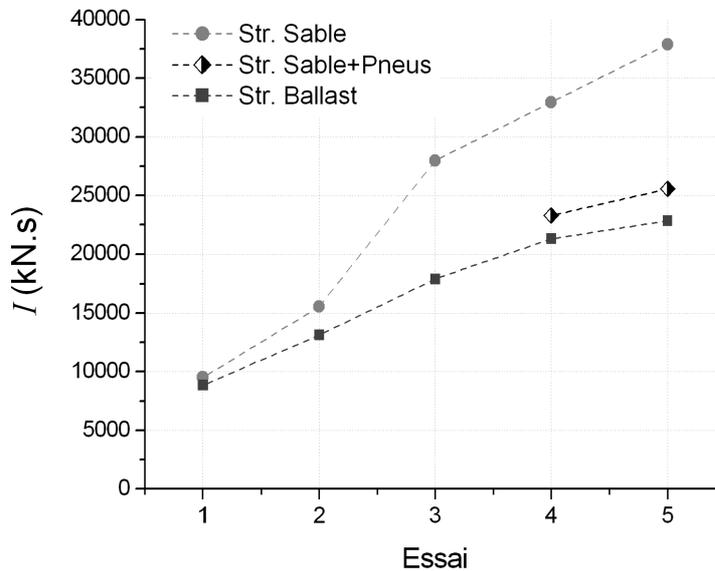


FIGURE 3.20 – Impulsion ( $I$ )(sur 0,15 s) pour les essais successifs sur les trois structures.

Avec le développement des outils de calcul numérique, il devient possible de s'abstenir d'utiliser la force d'impact comme paramètre d'entrée, et de définir à la place l'énergie cinétique de l'impactant par l'intermédiaire de sa masse et de sa vitesse (voir chapitre 4, section 4.1.3).

## 3.5 Modélisation numérique des structures semi-vraie grandeur

Dans le cadre du projet REMPARE, un modèle numérique des structures à échelle réduite a été développé par Bourrier *et al.* (2011). Les outils numériques utilisés pour ces simulations n'ont pas été développés dans le cadre de ce travail de doctorat. En revanche, en collaboration avec F. Bourrier, notre travail a consisté à la définition de ces simulations. L'exploitation de ces résultats numériques et leur confrontation avec les résultats expérimentaux issus de notre travail est d'un grand intérêt, et prouve la complémentarité des travaux menés sur une échelle large de collaborations.

Ce modèle est présenté ici afin d'apporter des compléments à l'analyse des résultats expérimentaux. L'objectif de ces modélisations est de fournir à terme, un outil de conception pratique des ouvrages cellulaires de protection contre les chutes de pierres, en utilisant les nouveaux résultats issus d'expérimentations à plusieurs échelles. Cette approche multi-échelle consiste à collecter des informations aux échelles microscopique et mésoscopique pour définir un modèle utilisable à l'échelle macroscopique. De plus, elle rend possible l'investigation de la réponse d'une structure à l'échelle macroscopique en prenant en compte les propriétés déterminantes des matériaux aux échelles micro- et mésoscopique. Ici, l'échelle microscopique correspond à la taille des particules des matériaux constitutifs, l'échelle mésoscopique est associée à chaque couche et l'échelle macroscopique correspond à l'échelle de la structure.

L'approche retenue consiste à définir un modèle constitutif pour chaque couche, basé sur les résultats expérimentaux à l'échelle mésoscopique (essais sur cellules uniques réalisés par Lambert (2007), puis de coupler ces modèles et définir un modèle macroscopique.

### 3.5.1 Principe du modèle

Le premier objectif de la modélisation est de prendre en compte la nature discrète de la structure cellulaire, modélisée comme un assemblage de cellules élémentaires. Le deuxième objectif est de construire un modèle facilement utilisable comme support de décision pour les besoins de l'ingénierie. La méthode des éléments discrets (MED) a été retenue car elle tient naturellement compte de la nature discrète de la structure. De plus, cette méthode permet de prendre en compte les grandes déformations qui se produisent dans les structures et les déplacements discontinus entre cellules.

La structure est modélisée comme un assemblage de cellules. Les géométries du parement et du noyau sont modélisées de façon explicite, alors que la partie arrière (le mur d'appui et le remblai) est considérée comme une condition limite élastique. Le parement et le noyau sont divisés en cellules de même taille que les gabions utilisés dans les expérimentations (cubes de 500 mm de côté). La face amont du parement et la face supérieure de la structure sont considérées comme libres de se déformer. La face inférieure de la structure repose directement sur le sol, considéré rigide, sans ancrage supplémentaire. Les limites latérales de la structure peuvent être soit libres de se déformer, soit rigides.

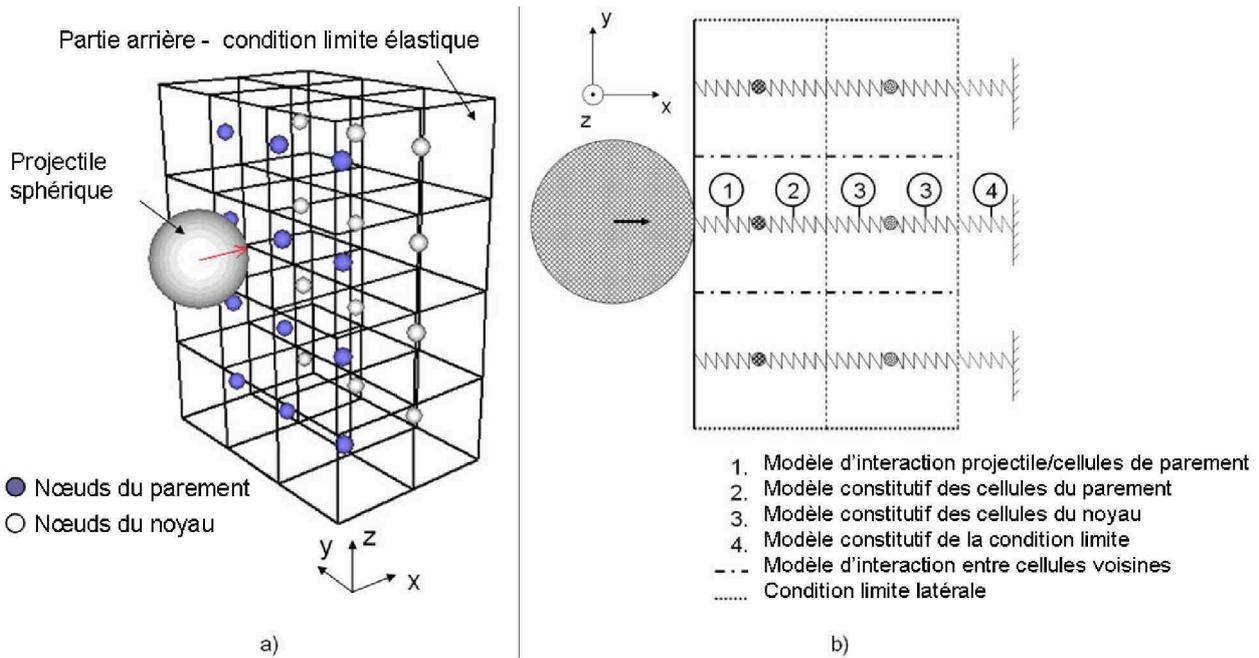


FIGURE 3.21 – Vue 3D (a) et vue de dessus (b) du modèle de structure cellulaire, les arêtes des cubes sont fictives.

La structure est décrite par un maillage de nœuds positionnés au centre de gravité des cellules (Fig. 3.21). La masse de chaque cellule est concentrée au niveau du nœud. Les différents nœuds interagissent les uns avec les autres par des interactions à distance. Le projectile est modélisé comme une sphère qui interagit avec les nœuds du parement par des interactions à distance également.

En première approximation, les déplacements des centres de gravité des nœuds dans les directions tangentes à la direction de la face amont du parement (directions  $y$  et  $z$ , Fig. 3.21) sont considérés négligeables comparés aux déplacements dans la direction normale à la face amont du parement (direction  $x$ ). Par conséquent, chaque nœud est supposé se mouvoir seulement dans la direction  $x$ .

Les interactions à distance représentent les forces de contact appliquées à l'interface entre les cellules ou entre une cellule et le projectile. La formulation des interactions à distance suppose que les cellules sont confinées latéralement par les cellules voisines, et chargées de façon uni-axiale par le projectile ou les cellules du parement. Les modèles utilisés pour le calcul des interactions à distance entre deux nœuds ou entre les nœuds du parement et le projectile sont différents pour les raisons suivantes.

Premièrement, durant l'impact les surfaces de contact entre deux cellules n'évoluent pas de manière significative. Au contraire, la surface de contact entre le projectile et les cellules de parement évoluent fortement. Par conséquent, les forces de contact entre les nœuds sont déterminées en supposant que la surface de contact est plane. Ainsi, les forces d'interaction entre cellules sont calculées en utilisant des relations faisant intervenir la contrainte axiale  $\sigma_i^x$  et la déformation axiale

$\varepsilon_i^x$  à l'interface entre cellules qui interagissent. Au contraire, les forces de contact entre les nœuds du parement et le projectile sont directement calculées par des relations entre la force d'interaction  $F_i$  et le déplacement  $u_i$  du projectile.

Deuxièmement, l'aspect dynamique revêt une importance primordiale pour les interactions à proximité du point d'impact, c'est à dire pour les interactions entre les cellules de parement et le projectile (Fig. 3.21). Au contraire, pour les interactions entre cellules éloignées du point d'impact, les effets inertiels sont négligeables, et le chargement peut être considéré pseudo-statique. Par conséquent, les modèles d'interaction à distance sont identifiés à partir d'expérimentations en dynamique pour les interactions entre le parement et le projectile, et à partir d'expérimentations en statique pour les interactions entre les nœuds.

### 3.5.2 Définition des modèles associés à chaque partie de la structure

#### 3.5.2.1 Modèle d'interaction projectile/cellule de parement

Les résultats d'essais expérimentaux réalisés par Lambert *et al.* (2009) (Fig. 3.26, p.137) ont permis de définir les lois régissant l'interaction entre le projectile et les cellules du parement (Fig. 3.21, modèle n° 1). Les essais d'impact dynamique consistaient à impacter une cellule reposant sur un support en béton par un projectile sphérique de 260 kg. La force d'impact, la pénétration de l'impactant et la force transmise au support était enregistrées à chaque essai.

Deux cas limites de conditions de confinement ont été considérés afin d'encadrer les diverses possibilités qui peuvent se présenter dans la réalité : soit la cellule était confinée de manière rigide (condition RC), soit elle était libre de se déformer (condition FD). Dans un premier temps, les modèles d'interaction projectile/cellule de parement sont caractérisés pour ces deux cas limites. Dans un second temps le modèle le plus adéquat est choisi après comparaison des résultats expérimentaux et numériques à l'échelle de la structure.

Les résultats (Fig. 3.22) montrent que le modèle d'interaction projectile/cellule de parement peut se définir par une relation linéaire de type (Eq.3.10) :

$$F_i = k^l u_i \quad (3.10)$$

pour  $u_i < u^{lim}$  et  $k^l$  la raideur de chargement déterminée expérimentalement. Lorsque que la pénétration du projectile atteint des valeurs supérieures à  $u^{lim}$ , et dans le cas d'une cellule libre de se déformer (FD), la force d'interaction  $F_i$  diminue pour atteindre une valeur inférieure  $F^{pl}$ . Pour les deux conditions de confinement, la phase de déchargement est caractérisée par une forte diminution linéaire de la force d'interaction et une diminution de la pénétration où  $k^{ul}$  est la raideur de déchargement (déterminée expérimentalement) (Eq.3.11) :

$$F_i = k^{ul} u_i \quad (3.11)$$

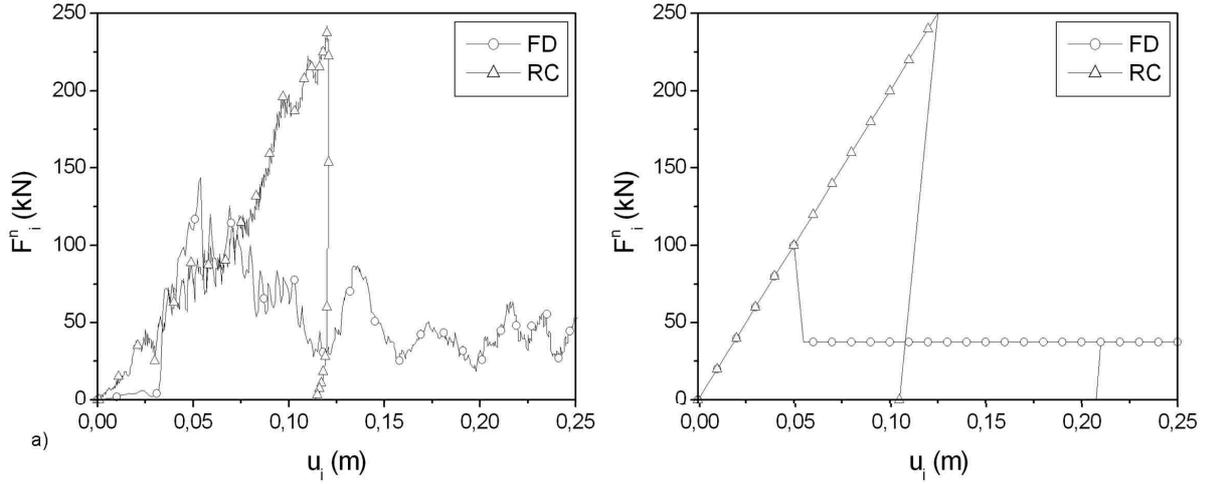


FIGURE 3.22 – Résultats expérimentaux d'impact sur les cellules de parement (a) et modèle d'interaction projectile/cellule de parement correspondant (b).

### 3.5.2.2 Modèle d'interaction entre cellules du parement et du noyau

La force appliquée dans le direction  $x$  par une cellule  $i$  sur une cellule  $j$  est calculée de la manière suivante (Eq.3.12) :

$$F_{i/j} = -\frac{S_c \cdot E_{ij}}{d^0} \cdot u_{ij} \quad (3.12)$$

avec  $d^0$  la distance entre les nœuds au premier pas de calcul,  $S_c$  la surface de contact entre les cellules et  $u_{ij}$  le déplacement relatif du nœud  $i$  par rapport au nœud  $j$ .  $E_{ij}$  est le module équivalent aux deux modules tangent  $E_i$  et  $E_j$  associés aux deux cellules et déterminés expérimentalement (voir ci-après).

### 3.5.2.3 Modèle constitutif des cellules de parement

Des essais de compression quasi-statique (Lambert *et al.*, 2004; Lambert, 2007) ont été utilisés pour déterminer les modèles associées au modèle constitutif des cellules de parement (Fig. 3.23, modèle n° 2). Les mêmes conditions de confinement étaient appliquées aux cellules (libre de se déformée FD ou confinée de façon rigide RC). Pour la phase de chargement (pour les deux cas de confinement), la contrainte axiale  $\sigma_i$  à l'interface, dépendante de la déformation  $\varepsilon^i$  à l'interface, est caractérisée par une augmentation linéaire jusqu'à ce qu'une valeur seuil  $\sigma^{lim}$  soit atteinte (Eq.3.13) :

$$\sigma_i = E^l \cdot \varepsilon_i \quad (3.13)$$

pour les cellules libres de se déformer (FD) et pour  $\sigma_i > \sigma^{lim}$ , la contrainte reste égale à  $\sigma^{lim}$ . Aucun seuil n'est observé pour une cellule confinée de façon rigide (RC). Il est intéressant de noter que la pente de la relation linéaire ( $E^l$ ) est différente en fonction des conditions de confinement (Fig. 3.23). La phase de décharge est caractérisée par une diminution linéaire de  $\sigma^i$  pour  $\varepsilon^i$  décroissant, utilisant le coefficient  $E^{ul}$  (Eq.3.14) :

$$\sigma_i = E^{ul} \cdot \varepsilon_i \quad (3.14)$$

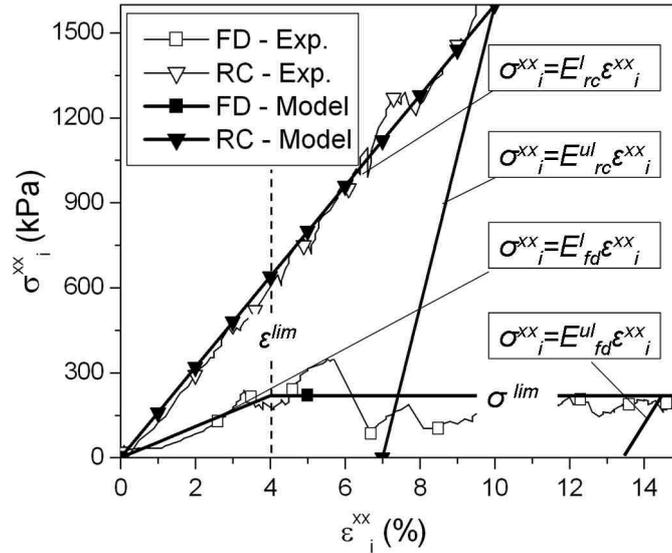


FIGURE 3.23 – Modèle constitutif des cellules de parement déterminé à partir d’essais de compression pseudo-statiques.

### 3.5.2.4 Modèle constitutif des cellules de noyau

En première approximation on peut considérer que le chargement suit un chemin oedométrique. Une valeur constante du module de chargement  $E_{noy}^l$  est définie en raison du manque de résultats expérimentaux pertinents par rapport à la complexité des conditions de confinement latéral. Un module de décharge  $E_{noy}^{ul}$  plus grand est choisi pour prendre en compte les déformations plastiques observées lors d’essais oedométriques sur des échantillons de sable. La formulation du modèle est donc définie par les Equations 3.15 et 3.16.

$$\sigma_i = E_{noy}^l \cdot \varepsilon_i \quad (3.15)$$

$$\sigma_i = E_{noy}^{ul} \cdot \varepsilon_i \quad (3.16)$$

### 3.5.2.5 Modèle constitutif de la condition limite à l’arrière

La partie arrière de la structure est représentée par un modèle linéaire élastique (Eq.3.17) caractérisé par le module élastique  $E_b$  qui dépend des matériaux de la partie arrière. Dans les simulations la partie arrière est modélisée comme un support en béton pour correspondre aux expérimentations.

$$\sigma_i = E_b \cdot \varepsilon_i \quad (3.17)$$

### 3.5.2.6 Modèle d’interaction entre cellules voisines

La diffusion latérale de l’énergie apportée par l’impactant dans la structure est principalement liée aux contraintes latérales (selon les directions  $y$  et  $z$ ) induites par la contrainte axiale (selon la direction  $x$ ). Pour prendre en compte ce phénomène on fait l’hypothèse que dans les directions  $y$  et  $z$ , la cellule  $i$  applique une force à la cellule  $j$  qui est fonction de la force appliquée à la cellule  $i$

dans la direction  $x$  (Fig. 3.24) (Nicot *et al.*, 2007).

Cette force a une composante normale  $F_{i/j}^{\vec{n}}$  (Eq.3.18) et une composante tangentielle  $F_{i/j}^{\vec{t}}$  (Eq.3.19) :

$$F_{i/j}^{\vec{n}} = K_i \cdot \max(\|F_i^{\vec{n},-}\|, \|F_i^{\vec{n},+}\|) \cdot \vec{t} \quad (3.18)$$

où  $F^{\vec{n},-}$  (respectivement  $F^{\vec{n},+}$ ) est la force normale appliquée à la face amont (resp. aval) de la cellule  $i$ ,  $K_i$  est le coefficient de diffusion constant, et  $\vec{t}$  est le vecteur unitaire associé aux directions  $y$  ou  $z$ .

La composante tangentielle  $F_{i/j}^{\vec{t}}$  est liée à  $F_{i/j}^{\vec{n}}$  et  $F_{j/i}^{\vec{n}}$  :

$$F_{i/j}^{\vec{t}} = -\tan(\phi) \cdot \max(\|F_{i/j}^{\vec{n}}\|, \|F_{j/i}^{\vec{n}}\|) \cdot \frac{\vec{V}_{i/j}}{\|\vec{V}_{i/j}\|} \quad (3.19)$$

où  $\phi$  est l'angle de frottement de Coulomb associé aux cellules  $i$  et  $j$ , et  $\vec{V}_{i/j}$  est la vitesse relative de la cellule  $i$  par rapport à la cellule  $j$ .  $\phi$  est fixé à  $45^\circ$  pour les cellules de parement et à  $30^\circ$  pour les cellules de noyau.

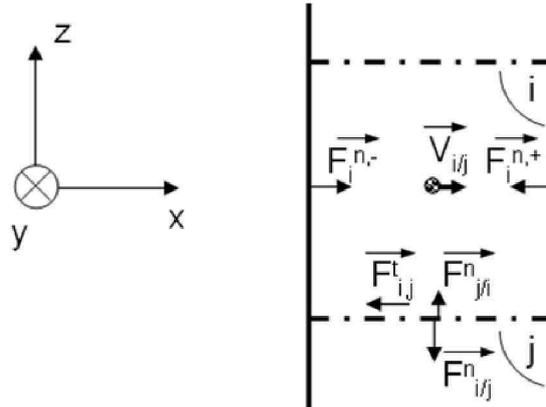


FIGURE 3.24 – Définition des forces  $F_{i/j}^{\vec{t}}$ ,  $F_{i/j}^{\vec{n}}$ ,  $F_{j/i}^{\vec{n}}$ ,  $F_i^{\vec{n},-}$  et  $F_i^{\vec{n},+}$ .

Les valeurs déterminées pour chacun des paramètres nécessaires pour les modèles d'interaction et les modèles constitutifs sont présentées Figure 3.25.

	Paramètres des modèles		Valeur ou intervalle
Modèle d'interaction projectile/cellule du parement	FD	Raideur de chargement : $k^l$ Raideur de déchargement : $k^{ul}$ Pénétration limite : $u^{lim}$ Force limite : $F^{pl}$	$2.8 \times 10^6$ N/m $2.8 \times 10^7$ N/m 0.075 m 40 kN
	RC	Raideur de chargement : $k^l$ Raideur de déchargement : $k^{ul}$	$2.8 \times 10^6$ N/m $2.8 \times 10^7$ N/m
Modèle constitutif des cellules du parement	FD	Module de chargement : $E^l$ Module de déchargement : $E^{ul}$ Déformation limite : $\varepsilon^{lim}$	5.5 MPa 55 MPa 4 %
	RC	Module de chargement : $E^l$ Module de déchargement : $E^{ul}$	16 MPa 160 MPa
Modèle constitutif des cellules du noyau	Module de chargement : $E_{noy}^l$ Module de déchargement : $E_{noy}^{ul}$		$1 \text{ MPa} \leq E_{noy}^l \leq 100 \text{ MPa}$ $E_{ke}^l \leq E_{noy}^{ul} \leq 10 E_{noy}^l$
Condition limite arrière	Module élastique : $E_{bo}$		200000 MPa
Modèle d'interaction entre cellules voisines	Cellules parement	Coefficient de diffusion : $K_i$ Angle de friction : $\varphi$	$0 \leq K_i \leq 0.5$ $\varphi = 45^\circ$
	Cellules noyau	Coefficient de diffusion : $K_i$ Angle de friction : $\varphi$	$0 \leq K_i \leq 0.5$ $\varphi = 30^\circ$

FIGURE 3.25 – Paramètres utilisés dans le modèle de structure et leur gamme de variation.

### 3.5.3 Validation du modèle

#### 3.5.3.1 Impact sur une seule cellule

Les valeurs des paramètres liés aux modèles des cellules de parement (interaction avec le projectile et modèle constitutif) sont déterminées par comparaison de résultats d'essais expérimentaux (essais d'impacts sur une seule cellule, et essais de compression quasi-statique) et de simulations.

Des simulations d'impact à l'échelle d'une cellule (Fig. 3.26) ont été réalisées d'une part pour calibrer les paramètres du modèle d'interaction entre le projectile et les cellules de parement en utilisant les résultats expérimentaux (Lambert *et al.*, 2009) de la force d'impact, d'autre part pour valider le modèle en utilisant les résultats concernant la force transmise au support. Le modèle se réduit à un seul nœud qui modélise une cellule de parement devant un support en béton. Des simulations utilisant les deux cas de confinement sont réalisées.

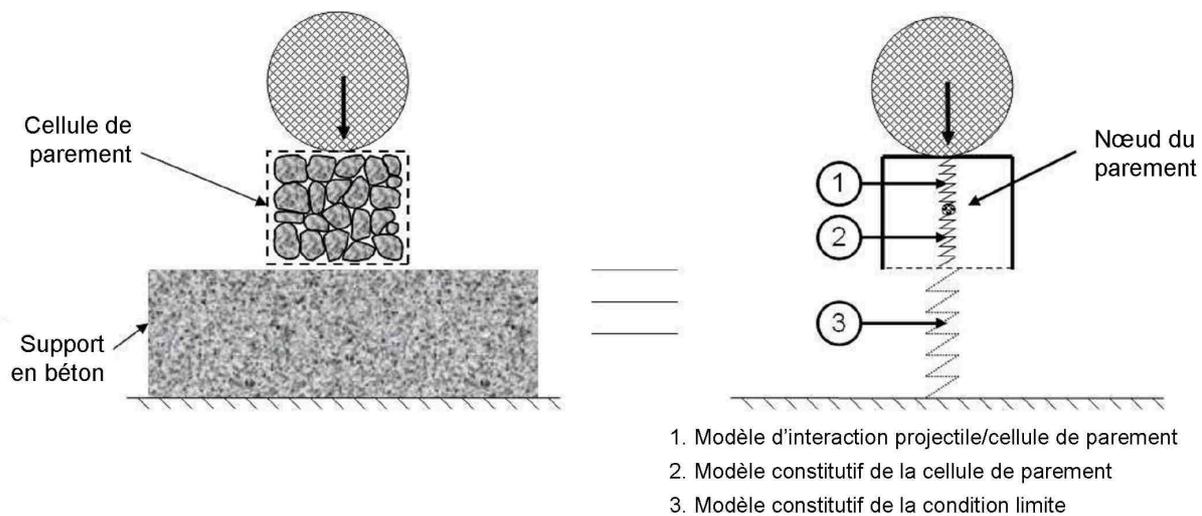


FIGURE 3.26 – Modèle utilisé pour les simulations d'impact sur une cellule de parement.

La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques concernant la force transmise par la cellule au support montre que le modèle permet de prédire correctement les résultats expérimentaux (Fig. 3.27). En particulier, la prédiction correcte des valeurs maximales atteintes par la force transmise est très pertinente à des fins de conception. De plus, l'accord entre les évolutions temporelles expérimentales et simulées (Fig. 3.27) montre que le modèle proposé permet de traduire de façon satisfaisante les interactions dynamiques entre le projectile, la cellule et le support. Cependant, le modèle ne permet pas de reproduire les variations rapides observées sur les courbes expérimentales de force transmise, qui résultent (en partie) du broyage des particules.

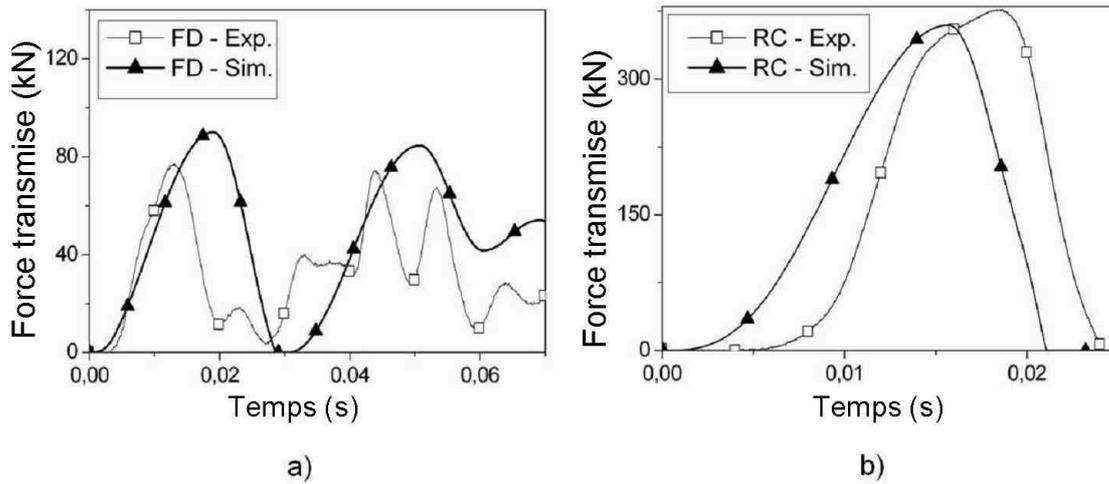


FIGURE 3.27 – Comparaison des résultats expérimentaux et numériques pour la force transmise au support, pour les deux cas de confinement de cellules (a- déformation libre, b- confinement rigide).

Le modèle est ainsi calibré et validé pour ce qui a trait aux cellules de parement. Pour compléter le modèle macroscopique de structure, il faut maintenant pouvoir choisir la condition de confinement la mieux adaptée, définir les valeurs des paramètres associés aux cellules de noyau ( $E_{noy}^l$ ,  $E_{noy}^{ul}$ ) ainsi que les coefficients de diffusion  $K_i$  des cellules de parement et de noyau. Comme aucune valeur pertinente issue de la littérature ou d'autres essais expérimentaux à l'échelle de la cellule n'est disponible, des comparaisons entre les résultats expérimentaux et des simulations à l'échelle de la structure ont été effectuées afin de compléter le modèle global.

### 3.5.3.2 Impact sur la structure et étude paramétrique

Dans les expérimentations la structure était impactée plusieurs fois avec des énergies croissantes. En revanche dans les simulations, la structure était réinitialisée à chaque impact. Ne pas prendre en compte les effets des impacts successifs, permet de limiter la complexité du modèle liée à l'évolution de la forme des surfaces de contact entre les cellules voisines.

Il s'avère que les modèles associés à des conditions de confinement rigide fournissent des résultats pertinents en ce qui concerne le principal pic de force d'impact, qui correspond au principal échange d'énergie. La prédiction correcte des échanges d'énergie étant considérée comme le critère le plus important, les modèles associant les conditions de confinement rigide sont utilisés dans la suite de l'étude paramétrique.

Pour limiter les effets de l'endommagement des structures expérimentales lors des comparaisons avec les simulations, l'analyse de l'influence des paramètres du noyau a été réalisée pour des impacts à 4 kJ. En effet, pour les énergies plus fortes l'endommagement est trop important et pour les énergies plus faibles, les forces et les contraintes mesurées sont trop faibles.

Pour connaître l'influence du module de chargement du noyau ( $E_{noy}^l$ ), des simulations sont réalisées en faisant varier les valeurs du module entre 1 MPa et 100 MPa. Lorsque la valeur du module augmente, la force d'impact augmente légèrement. En effet, l'augmentation du module de chargement du noyau entraîne une augmentation de la force d'interaction entre la structure et le projectile. La raideur des cellules de noyau influence aussi fortement l'évolution temporelle de la contrainte transmise (Fig. 3.28). Lorsque le module de chargement augmente, la durée du chargement de la partie arrière de la structure diminue, et la valeur maximale de contrainte transmise augmente. De façon similaire, les résultats expérimentaux montrent que pour des valeurs croissantes d'énergie d'impact, la durée du chargement diminue, et la contrainte transmise maximale augmente (voir section 3.1.1). Cette évolution similaire montre que les impacts successifs à énergie croissante entraînent une évolution en terme de module de chargement du noyau. En effet les impacts successifs induisent un compactage de la couche de noyau et par conséquent une augmentation du module du noyau.

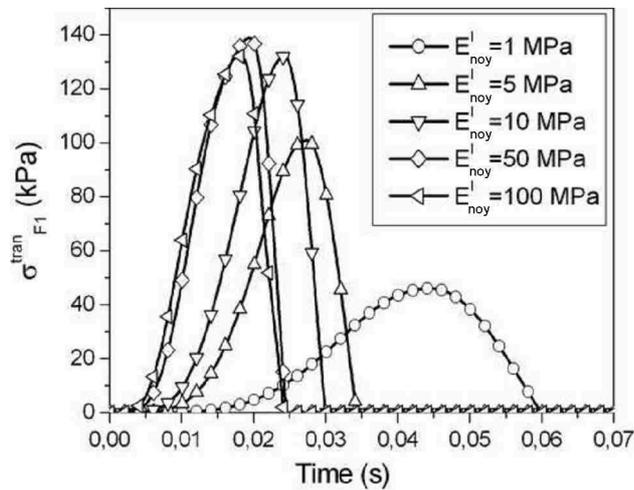


FIGURE 3.28 – Évolution de la contrainte transmise au droit de l'impact pour différentes valeurs du module de chargement du noyau  $E_{noy}^l$ .

L'influence des coefficients de diffusion  $K_i$  associés aux cellules de parement et aux cellules de noyau est également étudiée. Ces coefficients représentent la diffusion de l'énergie transmise à la cellule considérée. Lorsque les valeurs du coefficient de diffusion augmentent, plus de cellules sont concernées pour transmettre l'énergie d'impact à travers la structure. Ainsi, la raideur dynamique macroscopique de la structure est augmentée, et la force d'impact augmente avec ce coefficient.

De plus, les simulations montrent que lorsque le coefficient de diffusion augmente, la contrainte transmise au support diminue. En effet, pour des valeurs faibles du coefficient de diffusion, la cellule dans l'axe d'impact est la seule qui transmet l'énergie d'impact. Lorsque les valeurs du coefficient augmentent, le nombre de cellules concernées par la transmission de l'énergie d'impact augmente, ce qui entraîne une diminution de la contrainte transmise dans l'axe d'impact (Fig. 3.29).

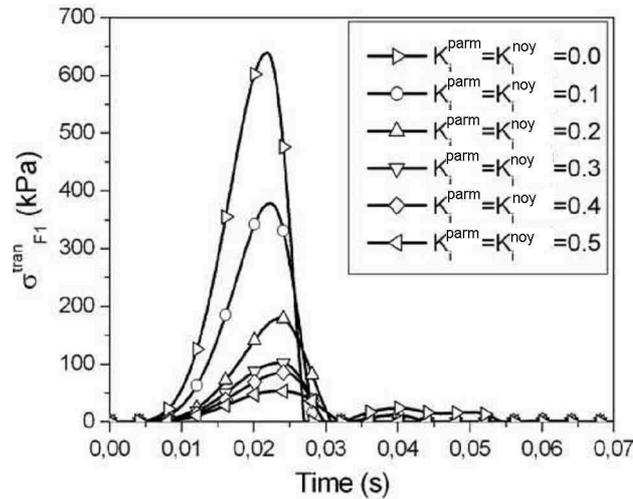


FIGURE 3.29 – Évolution de la contrainte transmise au droit de l'impact pour différentes valeurs du coefficient de diffusion  $K_i$ .

### 3.5.4 Perspectives d'utilisation du modèle en ingénierie

La comparaison entre les simulations et les expérimentations révèle les capacités du modèle présenté. Les résultats montrent que le modèle permet de prédire les résultats expérimentaux et de fournir des résultats physiques cohérents. En dépit des nombreuses différences quantitatives entre les expérimentations et les simulations, en partie attribuables aux différences entre les conditions expérimentales et numériques, les résultats des simulations présentés mettent en évidence la pertinence du modèle de structure pour l'analyse dynamique des merlons pare-blocs.

Du point de vue de l'ingénierie, l'applicabilité du modèle est facilitée par l'élaboration d'une procédure claire pour la calibration du modèle. En effet, les résultats des simulations montrent que chaque donnée de sortie du modèle (l'évolution temporelle ou les valeurs maximales de la force d'impact ou de la contrainte transmise) peut être utilisée pour calibrer les paramètres introduits dans les modélisations.

Il convient de souligner que l'approche présentée a été développée dans un objectif d'application. Dans ce but, un ensemble de modèles constitutifs simples a été développé pour les différentes parties de la structure, à partir d'une approche multi-échelle. L'accord plutôt satisfaisant observé entre les résultats expérimentaux et numériques tend à prouver la pertinence de cette approche et montre que les principaux mécanismes physiques sont bien pris en compte.

Cet outil peut-être utilisé de manière prospective pour la conception des merlons pare-blocs afin de déterminer les dimensions générales de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux composant les différentes couches, mais également comme outil quantitatif de dimensionnement.

Dans le cas d'une utilisation du modèle comme outil de dimensionnement préliminaire, la calibration peut se réduire aux modèles constitutifs et aux expérimentations issues de la littérature. Une fois les modèles définis, des simulations pour différentes valeurs des paramètres peuvent permettre de déterminer les plans d'ensemble de l'ouvrage ainsi que les matériaux composant chaque couche et les directives de construction à mettre en œuvre pour obtenir les caractéristiques voulues (comme

le degré de compactage par exemple).

L'utilisation du modèle comme outils de dimensionnement quantitatif nécessite la réalisation d'expérimentations nombreuses à l'échelle de la cellule afin de déterminer précisément les modèles constitutifs des différentes couches et les valeurs des paramètres associés. Il convient toutefois de noter que ce modèle, utilisé pour le dimensionnement quantitatif reste limité par rapport aux modèles plus complexes basés sur la méthode aux éléments finis (Ronco *et al.*, 2009) ou sur la méthode aux éléments discrets (Plassiard et Donzé, 2010).

Cependant le principal avantage de ce modèle par rapport aux approches pré-citées est son efficacité en terme de temps de calcul. En effet, grâce à sa simplicité, la simulation d'un impact localisé est rapide. Ce modèle est donc un compromis entre les dimensionnements empirique ou analytique et les méthodes basées sur des simulations numériques complexes. De plus, ce modèle peut également être utilisé pour réaliser des analyses de fiabilité des ouvrages. Les analyses de fiabilité sont basées sur l'étude statistique de nombreuses simulations d'impacts faisant varier les conditions d'impact et les paramètres liés aux matériaux.

### 3.6 Conclusion

Ce chapitre s'est attaché à analyser la réponse de trois structures à échelle réduite, dans des conditions expérimentales maîtrisées (conditions aux limites) soumises à des impacts répétés et à énergie croissante. Les trois structures testées diffèrent par les matériaux qui composent leur noyau : du sable, un mélange de sable et de déchetas de pneus et du ballast. Les objectifs de ces structures sont de favoriser la dissipation d'énergie d'impact, concentrer les déformations et dégradations au parement, réduire les contraintes transmises à la partie arrière.

Les résultats expérimentaux présentés dans ce chapitre montrent une différence de comportement notable des structures en fonction des matériaux du noyau : les phénomènes de compactage et de fracturation interviennent à des moments différents au cours de la série d'impact et dans des proportions différentes pour chaque structure. Ainsi le compactage du noyau est très limité pour la structure "ballast" alors que c'est le mécanisme prépondérant de la structure "sable" pour les deux premiers essais.

Les impacts successifs ont pour conséquence une densification de la structure, plus marquée au niveau du noyau, et qui se traduit par des contraintes transmises au support plus fortes. Cet effet de modification des caractéristiques des matériaux semble principalement lié au nombre d'impacts, et dans un second temps seulement à leur énergie.

La force d'impact est quant à elle fortement dépendante des matériaux utilisés et de leurs caractéristiques. L'utilisation de la force d'impact comme paramètre dimensionnant revient à anticiper la réponse de la structure. La force d'impact peut par conséquent seulement être utilisée à des fins de comparaison avec des résultats issus de simulations numériques afin de vérifier que le modèle traduit correctement la réponse de la structure.

Dans une perspective de transfert de ces résultats vers l'ingénierie, un modèle numérique discret de ces structures a été développé (Bourrier *et al.*, 2011). Les résultats expérimentaux ont permis de calibrer et valider le modèle. Utilisé en prédictif, ce modèle donne des résultats pertinents en comparaison des résultats expérimentaux et peut être calibré facilement à partir d'expérimentations simples. De plus chaque donnée de sortie peut être utilisée pour calibrer les autres paramètres du modèle. Sa rapidité en terme de temps de calcul ouvre des perspectives de dimensionnement fiable.

D'un point de vue opérationnel, les objectifs de réduction de contrainte transmise et de concentration des déformations au parement semblent être antinomiques. La structure "sable" avec son noyau meuble est plus efficace pour réduire la contrainte transmise à la partie arrière, elle diffuse plus la contrainte et présente les valeurs les plus faibles de contrainte résiduelle. La structure "ballast" avec son noyau peu déformable en granulats de roche dure est plus efficace pour mobiliser la fracturation des pierres du parement, ce qui limite l'enfoncement de l'impactant et le déchirement du grillage, favorisant l'intégrité de la structure.

# Etude de la réponse des structures à échelle réelle

---

Les objectifs des structures "REMPARe" sont de favoriser la dissipation de l'énergie d'impact, de concentrer les déformations et dégradations au parement et de réduire la contrainte transmise à la partie arrière.

Dans les expérimentations à échelle réelle mises en œuvre, la partie arrière se compose soit d'un remblai (ouvrage 1) soit d'une couche de gabions remplis de granulats (ouvrages 2 et 3). Les réponses de ces deux types d'ouvrages dont les objectifs sont : (i) comprendre phénoménologiquement la réponse de ces structures, (ii) constituer une base de données pour la calibration/validation de modélisations numériques, et (iii) identifier les conditions optimisant la dissipation d'énergie et réduisant les efforts ou les déformations transmis à la partie arrière, sont examinées successivement dans ce chapitre.

Compte-tenu de leur conception, l'endommagement menant à la rupture de ces structures est lié à un critère de déformation (déplacement) maximale acceptable pour la partie arrière plutôt que lié à une contrainte maximale acceptable comme c'était le cas pour les structures à échelle réduite en appui sur un mur rigide en béton. De plus les mesures de contrainte ne sont pas envisageables car il n'y a pas de support rigide permettant de les mesurer au sein des ouvrages. L'efficacité des structures est donc abordée sur la base des déformations à l'arrière du dispositif dissipateur, constitué de l'ensemble parement + noyau pour l'ouvrage 1, et des déformations du parement arrière pour les ouvrages 2 et 3.

Comme pour les structures à échelle réduite, les mécanismes dissipateurs d'énergie sont ensuite étudiés. Enfin, les modèles numériques développés en parallèle des expérimentations sont présentés et quelques résultats des simulations confrontés aux résultats expérimentaux.

## 4.1 Ouvrage 1 : parement cellulaire et remblai

Pour mémoire (voir Chapitre 2) l'ouvrage 1 se compose d'un parement en gabions remplis de granulats, d'un noyau en gabions remplis d'un mélange de sable et de déchetas de pneus (70% sable - 30% pneus en masse) et enfin d'une partie arrière constituée d'un remblai en tout-venant compacté, mais sans renforcement particulier (Fig. 4.1). Cet ouvrage fait 8 m de longueur, 4 m de hauteur, 4 m de largeur en crête et 9 m d'emprise au sol. Il a subi une succession d'impacts à 200 kJ, 1000 kJ (suivi d'une réparation du parement par remplacement des cellules endommagées), 500 kJ (Fig. 4.2)(suivi d'une réparation par placage d'une rustine de grillage et comblement de la zone

impactée)<sup>1</sup>. Enfin, un impact à 2000 kJ a été opéré. Une défaillance dans l'acquisition des données pour l'essai à 1000 kJ nous prive des mesures d'accélération et de déplacement pour cet essai. Les caractéristiques des impacts sont résumées dans le Tableau 4.1. La vitesse, l'angle d'incidence par rapport à l'horizontale et la hauteur d'impact ont été mesurés sur les films issus de la caméra rapide.



FIGURE 4.1 – Vue d'ensemble de l'ouvrage 1.

N° d'impact	Énergie attendue (kJ)	Énergie calculée (kJ)	Vitesse (m/s)	Angle d'incidence (°)	Hauteur d'impact (m)
1	200	180	7	18	1,8
2	1000	1040	18	19	1,7
3	500	540	13	26	2,1
4	2000	2200	26	24	2,1

TABLE 4.1 – Caractéristiques des impacts sur l'ouvrage 1.



FIGURE 4.2 – Impact à 500 kJ sur l'ouvrage 1.

1. Les techniques de réparation font l'objet du Chapitre 5.

### 4.1.1 Efficacité de la structure, capacité à réduire les déformations

#### 4.1.1.1 Observations externes, visuelles et topographiques

##### a. Observations du parement dans le plan d'impact

La série de photos présentée Figure 4.3 montre l'état du parement avant et après chaque impact. Tout d'abord on remarque que l'endommagement est principalement localisé au contact entre l'impactant et l'ouvrage. Ensuite, on peut noter deux types de dégradations : soit le parement garde l'empreinte de l'impactant (après les essais à 200 kJ et à 500 kJ), soit l'impactant s'encastre et lorsqu'on le retire, les gabions sont éventrés (cas des essais à 1000 kJ et 2000 kJ). A l'issue de l'impact à 200 kJ le grillage est peu endommagé, quelques pierres sont fracturées. De nombreux brins sont sectionnés après l'essai à 500 kJ, par étirement excessif et/ou par poinçonnement entre l'impactant et une pierre. Pour les essais à 1000 kJ et 2000 kJ, le grillage est arraché et les pierres broyées. De ces deux types d'endommagement découlent les deux types de réparations effectuées.

Les valeurs d'enfoncement maximal et résiduel de l'impactant sont reportées Tableau 4.2. Les mesures d'enfoncement résiduel par caméra rapide concordent avec la mesure topographique. Ceci permet donc d'accorder un bon crédit à la mesure de l'enfoncement maximal par caméra rapide. On peut remarquer que l'enfoncement (maximal ou résiduel) n'est pas linéaire avec l'énergie d'impact. La différence entre la valeur maximale et la valeur résiduelle traduit l'élasticité de la structure. Elle oscille autour de 20 cm pour les essais à 200 kJ, 500 kJ et 1000 kJ et atteint environ 30 cm pour l'essai à 2000 kJ.

Essai	Enfoncement maximum (m)	Enfoncement résiduel (m)	
		Caméra rapide	Topographie
200 kJ	0,54	0,36	0,31
1000 kJ	0,98	0,77	0,74
500 kJ	0,67	0,44	0,40
2000 kJ	1,01	0,72	0,70

TABLE 4.2 – Enfoncement de l'impactant lors des essais sur l'ouvrage 1.

Dans les expérimentations sur ouvrage réel, la rupture du grillage intervient principalement de deux manières : soit en traction, soit par poinçonnement. Les premiers brins rompus sont observés pour l'essai à 500 kJ, et cet essai se caractérise par un enfoncement résiduel de l'ordre de 0,4 m. La zone préférentielle (mais non exclusive) de rupture du grillage se situe au contact entre l'impactant et l'ouvrage, et plutôt en partie supérieure (Fig. 4.4), ceci est certainement lié au fait que la trajectoire de l'impactant est descendante.

Les travaux antérieurs (Bertrand *et al.*, 2008) pour caractériser les composants des ouvrages pare-blocs présentent des essais de "punch-test" sur des nappes de grillage de nature semblable à celui utilisé pour la confection des gabions. Dans ces essais une nappe de grillage est soumise à un chargement appliqué au moyen d'une demi sphère de rayon 1,5 m au centre et perpendiculairement à la nappe à vitesse constante. La rupture du grillage a lieu pour un déplacement de 0,4 m.



FIGURE 4.3 – Photographies de l'état du parement de l'ouvrage 1 après chaque essai.

Les observations réalisées sur les structures à échelle réelle concordent avec les résultats antérieurs (Bertrand *et al.*, 2008) dans la mesure où la rupture du grillage est atteinte pour un enfoncement de l'ordre de 0,4 m. Ces observations permettent d'expliquer les deux niveaux de dégradation observés au parement : lorsque l'enfoncement de l'impactant est en deçà de 0,4 m, la rupture par traction du grillage n'est pas atteinte et le parement présente un aspect simplement déformé par l'empreinte de l'impactant. Le grillage est uniquement détérioré localement par poinçonnement. En revanche, lorsque l'enfoncement de l'impactant dépasse la valeur seuil de 0,4 m, le grillage rompt, libérant les blocs de pierres du parement. Outre la fracturation des blocs de pierre, l'endommagement du parement semble donc lié à la limite en traction du grillage.



FIGURE 4.4 – Brins de grillage rompus au contact impactant/parement lors de l'essai à 500 kJ sur l'ouvrage 1.

### b. Observations de l'intégralité du parement

Bien qu'elle soit très localisée à la zone d'impact, la déformation de l'ouvrage ne se limite pas au plan d'impact. La Figure 4.5 présente les profils du parement dans l'axe d'impact et dans un plan vertical parallèle décalé de 2 m par rapport au plan d'impact (par la suite nommé plan latéral).

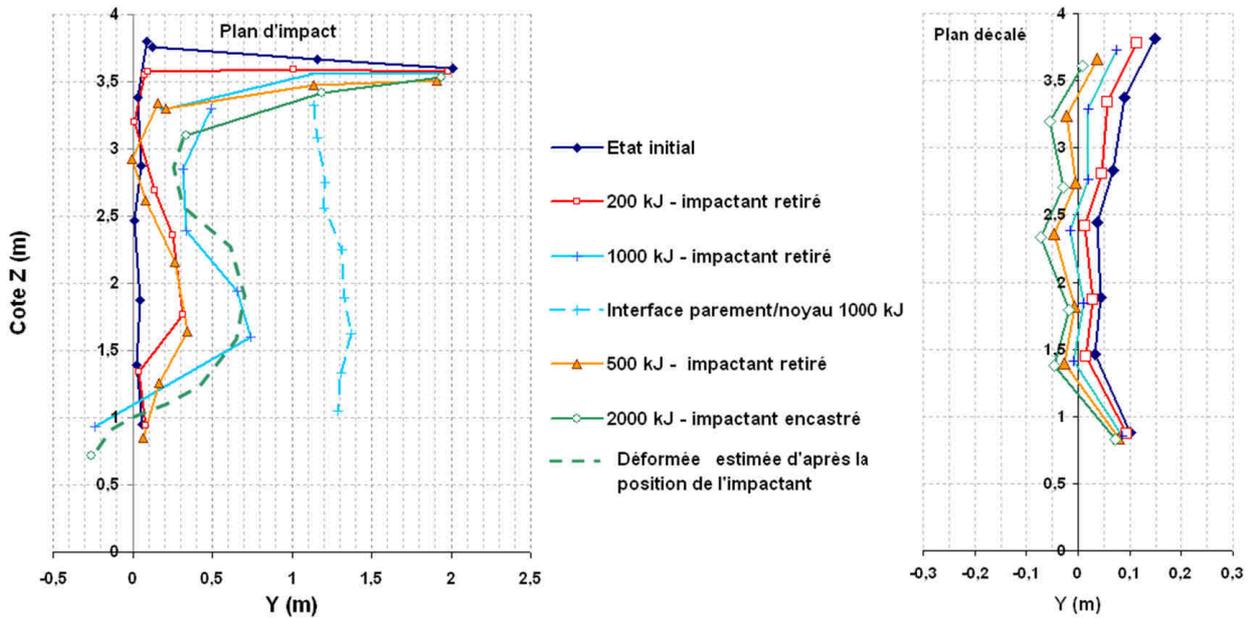


FIGURE 4.5 – Coupe dans l'axe d'impact et dans le plan latéral du parement de l'ouvrage 1.

Dans le plan d'impact, on remarque que toute la hauteur de l'ouvrage est déformée. La crête de l'ouvrage se déplace vers l'aval et vers le bas. Ceci est en partie dû à l'effet de l'élingue à laquelle est suspendu l'impactant. Bien qu'un frein soit positionné sur le câble porteur pour stopper la course de la poulie, cette dernière dépasse largement le plan formé par le parement entraînant l'élingue qui cisaille les gabions supérieurs de l'ouvrage et les entraîne vers l'aval. Dans un plan latéral de 50 cm, cet effet est moins marqué et le mouvement est plutôt vers l'amont et le bas.

L'interface parement/noyau, mise à découvert lors de la réparation du parement après impact à 1000 kJ est également représentée. Le déplacement maximal vers l'aval est de l'ordre de 35 cm à la hauteur d'impact.

Dans le plan latéral (à 2 m du plan d'impact), on peut observer que le parement se décale vers l'amont et vers le bas progressivement et régulièrement au cours des impacts successifs. Cet effet est moins marqué dans la partie basse qu'en tête d'ouvrage où l'écart entre l'état initial et la fin de la série d'impact est de l'ordre de 15 cm. Ceci s'explique par le confinement des matériaux en partie basse qui est plus important, alors qu'en partie haute la déformation est facilitée par la condition de déformation libre en tête.

**c. Observations du remblai**

Au niveau du remblai, on observe après l'impact à 1000 kJ l'apparition d'une fissure curviligne, quasi-parallèle au dispositif "parement+noyau" (Fig. 4.6) en retrait d'environ 1 m de l'interface noyau/remblai sur les bords de l'ouvrage, et de 1,3 m au centre. Au cours des essais suivants elle devient de plus en plus marquée. Après l'essai à 2000 kJ, on voit apparaître de légères fissures en éventail dans l'axe d'impact juste à l'aval de l'interface noyau/remblai. On constate également une légère ouverture entre le noyau et le remblai. Ces fissures traduisent donc de la traction en crête du remblai.

Une fissure longitudinale avait également été observée par Peila (Peila *et al.*, 2007) lors d'expérimentations à échelle réelle sur merlons de protection. Elle était à l'origine de l'effondrement de la structure. Dans nos expérimentations l'effondrement de la structure n'a pas eu lieu, certainement en raison de la largeur importante du merlon en crête (4 m) par rapport à celui testé par Peila (0,9 m) et de la pente aval du merlon (environ 30° dans notre cas, 67° pour le merlon testé par Peila). Les fissures en éventail ont également été observées par d'autres auteurs lors d'expérimentations sur modèles réduits (Brandl et Blovsky, 2004).

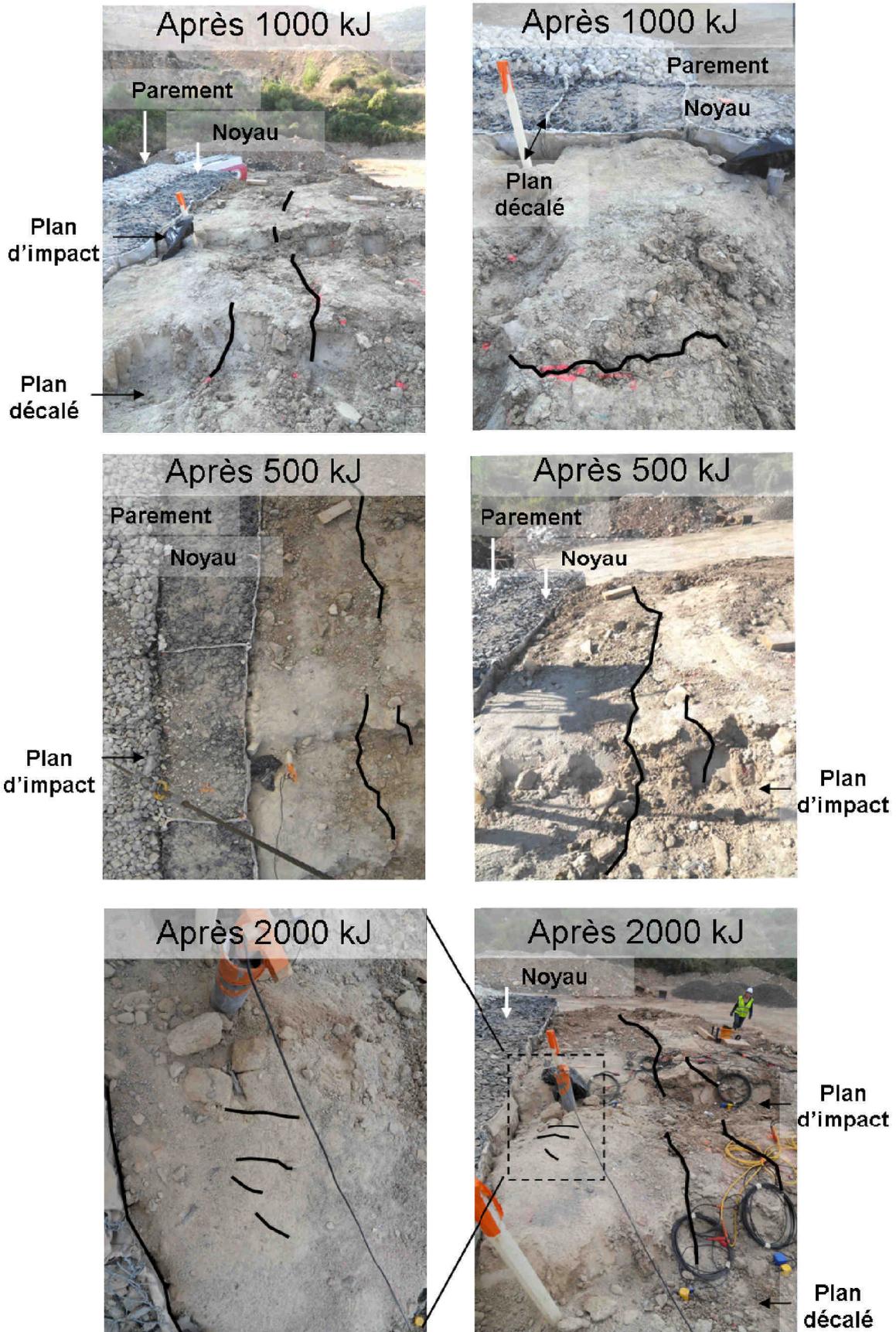


FIGURE 4.6 – Apparition d’une fissure longitudinale dans le remblai de l’ouvrage 1, et légères fissures en éventail dans l’axe d’impact.

#### 4.1.1.2 Déplacements à l'interface parement/noyau et noyau/remblai

La déformation dans le plan d'impact est supposée plus importante que le long d'un plan parallèle éloigné de 2 m ("plan latéral"), elle est donc examinée en premier.

Les capteurs de déplacement positionnés à 1,5, 2,5 et 3,5 m de hauteur à l'interface noyau/remblai sont peu fiables pour certains essais, on utilisera donc les valeurs de déplacement calculées à partir des mesures d'accélération suivant l'axe et la direction d'impact (Y, Fig. 4.7).

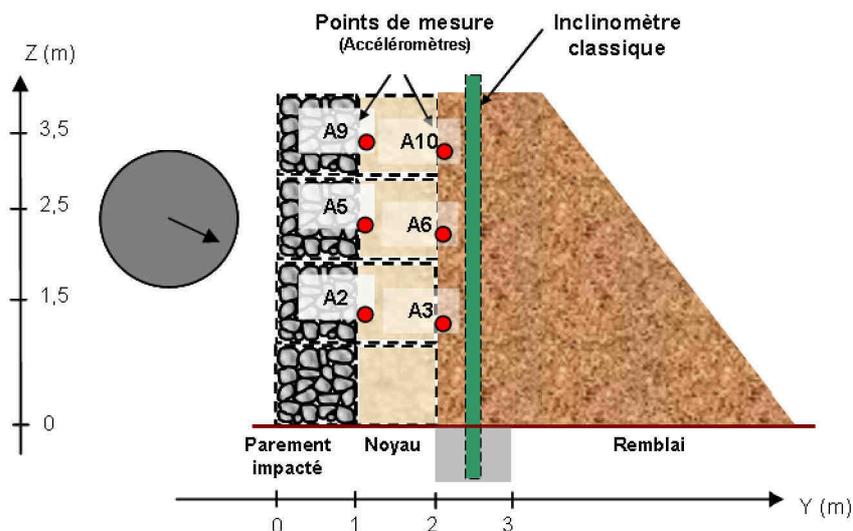


FIGURE 4.7 – Capteurs positionnés dans le plan d'impact et utilisés pour la détermination de la déformation.

Les courbes de déplacement à l'interface parement/noyau et noyau/remblai sont présentées Fig. 4.8. Le déplacement augmente pour atteindre un maximum puis décroît et se stabilise autour d'une valeur résiduelle. Une valeur résiduelle négative traduit un retour du point de mesure en amont de sa position initiale.

En règle générale pour les trois essais, les déplacements maximaux sont plus importants à l'interface parement/noyau qu'à l'interface noyau/remblai et à la hauteur d'impact et en position haute plutôt qu'en position basse (Fig. 4.8).

Les déplacements diminuent donc avec l'éloignement au point d'impact. Les déplacements maximaux sont réduits d'un facteur allant de 2,2 (essai à 200 kJ) à 1,6 (essai à 2000 kJ) entre l'interface parement/noyau et l'interface noyau/remblai. Les déplacements résiduels à l'issue de l'impact à 2000 kJ restent limités : + 10 cm environ à la hauteur d'impact (total cumulé).

Les faibles déplacements en position basse s'expliquent par le gradient de densité selon la verticale lié à la mise en œuvre des matériaux. Initialement plutôt lâches, ils se compactent sous l'effet du poids propre des matériaux des niveaux supérieurs et sont confinés par les matériaux environnants. Ceci permet moins de latitude de déplacement à l'opposé des capteurs situés en partie haute, dans des matériaux moins confinés et soumis à une condition limite de déformation libre.

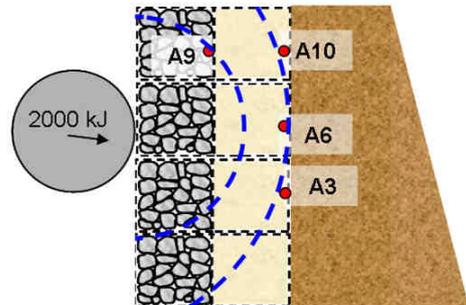
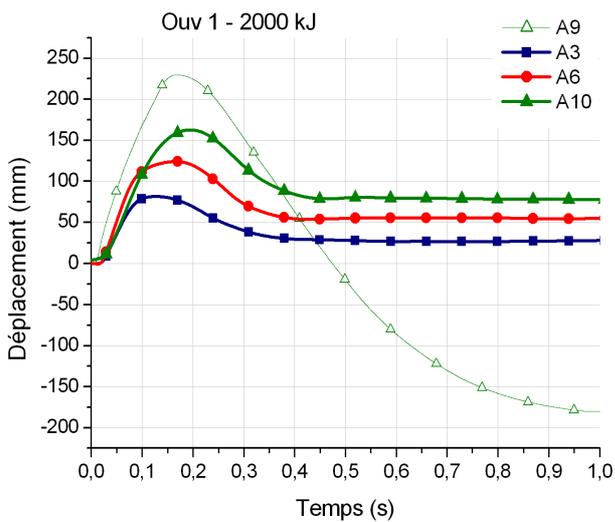
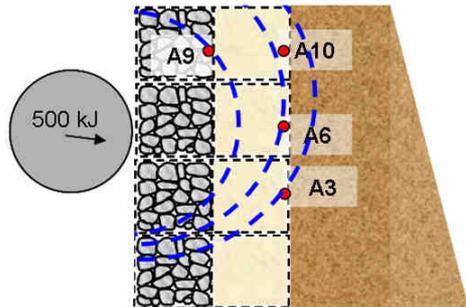
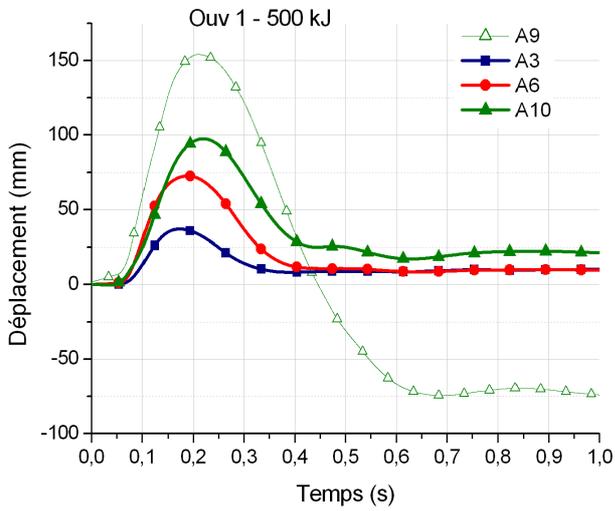
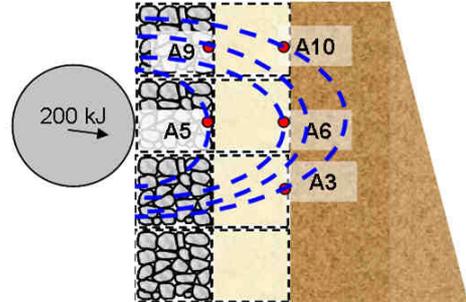
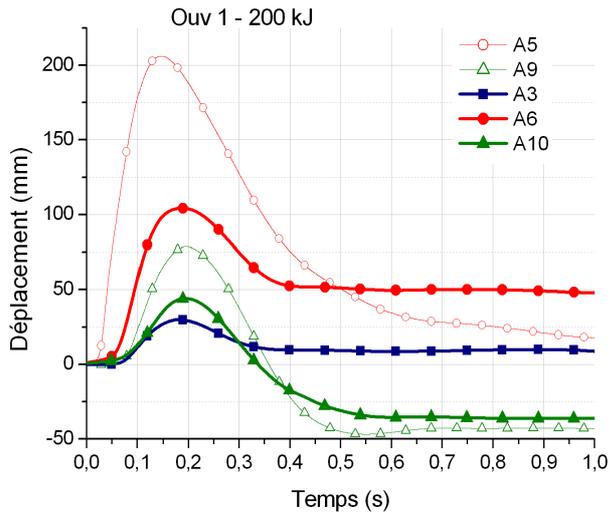


FIGURE 4.8 – Déplacement des interfaces parement/noyau et noyau/remblai à 1,5 m (A3), 2,5 m (A5, A6) et 3,5 m (A9, A10) pour les essais d'impact sur l'ouvrage 1, et schémas de la propagation de l'onde de compression correspondant.

Pour chaque capteur, l'amplitude entre les valeurs maximales et résiduelles met en évidence le caractère réversible des déformations. Ce caractère dépend d'une part des propriétés des matériaux constitutifs, d'autre part du confinement, tolérant ou non des mouvements relatifs entre les particules. Cet effet est plus marqué en partie haute de l'ouvrage et lors du premier essai que pour les suivants. Pour des capteurs situés à la même hauteur (A5 et A6, A9 et A10), l'amplitude entre la valeur maximale et résiduelle est plus importante au niveau de l'interface parement/noyau qu'au niveau de l'interface noyau/remblai. Ceci indique une plus grande réversibilité à cette interface. On peut supposer que le matériau qui est à l'aval du point de mesure conditionne la donnée recueillie. En effet compte-tenu de l'ajout de déchetas de pneus au noyau, le mélange est supposé présenter une élasticité supérieure aux granulats ou au remblai.

Les valeurs résiduelles de A9 et A10 à 200 kJ sont du même ordre de grandeur, et négatives traduisant un déplacement en bloc du gabion de noyau vers l'amont. En revanche, à 500 kJ et à 2000 kJ les valeurs résiduelles indiquent des déplacements en sens opposé, traduisant une augmentation de la distance entre ces deux capteurs.

L'analyse du déclenchement du mouvement nous renseigne sur la propagation de l'onde de compression dans la structure. Les schémas de la Figure 4.8 sont issus des observations des temps d'arrivée de l'onde de compression à chaque capteur. Comme il est difficile de pointer avec précision les temps d'arrivée, ces schémas permettent seulement d'apprécier de manière qualitative la vitesse de propagation de l'onde de compression. Les courbes en pointillés représentent la position de l'onde à différents instants  $t_i$ . Lorsque les courbes sont écartées cela signifie que l'onde se propage plus rapidement, inversement quand elles sont resserrées cela signifie que l'onde se propage plus lentement.

A 200 kJ, les capteurs positionnés à la hauteur d'impact sur les deux interfaces (A5 et A6) sont mobilisés en premier puis le capteur en position haute à l'interface parement noyau (A9) se met en mouvement, et enfin les capteurs en position haute et basse de l'interface noyau/remblai (A10 et A3) sont mobilisés simultanément. Ceci montre que l'onde de compression se propage plus rapidement à la hauteur d'impact pour cet essai.

A 500 kJ, le capteur A9 de l'interface parement/noyau est mobilisé en premier, puis ce sont les capteurs à la hauteur d'impact et en partie haute (A6 et A10) de l'interface noyau/remblai qui se mettent en mouvement, et enfin le capteur en position basse (A3). L'évolution des déplacements dans la structure suggère que l'onde de compression se propage plus rapidement vers le haut<sup>2</sup>.

A 2000 kJ, le capteur de l'interface parement/noyau se déplace en premier puis c'est au tour de ceux de l'interface noyau/remblai avec d'abord le capteur à la hauteur d'impact, puis les deux capteur de part et d'autre. Il semble que l'impact ait une emprise plus large et que l'onde de compression se propage à la même vitesse vers le haut ou le bas. Ainsi il semble que les effets successifs aient eu pour effet de rendre plus isotrope les caractéristiques des matériaux.

A noter que le remblai était faiblement compacté à proximité de l'interface avec le noyau en raison de la présence des inclinomètres et des accéléromètres fixés au grillage.

2. L'équation 4.1, p.159 montre que si la masse volumique diminue, la vitesse de propagation augmente, les paramètres K et G restant constant par ailleurs.

### 4.1.1.3 Déformation du remblai

#### a. Déplacements dans le plan d'impact

La déformée au niveau du remblai, 50 cm en aval de l'interface noyau/remblai est représentée Figure 4.9. Elle offre une meilleure vision de la distribution des déplacements permanents sur toute la hauteur de l'ouvrage par rapport aux mesures des accéléromètres (ou des capteurs de déplacement) qui sont ponctuelles. Les déplacements résiduels cumulés obtenus à partir des accéléromètres à l'interface noyau/remblai ont été reportés à titre de comparaison.

Les valeurs de déplacement résiduel calculé à partir des accéléromètres à la cote 1,5 m pour les essais à 500 kJ et 2000 kJ sont inférieures aux déplacements permanents mesurés par inclinomètre. La différence de l'ordre de 0,3 à 1,8 cm peut s'expliquer par la méthode de calcul du déplacement à partir de l'accélération qui est moins précise aux temps longs et peut donc sous-estimer les déplacements résiduels (voir chapitre 2 section 4.4) et également par le fait que les déplacements induits par l'impact à 1000 kJ ne sont pas pris en compte dans le cumul.

La comparaison entre les valeurs issues des accéléromètres et de l'inclinomètre montre toutefois que les déplacements sont du même ordre de grandeur, et restent très faibles au regard des déplacements imposés au parement (voir Fig. 4.3 et Fig. 4.5).

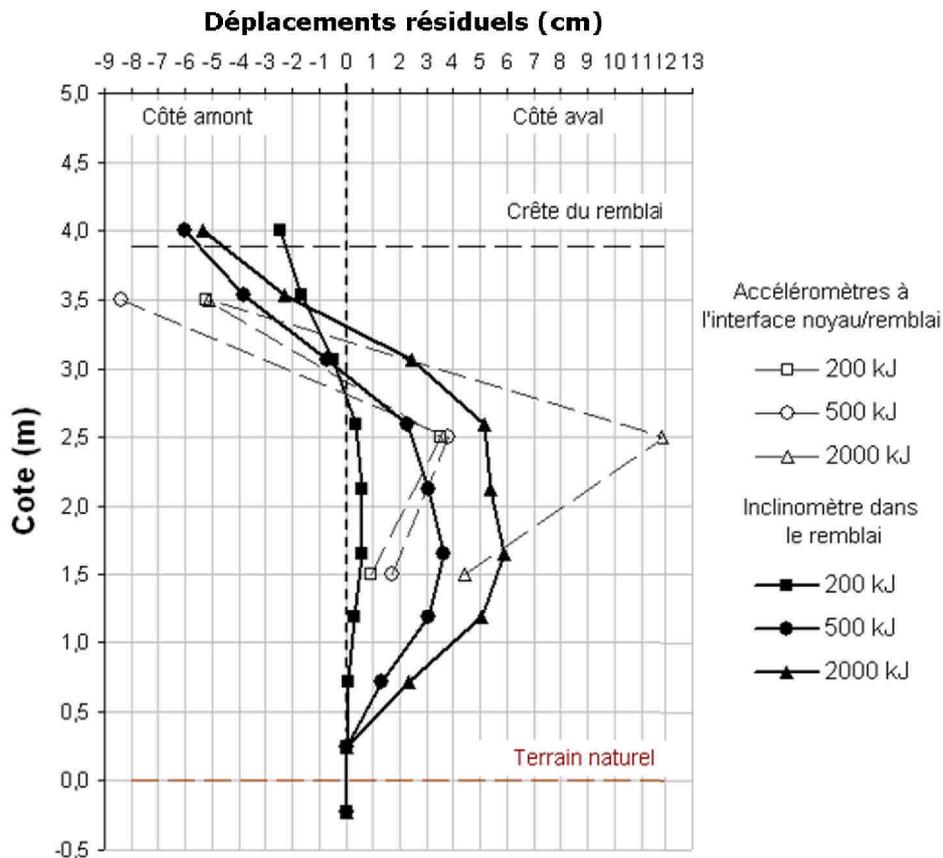


FIGURE 4.9 – Mesure inclinométrique de la déformée dans le remblai 50 cm en aval de l'interface noyau/remblai et déplacements résiduels calculés à partir des accéléromètres à l'interface noyau/remblai pour les trois essais d'impact sur l'ouvrage 1.

La déformation augmente avec l'énergie d'impact. On observe un enfoncement vers l'aval à la hauteur d'impact et un déplacement vers l'amont en tête du remblai. Les déplacements résiduels vers l'amont sont observés seulement sur 1 m de hauteur en partie haute de l'ouvrage.

### b. Tomographie du remblai dans le plan d'impact

L'objectif de la tomographie est de mesurer la vitesse de propagation des ondes P et S dans le remblai (avant/après impact) pour mettre en évidence l'évolution possible de ses caractéristiques mécaniques.

48 géophones verticaux et 48 géophones horizontaux ont été mis en place lors de la construction de l'ouvrage 1 au sein et en surface du remblai selon deux plans, le plan d'impact et le plan latéral à 2 m de l'axe d'impact. 10 tirs ont été effectués à la masse sur chacun des deux plans (Fig. 4.10). Plusieurs tomographies ont été réalisées avant et après les impacts (Tab.4.3). Seul le profil situé dans le plan d'impact est considéré ici.

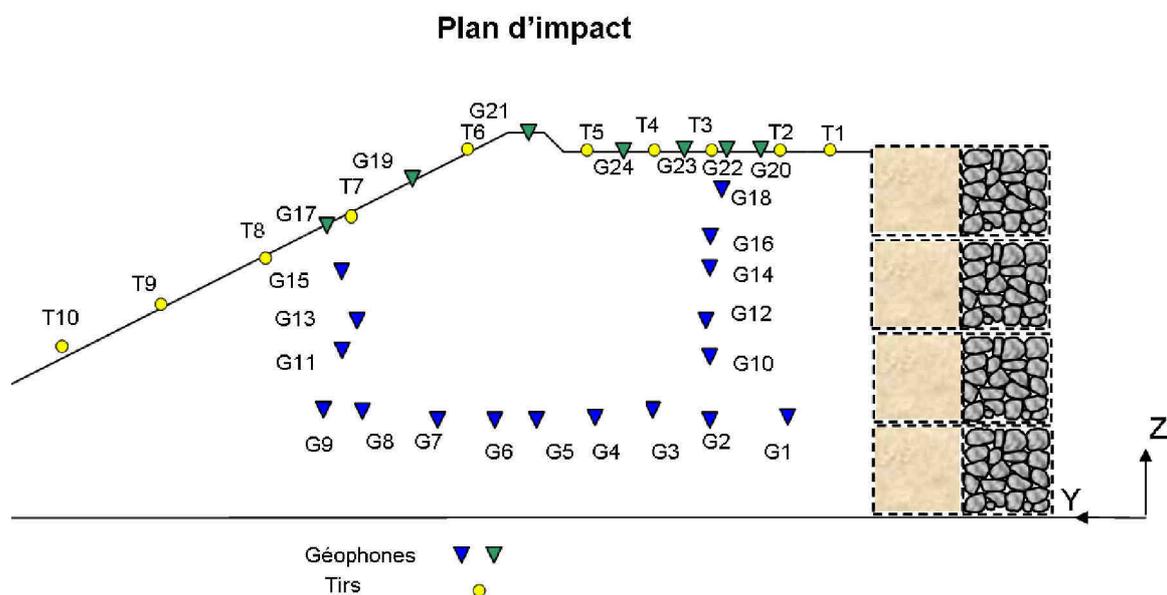


FIGURE 4.10 – Position des géophones et des tirs pour les tomographies du remblai de l'ouvrage 1.

Le traitement des données a été effectué par la société SAGE<sup>3</sup>. Le pointé manuel des temps d'arrivée s'avère peu précis et donne des résultats incohérents (Fig. 4.11 et Fig. 4.12). Sur la Figure 4.11 les temps d'arrivée pointés sont matérialisés par les tirets verticaux. Les deux pointés correspondent aux pointés de deux utilisateurs différents. On remarque que les écarts peuvent être importants d'un utilisateur à l'autre, l'erreur sur ces pointages est estimée à +/- 1 ms (soit une erreur sur la vitesse entre 250 et 4500  $m.s^{-1}$  en fonction de la distance entre la source et le capteur).

Les différences de temps d'arrivée en ondes P et S entre les tomographies 3 et 4 sont reportées Figure 4.12. Considérant que les différences de temps inférieures à 1 ms sont négligeables car dans la marge d'erreur, on observe que pour un même géophone (8, 9 et 11) les différences de temps

3. Société Alpine de Géotechnique, partenaire du projet Rempare en charge de ces mesures.

Tomographie	Commentaires
Tomo 0	Après construction
Tomo 1	Après essai à 200 kJ
Tomo 2	Après essai à 1000 kJ
Tomo 3	Après réparation suite à l'essai à 1000 kJ, on suppose que l'essai à 500 kJ ayant eu lieu après l'essai à 1000 kJ n'a pas engendré de nouvelles modifications de l'état du remblai
Tomo 4	Après essai à 2000 kJ

TABLE 4.3 – Références des différentes tomographies réalisées.

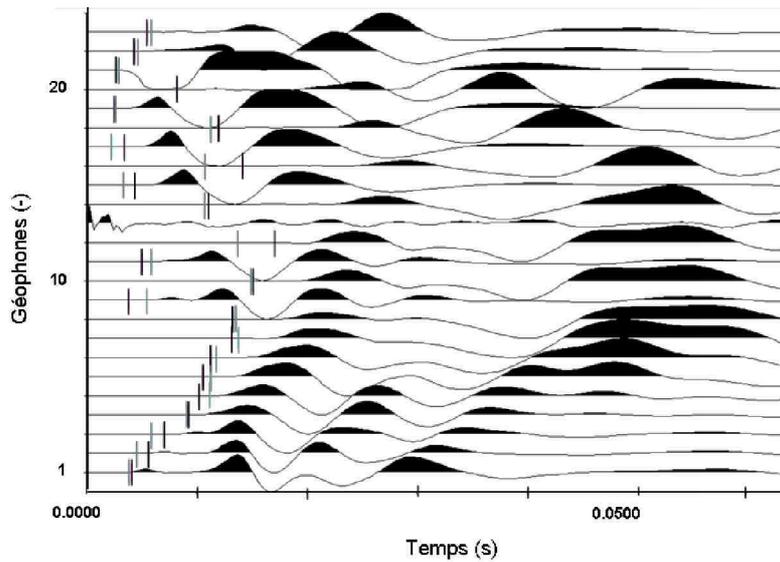


FIGURE 4.11 – Traces sismiques pour le tir 1 de la tomographie de l'état initial de l'ouvrage 1, pointé manuel.

d'arrivée peuvent être négatives en onde P traduisant une augmentation des vitesses, et positives en onde S, traduisant une diminution des vitesses. Ces résultats montrent la complexité de l'analyse des données sismiques. De plus, compte tenu de la précision du pointage, un grand nombre de données est inexploitable.

Afin d'avoir une meilleure précision de la variation de temps d'arrivée et donc de la vitesse entre la tomographie 3 et la tomographie 4, une autre méthode d'estimation de la différence des temps d'arrivée a été utilisée. La fonction d'intercorrélacion entre les traces de la tomographie 3 et de la tomographie 4 est calculée pour chaque couple géophone-tir. Ce traitement permet de comparer très précisément les traces sismiques et de s'affranchir de l'incertitude sur le pointé introduite par la personne effectuant le traitement. La Figure 4.13 représente la fonction d'intercorrélacion pour le couple tir 1-géophone 9 entre les tomographies 3 et 4. Le pic correspond au décalage temporel nécessaire afin de faire coïncider au mieux les deux traces. La valeur en abscisses du pic donne donc le décalage temporel entre les deux signaux. On remarque une différence de temps d'arrivée de -0.4

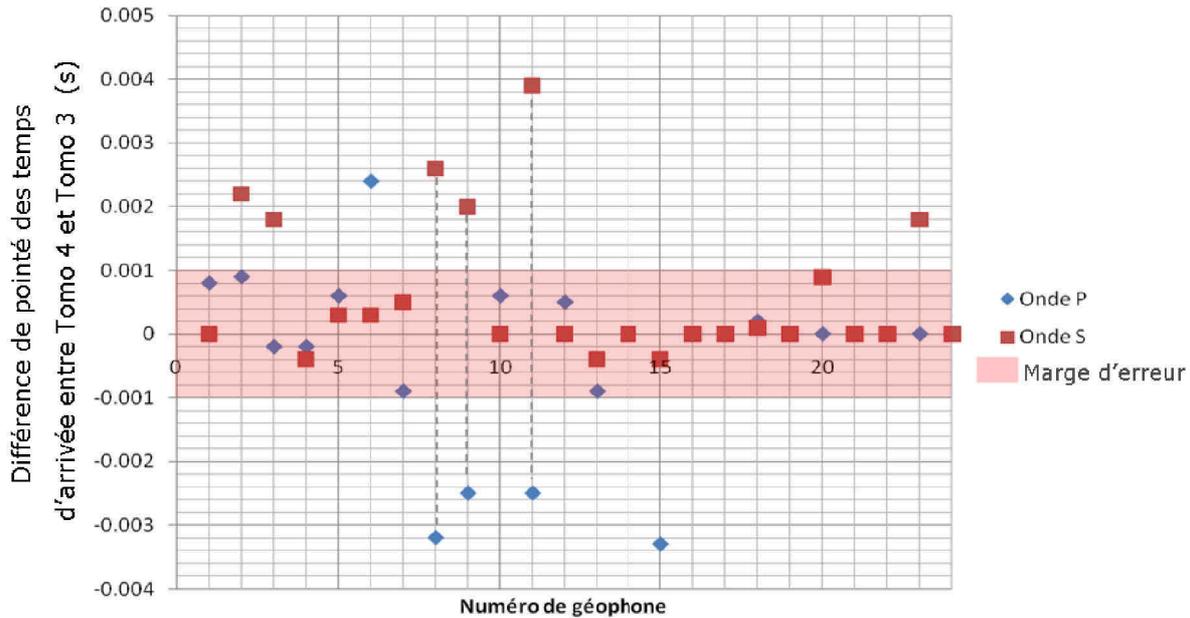


FIGURE 4.12 – Différences des temps d'arrivée pour les ondes P et S entre les tomographies avant et après essai à 2000 kJ (Tomo 3 et Tomo 4), pour le tir 1.

ms soit une augmentation de vitesse de l'ordre de 9 %. A titre de comparaison, la différence de temps d'arrivée d'après le pointé manuel entre les tomographies 3 et 4 pour le tir 1 sur le géophone 9 est de -2,5 ms.

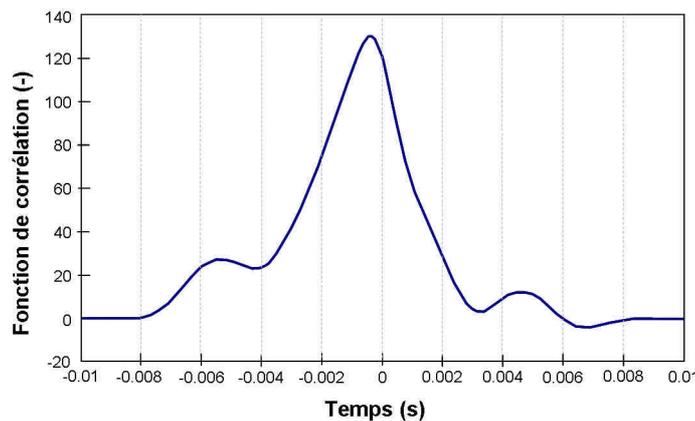


FIGURE 4.13 – Fonction d'intercorrélation pour le couple tir 1-géophone 9 entre les tomographies 3 et 4.

Si on s'intéresse aux vitesses calculées à partir des résultats des intercorrélations pour tous les tirs et tous les géophones entre les tomographies 3 et 4 (Fig. 4.14), on observe en moyenne des diminutions de vitesse en onde P et en onde S comprises entre 0 et 10% selon les tirs. Certains couples tirs-géophones montrent des variations de vitesse supérieures à 50%. Ce graphique montre que les variations de vitesse dans le remblai sont en moyenne plutôt faibles et très hétérogènes.

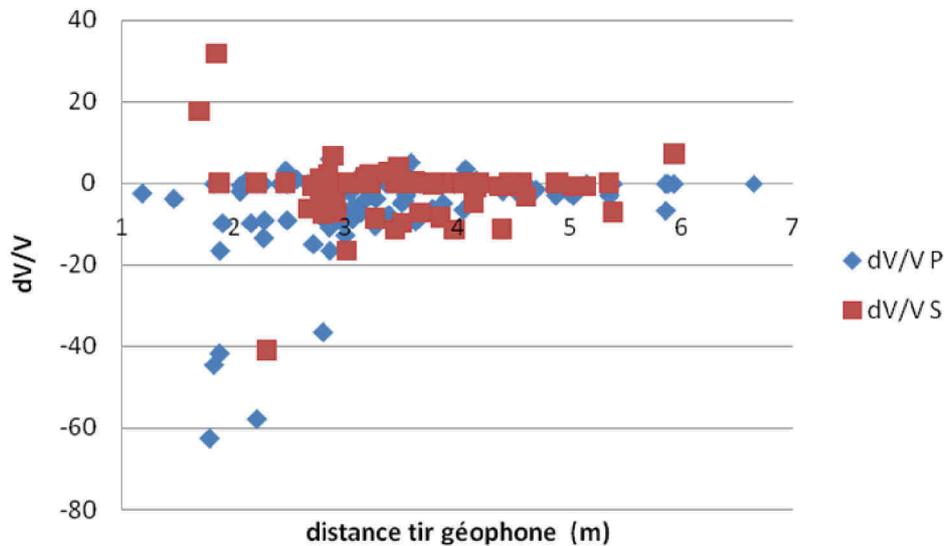


FIGURE 4.14 – Variation de vitesse entre les tomographies 3 et 4 calculée à partir des intercorrélations pour tous les couples tir-géophone, en onde P et en onde S, en fonction de la distance tir-géophone.

Pour avoir une image des vitesses dans le remblai, les tomographies (pointé manuel) ont été inversées. La Figure 4.15 présente les vitesses dans le remblai à l'état initial, et avant l'impact à 2000 kJ. A l'état initial, les vitesses varient entre 300 m/s et 500 m/s. La tomographie avant impact à 2000 kJ montre une augmentation des vitesses de façon très localisée à l'aval du noyau (comprises entre 350 m/s et 700 m/s). La zone présentant des vitesses très élevées à  $Y = 7$  m (de l'ordre de 850 m/s) est à considérer avec précaution et peut s'expliquer par l'augmentation de la saturation en eau en pied du remblai, et par le fait que cette zone est mal résolue en terme de présence de géophones. Entre l'état initial et l'état après les impacts successifs à 200 kJ, 1000 kJ et 500 kJ, on remarque une zone directement à l'aval du noyau ( $Y=2$  à  $3$  m) où les vitesses augmentent.

L'inversion de la tomographie 4 (onde P) a été réalisée en ajoutant les résultats issus des intercorrélations à la tomographie 3. Le résultat obtenu est très proche de celui de la tomographie 3 (Fig. 4.16).

Le calcul des différences relatives et absolues entre les tomographies 3 et 4 permet de les comparer (Fig. 4.17). Ceci permet d'identifier les secteurs les plus perturbés suite à l'impact à 2000 kJ. En ne considérant que la zone cernée de géophones, on remarque une diminution des vitesses de l'ordre de 10% à 20% au cœur du remblai, une augmentation de la vitesse de l'ordre de 10% à 20% sur une zone autour de  $Z = 2$  m, à une distance  $Y = 3$  m du parement.

Les fissures observées en tête de remblai directement à l'aval du noyau et à environ 1 à 1,5 m de l'interface noyau/remblai coïncident avec les zones où la vitesse diminue. On s'intéresse à l'origine des variations de vitesses observées.

La vitesse de propagation d'une onde de compression  $V_p$  dans un milieu élastique est donnée par

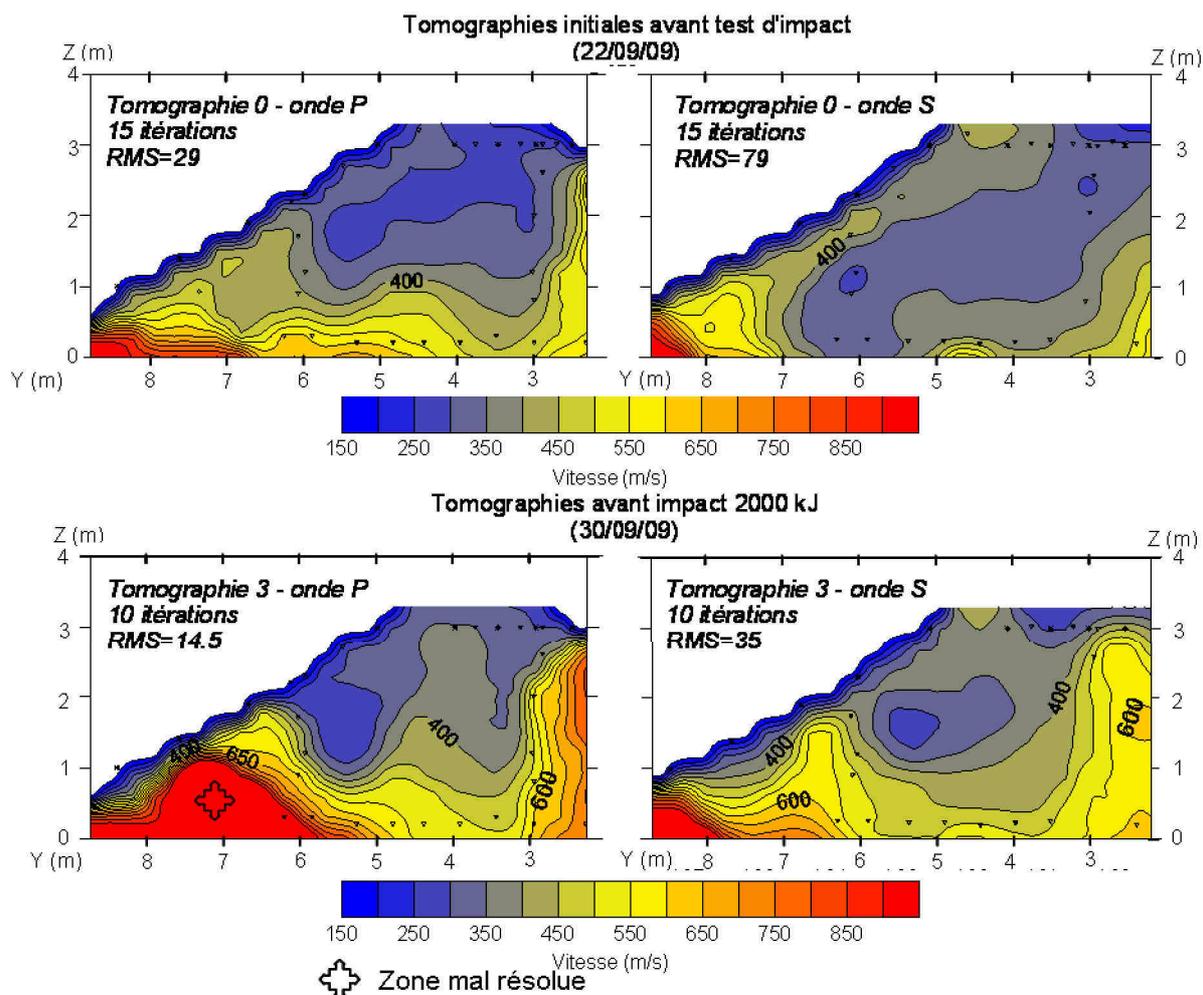


FIGURE 4.15 – Tomographies en onde P et en onde S à l'état initial, avant impact à 2000 kJ et après impact à 2000 kJ.

la formule (Eq.4.1) :

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad (4.1)$$

avec

$$K = \frac{E}{2(1 - 2\nu)} \quad (4.2)$$

et

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.3)$$

Ainsi la vitesse dépend de deux paramètres : un paramètre d'élasticité fonction du module d'Young et du coefficient de Poisson  $f(E, \nu)$ , l'autre paramètre étant la masse volumique  $\rho$ . Une variation de vitesse  $\Delta V_p$  dépend donc de la variation relative de ces deux paramètres :  $\Delta f(E, \nu)$  et  $\Delta \rho$  (Eq.4.4).

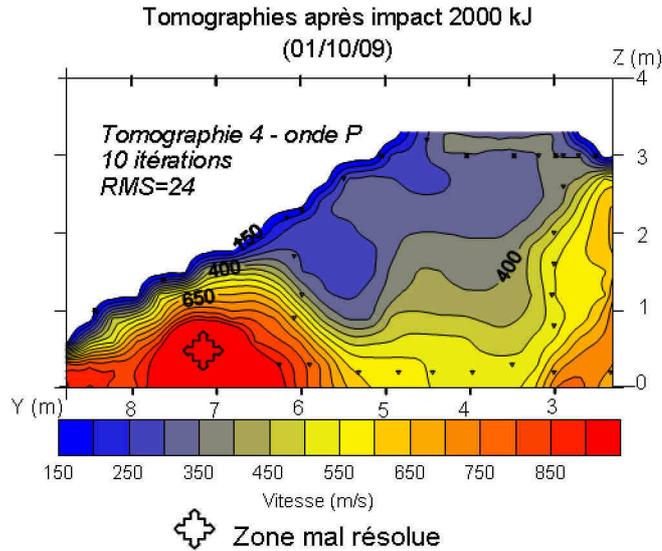


FIGURE 4.16 – Tomographies en onde P après impact à 2000 kJ.

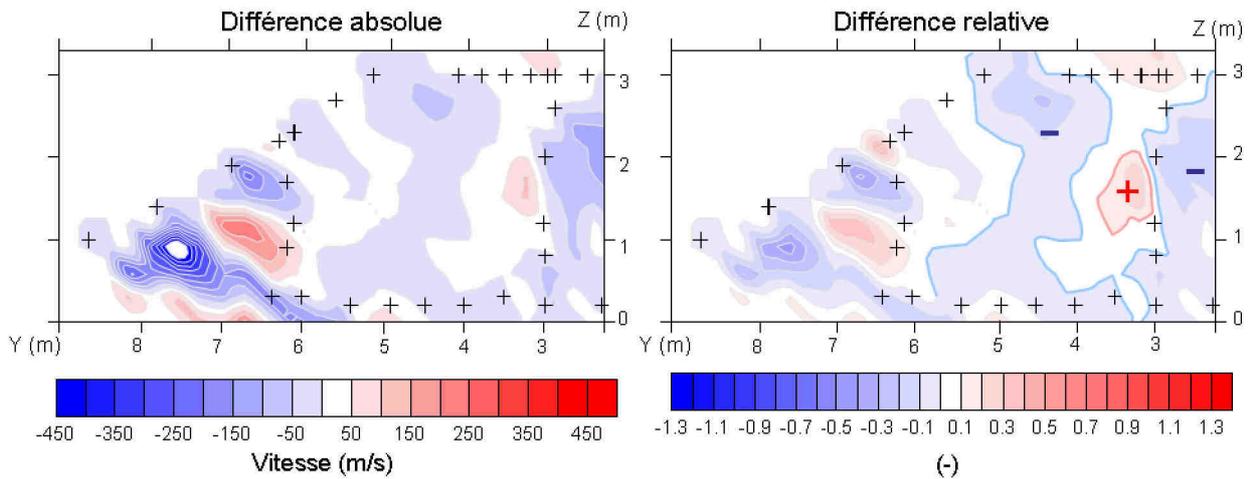


FIGURE 4.17 – Tomographies en onde P après impact à 2000 kJ.

$$2 \frac{\Delta V_p}{V_p} = \frac{\Delta f(E, \nu)}{f(E, \nu)} - \frac{\Delta \rho}{\rho} \quad (4.4)$$

L'équation 4.1 indique que lorsque la masse volumique augmente, la vitesse diminue, en faisant l'hypothèse que les autres paramètres restent constants par ailleurs. Cette équation est valable pour les milieux continus tels que les roches ou les métaux.

Dans le cas présent, on cherche donc à savoir lequel des deux paramètres  $f(E, \nu)$  et  $\rho$  influence les variations de vitesses observées entre l'état avant et après impact à 2000 kJ.

La variation de masse volumique dans le remblai peut être estimée à partir de la déformation maximale mesurée par les accéléromètres à l'interface noyau/remblai. A la hauteur d'impact le déplacement maximal à l'issue de la série d'impacts est de l'ordre de +12 cm, +5 cm en partie basse et -5 cm en partie haute. Si on considère une tranche de remblai de l'ordre de 1 m qui s'étend de

l'interface avec le noyau à la zone fissurée (Fig. 4.18), la zone située en aval étant considérée non perturbée par l'impact et les déformations selon  $y$  et  $z$  considérées négligeables. Ainsi, la variation de volume associée à l'enfoncement du noyau est de l'ordre de -10 % à la hauteur d'impact, -5% en partie basse et +5% en partie haute. La masse de sol contenue dans cette tranche est constante, la variation de volume liée au déplacement de l'interface tend donc à augmenter la masse volumique à la hauteur d'impact et en partie basse d'environ 10% et 5% respectivement et à la diminuer d'environ 5% en partie haute.

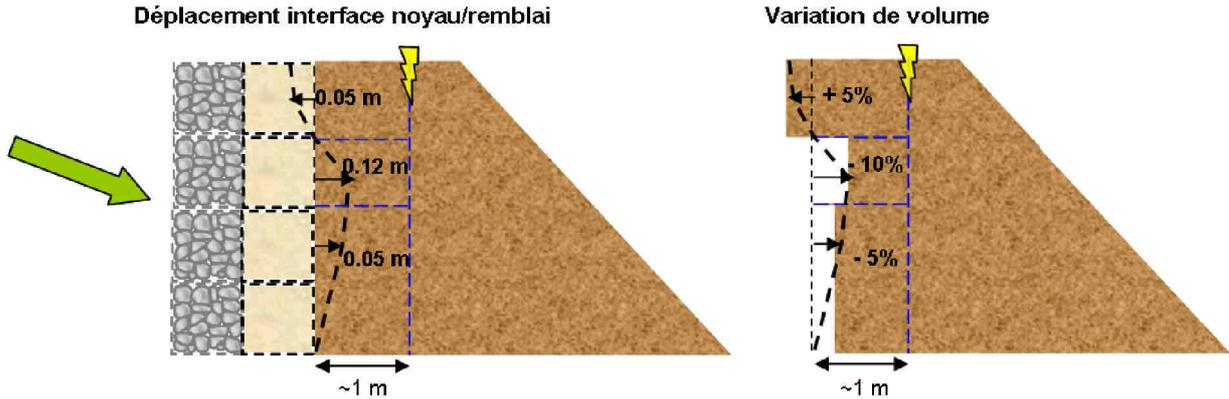


FIGURE 4.18 – Illustration de la variation du volume du remblai suite à la série d'impact.

A partir de l'estimation de la variation de la masse volumique, il est possible d'estimer la contribution de la variation du paramètre élastique  $f(E, \nu)$  dans les variations de vitesses observées grâce à la tomographie. A titre d'exemple, la vitesse directement à l'aval du noyau et à la hauteur d'impact est diminuée de vitesse de 20% par rapport à l'état avant impact (donnée par la tomographie pour la zone à 1 m en aval de l'interface noyau/remblai, Figure 4.17). La masse volumique dans cette zone est quant à elle multipliée par 1,1 (correspondant à une augmentation de 10%). A partir de l'équation 4.4, on peut donc en déduire la variation de  $\Delta f(E, \nu)$  :

$$\frac{\Delta f(E, \nu)}{f(E, \nu)} = 2 \frac{\Delta V_p}{V_p} + \frac{\Delta \rho}{\rho} \quad (4.5)$$

L'application numérique nous donne

$$\begin{aligned} \frac{\Delta f(E, \nu)}{f(E, \nu)} &= 2 \cdot (-0,2) + 0,1 = -0,3 \\ \Delta f(E, \nu) &= -0,3 \cdot f(E, \nu) \end{aligned} \quad (4.6)$$

Soit une diminution des paramètres élastiques  $\Delta f(E, \nu)$  de l'ordre de 30%.

Ainsi une diminution de la vitesse est liée à une diminution des caractéristiques élastiques du remblai, et l'augmentation des vitesses de propagation traduit une augmentation de ces caractéristiques.

#### 4.1.1.4 Synthèse

Les observations externes montrent que l'endommagement est très localisé au niveau du contact projectile/ouvrage. Il se manifeste seulement de deux manières : à un niveau faible l'endommagement se caractérise par une simple empreinte de l'impactant, à un niveau élevé il se traduit par le déchirement du grillage et le déversement des pierres. La déformation de l'ensemble de la structure montre un enfoncement au niveau de la zone d'impact et un mouvement vers l'amont du reste de l'ouvrage. Des fissures longitudinales sont également observées en tête du remblai à environ 1 à 1,5 m de l'interface avec le noyau.

Ces constats indiquent que les grandes déformations semblent être d'étendue très réduite et principalement localisées directement au niveau de la zone d'impact. Toutefois l'ensemble de la structure est affecté : les déformations sont de moindre importance mais marquées par un mouvement vers l'amont, notamment en tête d'ouvrage, et l'apparition de fissures dans le remblai. L'enfoncement de l'impactant induisant une déformation supérieure à la limite en traction du grillage conditionne le niveau d'endommagement.

Les observations des déplacements à l'interface parement/noyau et à l'interface noyau/remblai indiquent que les déplacements maximaux diminuent avec l'éloignement à l'impact. Ils sont plus importants en partie haute et à hauteur d'impact qu'en partie basse. Ceci montre l'importance des conditions aux limites sur la réponse de l'ouvrage. La différence entre déplacement maximum et résiduel traduit la capacité de l'ouvrage à retrouver un état proche de son état initial. Cette élasticité est plus marquée au niveau de l'interface parement/noyau, et en tête de l'ouvrage.

L'analyse qualitative des vitesses de propagation de l'onde de compression due à l'impact montre un fonctionnement différent de l'ouvrage à chaque essai, certainement lié au phasage : essais réalisés successivement et à énergie croissante, sur une structure partiellement réparée.

Les mesures de déformation concordent avec les observations visuelles : la déformation est plus importante en tête d'ouvrage qu'en partie basse, et un mouvement du dispositif 'parement+noyau' vers l'amont se traduit par l'ouverture d'une fissure dans le remblai.

Au niveau du remblai les déplacements sont très réduits, ils atteignent 6 cm au maximum à 50 cm de l'interface avec le noyau après les impacts successifs ; seulement 2,5 cm si ne on considère que le déplacement supplémentaire apporté par l'impact à 2000 kJ par rapport à l'essai à 500 kJ. On observe également un retour vers l'amont en tête d'ouvrage sur une épaisseur d'environ 1 m.

La tomographie met en évidence une amélioration des caractéristiques mécaniques du remblai dans une zone directement à l'aval du noyau pour les trois premiers essais. En revanche, l'essai à 2000 kJ tend à structurer le remblai au niveau de l'interface avec le noyau et le long d'un plan situé à environ 1,5 m de cet interface. Cette structuration est également marquée par l'ouverture des fissures en tête de remblai.

Le schéma de la Figure 4.19 synthétise les observations et mesures à l'issue de la série d'impacts.

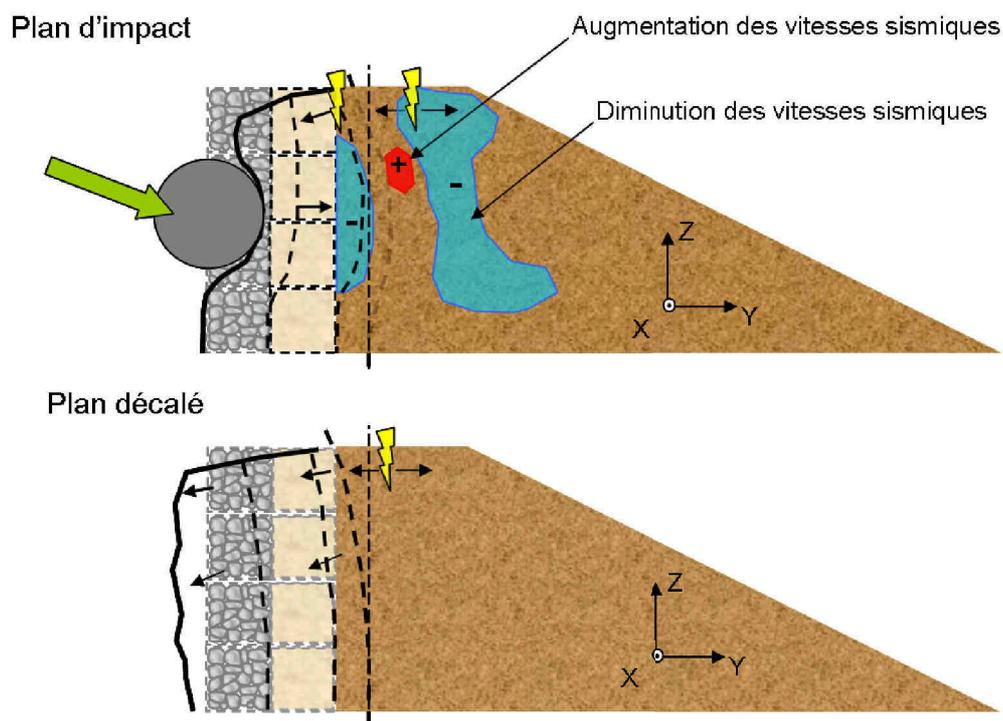


FIGURE 4.19 – Synthèse des déformations observées et mesurées et de l'état du remblai dans le plan d'impact après impact à 2000 kJ.

Bien que l'effet des impacts successifs et des dégradations qu'ils ont engendré sur le parement et le noyau, ainsi que l'effet des réparations ne soient pas pris en compte dans cette analyse, on peut conclure que le système parement+noyau joue pleinement son rôle de dissipateur d'énergie.

A l'issue du quatrième essai à plus forte énergie (2000 kJ), la déformation résiduelle à l'interface noyau/remblai est de l'ordre de 12 cm soit environ 10% de la taille d'une cellule ou 5% rapporté à la taille du dispositif dissipateur "parement+noyau". La déformation résiduelle maximale du remblai, à 50 cm en retrait de l'interface noyau/remblai et à la hauteur de l'impact n'atteint que 6 cm. Ainsi la succession d'impacts n'influence pas l'ouvrage de façon mesurable au-delà d'une épaisseur de l'ordre de 3 m par rapport à la face amont impactée.

#### 4.1.2 Analyse des mécanismes dissipateur d'énergie

A l'image de l'analyse effectuée pour les structures à échelle réduite (voir chapitre 3 section 2), cette partie du chapitre s'intéresse aux mécanismes dissipateurs d'énergie.

Les ouvrages étudiés sont conçus à base de cages en grillage qui limitent le développement de plans de cisaillement au sein des matériaux. On peut donc écarter ce mécanisme. Le réarrangement local des grains n'est pas observable avec les expérimentations mises en œuvre. L'étude du compactage des matériaux nécessite des mesures à chaque interface, or il s'avère que beaucoup de capteurs pla-

cés au sein de l'ouvrage ont été détériorés au cours des impacts successifs. Les données disponibles permettent seulement d'analyser ce mécanisme pour l'essai à 200 kJ. La suite du chapitre étudie la dissipation de l'énergie d'impact ainsi que la diffusion, et tente d'estimer leur contribution.

#### 4.1.2.1 Variation de l'épaisseur des couches, compactage des matériaux

La variation de l'épaisseur des différentes couches n'est calculable que pour le premier essai à 200 kJ. Le manque de données pour l'essai à 1000 kJ ne permet pas de connaître la position des interfaces. De plus les réparations, avec l'ajout de matériaux au parement, modifient les épaisseurs des couches entre les impacts.

Les épaisseurs pour l'état initial n'ont pas été mesurées et sont prises arbitrairement égales à 1 m. En réalité, la taille d'un gabion varie de +/- 10% autour de cette valeur. L'épaisseur de la structure correspond à la différence entre la valeur mesurée dans le remblai par l'inclinomètre et la valeur d'enfoncement résiduel de l'impactant au parement (Fig. 4.20). Les épaisseurs des autres couches sont calculées à partir des déplacements résiduels issus des accéléromètres positionnés à chaque interface. Les épaisseurs calculées après l'essai à 200 kJ sont reportées Tableau 4.4.

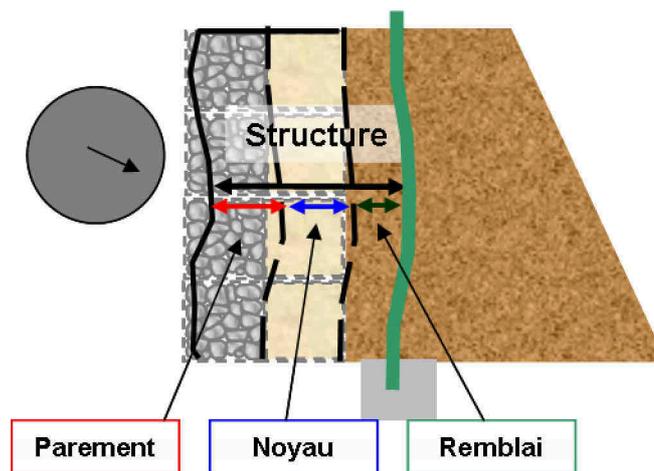


FIGURE 4.20 – Dimensions considérées pour le calcul des épaisseurs.

Essai	Structure (m)	Parement (m)	Noyau (m)	Remblai (m)
Etat initial	2,5	1	1	0,5
200 kJ	2,2	0,7	1,02	0,47

TABLE 4.4 – Épaisseur des différentes couches à l'état initial et après essai à 200 kJ sur l'ouvrage 1.

On remarque que l'épaisseur de la structure diminue de 30 cm, ce qui correspond à la diminution de l'épaisseur du parement. L'épaisseur du noyau a tendance à augmenter légèrement (d'environ 2

cm) et le remblai à se compacter d'environ 3 cm. Pour l'essai à 200 kJ, toute la déformation est donc concentrée dans le parement.

#### 4.1.2.2 Étude de la dissipation de l'énergie d'impact

##### a. Atténuation de l'accélération en fonction de la position par rapport à la source

L'atténuation totale de l'accélération ( $\frac{A_j}{A_i}$ ) entre deux capteurs ( $i$  et  $j$ ) est étudiée à travers deux facteurs proposés par Semblat et Luong (1998) : le facteur d'atténuation géométrique est égal au rapport des distances de ces deux capteurs par rapport à la source d'excitation du milieu ( $\frac{r_i}{r_j}$ ), et le facteur d'atténuation liée au matériau égal au rapport entre le facteur d'atténuation totale et le facteur géométrique.

L'application de ces calculs à notre étude donne les résultats présentés Tableau 4.5. Ils montrent que l'atténuation a principalement lieu dans le noyau, elle est due à l'effet combiné du facteur géométrique et lié au matériau.

	Structure	Parement	Noyau
Atténuation totale	0,31	2,41	0,13
Facteur géométrique	0,15	0,3	0,5
Facteur lié aux matériaux	2,06	8,02	0,26

TABLE 4.5 – Atténuation de l'accélération dans les différentes parties de l'ouvrage 1 lors de l'essai à 200 kJ.

##### b. Approche énergétique pour la quantification de l'énergie dissipée par le matériau

La dissipation de l'énergie peut être approchée, sur le même principe que ce qui a été fait sur les structures à échelle réduite (chapitre 2, section 1.2.3), à travers l'analyse de l'énergie cinétique calculée en différents points de la structure. Le calcul de l'indicateur  $\alpha$  est basé sur les vitesses maximales à chaque point considéré, ici à la hauteur d'impact A0, A5 et A6 (Fig. 4.21). Cet indicateur se calcule de la manière suivante (Eq.4.7) :

$$\alpha = \frac{\ln\left(\frac{v(j)^2}{v(i)^2}\right)}{\ln\left(\frac{r_i}{r_j}\right)} \quad (4.7)$$

avec  $r_{A5}$  et  $r_{A6}$  la distance à la source des points A5 et A6. A noter que la distance à la source pour l'accéléromètre positionné sur l'impactant (donc sur la source) est prise égale à l'enfoncement de ce dernier.

Les valeurs calculées pour l'indicateur  $\alpha$  pour le premier essai à 200 kJ sur l'ouvrage 1 sont de 1,1 pour le parement et 2,7 pour le noyau. Ces résultats tendent à montrer que la dissipation d'énergie est plus importante dans le noyau que dans le parement.

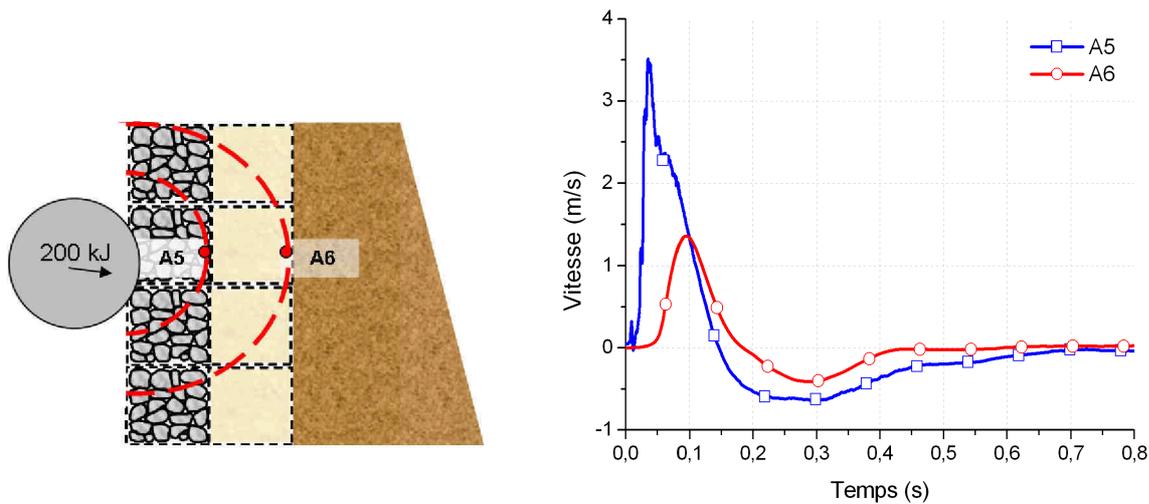


FIGURE 4.21 – Position des accéléromètres A5 et A6 dans l'ouvrage 1 et vitesses mesurées pour l'essai à 200 kJ.

Ceci avait également été observée pour le premier impact à 2 kJ sur les structures à échelle réduite. Or ceci est contradictoire avec la variation de l'épaisseur des couches, qui indique que la couche la plus déformée est justement le parement, suggérant que la dissipation d'énergie a lieu à cet endroit. Cette opposition peut s'expliquer par les fortes hypothèses (isotropie du milieu) et incertitudes (position des capteurs) prises dans le calcul de  $\alpha$ . L'anisotropie est d'ailleurs mise en évidence par l'étude des évolutions temporelles des déplacements (Section 4.1.1.2).

#### 4.1.2.3 Étude de la diffusion de l'énergie d'impact

##### a. Comparaison des déplacements dans le noyau et à l'interface noyau/remblai entre le plan d'impact et le plan latéral

La diffusion de l'énergie d'impact est abordée à travers l'étude des déplacements. Les déplacements de différents points dans le plan d'impact ont été présentés Section 4.1.1. Les déplacements dans le plan instrumenté décalé de 2 m par rapport au plan d'impact (appelé par la suite "plan latéral") sont présentés ici.

La diffusion de l'énergie d'impact est d'abord étudiée sur un plan horizontal par comparaison des données du plan d'impact et du plan latéral. Dans un premier temps on étudie plus particulièrement et de façon approfondie l'essai à 200 kJ.

La Figure 4.22(a) présente la position des accéléromètres dans le plan latéral (A4, A7, A8, A12) et les déplacements associés selon la direction  $x$  (Fig. 4.22(b)) pour l'essai à 200 kJ. Le déplacement au centre du noyau (A4, A7) diffère de celui à l'interface noyau/remblai (A8, A12) dans l'évolution temporelle et dans les valeurs maximales et résiduelles atteintes. Ces courbes indiquent un comportement différent entre le milieu du noyau et l'interface. Cette différence peut s'expliquer par le

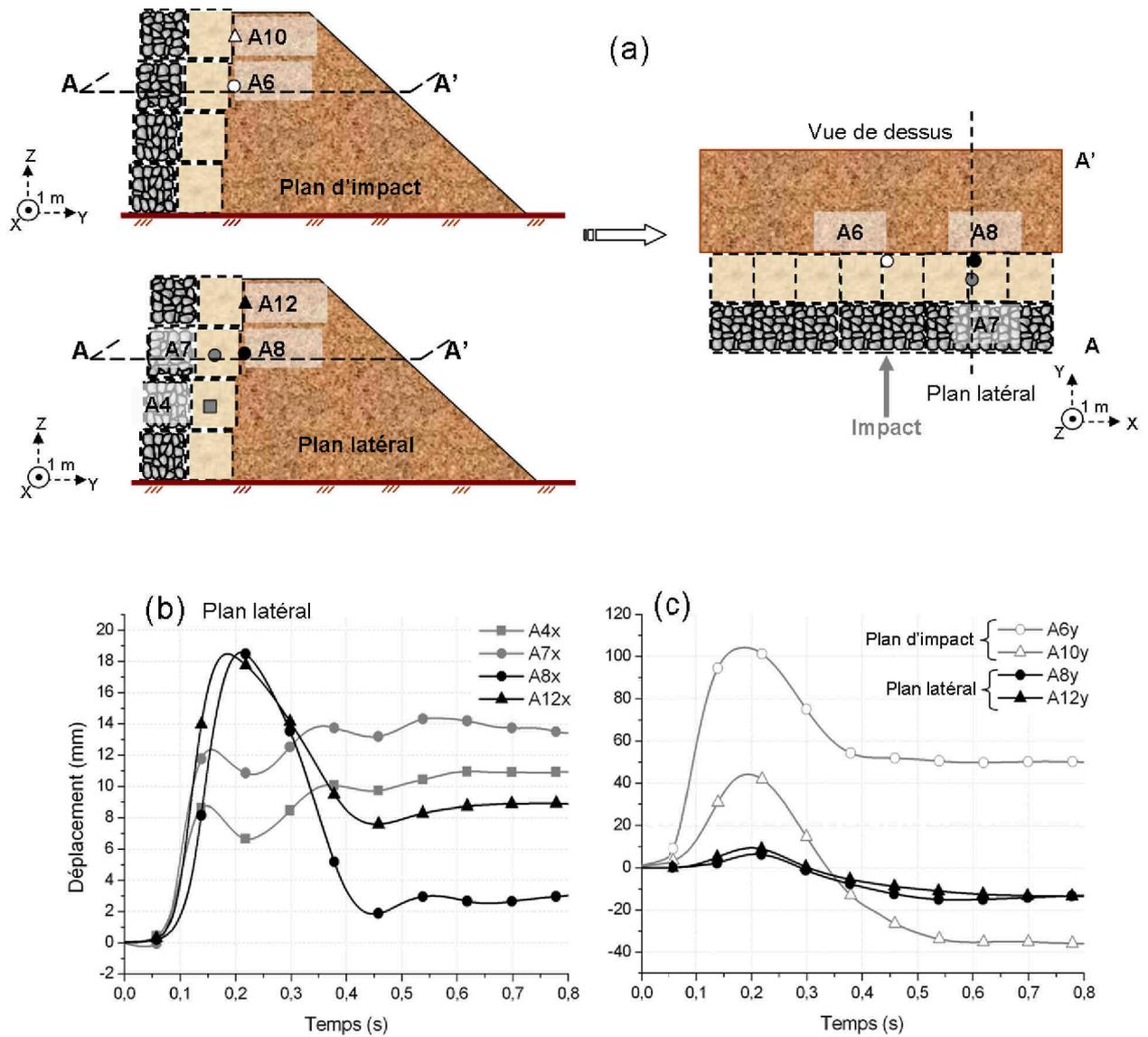


FIGURE 4.22 – Position des accéléromètres (a), déplacement dans la direction  $x$  (b) des accéléromètres du plan latéral, comparaison des déplacements dans la direction  $y$  des accéléromètres dans le plan d'impact et dans le plan latéral pour l'essai à 200 kJ sur l'ouvrage 1 (c).

positionnement des capteurs : l'axe de mesure de A7 est normal au plan formé par le diaphragme, alors que l'axe de mesure de A8 est tangent au grillage extérieur du gabion qui est orienté selon l'axe  $x$ . Les conditions de sollicitation sont donc différentes : dans un cas, la déformation est quasi-normale au support (A7), dans l'autre elle est principalement tangentielle (A8). De plus, pour A8, la continuité du grillage de la couche de gabion crée une importante force de rappel et tend à limiter la déformation résiduelle au niveau de l'interface. Les amplitudes des déplacements dans le plan latéral suivant la direction  $x$  sont très limitées (environ 18 mm au maximum).

La Figure 4.22(c) présente une comparaison des déplacements mesurés dans la direction  $y$ , entre le plan d'impact et le plan latéral, à 2,5 m et 3,5 m de hauteur. Le déplacement maximal dans

cette direction est divisé par 17 entre le plan d'impact et le plan latéral à la hauteur d'impact (A6y, A8y), et par 5 en tête d'ouvrage (A10y, A12y). Dans le plan latéral, les déplacements maximaux et résiduels sont faibles : de l'ordre de 10 à 15 mm respectivement. Ceci montre que l'impact a une influence spatiale très réduite pour l'essai à 200 kJ, l'enfoncement est limité aux cellules juste à l'arrière de la cellule impactée. Au-delà de cette zone de compression, les matériaux et les cellules tendent à être rejetés vers l'extérieur, à l'image de la cratérisation.

Ces observations sont généralisables aux essais à 500 kJ et à 2000 kJ qui montrent les mêmes tendances (Tab.4.6). Toutefois le rapport entre les déplacements maximaux dans le plan d'impact et dans le plan latéral diminue. A titre d'exemple, le déplacement maximal est seulement divisé par 2 entre A6 et A8 pour l'essai à 2000 kJ. Ces résultats montrent qu'un impact à forte énergie mobilise un volume plus grand de l'ouvrage qu'un impact à faible énergie.

Energie kJ	A6y		A10y		A8y		A12y		A4x		A7x	
	Max.	Res.										
200	104	50	44	-36	6	-12	9	-13	*	10	*	13
500	72	10	97	22	19	-8	23	-20	12	8	10	6
2000	124	55	162	80	54	22	72	32	33	20	25	15

TABLE 4.6 – Déplacements maximum (Max.) et résiduels (Res.) en *mm* dans le plan d'impact et dans le plan latéral, \* la valeur maximale est la valeur résiduelle.

### b. Déplacements dans le remblai dans le plan latéral

On s'intéresse ici à l'étendue de la déformation dans le remblai, non pas dans l'axe d'impact mais dans le plan latérale. L'inclinomètre positionné dans le plan latéral à 50 cm en aval de l'interface noyau/remblai nous renseigne sur la déformation à cet endroit. Il s'avère que contrairement au plan d'impact dans lequel la déformation maximale est dans l'axe d'impact, ici la déformation est de nature plus complexe et tri-dimensionnelle (Fig. 4.23).

Dans la direction Y (ou  $\theta = 0^\circ$ ) le déplacement maximum est totalement orienté vers l'amont, traduisant un basculement de la tête d'ouvrage sans enfoncement vers l'aval. Il atteint 15 cm après l'essai à 2000 kJ. Dans la direction X (ou  $\theta = -90^\circ$ ) le déplacement est négatif en tête d'ouvrage, ce qui indique un léger basculement vers l'axe d'impact, et positif plus en profondeur, traduisant un bombement vers le bord extérieur du remblai.

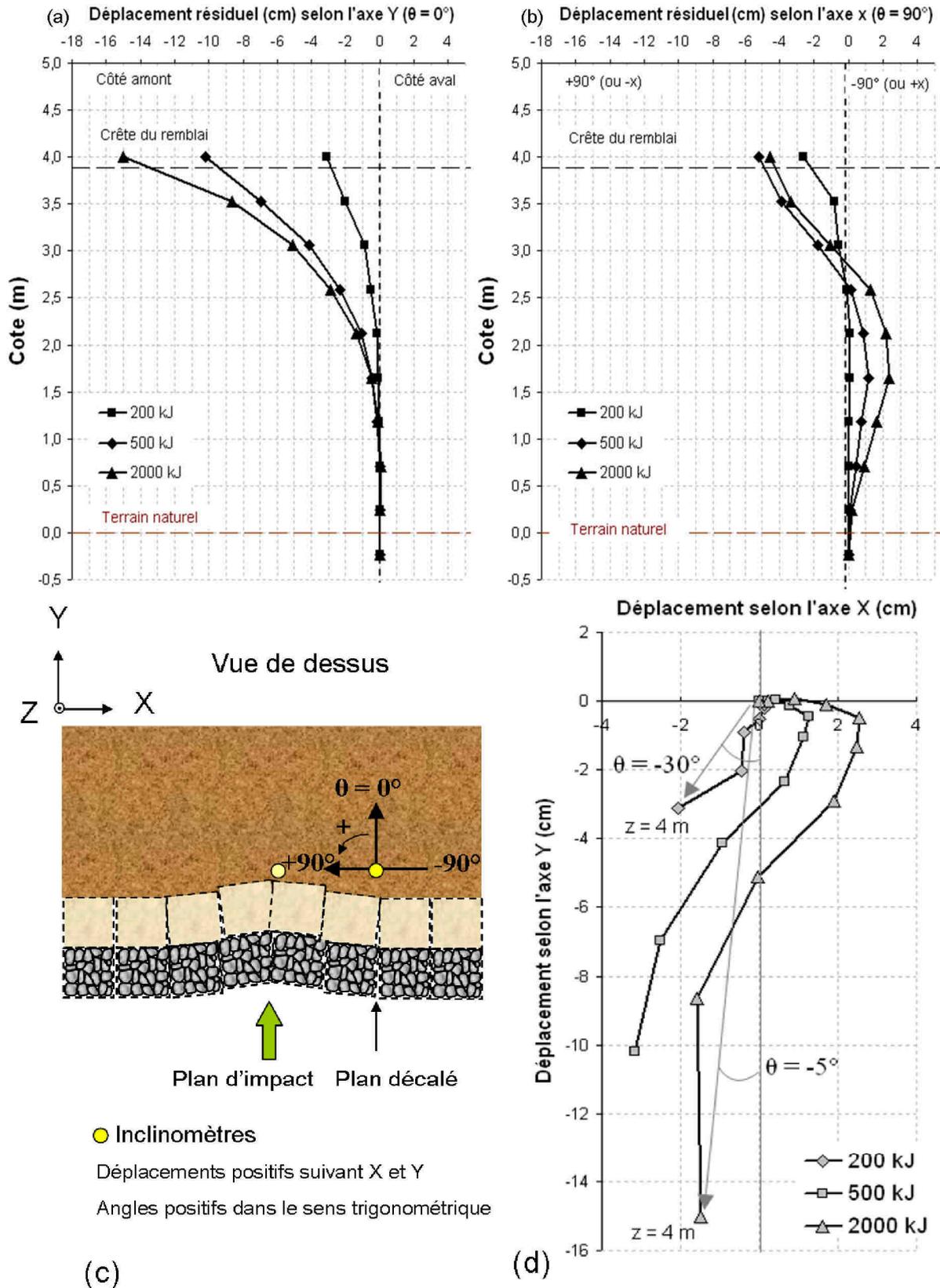


FIGURE 4.23 – (a) Déformée dans le plan latéral selon l'axe  $y$  (pour  $\theta = 0^\circ$ ) et (b) selon l'axe  $x$  ( $\theta = +/- 90^\circ$ ), (c) définition des conventions pour l'angle  $\theta$  et (d) déplacement maximal représenté dans le plan  $(x, y)$ .

La direction et la valeur du déplacement maximal sont représentées Figure 4.24. On remarque que l'orientation du déplacement maximum évolue au cours des impacts, pour se rapprocher de l'axe d'impact. Cela tend à montrer que pour un impact à faible énergie la déformation du haut du parement est centripète et locale. En revanche, pour un essai à plus forte énergie, le haut parement réagit comme un bloc qui bascule sur toute la longueur vers l'amont. Ces observations révèlent que l'angle de diffusion augmente avec l'énergie d'impact (Fig. 4.25)

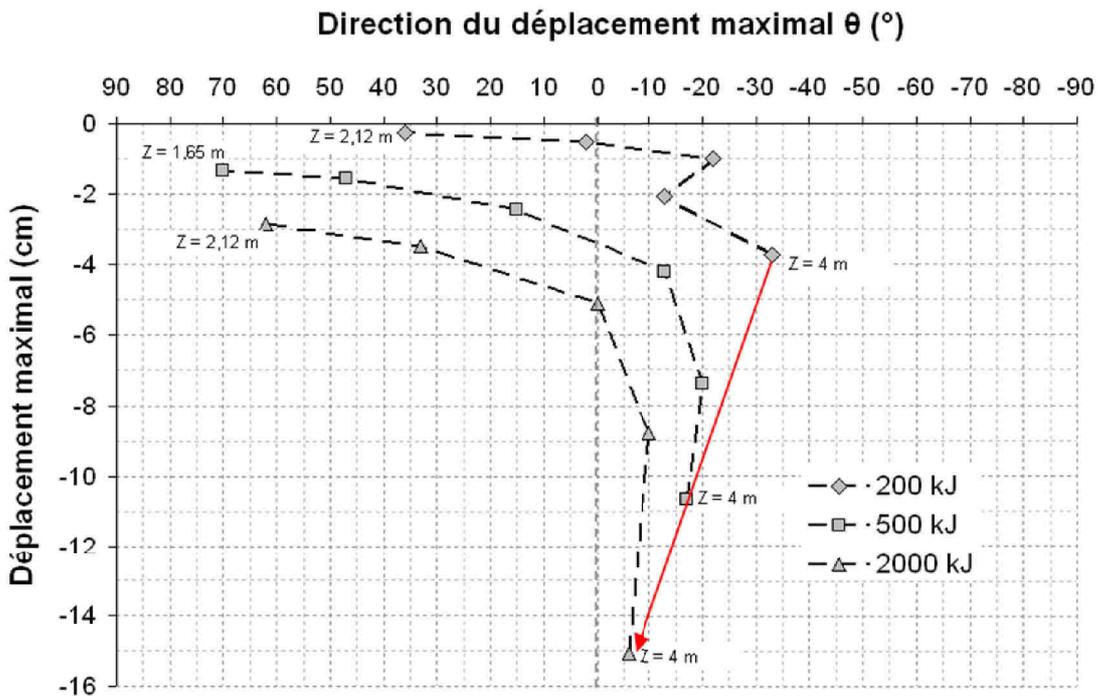


FIGURE 4.24 – Valeur maximale et direction du déplacement pour différentes cotes  $z$ .

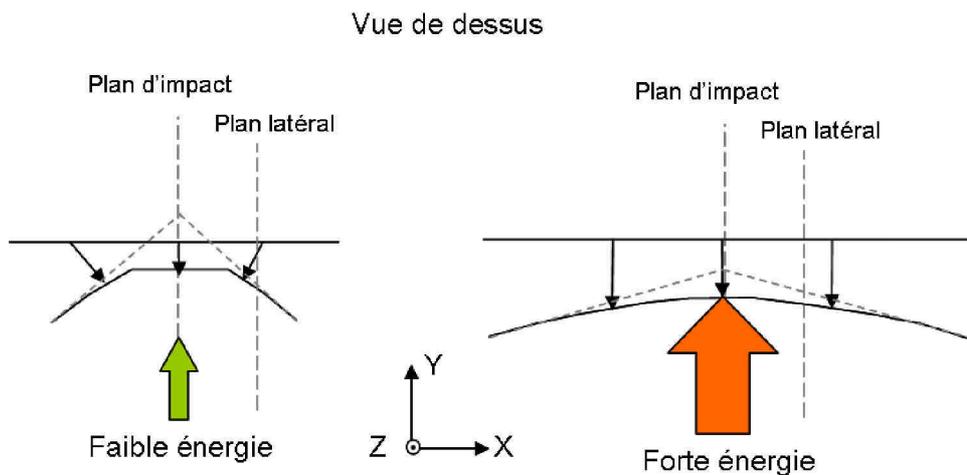


FIGURE 4.25 – Interprétation de la déformation pour les déplacements en tête d'ouvrage, et conséquence sur l'angle de diffusion.

#### 4.1.2.4 Synthèse

Dans cette partie, nous nous sommes intéressés aux mécanismes dissipateurs d'énergie. Il s'avère que l'analyse est limitée en raison du manque de données. Toutefois, on a pu montrer que pour un essai à 200 kJ, la déformation de la structure a lieu principalement au parement. Le calcul d'un indicateur de dissipation présente un résultat contradictoire, sous-entendant que la dissipation a lieu au sein du noyau. Il convient de nuancer ce résultat compte-tenu des fortes hypothèses prises pour ce calcul : position des capteurs, hypothèse d'isotropie du milieu.

Les Figures 4.26 et 4.27 montrent une interprétation schématique des déplacements observés en différents endroits de l'ouvrage 1.

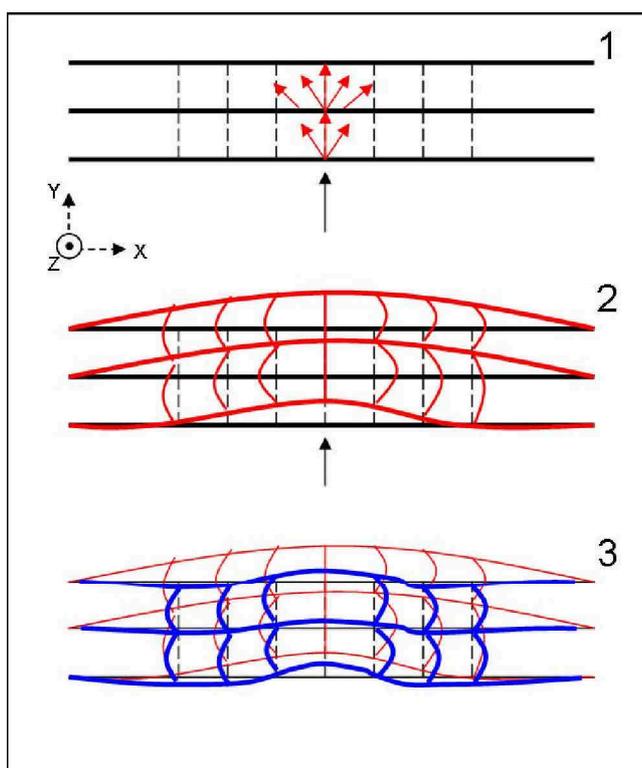


FIGURE 4.26 – Vue de dessus de l'interprétation schématique de la déformation de l'ouvrage à la hauteur d'impact : 1. début de l'impact, 2. déformation maximale, 3. déformation résiduelle.

Le basculement général vers l'amont observé dans le plan latéral tend à montrer qu'un renversement de l'ouvrage vers l'aval suite à l'impact n'est pas à craindre. Ce basculement est certainement accentué par le fait que l'ouvrage testé a une longueur réduite (position de l'impact +/- 4 m). En conditions réelles sur un ouvrage de grande longueur, la continuité du parement et du noyau assurée par la liaison des gabions jouerait en faveur de la stabilité de l'ensemble.

L'étude de la diffusion à travers les déplacements dans le plan latéral a montré que le volume de l'ouvrage mis en mouvement lors de l'impact augmente avec l'énergie d'impact. Cette observation indique que l'angle de diffusion augmente avec l'énergie d'impact et tend à confirmer que l'ouvrage résiste par la masse qu'il oppose à l'impact. La masse mise en mouvement augmente donc avec l'énergie d'impact, ce qui justifie l'approche énergétique développée pour le calcul de la dissipation de l'énergie d'impact.

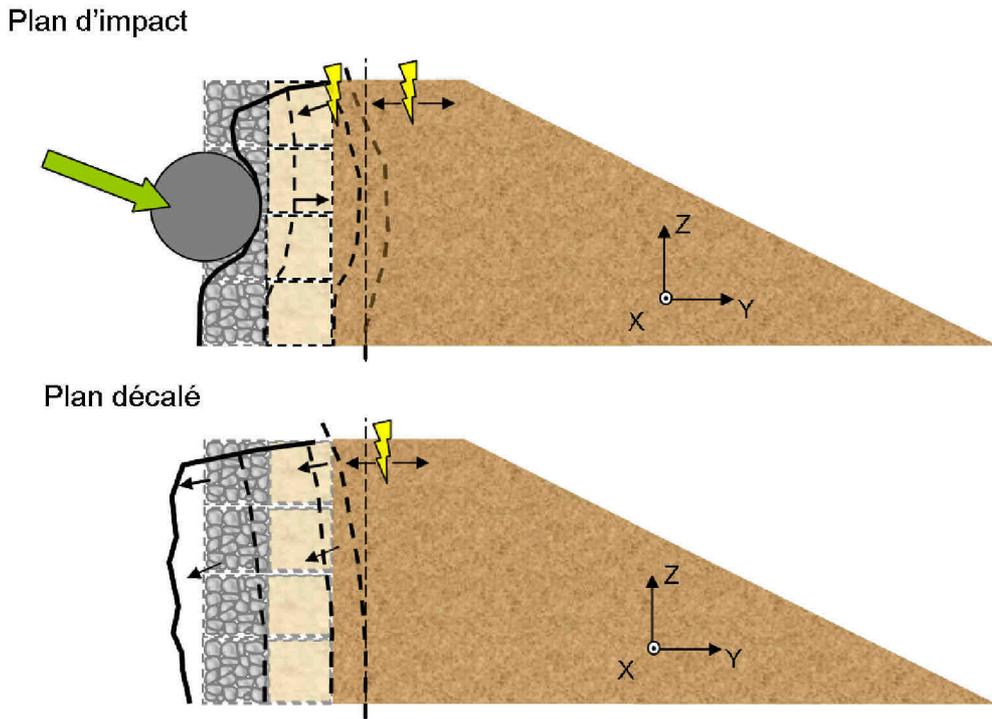


FIGURE 4.27 – Vue en coupe schématique des déplacements dans l'ouvrage dans le plan d'impact et dans le plan latéral après l'essai à 2000 kJ.

La suite de ce chapitre présente la comparaison des mesures avec le modèle numérique développé en parallèle des expérimentations dans le cadre de la thèse d'Antonin Breugnot (Breugnot, 2011) (partenariat EGIS-3SR).

### 4.1.3 Modélisation numérique, approche couplée discret-continu

#### 4.1.3.1 Description du modèle

Au sein du projet REMPARe, un modèle numérique combinant l'approche discrète et continue a été développé en parallèle des expérimentations dans le cadre de la thèse d'Antonin Breugnot<sup>4</sup> (Breugnot, 2011). Les outils numériques utilisés pour ces simulations n'ont pas été développés dans le cadre de ce travail de doctorat. En revanche, l'exploitation de ces résultats numériques et leur confrontation avec les résultats expérimentaux issus de notre travail est d'un grand intérêt, et prouve la complémentarité des travaux menés sur une échelle large de collaborations.

Jusqu'à présent les modèles numériques les plus sophistiqués aidaient l'analyse des phénomènes dynamiques en utilisant soit une approche continue (Peila *et al.*, 2007; Pichler *et al.*, 2008), soit une approche discrète (Bertrand *et al.*, 2005; Plassiard, 2007; Calvetti *et al.*, 2005).

Considérant la nature granulaire des géomatériaux et les nombreux réarrangements et fractures qui ont lieu dans la partie la plus sollicitée de l'ouvrage, la méthode aux éléments discrets semble particulièrement adaptée pour modéliser le comportement mécanique local des géomatériaux sous impact dynamique. Cependant l'utilisation de cette approche pour modéliser des ouvrages à échelle réelle requiert un grand nombre de particules ce qui augmente le temps de modélisation et de calcul. Pour améliorer la conception des structures, la modélisation doit maintenir une bonne précision dans les zones fortement sollicitées tout en représentant le comportement mécanique global de la structure. Par conséquent, une approche multi-échelles innovante et originale a été développée pour améliorer l'efficacité du calcul : la méthode aux éléments discrets est couplée à un modèle mécanique continu, dont la résolution est plus grossière. De ce fait, le domaine continu, adapté aux matériaux ne présentant pas de discontinuités significatives, est utilisé comme condition aux limites.

#### 4.1.3.2 Validation de la méthode de couplage

Deux méthodes de couplage peuvent être envisagées pour relier les domaines continu et discret : soit une méthode sans recouvrement soit une méthode avec recouvrement (Fig. 4.28), et la zone de transition doit se situer dans le domaine élastique.

Ces deux méthodes de couplage ont été validées par la modélisation d'essais triaxiaux quasi-statiques et par des essais de compression dynamique. Les résultats sont comparés à des simulations continues ou discrètes et ne font pas apparaître de différence notable entre les différentes approches. Des simulations d'impact d'un bloc sur une couche de matériau granulaire élastique ont également permis de valider les deux méthodes de couplage pour modéliser les phénomènes d'impact. Le modèle apparaît satisfaisant pour la modélisation des impacts dynamiques, toutefois sa principale limite réside dans la modélisation de matériaux élastiques. La transmission de la plasticité du modèle discret vers le modèle continu pose à ce jour encore problème.

---

4. Thèse en contrat CIFRE EGIS-3SR.

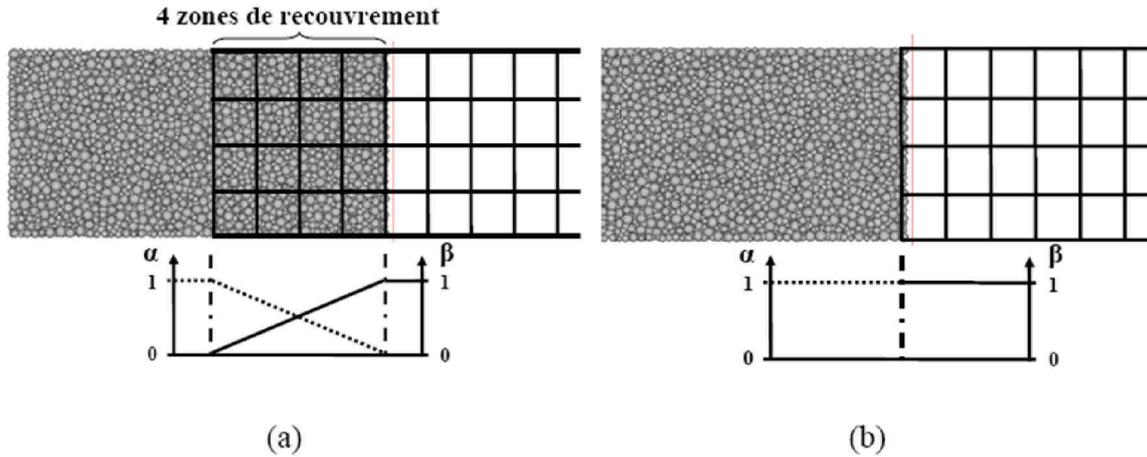


FIGURE 4.28 – Méthode avec recouvrement (a) ou bord-à-bord (b) et coefficient de pondération énergétique des milieux discret  $\alpha$  et continu  $\beta$  (d'après (Breugnot, 2011)).

Pour la suite de l'étude, l'ensemble des résultats présentés sera basé sur un couplage sans recouvrement.

#### 4.1.3.3 Modélisation des éléments constitutifs du merlon

L'un des enjeux principaux de la simulation numérique repose sur le choix d'un modèle de comportement et sur la détermination des paramètres qui le caractérisent pour décrire au mieux la réponse des matériaux à une sollicitation donnée. En pratique, les différents éléments et matériaux constituant l'ouvrage expérimental n'ont pas fait l'objet d'une caractérisation mécanique poussée. Ainsi pour déterminer les paramètres macroscopiques définissant leur comportement mécanique, Breugnot s'est appuyé sur des données bibliographiques et sur des essais de caractérisation du comportement des gabions "pierres" et du mélange "sable+pneus" menés en amont du projet REMPARE, dans le cadre de la thèse de S. Lambert (Lambert, 2007). Chaque composant est modélisé spécifiquement.

La modélisation de l'enveloppe grillagée se base sur des essais de traction réalisés sur une nappe de grillage. Les résultats de ces essais permettent de fixer la résistance à la traction du grillage des gabions à 120 kN.

Le matériau de remplissage "pierre" est assez bien connu pour avoir été largement étudié dans les travaux de Lambert et Bertrand. Toutefois l'estimation du frottement macroscopique est extrait de la littérature ((Labiouse *et al.*, 1994), (Deluzarche, 2004)) et choisi dans un intervalle de 40 à 55°. Le modèle discret élaboré n'a pas pour objectif de représenter individuellement le comportement de chaque pierre mais plutôt celui de l'ensemble du matériau de remplissage. Les contacts sont modélisés par des ressorts normaux et tangentiels avec dissipation d'énergie dans la direction tangentielle par frottement de type Coulombien. La fracturation potentielle des granulates n'est pas

prise en compte.

Les pierres sont modélisées comme des agrégats de deux éléments discrets jointifs de même dimension. La granulométrie retenue est inspirée de la granulométrie expérimentale relevée dans le cadre des essais sur cellules réalisés par Lambert. Les paramètres micro-mécaniques sont déterminés à partir d'essais triaxiaux menés sur ces échantillons numériques, puis comparés à des résultats issus de la littérature. Cette comparaison apporte une certaine validité à la démarche de calibration des micro-paramètres entreprise.

L'effet de l'enveloppe grillagée est pris en considération par l'ajout de forces d'interaction appliquées sur les éléments discrets présents sur le pourtour de la cellule. La loi de comportement retenue pour gérer les forces d'interaction met en œuvre une raideur de charge sans palier plastique associée à une raideur de décharge induisant des déformations plastiques résiduelles. Les caractéristiques de cette loi de traction ont été déterminées à partir de modélisations d'essais de compression simple sur des cellules remplies de pierres. Puis le modèle numérique a été utilisé pour simuler les expériences d'impact sur cellules, et les résultats numériques et expérimentaux ont été comparés. Il s'avère que des écarts ont été relevés aussi bien pour les forces d'impact que pour les enfoncements mesurés. Toutefois, les ordres de grandeur ainsi que l'allure générale de la déformée de la cellule ont globalement été correctement retranscrits numériquement.

Pour le mélange de sable et de déchet de pneus, les mesures de terrain concernant la densité et les essais de cisaillement direct réalisés dans le cadre du projet REMPARE ne permettent pas de décrire précisément le comportement mécanique du mélange. Les essais triaxiaux réalisés par Lambert (2007), et les études du comportement de ce type de mélange réalisées par différents auteurs ont donc fourni les paramètres manquants. Les données représentatives retenues pour le mélange sont : un module d'Young d'environ 10 MPa, et un déviateur de contrainte maximal d'environ 290-300 MPa pour une contrainte de confinement de 75 kPa. Pour conserver un modèle simple à mettre en place, Breugnot a modélisé le matériau composite par un matériau granulaire homogène. Les paramètres mécaniques du modèle ont été calibrés à partir de la simulation d'essais triaxiaux en s'appuyant sur les expérimentations tirées de la littérature. L'effet de l'enveloppe est pris en compte de manière semblable à ce qui a été proposé et calibré pour les gabions "pierre".

La masse volumique humide moyenne du remblai est estimée à  $19,7 \text{ kN/m}^3$  et a été déterminée au gammadensimètre sur le terrain. En complément, les propriétés mécaniques ont pu être estimées à partir de données recensées dans la littérature (Jenck, 2005). Il s'agit de paramètres caractéristiques d'une loi élasto-plastique avec critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Les informations recensées font état d'un module d'Young de 10 à 70 MPa, d'un coefficient de Poisson de 0,2 à 0,35, d'un angle de frottement de 25 à 42°, d'une cohésion de 0 à 40 kPa, d'un angle de dilatance de 0 à 10°, et enfin d'un poids volumique de 15 à 20  $\text{kN/m}^3$ . Dans l'approche de modélisation développée, le remblai peut-être vu comme une condition limite à la zone d'intérêt (le bi-couche "parement+noyau" impacté). Il est également le lieu de la transition entre les domaines discret et continu de l'approche couplée. Or cette méthode nécessite dans l'état actuel d'avancement des travaux l'utilisation d'une

loi élastique pour caractériser le comportement mécanique des matériaux présents dans la zone de couplage. Par conséquent, le remblai est modélisé avec une loi de comportement de type élastique linéaire et isotrope aussi bien dans la partie discrète que continue. Les paramètres macroscopiques retenus sont un module d'Young de 30 MPa, un coefficient de Poisson de 0,3 et une masse volumique de  $1800 \text{ kg/m}^3$ . Le modèle discret de remblai est constitué de sphères dont la distribution des tailles est donnée par une loi normale pour assurer le caractère isotrope du squelette. Au niveau des contacts, des liens insécables sont créés entre particules discrètes pour modéliser le comportement d'un matériau élastique sans rupture possible.

#### 4.1.3.4 Construction du modèle d'ouvrage

L'ouvrage expérimental a une longueur de 8 m et est impacté au centre du parement. Pour s'affranchir du problème de la représentativité des conditions aux limites l'ensemble du merlon a été modélisé. Pour construire le modèle géométrique de la partie discrète, le caractère cellulaire de l'ouvrage a été conservé. A partir d'une cellule de référence, le parement et le noyau sont construits par duplication de la cellule élémentaire (Fig. 4.29). Cette méthode de construction présente deux avantages : elle permet de générer un grand nombre d'éléments à moindre coût tout en assurant la présence d'une interface naturelle entre les cellules ce qui représente bien la réalité physique. Une loi d'interface est introduite entre les différentes cellules élémentaires pour représenter l'effet des liaisons entre cellules d'un même gabion ou entre gabions adjacents. Comme dans les expérimentations, le parement et le noyau sont composés de 32 cellules d'un mètre cube. A l'arrière des couches cellulaires, une partie du remblai est modélisée par une couche d'éléments discrets sphériques pour assurer le transfert vers la partie continue via une méthode de couplage discret-continue. L'impactant est modélisé par une sphère indéformable de 1,6 m de diamètre. Au niveau de la base du remblai les déplacements sont fixés horizontalement et verticalement dans la partie continue. Les déplacements horizontaux dans la partie discrète sont limités par l'ajout d'un coefficient de frottement non nul entre les gabions et le sol. Les faces latérales verticales sont laissées libres, ce qui représente une condition fidèle pour la partie cellulaire, mais revient à négliger l'influence des talus latéraux.

Une fois la géométrie définie, l'ouvrage est mis sous poids propre pour atteindre l'équilibre statique. Les domaines discret et continu sont d'abord traités séparément, puis dans un second temps, les nœuds continus et éléments discrets sont reliés par des relations de couplage. Ceci permet de garantir la continuité cinématique entre les deux domaines.

L'impactant est positionné en limite de contact avec le parement et son vecteur vitesse est initialisé juste avant impact. Les composantes de sa vitesse sont issues des films par caméra rapide. Le mécanisme de guidage de l'impact (élingue et inertie de la poulie) influence les résultats expérimentaux. Toutefois, ce système ne correspondant pas à la réalité d'une chute de bloc, Breugnot n'a pas jugé opportun de développer davantage le modèle pour simuler la procédure de largage. Un certain nombre d'hypothèses simplificatrices ont donc été avancées : la trajectoire du bloc est imposée suivant la direction de son vecteur vitesse avant impact. L'effet de l'élingue est pris en compte en corrigeant la composante verticale de la vitesse à chaque pas de temps. Une autre approximation

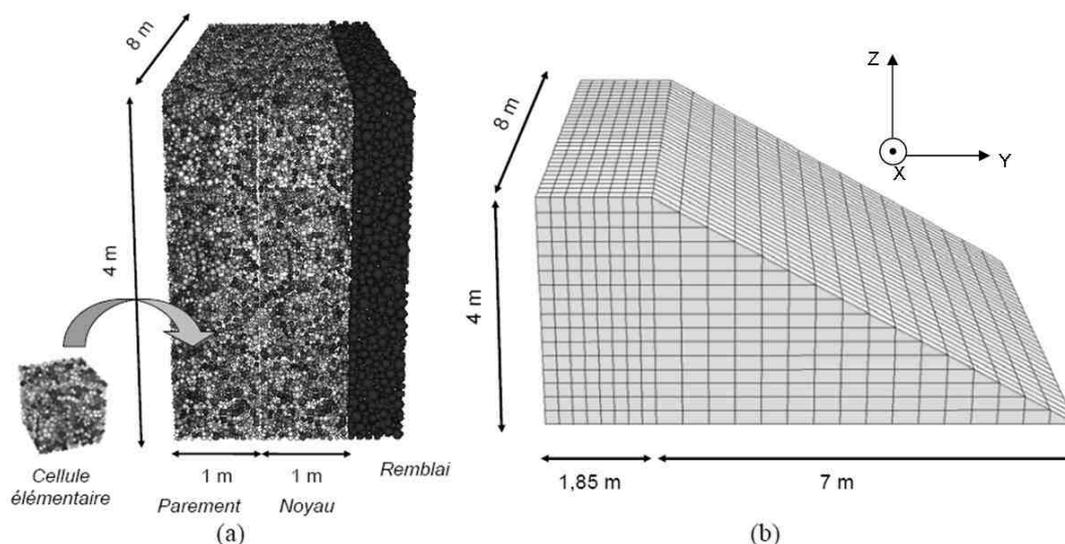


FIGURE 4.29 – Modèle d'ouvrage constitué de deux domaines, l'un discret (a) l'autre continu (b) (d'après (Breugnot, 2011)).

consiste à prendre en compte la force motrice vers l'avant exercée par la poulie lorsque cette dernière dépasse l'impactant. Cependant elle est difficilement quantifiable. Un effort horizontal de 25 kN appliqué au centre de l'impactant a été estimé à partir de considérations géométriques.

#### 4.1.3.5 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux.

L'ouvrage expérimental a été soumis à une succession d'impacts à différentes énergies (200 kJ, 1000 kJ, 500 kJ et 2000 kJ) et le parement a été partiellement réparé après les essais à 1000 kJ et 500 kJ. Une des limites de la modélisation numérique a été de considérer une structure vierge à chaque essai d'impact, négligeant ainsi l'historique des contraintes et déformations engendrées lors des essais précédents. En effet il n'est pas possible d'estimer la variation des caractéristiques des matériaux après un impact. Il convient de garder ceci à l'esprit lors des comparaisons des résultats expérimentaux et numériques.

##### a. Déplacement horizontal de l'impactant

La Figure 4.30 compare les enfoncements numériques et expérimentaux (d'après la caméra rapide) de l'impactant. On peut remarquer que dans les deux cas, l'enfoncement atteint un maximum avant de subir un retour vers l'amont jusqu'à sa stabilisation (ou son éjection dans le cas de l'enfoncement numérique à 2000 kJ). Les valeurs résiduelles d'enfoncement numérique sont sous-estimées. Ce constat met en avant la trop grande restitution élastique de l'ouvrage et des matériaux qui le composent, et/ou l'insuffisance de la force de rappel censée simuler l'effet du système de guidage de l'impactant. Si on s'intéresse aux enfoncements maximaux, l'approche numérique montre bien une augmentation de l'enfoncement avec l'énergie d'impact, tout comme dans les résultats expérimentaux. Les ordres de grandeur et les évolutions temporelles sont respectés, les enfoncements

maximaux sont atteints au bout d'environ 0,10 à 0,15 seconde. Toutefois, le modèle sous-estime l'enfoncement maximum d'environ 35 % (à 200 kJ) et d'environ 14 % (à 2000 kJ) par rapport aux enfoncements mesurés expérimentalement. Une partie des écarts peut être attribuée au phasage des essais bien que le parement ait été réparé partiellement avant l'essai à 500kJ et avant l'essai à 2000 kJ.

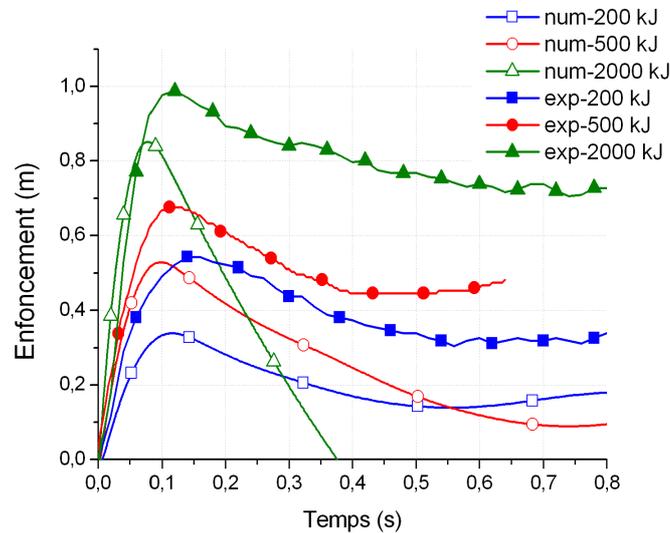


FIGURE 4.30 – Comparaison entre les enfoncements numériques et expérimentaux de l'impactant pour différentes énergies d'impact.

### b. Force d'impact

La force d'impact expérimentale est obtenue en multipliant l'accélération mesurée au centre de gravité de l'impactant par sa masse. De manière générale, la durée de l'impact numérique est sous-estimée de l'ordre de 20 à 25% (Fig. 4.31). L'évolution temporelle de la force d'impact pour l'essai à 500 kJ présente une similitude remarquable avec la mesure expérimentale, avec la présence bien marquée de deux pics. Pour l'essai à 200 kJ, la force calculée numériquement est sous-estimée mais les deux signaux concordent à partir de 0,05 s.

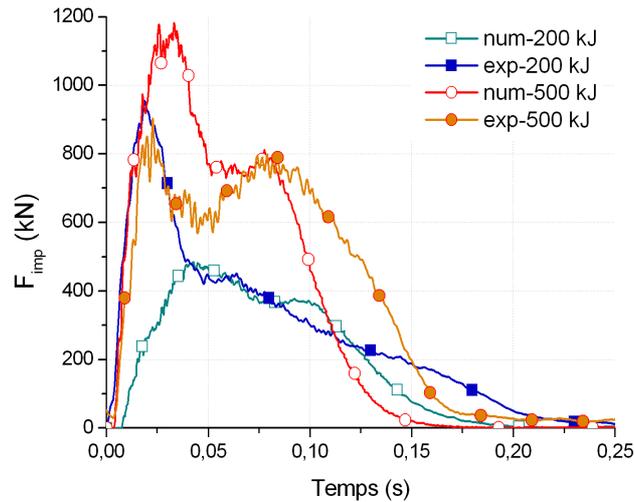


FIGURE 4.31 – Comparaison des forces d'impact numérique et expérimentale de l'impactant pour différentes énergies d'impact.

### c. Déplacements dans l'ouvrage à la hauteur d'impact

Les déplacements numériques et expérimentaux au niveau des interfaces sont présentés Figure 4.32. Seul l'essai à 200 kJ permet la comparaison à l'interface parement/noyau. L'allure des courbes est semblable : le déplacement augmente, atteint un maximum puis diminue et se stabilise. Les valeurs de déplacement résiduel correspondent mais le déplacement maximum numérique sous-estime de 50% le déplacement expérimental. A l'interface noyau/remblai, les résultats expérimentaux et numériques diffèrent largement, tant dans l'évolution temporelle que dans les valeurs maximales et résiduelles atteintes. Par exemple, pour l'essai à 200 kJ le déplacement maximal numérique est 10 fois inférieur au déplacement maximal expérimental. En règle générale, les signaux numériques présentent des oscillations qui n'apparaissent pas du tout dans les résultats expérimentaux. Il est très probable que la condition aval élastique au niveau du remblai soit préjudiciable pour les calculs à l'interface noyau/remblai. D'un point de vue numérique, Breugnot suggère de repousser la frontière entre les domaines discrets et continus pour représenter plus fidèlement le comportement réaliste d'un grand volume de sol. Du côté expérimental, on peut mettre en avant le phasage des essais qui, réalisés successivement, modifient les caractéristiques des matériaux. Cet effet n'est pas pris en compte dans les modélisations.

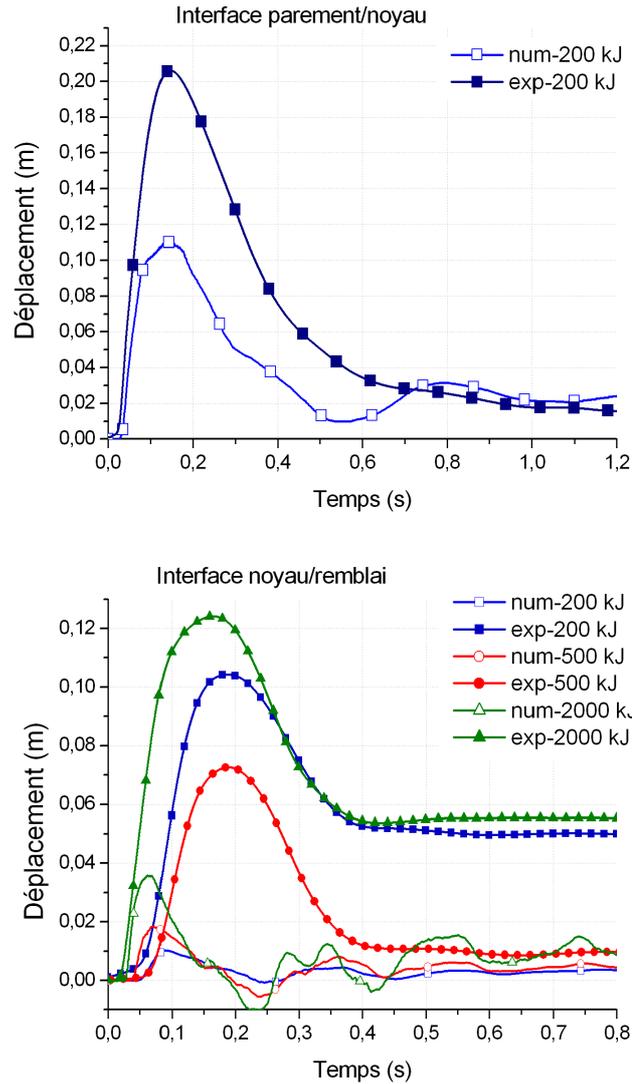


FIGURE 4.32 – Comparaison des déplacements numériques et expérimentaux à l’interface parement/noyau et à l’interface noyau/remblai pour différentes énergies d’impact.

#### d. Bilan

En conclusion, le modèle présente une bonne reproductibilité des résultats expérimentaux au parement : l’allure des courbes d’enfoncement et de force d’impact ainsi que les ordres de grandeur des valeurs maximales sont bien retranscrits. La corrélation est également bonne en ce qui concerne les déplacements au niveau de l’interface parement/noyau, l’évolution temporelle est bien modélisée, toutefois les amplitudes maximales des déplacements sont sous-estimées. A l’interface noyau/remblai, les déplacements modélisés sont éloignés des résultats expérimentaux aussi bien en terme d’évolution temporelle que d’amplitude. Ceci peut s’expliquer par la condition limite élastique imposée par le remblai. De façon plus générale, on peut supposer que les modules d’Young choisis pour les différents matériaux sont trop élevés.

Expérimentalement, le module d’Young du mélange sable-pneus peut être estimé à partir de la vitesse de propagation de l’onde de compression à travers le noyau. L’intervalle de temps  $\Delta(t)$

nécessaire à l'onde pour parcourir la distance séparant deux capteurs (A5 et A6) situés de part et d'autre du noyau, est donné par la formule (Eq.4.8) :

$$\Delta(t) = \sqrt{\frac{\rho \cdot L^2}{E}} \quad (4.8)$$

avec  $\rho$  la masse volumique du mélange,  $L$  la distance séparant les deux capteurs et  $E$  le module d'Young. Le module d'Young peut ainsi être obtenu par l'Equation 4.9 :

$$E = \frac{\rho \cdot L^2}{\sqrt{\Delta(t)}} \quad (4.9)$$

L'intervalle  $\Delta(t)$  est mesuré par pointé manuel à partir des courbes de vitesse des deux capteurs A5 et A6. L'application numérique pour l'essai à 200 kJ avec  $\rho=1600 \text{ kg/m}^3$ ,  $L=1 \text{ m}$  et  $\Delta(t)=0,0325 \text{ s}$  donne un module d'Young  $E$  pour le ménage de 1,5 MPa. Cette valeur est 10 fois plus faible que la valeur choisie par Breugnot et correspond aux valeurs données dans la littérature pour le caoutchouc (Kim et Santamarina, 2008).

#### 4.1.3.6 Perspectives d'utilisation du modèle

La comparaison de résultats expérimentaux et numériques à différentes échelles a permis de valider le modèle élaboré. L'intérêt de la modélisation est de pouvoir étendre ces résultats à d'autres cas d'étude : forme du bloc, taille du bloc, hauteur du point d'impact. Le lecteur se reportera à la thèse (Breugnot, 2011) pour de plus amples informations.

#### 4.1.4 Bilan et conclusions

Dans cette partie, un ouvrage à taille réelle se composant d'un bi-couche (parement + noyau) dissipatif appuyé à un remblai a été étudié. Nous avons pu montrer que lors de la série d'impacts, la structure est en capacité d'arrêter le projectile, sans effondrement de la partie aval. L'endommagement se caractérise de deux manières suivant l'énergie d'impact : soit l'impactant laisse son empreinte et l'intégrité du parement est maintenue, soit le grillage est déchiré et les pierres du parement se déversent. La limite entre ces deux types d'endommagement est liée au seuil de traction du grillage qui est dépassé au-delà d'un enfoncement résiduel de l'impactant de 0,4 m.

La déformation externe de l'ouvrage est marquée par un basculement vers l'amont de la partie haute, mis en évidence par l'ouverture d'une fissure longitudinale dans le remblai. Les déplacements internes montrent un enfoncement au niveau de la zone d'impact. Les déplacements diminuent avec l'éloignement à l'impact. La déformation de la structure, marquée par la différence entre les déplacements maximum et résiduels, est favorisée par les conditions aux limites de déformation libre. Le confinement limite les déplacements maximaux et résiduels.

Le remblai semble peut affecté par les impacts successifs par rapport au compactage des matériaux du parement et du noyau. En revanche le mouvement vers l'amont du dispositif parement+noyau favorise sa déstructuration sur environ 1,5 m de largeur.

Bien que les mécanismes conduisant à la dissipation de l'énergie d'impact n'aient pas pu être clairement identifiés et quantifiés, le système parement+noyau joue pleinement son rôle : l'essentiel de la déformation de la structure y est concentrée. Les déplacements dans le remblai à 0,5 m sont très réduits (6 cm à la hauteur d'impact dans l'axe d'impact) après 4 impacts successifs, totalisant une énergie de 3700 kJ. L'analyse des déplacements dans un plan vertical parallèle au plan d'impact et éloigné de 2 m a montré que l'angle de diffusion augmente avec l'énergie d'impact, indiquant que l'ouvrage résiste à l'impact par la masse mise en mouvement.

Une amélioration technique possible à apporter à ce type de structure serait de lier les gabions en tête d'ouvrage avec le remblai, afin d'éviter le basculement vers l'amont. La largeur du remblai pourrait également être réduite à condition de soigner le compactage, comme le suggèrent d'autres auteurs (Brandl et Blovsky, 2004).

Le modèle numérique développé en parallèle des expérimentations dans le cadre de la thèse d'Antonin Breugnot s'est révélé approprié pour modéliser ce type de structures. Ce modèle fait appel à une approche couplée éléments discrets/éléments continus, pour modéliser respectivement les gabions du parement et du noyau remplis de matériaux granulaires, et le remblai. Les expérimentations ont fourni les données nécessaires pour valider le modèle. Le modèle reproduit fidèlement les résultats expérimentaux au niveau du parement et du noyau ; moins fidèlement à l'interface noyau/remblai où les déplacements modélisés sont éloignés des déplacements mesurés.

La suite de ce chapitre s'intéresse à un autre type d'ouvrages testés en vraie grandeur : des ouvrages cellulaires sandwich élancés.

## 4.2 Ouvrages 2 et 3 : ouvrages cellulaires élancés

Cette section étudie de façon comparative les ouvrages élancés à échelle réelle. Pour mémoire (voir chapitre 2) les ouvrages élancés se composent d'un parement en gabions remplis de granulats, d'un noyau en gabions remplis soit de ballast (ouvrage 2), soit d'un mélange de sable et de déchiquetas de pneus (70% sable - 30% pneus en masse, ouvrage 3) et enfin d'une partie arrière constituée d'un parement en gabions remplis de granulats également. Ces ouvrages font 8 m de longueur, 4 m de hauteur, 3 m de largeur. Ils ont subi une succession d'impacts à 200 kJ, 500 kJ (suivi d'une réparation par placage d'une rustine de grillage et comblement de la zone impactée)<sup>5</sup> et enfin un impact à 2000 kJ. Les caractéristiques des impacts sont résumées dans le Tableau 4.7. La vitesse, l'angle d'incidence par rapport à l'horizontale et la hauteur d'impact ont été mesurés sur les films issus de la caméra rapide. La séquence d'impact diffère de celle réalisée sur l'ouvrage 1. En effet, l'impact à 1000 kJ ayant engendré des dégradations trop importantes, l'énergie du deuxième impact a été abaissée à 500 kJ afin de limiter l'endommagement des capteurs et assurer les mesures internes. Le nombre d'impacts est ainsi réduit à trois ce qui impose que les effets des impacts successifs sont moindres.

	Énergie d'impact attendue (kJ)	Énergie calculée (kJ)	Vitesse (m/s)	Angle d'incidence (°)	Hauteur d'impact (m)
Ouv 2	200	-	-	-	-
	500	530	13	28	2
	2000	-	-	-	-
Ouv 3	200	180	8	16	1,9
	500	590	13	26	1,8
	2000	2180	26	25	1,7

TABLE 4.7 – Caractéristiques des impacts sur les ouvrages 2 et 3, issues des films à la caméra rapide, - : pas d'enregistrement.

### 4.2.1 Observations externes, visuelles et topographiques

Les photos présentées Fig. 4.33 à 4.38 montrent l'état du parement amont impacté (ou face avant), de la plateforme (crête de l'ouvrage), et du parement aval (ou face arrière) lors de la série d'impacts. Comme pour l'ouvrage 1, les dégradations sont de deux types : soit l'impactant laisse son empreinte (pour l'essai à 200 kJ et l'essai à 500 kJ), soit les gabions directement dans la zone d'impact sont éventrés (pour l'essai à 2000 kJ).

5. Les techniques de réparation font l'objet du Chapitre 5.



FIGURE 4.33 – Parement impacté de l'ouvrage 2 après chaque essai.

Ouv 2 Etat initial et après 2000 kJ, face arrière



FIGURE 4.34 – Parement aval de l’ouvrage 2 à l’état initial et à l’issue de la série d’impacts.

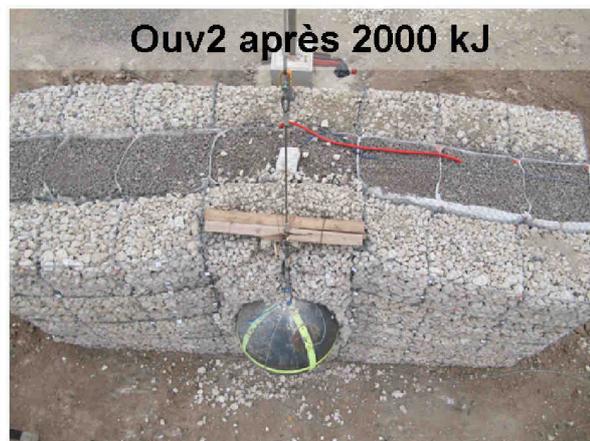
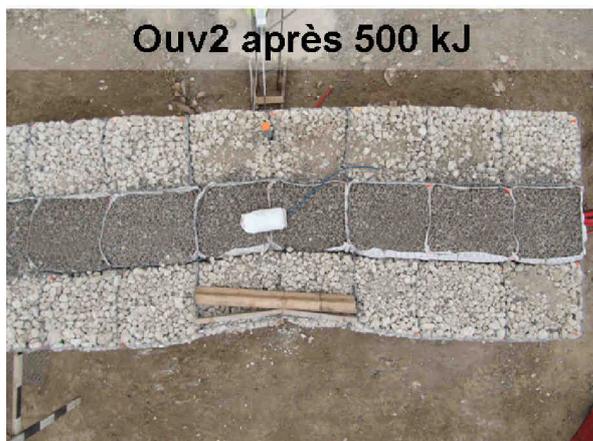


FIGURE 4.35 – Plateforme de l’ouvrage 2.

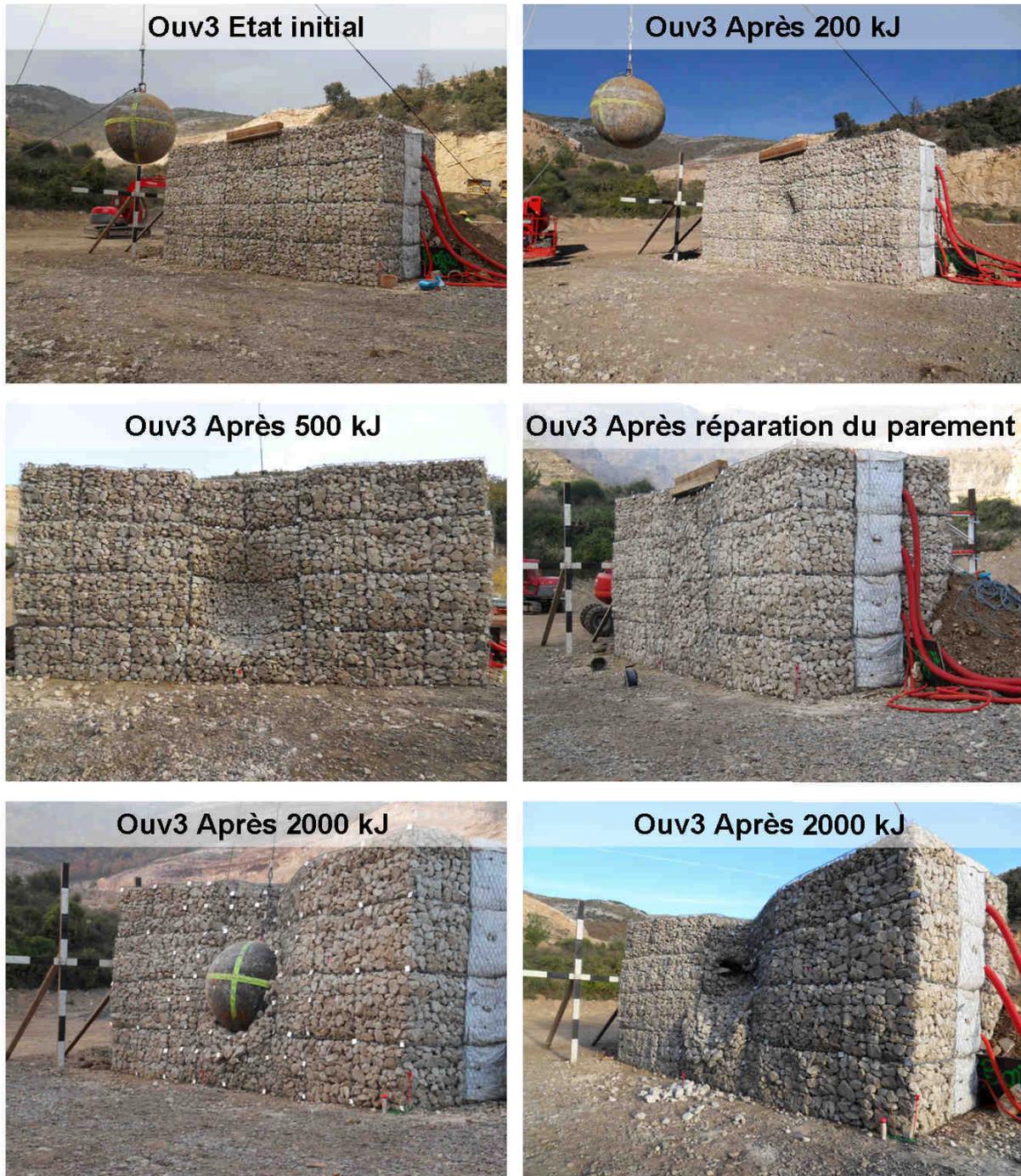


FIGURE 4.36 – Parement impacté de l’ouvrage 3 après chaque essai.

Ouv 3 Etat initial et après 2000 kJ, face arrière



FIGURE 4.37 – Parement aval de l’ouvrage 3 à l’état initial et à l’issue de la série d’impacts.

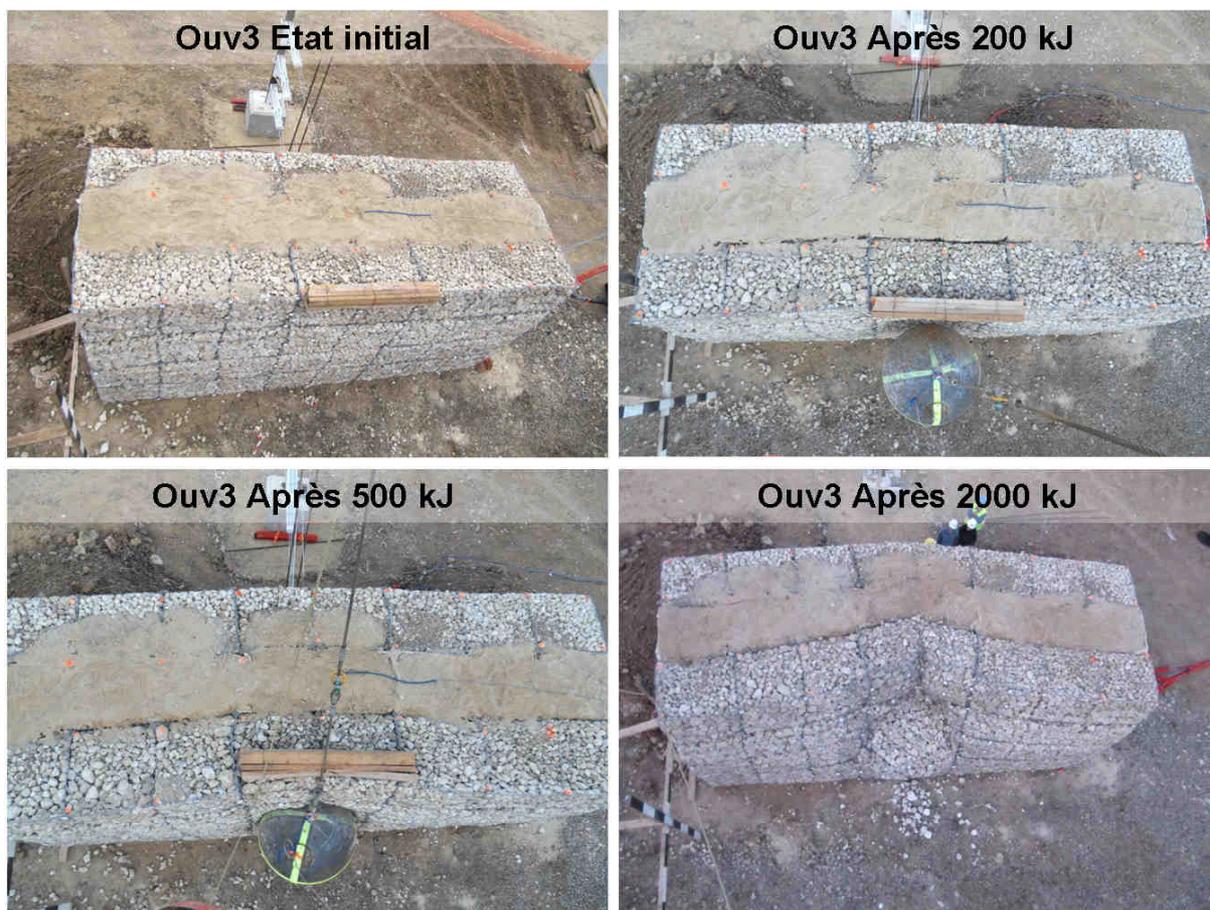


FIGURE 4.38 – Plateforme de l’ouvrage 3.

Les valeurs d'enfoncement maximal et résiduel de l'impactant par rapport à l'état initial du parement sont reportées Tableau 4.8. Les mesures d'enfoncement obtenues par caméra rapide et levé topographique concordent, sauf pour l'essai à 200 kJ sur l'ouvrage 3. Cette différence n'a pas été expliquée, la valeur issue du levé topographique est considérée comme plus fiable.

Dans l'ensemble, les valeurs d'enfoncement pour l'ouvrage 3 sont supérieures à celles de l'ouvrage 2. Par rapport aux enfoncements relevés pour l'ouvrage 1 (Section 4.1.1 Tab.4.2), les valeurs présentées ici sont plus élevées. Ceci s'explique par la conception même des structures qui sont élançées et dont la déformation à l'aval est laissée libre, contrairement à l'ouvrage 1 où la déformation à l'aval est limitée par le remblai.

Essai	Enfoncement maximum (m)		Enfoncement résiduel (m)			
	Ouvrage 2 Caméra rapide	Ouvrage 3 Caméra rapide	Ouvrage 2		Ouvrage 3	
			Caméra	Topo	Caméra	Topo
200 kJ	-	0,55	-	0,49	0,38	0,54
500 kJ	0,77	0,87	0,77	0,75	0,81	0,78
2000 kJ	-	1,38	-	1*	1,38	-

TABLE 4.8 – Enfoncement de l'impactant lors des essais sur les ouvrages 2 (noyau ballast) et 3 (noyau sable+pneus), \* estimation avec impactant encastré, - pas de mesure.

Ainsi, un enfoncement de l'impactant de l'ordre de 0,75 m pour les essais à 500 kJ n'entraîne pas de déchirement du grillage par rupture en traction (contrairement à ce qui a été observé pour l'ouvrage 1) car l'ensemble de la structure participe à la déformation.

Ces observations montrent l'importance de la condition limite à l'aval qui influence l'endommagement du parement amont.

### 4.2.2 Efficacité des structures, déformation à l'aval

L'efficacité des structures est évaluée en fonction de (i) leur capacité à stopper le bloc impactant tout en (ii) limitant les déformations de la partie à l'aval, ceci dans l'optique d'une réparation et d'une utilisation de ces structures dans des zones à forte contrainte d'emprise au sol.

Les deux structures ont résisté à la série d'impacts, validant l'objectif d'arrêt des blocs. En revanche, les déformations induites diffèrent. La déformation dans le plan d'impact est supposée plus importante que le long d'un plan parallèle éloigné de 2 m (plan latéral), elle est donc examinée en premier. Les Figures 4.39 et 4.40 présentent des coupes verticales dans le plan d'impact de l'ouvrage 2 (noyau ballast) et de l'ouvrage 3 (noyau sable+pneus) et le Tableau 4.9 reprend les valeurs principales de déplacement.

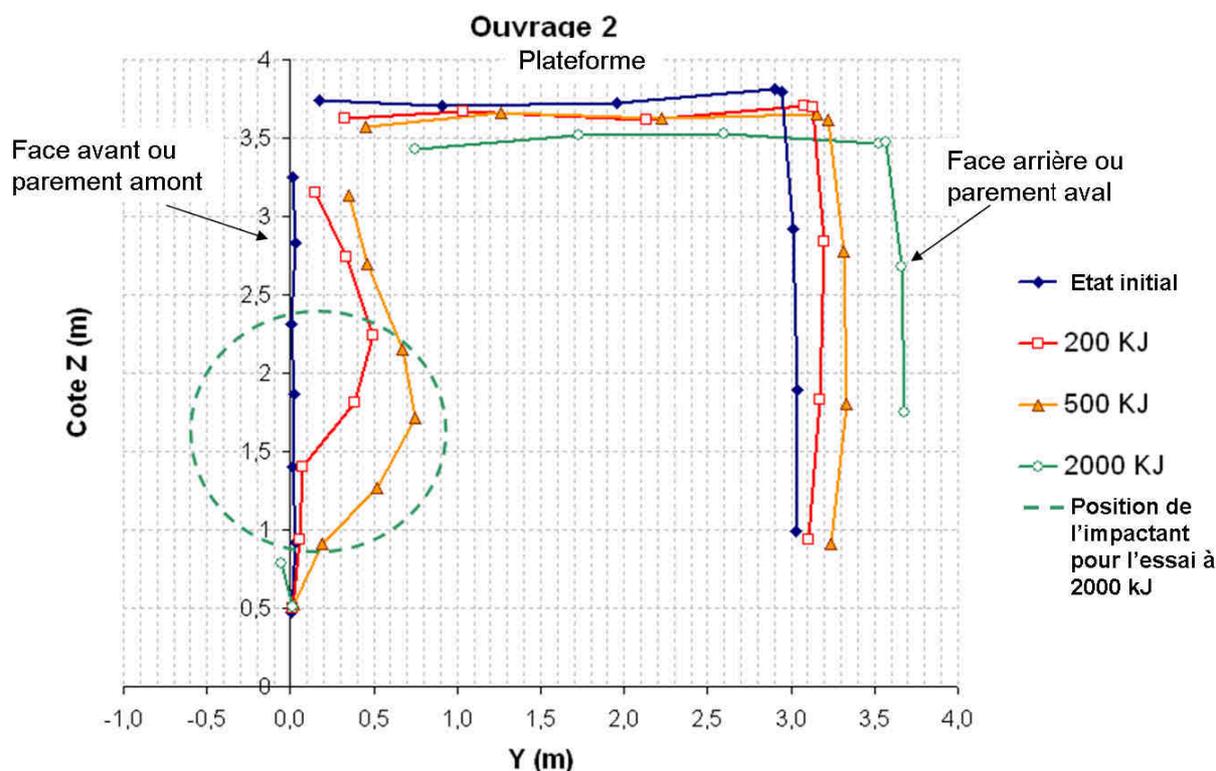


FIGURE 4.39 – Déplacements dans le plan d'impact, ouvrage 2, vue en coupe.

Déplacement (m)	Ouvrage 2	Ouvrage 3
Face arrière selon Y	0,66	0,87
Tassement plateforme selon Z	0,26	0,35
Plateforme selon Y (déplacement maximum)	0,82	1,19

TABLE 4.9 – Comparaison des déplacements maximaux de la face arrière et de la plateforme à l'issue de la série d'impacts pour l'ouvrages 2 (noyau ballast) et l'ouvrage 3 (noyau sable+pneus).

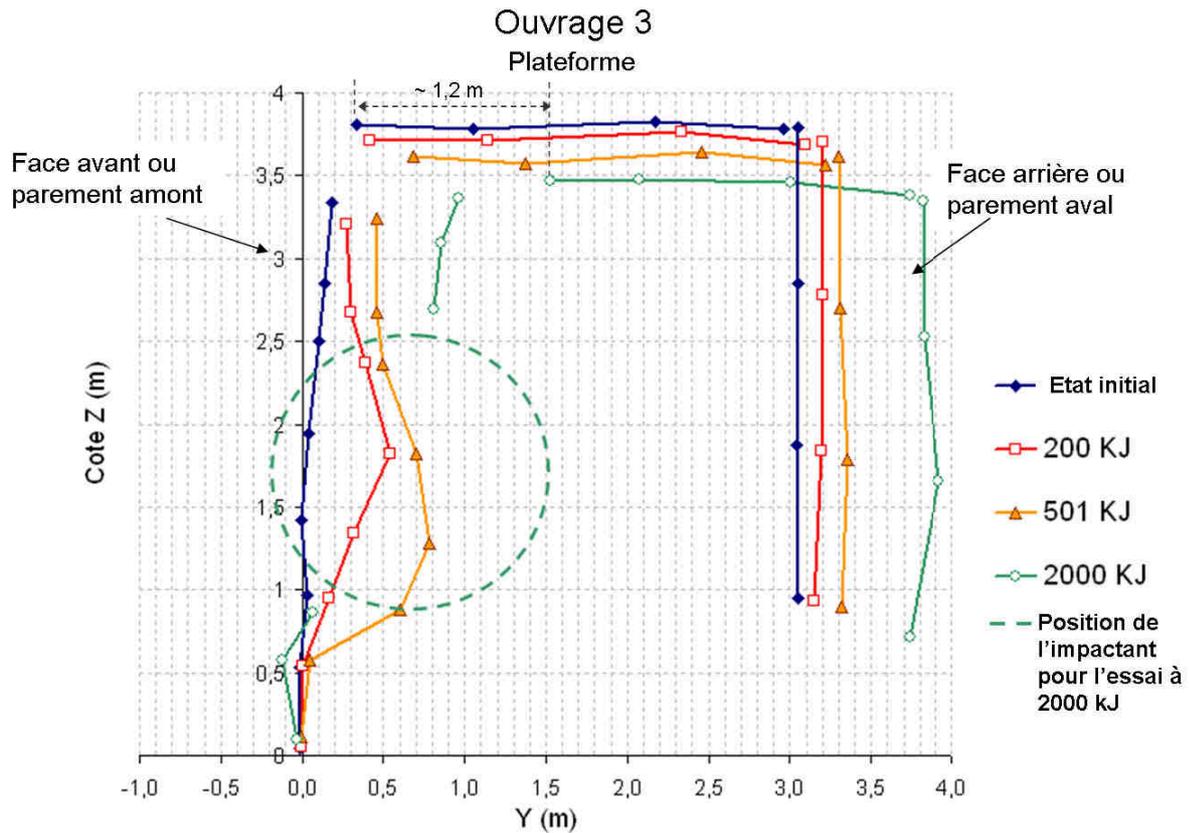


FIGURE 4.40 – Déplacements dans le plan d'impact, ouvrage 3, vue en coupe.

Pour les deux ouvrages le déplacement en crête d'ouvrage (plateforme) est plus important que le déplacement maximum de la face arrière. Ceci est lié à la condition limite de déformation libre en tête d'ouvrage. Ensuite, les déplacements de l'ouvrage 3 sont systématiquement plus importants que les déplacements de l'ouvrage 2 (+ 30% à + 45%).

Ainsi la structure la plus efficace en terme de réduction des déformations à l'aval est la structure avec un noyau composé de ballast (ouvrage 2). Le noyau composé de ballast restreint les déplacements transmis au parement aval, et limite la déformation générale de la structure. Le ballast, par sa rigidité apparente (coefficient de frottement élevé entre les particules, résistance à l'attrition, qualité de la roche en terme de résistance à la rupture, forme des particules) et son inertie liée à sa masse volumique, est un matériau dans lequel les déformations sont limitées (Guerin, 1996).

### 4.2.3 Analyse des mécanismes dissipateurs d'énergie

Cette section s'intéresse aux mécanismes dissipateurs d'énergie. L'étude de la fracturation des éléments du parement montre que ce mécanisme n'est pas prépondérant : peu de particules sont fracturées après les deux premiers essais à 200 kJ et 500 kJ. Le grillage est également peu endommagé.

#### 4.2.3.1 Variation de l'épaisseur des couches, compactage des matériaux

Le calcul de la variation de l'épaisseur des couches fait intervenir les mesures des capteurs positionnés au sein des structures. Or, un grand nombre d'accéléromètres a été détérioré dès le premier impact sur l'ouvrage 2 : dans le plan d'impact seulement 7 accéléromètres sur 13 sont utilisables pour le premier essai, et plus que 3 le sont pour l'essai à 2000 kJ ; dans le plan latéral 5 accéléromètres sur 9 sont utilisables pour le premier essai et seulement 3 le sont pour le dernier. Les valeurs de déplacement des interfaces retenues sont celles issues des capteurs de déplacement (Fig. 4.42), ceux-ci n'étant pas détériorés par les impacts successifs, la déformation est suivie sur toute la série d'impacts. Pour l'essai à 2000 kJ sur l'ouvrage 2, craignant qu'ils soient détruits, ces capteurs n'ont pas été installés. Les données pour le capteur D6 situé à l'interface noyau/parement aval à 3,5 m de hauteur présentent un bruit important et n'ont pas été représentées pour faciliter la lecture des graphiques, la valeur résiduelle moyenne a toutefois été retenue dans le calcul d'épaisseur. Il convient également de noter que les données issues des capteurs de déplacement sont sous-estimées en raison du flambage des tiges de mesure (Fig. 4.41). L'incertitude est estimée à 20 mm dans le cas le plus défavorable<sup>6</sup>.

Les courbes de déplacement présentent les mêmes allures pour les deux ouvrages (Fig. 4.42). Le caractère réversible des déplacements est moins marqué que pour l'ouvrage 1 (Fig. 4.8, p.152), le rapport entre le déplacement maximum et résiduel est plus faible (Tab.4.10).



FIGURE 4.41 – Flambage des tiges des capteurs de déplacement.

6. Calcul pour un déplacement vertical de la tige estimé à 150 mm, pour une longueur de tige flambée de 500 mm.

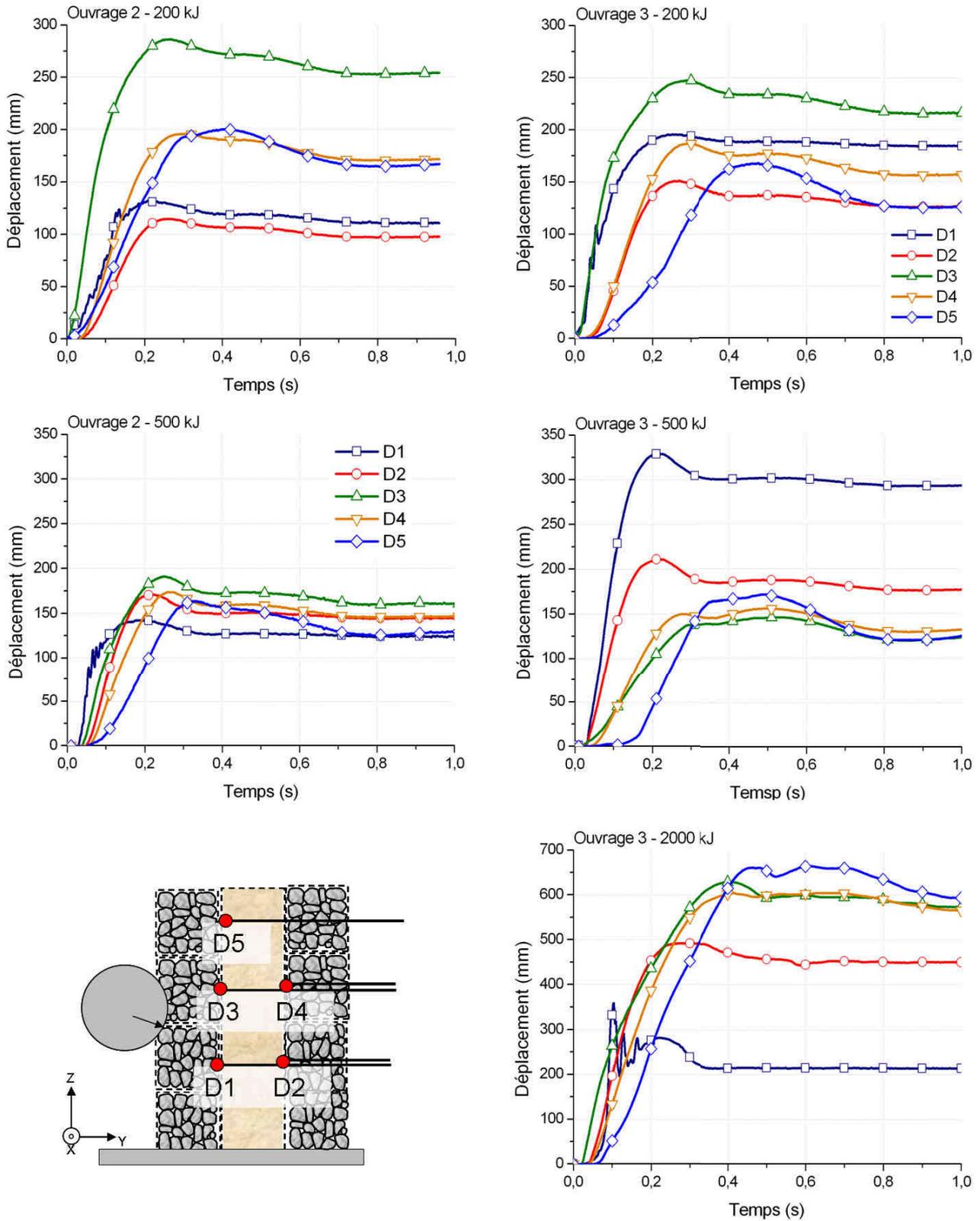


FIGURE 4.42 – Déplacements dans la structure pour les ouvrages 2 et 3, légende identique pour tous les graphiques.

Position Ouv1/Ouv 2 et 3	Ouvrage 1	Ouvrage 2	Ouvrage 3
- / D1	-	1,20	1,06
A3 / D2	3,32	1,17	1,20
A5 / D3	12,12	1,13	1,15
A6 / D4	2,71	1,15	1,20

TABLE 4.10 – Rapports entre les déplacements maximaux et résiduels pour les trois ouvrages testés pour l'essai à 200 kJ, mesures issues des capteurs situés à la cote  $Z=1,5$  m et  $Z=2,5$  m.

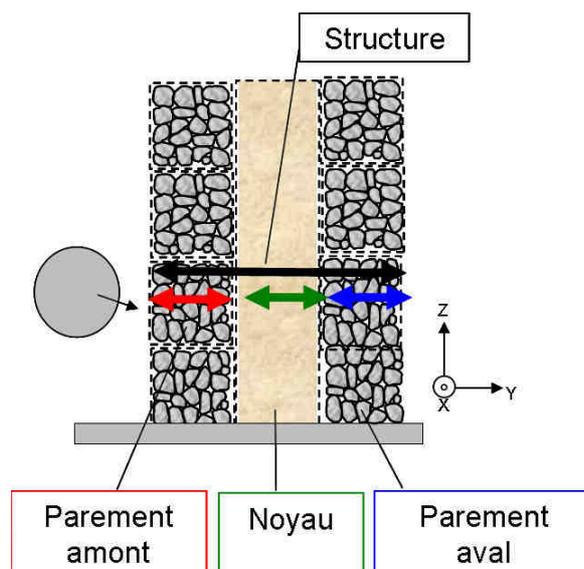


FIGURE 4.43 – Dimensions considérées pour le calcul des différentes épaisseurs.

La variation de l'épaisseur des différentes couches pour les ouvrages 2 et 3 est calculée d'après le schéma de la Figure 4.43 pour chaque hauteur. Les résultats sont présentés Figure 4.44.

Le jeu de données pour le troisième essai sur l'ouvrage 3 est incomplet. En raison de l'évolution en dent de scie des valeurs, il ne permet pas de déterminer une tendance d'évolution de l'épaisseur généralisable, et ne permet pas d'extrapoler les résultats pour les valeurs manquantes.

Tout d'abord, on observe que l'épaisseur du parement aval varie peu, quelle que soit la hauteur ou la structure. Pour l'ouvrage 2, l'épaisseur du noyau varie peu sauf à la hauteur d'impact où elle est réduite de 10% après l'essai à 500 kJ. Pour l'ouvrage 3, à la hauteur d'impact, l'épaisseur du noyau est réduite pour le premier essai puis reste constante pour les suivants ; en partie basse l'épaisseur du noyau diminue sur les deux premiers essais, puis augmente pour l'essai à 2000 kJ. La variation d'épaisseur de la structure suit globalement celle du parement pour les deux ouvrages.

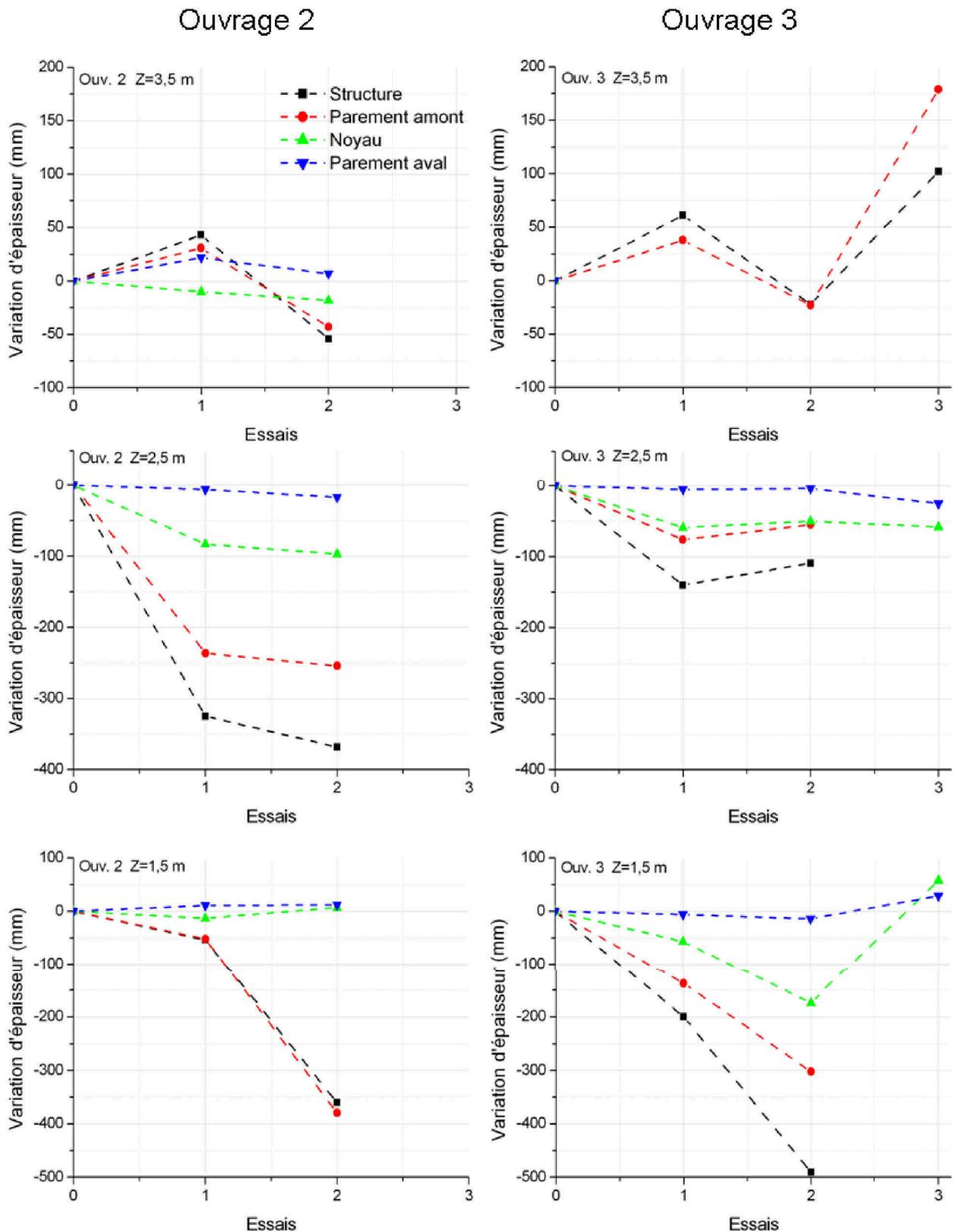


FIGURE 4.44 – Variation cumulée de l'épaisseur de la structure, du parement amont, du noyau et du parement aval pour les ouvrages 2 et 3; légende identique pour l'ensemble des graphiques (une valeur négative traduit un raccourcissement, une valeur positive un allongement).

A 2,5 m, la variation d'épaisseur des couches de l'ouvrage 3 est plus faible que celle de l'ouvrage 2, bien que le déplacement de la face arrière soit supérieur de 100 mm (Fig. 4.39 et 4.40). L'ouvrage 3 se déplace ainsi "en bloc" lors de l'impact. L'énergie d'impact est donc dissipée par la déformation globale de la structure. Pour le premier essai à 200 kJ, la réduction de l'épaisseur totale de l'ouvrage 2 se répartit pour environ  $3/4$  dans le parement amont et environ  $1/4$  dans le noyau. Pour ce même essai et pour l'ouvrage 3, le parement amont et le noyau ont des contributions quasi-égales. Pour une même énergie, la réduction d'épaisseur du parement est moindre pour l'ouvrage 3, et les observations de l'état du parement indiquent que les pierres sont peu fracturées. Cela indique que les contraintes dans le parement sont moindres, ceci étant lié aux capacités de déformation de la structure. La résistance à la pénétration de l'impactant est donc plus faible pour cet ouvrage.

En partie basse par contre, l'épaisseur de l'ouvrage 3 est fortement réduite. Ceci indique que les conditions aux limites en pied d'ouvrage (meilleur confinement par la présence notamment des talus latéraux) permettent au noyau et au parement amont de jouer leur rôle amortisseur. Le noyau est donc déformé également, ce qui, d'un point de vue opérationnel, compliquera les réparations (Ch.5).

Pour l'ouvrage 2, en partie basse comme en partie haute, toute la déformation de la structure est concentrée au parement amont. Le noyau en ballast, montre de nouveau son intérêt par la rigidité apparente dont il fait preuve.

### 4.2.3.2 Étude de la dissipation de l'énergie d'impact

Les calculs d'atténuation de l'accélération en fonction de la position par rapport à la source et de l'indicateur  $\alpha$  lié à la dissipation d'énergie ne sont pas possibles pour l'ouvrage 2 en raison des nombreux accéléromètres détériorés. Pour l'ouvrage 3, les accéléromètres à la hauteur d'impact ont été décalés de 1 m par rapport à leur position théorique au moment de la construction. Cependant, les erreurs induites sur les distances et les vitesses par cette erreur de positionnement restent modérées et influencent peu les résultats. Les calculs considèrent donc les emplacements théoriques des accéléromètres (Fig. 4.45).

Pour mémoire, l'atténuation totale de l'accélération  $A_j/A_i$  entre deux points  $i$  et  $j$  se décompose d'après Semblat et Luong (1998) en une contribution géométrique (rapports des distances à la source :  $r_i/r_j$ ) et une contribution liée au matériau (égale au rapport entre l'atténuation totale et le facteur géométrique).

L'indicateur  $\alpha$  permet de quantifier l'énergie cinétique dissipée par les matériaux. Entre deux points  $i$  et  $j$ , il est calculé de la manière suivante (4.10) :

$$\alpha = \frac{\ln\left(\frac{v(j)^2}{v(i)^2}\right)}{\ln\left(\frac{x_i}{x_j}\right)} \quad (4.10)$$

avec  $v(i)$  et  $v(j)$ , les vitesses mesurées aux points  $i$  et  $j$ , et  $r_i$  et  $r_j$  les distances de ces deux points par rapport à la source d'excitation du milieu.

Les résultats des facteurs d'atténuation et de  $\alpha$  sont reportés Tableaux 4.11 et 4.12. Le calcul fait intervenir les mesures relatives aux capteurs situés à la hauteur d'impact dans le plan d'impact (Fig. 4.45).

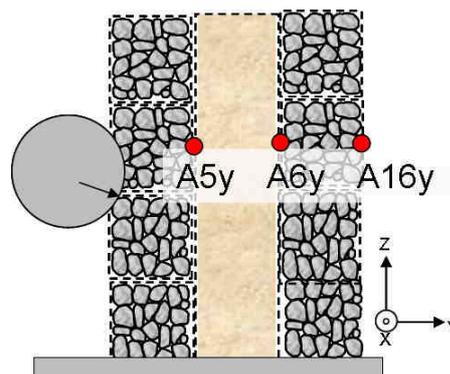


FIGURE 4.45 – Géométrie utilisée et position des capteurs pour le calcul de  $\alpha$  dans les différentes parties de l'ouvrage 3.

Une valeur proche de 1 pour le facteur d'atténuation totale indique qu'il n'y a pas d'atténuation entre les deux points considérés. Dans le parement aval, les valeurs élevées traduisent une augmentation de l'accélération. L'énergie qui n'est pas dissipée dans l'ouvrage est transmise aux éléments de la face arrière qui ont donc tendance à être "expulsés". On peut citer l'analogie avec le pendule de Newton. Ici, l'utilisation d'un grillage pour contenir les pierres prend tout son sens dans la mesure

Essai - Énergie	Indicateur	Parement amont	Noyau	Parement aval
1 - 200 kJ	Atténuation totale	1,00	0,39	7,66
	Facteur géométrique	0,31	0,56	0,67
	Facteur matériau	3,20	0,69	11,36
2 - 500 kJ	Atténuation totale	0,07	0,88	1,37
	Facteur géométrique	0,60	0,59	0,69
	Facteur matériau	0,12	1,51	1,98
3 - 2000 kJ	Atténuation totale	0,36	0,39	1,30
	Facteur géométrique	0,72	0,67	0,74
	Facteur matériau	0,50	0,58	1,75

TABLE 4.11 – Valeurs de l'atténuation totale, du facteur géométrique et du facteur lié au matériau dans chaque couche de l'ouvrage 3 au cours des essais successifs.

où il retient les pierres de la face arrière évitant ainsi leur expulsion.

Essai - Énergie	Parement amont	Noyau	Parement aval
1 - 200 kJ	2,6	2,1	-1,4
2 - 500 kJ	11,4	-0,2	-1,7
3 - 2000 kJ	12,1	2,5	-2,0

TABLE 4.12 – Valeurs de  $\alpha$  dans chaque couche de l'ouvrage 3 au cours des essais successifs.

Pour tous les essais la valeur de  $\alpha$  au parement amont est supérieure à celles du noyau et du parement aval. Ceci montre qu'il y a plus d'énergie dissipée dans le parement amont que dans le reste de l'ouvrage et ce malgré une égale contribution du parement et du noyau dans la variation d'épaisseur de l'ouvrage.

### 4.2.3.3 Étude de la diffusion

L'étude comparée de la diffusion dans les ouvrages 2 et 3 est difficilement accessible en raison des dysfonctionnements des accéléromètres. L'investigation se base donc sur les déformations extérieures mesurées par levé topographique. Les Figures 4.46 et 4.47 présentent la déformation dans le plan horizontal à  $Z = 2$  m de ces deux ouvrages. On observe que la déformation de la face avant dans le cas de l'ouvrage 2 est très locale, en revanche, pour l'ouvrage 3 elle est plus étendue latéralement.

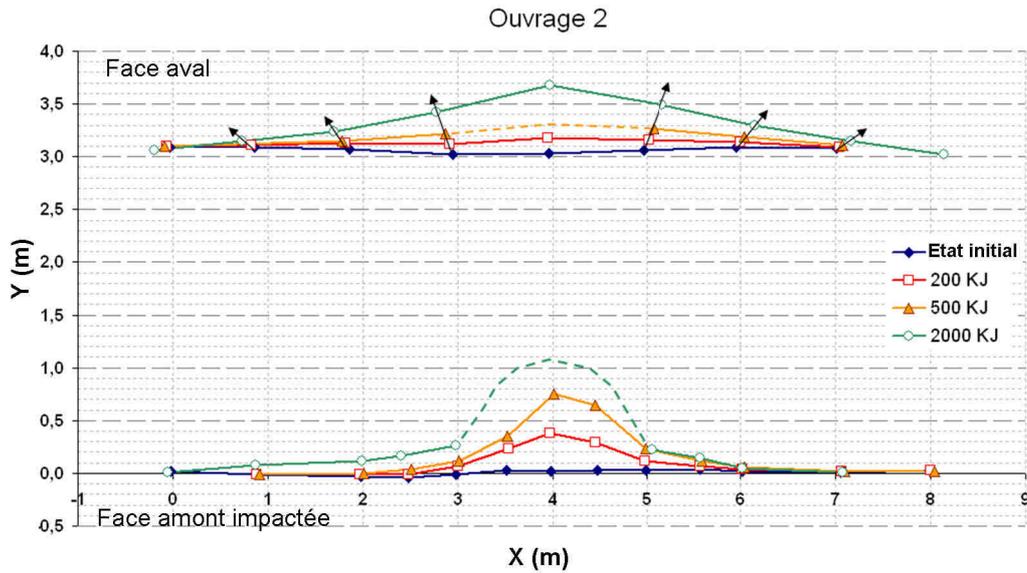


FIGURE 4.46 – Coupe horizontale de l'ouvrage 2, pour  $Z = 2$  m.

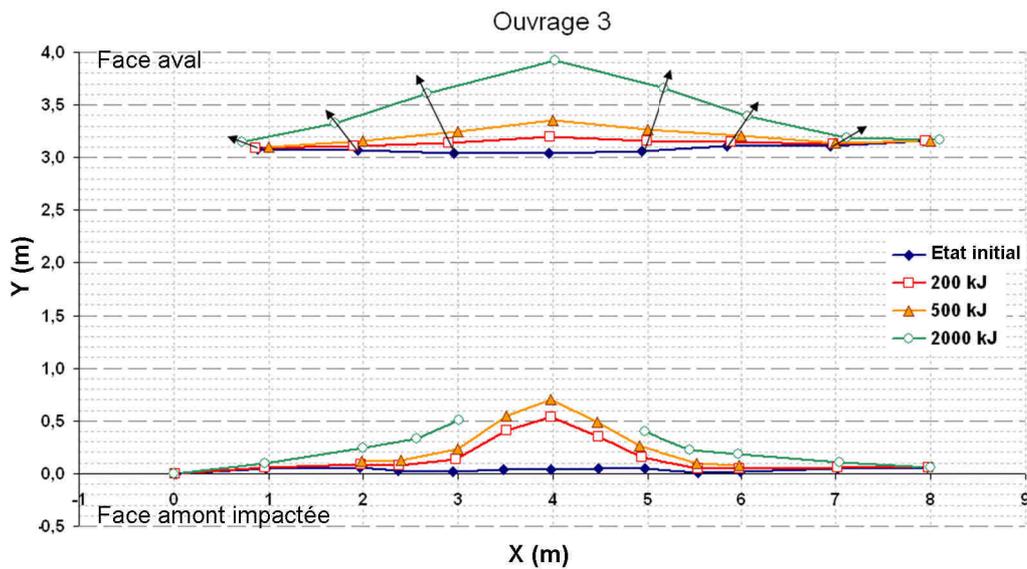


FIGURE 4.47 – Coupe horizontale de l'ouvrage 3, pour  $Z = 2$  m.

A titre de comparaison, la déformation des faces arrières des ouvrages 2 et 3 est reportée Figure 4.48. Comme pour la face avant, la déformation de l'ouvrage 3 est plus étendue latéralement (a). Le déplacement de points fixes matérialisés par les cibles topographiques montre un mouvement centrifuge par rapport à l'axe d'impact (b). L'angle de diffusion  $\theta$ , marqué par la direction du mouvement des cibles fixes par rapport à l'axe d'impact au cours des essais, semble légèrement plus important pour l'ouvrage 3 que pour l'ouvrage 2. D'après les informations recueillies à partir des résultats des expérimentations à échelle réduite, ce comportement peut être lié à la capacité du ballast à concentrer les contraintes, contrairement au mélange de sable et de pneus qui les répartit et les diffuse.

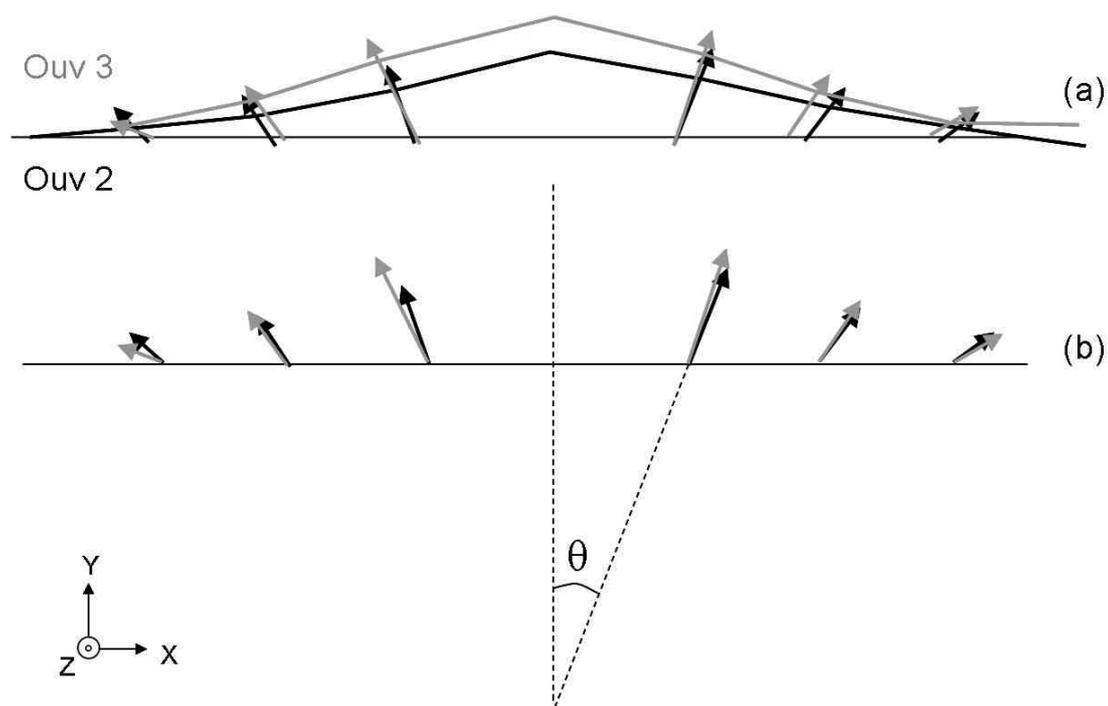


FIGURE 4.48 – Comparaison de la déformation des faces arrières des ouvrages 2 et 3, pour  $Z = 2$  m.

#### 4.2.3.4 Synthèse

Cette section s'est intéressée aux mécanismes dissipateurs de l'énergie d'impact. Les observations de terrain ont montré que la fracturation des éléments du parement n'est pas prépondérante pour les énergies d'impact faibles (200 et 500 kJ).

L'étude du compactage à travers la variation des épaisseurs des différentes couches montre que pour les deux ouvrages testés, l'épaisseur du parement aval est peu modifiée au cours des impacts successifs. Ensuite on observe des différences de comportement pour les deux ouvrages en fonction de la hauteur considérée, donc en fonction des conditions aux limites. En partie basse, les talus latéraux ont un effet de confinement et de butée, la variation de l'épaisseur de l'ouvrage 2 est entièrement concentrée au parement amont, en revanche pour l'ouvrage 3, elle résulte d'un effet de compactage conjoint du parement amont et du noyau. A la hauteur d'impact, la diminution d'épaisseur de l'ouvrage 2 est 2 à 3,5 fois plus importante que celle de l'ouvrage 3. En partie haute, les variations d'épaisseur entre l'ouvrage 2 et l'ouvrage 3 suivent la même tendance et sont du même ordre de grandeur.

Ainsi ces résultats combinés à ceux présentés dans la section précédente (Section 4.2.2) montrent que pour l'ouvrage 3, le compactage du noyau est prépondérant lorsque la déformation à l'aval est bloquée (partie basse), par contre, lorsque la déformation est libre, l'ouvrage se déplace en bloc. La conception de l'ouvrage 2 favorise les déformations du parement amont au bénéfice de la déformation générale de la structure et de l'intégrité du noyau.

Le calcul de l'indicateur  $\alpha$  lié à la dissipation de l'énergie d'impact pour l'ouvrage 3, confirme que pour cet ouvrage également, une grande partie de l'énergie d'impact est dissipée dans le parement amont.

L'étude de l'atténuation de l'accélération à travers l'ouvrage 3 montre que les éléments du parement aval ont tendance à être éjectés vers l'aval. L'étude de la diffusion de l'énergie d'impact à travers la déformation extérieure des structures ne montre pas de différence majeure entre les deux ouvrages.

Le Tableau 4.13 récapitule et compare les observations et conclusions principales obtenues pour les ouvrages 2 et 3.

Observation, caractéristique	Ouvrage 2	Ouvrage 3
Noyau	Ballast	Sable + Pneus
Enfoncement du parement	moyen	fort
Déplacement de la face arrière	moyen	fort
Réduction d'épaisseur	plus importante au parement amont	partagée entre le parement amont et le noyau
Déformation générale du parement amont	localisée	étendue
Commentaire	La déformation (et donc l'endommagement) est concentrée au parement. Le noyau en ballast procure à la structure une capacité plus importante à résister à l'impact. Ces résultats ne permettent toutefois pas de trancher en faveur de l'une ou l'autre des caractéristiques du ballast (angle de frottement élevé, masse volumique, rigidité, dureté).	Le noyau composé de mélange de sable et de pneus confère à la structure une grande capacité à se déformer, la mobilisation du parement amont est plus large, conférant à la structure un comportement en "plaque".
Conséquences opérationnelles	La localisation de l'endommagement au parement et les déplacements limités de la face arrière faciliteront les réparations.	Le noyau étant également déformé, et des déformations importantes affectant la partie arrière pour les essais à forte énergie, il sera peut-être nécessaire de réparer les trois couches de l'ouvrage.

TABLE 4.13 – Synthèse des observations et résultats pour les ouvrages 2 et 3, commentaires et perspectives en termes opérationnels.

#### 4.2.4 Modélisation numérique, approche continue

Dans le cadre du projet REMPARE, la société Géolithe a réalisé des modélisations numériques des ouvrages élançés. Pour cela, elle a utilisé le logiciel Flac 3D qui effectue des calculs en différences finies et permet de réaliser des simulations dynamiques pour les milieux continus. Ces modélisations sont présentées ici pour apporter des compléments aux informations issues des résultats expérimentaux.

##### 4.2.4.1 Construction du modèle

###### a. Géométrie

Dans les simulations, l'accent a été mis sur la ressemblance géométrique et constitutionnelle avec les structures : la géométrie des gabions et la localisation des interfaces ont été choisies pour reproduire au mieux le comportement mécanique des ouvrages en optimisant le temps de calcul. Ainsi, la géométrie des gabions numériques est identique aux gabions réels : 2 m de longueur en partie centrale, et 3 m de chaque côté. Seules les interfaces considérées comme majeures ont été représentées (Fig. 4.49), elles présentent une ou plusieurs des particularités suivantes : contact potentiel avec l'impactant (face avant ou face impactée), séparation entre deux milieux (interface parement/noyau ou contact avec le sol), discontinuité mécanique majeure du milieu avec faiblesse potentielle sous impact (liaisons entre gabions). Les interfaces horizontales entre gabions ont été représentées dans la partie centrale uniquement, ces interfaces étant moins sollicitées pendant l'impact dans les parties latérales.

###### b. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont définies par le module d'incompressibilité  $K$  et le module de cisaillement ou de rigidité  $G$ , le coefficient de frottement, la dilatance, la résistance à la traction, la cohésion et la densité. La difficulté des modélisations provient essentiellement de la méconnaissance du comportement mécanique dynamique des matériaux de remplissage, et à plus forte raison de la méconnaissance du comportement mécanique global des gabions remplis de ces matériaux. Certains éléments de réponse peuvent être trouvés dans la thèse de Lambert (2007) et ont été repris en termes de cohésion et de modules élastiques des pierres (Bourrier *et al.*, 2011). L'évaluation des autres paramètres, notamment pour le matériau ballast, se base sur des données issues de la littérature (Azema, 2007; Montani Stoffel, 1998; Corneille, 2007). Les essais géophysiques sur les ouvrages 2 et 3 réalisés par l'entreprise Géolithe ont également permis de réévaluer les ordres de grandeurs des paramètres élastiques du sable et des pierres en utilisant les vitesses de propagation dans les différents milieux.

###### c. Caractéristiques mécaniques des interfaces

Les propriétés mécaniques des interfaces sont définies par différents paramètres. Le coefficient de friction entre les cellules est supposé être le même que celui des matériaux de remplissage. Les phénomènes de dilatance entre cellules sont considérés être du même ordre de grandeur que ceux

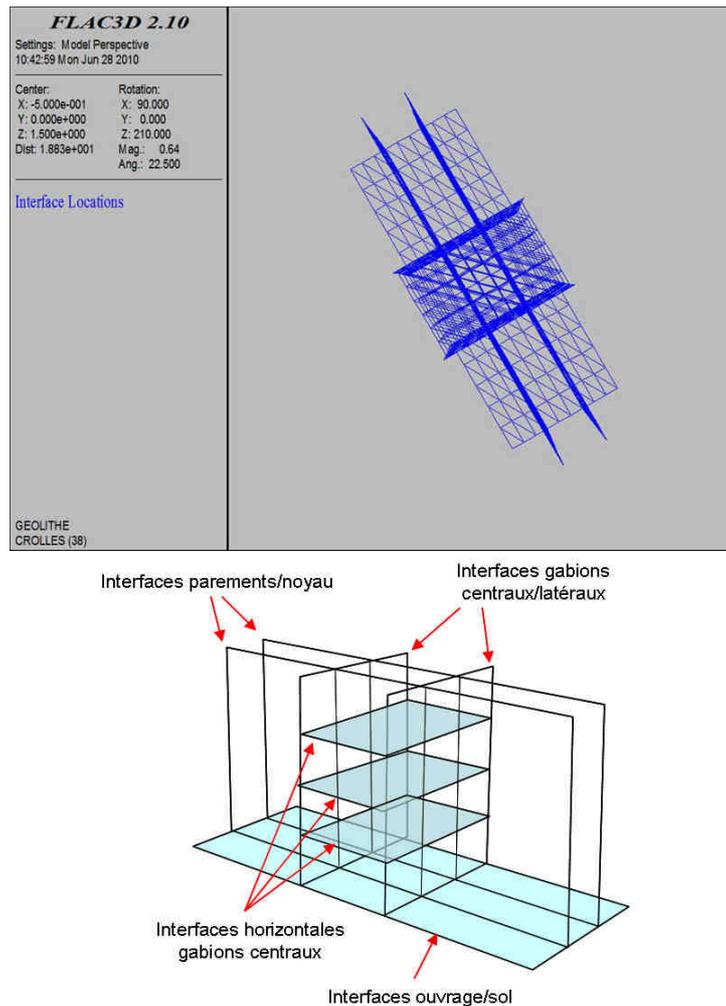


FIGURE 4.49 – Visualisation de la géométrie et des interfaces des ouvrages modélisés.

de leurs matériaux constitutifs. Les raideurs normale et tangentielle à l'interface sont calculées par la formule (Eq.4.11) :

$$kn = ks = \max \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta Z_{min}} \quad (4.11)$$

avec  $K$  et  $G$  les modules de compression et de cisaillement entre deux cellules, et  $\Delta Z_{min}$  la plus petite distance séparant l'interface de la zone adjacente dans la direction normale, soit typiquement l'épaisseur minimum de la maille dans la direction normale à l'interface.

La résistance à la traction entre deux cellules de gabions correspond à la tension exercée par les agrafes qui maintiennent deux cellules voisines entre elles. Les agrafes fournies par Maccaferri sont conformes à la norme NFP 94-325-1 (AFNOR, 2004), l'effort nécessaire pour ouvrir une agrafe est de l'ordre de 2,2 kN. Si l'on considère une moyenne théorique de 10 agrafes par côté, la force exercée à l'interface pour lier entre-elles deux cellules de 1 m de côté est de l'ordre de 80 kN.

Pour définir la cohésion entre deux cellules, on considère que la résistance au cisaillement est

assurée par les agrafes. On estime donc que la cohésion de l'interface est du même ordre de grandeur que la résistance à la traction des agrafes. Pour tenir compte du fait que les pierres qui remplissent des gabions contigus peuvent s'interpénétrer, une cohésion supplémentaire est ajoutée.

Une option du logiciel permet d'autoriser ou non le glissement le long d'une interface. Dans les modélisations le glissement était autorisé.

#### **d. Calage du modèle**

Le calage du modèle s'appuie sur les données expérimentales issues de la caméra rapide pour ce qui est des caractéristiques cinématiques de l'impactant, et des capteurs de déplacements et de la topographie pour ce qui est des déformations des ouvrages.

#### **4.2.4.2 Modélisations**

Pour chaque ouvrage, différentes gammes de valeurs ont été testées pour les paramètres mécaniques définissant les interfaces et les gabions décrits précédemment. Ces valeurs n'ont pas été communiquées par la société Géolithe.

Seuls les essais à 200 kJ et à 500 kJ sont présentés. Les modélisations des impacts à 2000 kJ n'ont pas pu aboutir suite à des déformations trop importantes par rapport à la configuration du maillage numérique.

Pour chaque test les comparaisons entre les résultats numériques et expérimentaux portent sur la durée d'impact, l'enfoncement de l'impactant, les déplacements aux interfaces et sur la face arrière à différentes hauteurs, et la valeur maximum de la force appliquée sur l'ouvrage par l'impactant.

#### **a. Ouvrage 2**

L'analyse des résultats pour les modélisations de l'essai à 200 kJ montre que la cohésion et la résistance à la traction entre interfaces, la tension du noyau et les modules élastiques n'ont pas d'influence sur les déformations de l'ouvrage.

Parmi les paramètres influents, la dilatance modifie les valeurs en relation avec l'impactant (durée d'impact et enfoncement). Une augmentation de la dilatance se traduit par une diminution de la durée d'impact associée à une augmentation du maximum de la force d'impact et une diminution de l'enfoncement de l'impactant. Les déformations de l'ouvrage ne sont pas affectées en partie basse. En revanche, l'augmentation de la dilatance induit des déformations plus importantes à l'arrière de la zone impactée. Des faibles valeurs de dilatance ont été testées. Les résultats sous-estiment de façon importante les déplacements à l'arrière de la zone d'impact. Des valeurs faibles de dilatance ne semblent donc pas très appropriées pour représenter le comportement mécanique des pierres et du ballast.

Le paramètre ayant une influence majeure sur l'ensemble des résultats de la modélisation de l'essai à 200 kJ est la cohésion apparente des assemblages de pierres et du ballast. Quelle que soit la valeur donnée aux autres paramètres, une variation de l'une ou l'autre de ces cohésions, même

minime, produit des changements importants dans les résultats. Une démarche d'optimisation des valeurs de cette cohésion apparente a été entreprise : dans un premier temps des valeurs similaires ont été choisies pour les deux matériaux. Les déformations obtenues sont correctes en partie basse mais sous-estimées à la hauteur d'impact et à l'arrière de l'ouvrage. La cohésion du noyau a ensuite été légèrement diminuée pour améliorer les résultats. Ce changement n'est pas suffisant. La diminution de cette cohésion apparente engendre une surestimation des déformations en partie basse. D'autre part, la diminution de la cohésion du noyau engendre une propagation en cône des déformations vers l'arrière de l'ouvrage, alors qu'une cohésion élevée concentre les déformations à la hauteur d'impact (Fig. 4.50).

Pour l'essai à 500 kJ, les déplacements horizontaux sont largement surestimés, même en choisissant les paramètres les plus favorables déterminés à partir de l'essai à 200 kJ.

### b. Ouvrage 3

Comme pour l'ouvrage 2, l'analyse des résultats pour les modélisations de l'essai à 200 kJ montre qu'une cohésion aux interfaces et la résistance à la traction entre interfaces n'ont pas d'influence notable sur les déformations de l'ouvrage. La tension du noyau permet de modifier légèrement les déplacements horizontaux. Les modules élastiques ne modifient pas les déplacements horizontaux mais une augmentation de ces valeurs diminue le temps d'impact.

L'effet de la dilatance semble moins marqué pour cet ouvrage. La dilatance a été testée séparément pour les parements et pour le noyau. Il s'avère qu'une augmentation de la dilatance des parements en gabions remplis de pierres de 50% génère une légère augmentation des déformations à l'arrière de l'ouvrage à la hauteur d'impact et augmente la force maximum d'impact de 5%. Une diminution de la dilatance du noyau "sable+pneus" de 50% diminue les déformations à l'arrière de l'ouvrage et au niveau de l'interface noyau/parement aval. Par contre, la valeur maximale de la force d'impact reste inchangée.

L'effet de la cohésion apparente des parements en pierres est très marqué. Une légère diminution entraîne un doublement des déplacements horizontaux à l'arrière de l'ouvrage en partie basse et à la hauteur d'impact. Une cohésion apparente du noyau a moins d'effets sur les déplacements enregistrés : une augmentation progressive de la cohésion du noyau entraîne une diminution des déplacements horizontaux dans des proportions moindres que ceux obtenus pour des modifications de la cohésion des parements. Quelle que soit l'augmentation appliquée, les valeurs testées induisent une sous-estimation des déplacements.

Comme pour l'ouvrage 2, les modélisations de l'essai à 500 kJ reproduisent mal les déplacements horizontaux, même en choisissant les paramètres les plus favorables déterminés à partir de l'essai à 200 kJ. Les déplacements ont tendance à être surestimés à l'interface noyau/parement aval et à l'arrière de l'ouvrage (donc à l'arrière du noyau). Cette tendance peut provenir du fait que l'ouvrage a été transformé (tassement, foisonnement, destructuration) par l'essai à 200 kJ à un tel point que les paramètres définis pour le second essai, quelque soit son énergie, ne sont plus valables. Pour

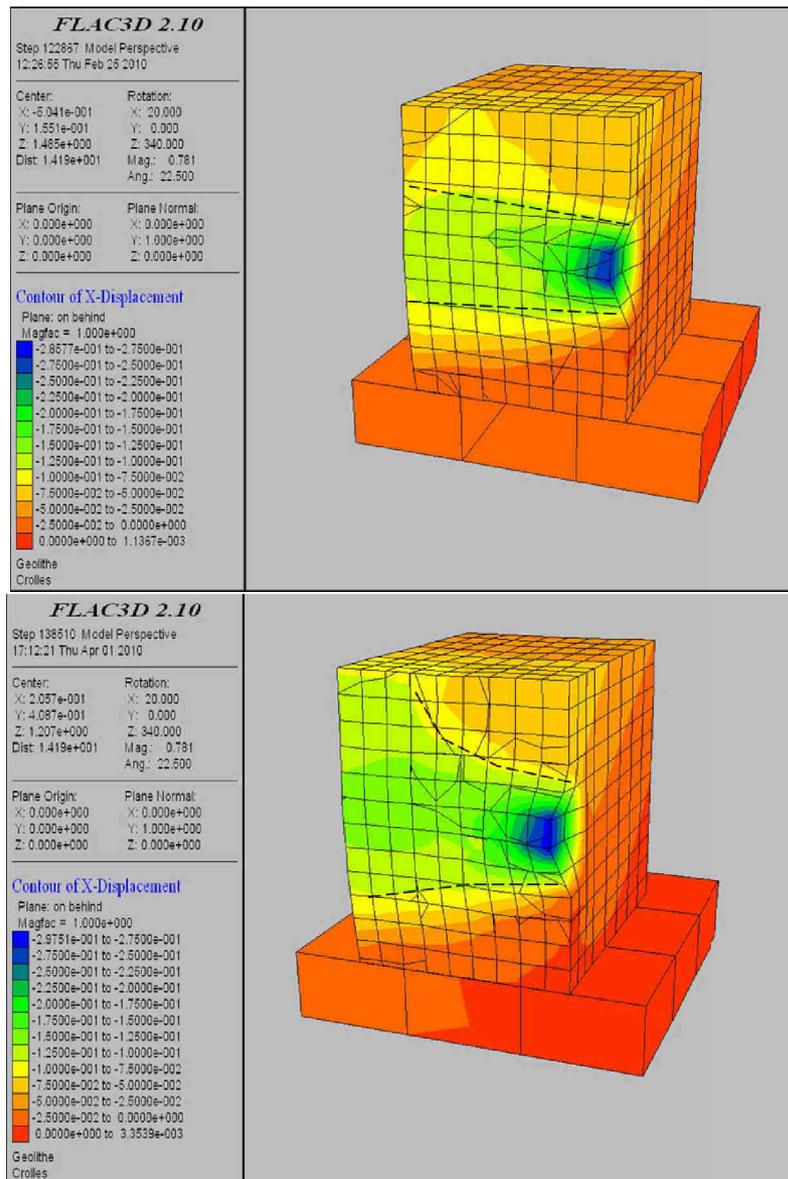


FIGURE 4.50 – Effet d’une modification de la cohésion apparente des assemblages de pierres sur les déformations de l’ouvrage 2 : en haut, les déformations se propagent horizontalement ; en bas, la cohésion est 2,3 fois plus importante que celle du ballast, la zone de déformation se propage en s’élargissant vers l’arrière.

valider cette hypothèse il faudrait pouvoir bénéficier d’un tir à 500 kJ en conditions réelles sur un ouvrage vierge de tout impact, ce qui n’est pas le cas. L’impact préalable peut avoir modifié la cohésion des matériaux par tassement. Il est intéressant de noter à ce titre, que les modélisations qui utilisent une cohésion très élevée pour les parements pierres, sont celles qui produisent globalement les meilleurs résultats. Ceci peut être liée à la présence du confinement par le grillage qui introduit une cohésion fictive supplémentaire. On peut également noter que pour ces modélisations, de la fracturation fragile se produit entre les gabions au niveau des parements pour pouvoir accommoder les déformations. Ceci s’observe dans les modélisations par la création d’ouvertures au niveau des interfaces (Fig. 4.51).

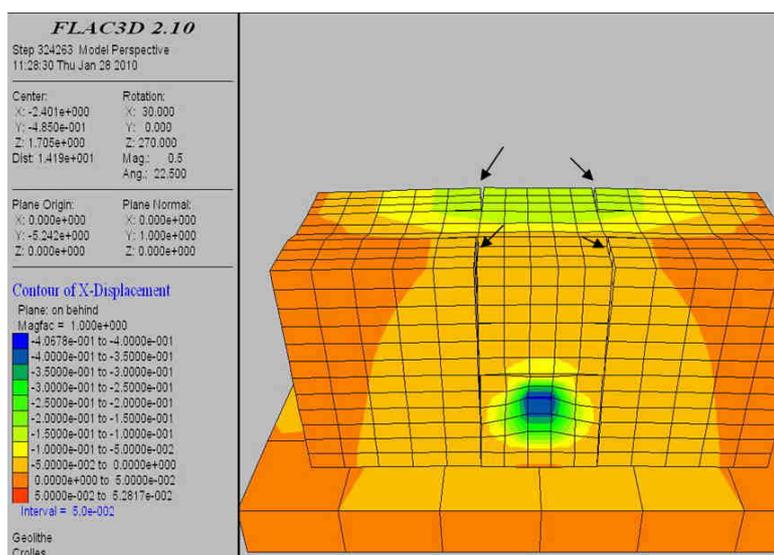


FIGURE 4.51 – Une forte cohésion apparente des assemblages des parements pierres induit des ouvertures entre les gabions dans le cas des modélisations de l’ouvrage 3.

#### 4.2.4.3 Synthèse

Cette étude numérique, réalisée par l’entreprise Géolithe, a permis de fournir des ordres de grandeur pour les paramètres mécaniques des gabions pierres, ballast et sable/pneus. Quel que soit l’ouvrage, ces paramètres permettent de reproduire assez fidèlement les déformations générées par un impact à 200 kJ. Par contre lorsque ces mêmes paramètres sont utilisés pour modéliser les essais à 500 kJ, les déformations engendrées sont alors systématiquement surestimées, en particulier à l’arrière de l’ouvrage. Ceci peut s’expliquer par une destructuration partielle des gabions lors de l’impact à 200 kJ (voir Chapitre 5 section 5.3). Toute la difficulté réside alors à quantifier en termes de paramétrage mécaniques les effets de foisonnement et de tassement. Pour des études futures, il pourrait donc être intéressant de faire des modifications locales de paramètres, en fonction notamment des évolutions constatées sur le terrain.

Pour les impacts à 2000 kJ, les déformations des cellules de gabions sont trop importantes pour être modélisées en tant que milieu continu par le logiciel FLAC 3D. Cependant il s’avère que des solutions numériques pourraient s’accommoder de ce problème, notamment en redéfinissant un maillage à chaque nouveau pas de calcul.

#### 4.2.5 Bilan et conclusions

Dans cette partie, deux ouvrages élancés à taille réelle se composant de trois rangs de gabions ont été étudiés. Ils diffèrent par le matériau de remplissage du noyau : du ballast pour l'ouvrage 2, un mélange de sable et de déchettes de pneus pour l'ouvrage 3. Nous avons pu montrer que lors de la série d'impacts, les structures arrêtent toujours le projectile, sans effondrement de la partie aval. Comme pour l'ouvrage 1, l'endommagement se manifeste de deux manières suivant l'énergie d'impact : soit l'impactant laisse son empreinte et l'intégrité du parement est maintenue, soit le grillage est déchiré et les pierres du parement se déversent.

La déformation externe diffère selon l'ouvrage. Le parement de l'ouvrage 2 s'enfonce sous l'effet de l'impact, alors que l'ouvrage 3 s'affaisse et recule (Fig. 4.52). L'enfoncement, dans le cas des ouvrages 2 et 3, traduit en plus de la pénétration de l'impactant, la déformation de l'ensemble de la structure.

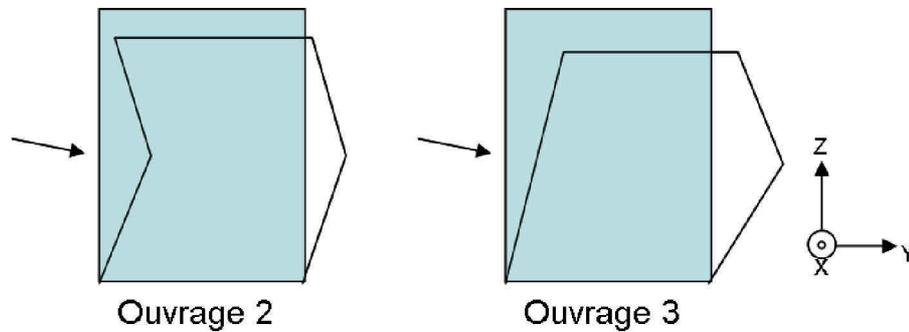


FIGURE 4.52 – Coupe schématique dans le plan d'impact montrant les modes de déformation des ouvrages 2 et 3.

En termes de réduction de la déformation à l'aval, l'ouvrage 2 est plus performant. Le déplacement maximal de la face arrière et le tassement mesuré en tête sont réduits de 25% par rapport à l'ouvrage 3.

Bien que les mécanismes conduisant à la dissipation de l'énergie d'impact n'aient pas pu être clairement identifiés et quantifiés, les observations de l'état du parement lors des expérimentations n'ont pas révélé l'importance de la fracturation du parement amont. Toutefois, l'étude plus poussée de la variation d'épaisseur des différentes couches a montré que les deux ouvrages fonctionnent différemment, notamment en fonction de la condition limite appliquée à la face arrière de la structure. Ainsi, en condition confinée (partie basse), la variation d'épaisseur de la structure est concentrée au parement amont de l'ouvrage 2; alors qu'elle se répartit entre le parement amont et le noyau pour l'ouvrage 3. Lorsque la déformation de la face arrière est laissée libre (à la hauteur d'impact), le noyau et surtout le parement amont de l'ouvrage 2 se compactent alors que l'ouvrage 3 se déplace plutôt en bloc. La comparaison de l'indicateur de dissipation  $\alpha$  pour ces deux ouvrages n'a pas été possible mais le calcul pour l'ouvrage 3 montre que l'essentiel de l'énergie d'impact est dissipée au parement.

Ainsi, il semble qu'un matériau d'apparence plus rigide comme le ballast, mis en place au noyau, permet d'atteindre les objectifs techniques de ces structures, à savoir : concentrer les déformations et dégradations au parement amont et réduire la déformation de la partie arrière. Une amélioration à apporter à ce type de structures élancées, serait de rigidifier encore le noyau par l'inclusion d'éléments plaques rigides en béton par exemple. Dans ce cas, on se retrouverait dans les conditions expérimentales des ouvrages à échelle réduite (parement en pierre, noyau en ballast, appuyés sur un mur en béton). Les objectifs de la structure seraient alors de minimiser la contrainte sur le mur d'appui. Dans ce cadre, le mélange sable+ pneus serait plus efficace. Ainsi toute la difficulté réside dans le choix pour le noyau d'un matériau à la fois rigide, permettant aux pierres du parement de se fracturer, et ductile, acceptant les déformations sans rompre et limitant la propagation vers l'aval. Des armatures en métal pourraient jouer ce rôle. On pourrait donc remplacer les cages de gabions en grillage par des cages en treillis métalliques soudés.

Le modèle numérique développé en parallèle par l'entreprise Géolithe dans le cadre du projet REMPARE s'est révélé approprié pour modéliser ce type de structures soumises à des énergies d'impact faibles. Ce modèle fait appel à une approche continue en différences finies. Les expérimentations ont fourni les données nécessaires pour calibrer le modèle. Les modélisations ont permis de fournir des ordres de grandeurs pour les paramètres mécaniques des gabions remplis de pierres, de ballast ou d'un mélange de sable et de pneus. Le modèle a également révélé l'importance majeure de la valeur de la cohésion apparente des assemblages de pierres confinées, ou des attaches, choisie pour les modélisations. La difficulté à simuler les essais à 500 kJ peut être mise sur le compte d'une déstructuration partielle des ouvrages suite au premier impact qui modifie les paramètres mécaniques. Le modèle doit donc être amélioré par une prise en compte de la modification locale des paramètres mécaniques. La simulation des essais à 2000 kJ est limitée par la définition du maillage, qui ne s'accommode pas des déformations importantes engendrées par l'impact. Une autre perspective d'amélioration consiste à redéfinir un maillage à chaque pas de calcul.

Le chapitre suivant aborde les étapes techniques de la construction de ces structures, leur réparation, et une utilisation innovante des outils géophysiques comme méthode de diagnostic pour l'évaluation de l'endommagement suite à un impact.



# Aspects opérationnels

---

Nos travaux de recherche ayant été effectués dans le cadre d'une thèse CIFRE, et le projet REM-PARe ayant une finalité appliquée marquée, le présent chapitre aborde les aspects opérationnels utilisables à court terme par l'ingénierie, il s'agit là de la formalisation du retour d'expérience.

Les précédents chapitres ont successivement abordé le comportement mécanique d'une structure cellulaire bi-couche en appui sur un mur en béton à échelle réduite, d'une structure cellulaire bi-couche en appui sur un remblai compacté à échelle réelle, et de deux structures sandwich entièrement cellulaires à échelle réelle également. Ces structures ont pour objectifs de favoriser la dissipation de l'énergie d'impact, de concentrer les dégradations au parement amont impacté dans une perspective de réparabilité, et de réduire la contrainte transmise à la partie arrière (mur en béton ou remblai) ou de limiter les déformations de la face à l'aval. Les expérimentations ont montré que le principe technique imaginé consistant en l'association d'un parement fusible et d'un noyau amortissant ou dissipant suivant les cas, est pertinent. Les structures ont résisté aux impacts successifs. Les dégradations sont bien concentrées au parement amont. Le sable ou le mélange de sable et de déchetes de pneus mis en place au noyau permet de réduire les contraintes ou déformations transmises à l'aval (mur en béton ou remblai). Le ballast mis en œuvre au noyau des ouvrages élancés est plus efficace que le mélange de sable et de déchetes de pneus en termes de limitation des déformations de la face arrière.

Ce chapitre présente tout d'abord les dispositions constructives propres à ces ouvrages cellulaires. L'intérêt d'une conception cellulaire des merlons en ce qui concerne leur réparabilité est ensuite exposé, puis une utilisation innovante des outils géophysiques dans l'évaluation de l'endommagement suite à un impact est détaillée. Enfin l'analyse de l'impact de ces ouvrages sur l'environnement en terme d'éco-compatibilité réalisée dans le cadre du projet REM-PARe est reportée.

## 5.1 Construction des ouvrages cellulaires, avantages et inconvénients

Les ouvrages cellulaires étudiés sont construits à partir de gabions classiques en grillage double torsion. Ce grillage est souple et les cages sont livrées à plat, ce qui représente un gain d'espace de stockage. Les gabions doivent donc être assemblés en reliant leurs arêtes par des agrafes (montage traditionnel)(Fig. 5.1 a).

Les gabions du noyau devant contenir un matériau fin sont doublés par un géotextile. La mise en place des tirants nécessite de traverser le géotextile, ils sont donc fixés avant l'agrafage des ga-

bions et avant leur remplissage (Fig. 5.1 b, c). Cette méthode facilite de manière significative leur installation et permet en plus de maintenir le géotextile. Les tirants des gabions de parement devant contenir des pierres sont installés au moment du remplissage.

Les gabions sont ensuite transportés sur la zone d'implantation de l'ouvrage et assemblés entre eux par des agrafes. On positionne ensuite des gabarits de montage sur le pourtour pour éviter qu'ils ne se déforment au moment du remplissage (Fig. 5.1 f). Le remplissage s'effectue à l'aide d'une pelle mécanique, les gabions sont remplis en veillant à limiter les différences de niveau d'un gabion à l'autre à 1/3 de la hauteur (soit environ 30 cm)(Fig. 5.1 f, g, h). Les gabions de parement sont donc remplis par tiers et appareillés à la main. A chaque tiers deux tirants sont positionnés entre la face libre de se déformer et la face opposée (Fig. 5.1 e). Aux extrémités de l'ouvrage, on pose donc quatre tirants. Si l'ouvrage associe une structure bi-couche et un remblai, celui-ci est monté en parallèle des deux rangs de gabions (parement et noyau). On procède donc par niveaux : lorsque les gabions du premier niveau sont remplis, ils sont fermés et les gabions du deuxième niveau sont agrafés par-dessus, et ainsi de suite.

Ces ouvrages ont montré leur efficacité lors des expérimentations d'impact. Toutefois, leur conception et leur construction posent encore questions. Ainsi, le montage de ce type d'ouvrage nécessite une importante main d'œuvre pour la confection et le remplissage des gabions. En phase de construction, une des difficultés opérationnelles consiste à gérer et stocker les matériaux. Par exemple, pour les ouvrages de type "bi-couche cellulaire + remblai", il faut en plus de l'espace dédié à l'ouvrage, un espace de montage des gabions, un espace de stockage pour : les pierres du parement, le sable et les déchettes de pneus, le tout-venant du remblai. Ces matériaux doivent tous être disponibles en quantité suffisante à tout moment compte-tenu de la méthode de remplissage par couches d'environ 30 cm d'épaisseur. De plus cela nécessite de nombreux va-et-vient des engins de terrassement de la zone de stockage des matériaux jusqu'à l'ouvrage (pelle mécanique pour le remplissage des gabions et le montage du remblai, et engins de compactage pour le remblai).

Le mélange de sable et de pneus n'est pas aisé à réaliser pour obtenir un matériau homogène. Dans nos expérimentations il a été réalisé par brassage à la pelle mécanique à partir de deux tas de sable et de pneus. La fabrication du mélange sur le chantier a donc mobilisé de l'espace supplémentaire. Au moment du déversement dans les gabions, nous avons observé une ségrégation. Toutefois en raison du nombre de déversements nécessaires pour remplir un gabions, on peut estimer que le remplissage final des gabions est homogène. La taille des déchettes de pneus rend difficile la mise en place du mélange dans les gabions : les morceaux s'entremêlent laissant des vides, et un bourrage manuel des coins des cages est nécessaire. Il convient également de compacter le mélange à chaque déversement au risque de voir se produire un tassement des cages sous le poids propre des gabions des niveaux supérieurs et donc un tassement différentiel entre les gabions remplis de mélange et les gabions remplis de pierres (observé lors des expériences). Un mélange avec des déchettes de pneus moins grossiers présenterait des avantages pratiques de mise en oeuvre.

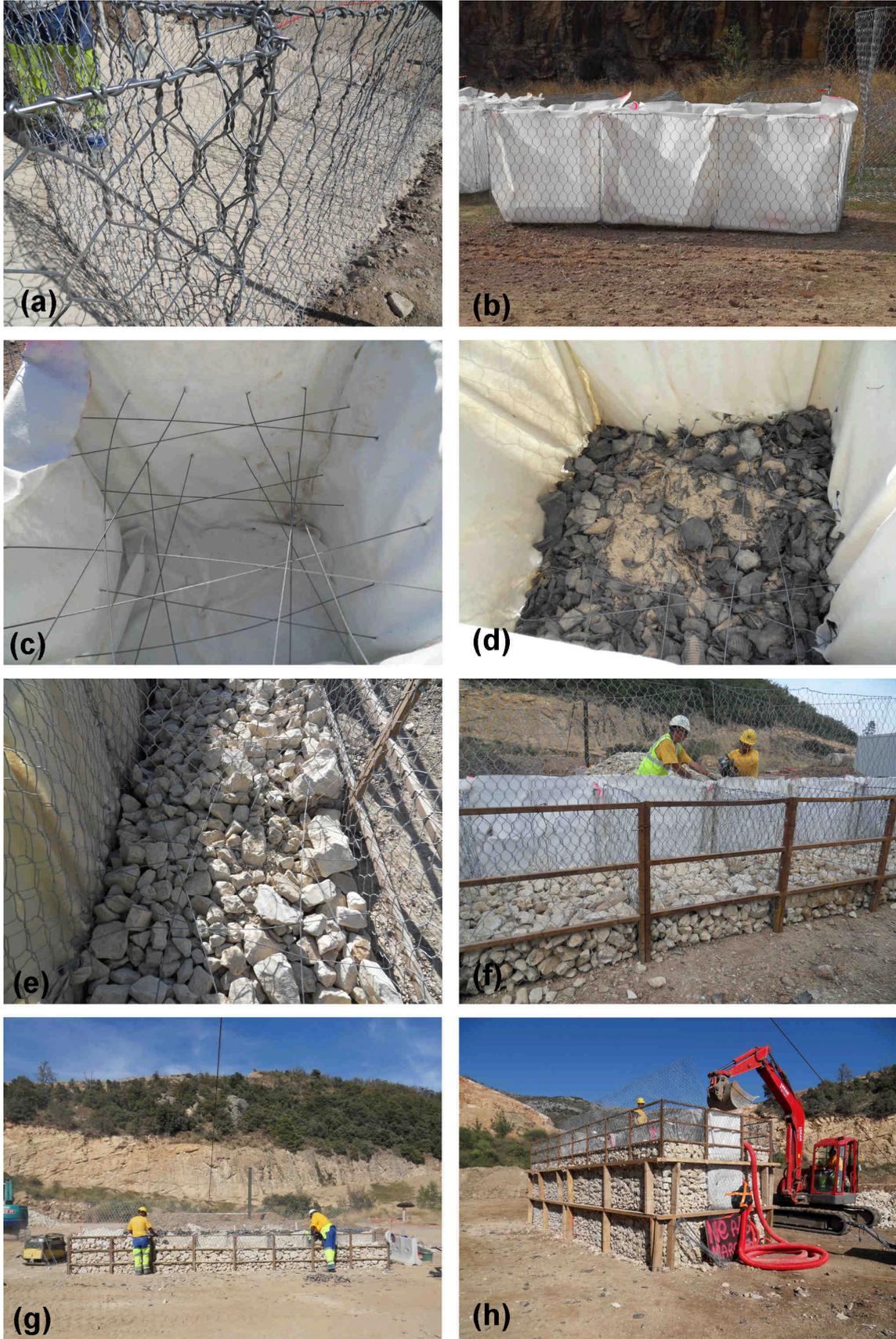


FIGURE 5.1 – Étapes de la construction des ouvrages cellulaires.

Pour les ouvrages élancés, se pose la question de l'accès à la partie haute pour le remplissage. En effet, au-delà d'une hauteur de 3 à 4 m le bras des pelles mécanique n'est pas assez long pour remplir les gabions. Une solution consiste à surélever la zone de circulation des engins par la création d'un talus, qu'il faut enlever ensuite.

Le principal avantage de l'utilisation des gabions du côté amont de l'ouvrage réside dans la possibilité de construire un parement vertical. En effet, par cette disposition constructive le risque de franchissement des blocs qui viendraient impacter l'ouvrage est fortement limité. Sur de faibles hauteurs, telles celles des ouvrages expérimentaux, un fruit n'est pas nécessaire. En revanche, pour des hauteurs de parement amont plus importantes, un léger fruit pourrait être nécessaire pour éviter ou limiter le mouvement vers l'amont de la partie haute du parement observé lors des impacts sur l'ouvrage 1. Une autre caractéristique des gabions traditionnels est leur capacité à se déformer que leur confère le grillage double torsion. Ceci peut être vu comme un avantage par exemple au niveau du parement aval des ouvrages élancés où les gabions s'accommodent de la déformation par étirement de leurs mailles, sans rompre, évitant ainsi la rupture de l'ouvrage à l'arrière. Ils constituent donc un contenant très déformable, qui ne permet pas de rigidifier la structure (cf Chapitre 4 Section 2). En effet, dans l'objectif de limiter les déformations de la partie aval et concentrer les dégradations au parement amont, les gabions en treillis soudés (donc plus rigides) peuvent être une alternative. Cependant, l'utilisation des tirants permet de limiter l'augmentation des dimensions des cages de gabions suite aux effets de foisonnements associés aux impacts à énergie élevée.

Pour limiter les déformations de la partie aval, l'idée d'aménager des espaces inter-gabions avait été émise. En effet ceci aurait favorisé les déformations latérales des gabions impactés au bénéfice de l'intégrité des gabions situées en aval. Cette configuration n'a pas été retenue car cette technique s'avère peu envisageable sur des ouvrages de grande taille pour deux raisons : (i) les gabions classiques se déformeraient de façon excessive, (ii) les liaisons par agrafages au niveau des arêtes seraient impossibles dans le sens longitudinal. Ces dispositions ne garantiraient pas la stabilité du parement amont. Les parements en gabions liés fonctionnant comme un tout, une disposition des gabions en quinconces ne présente pas d'intérêt. De plus comme pour la solution précédente, l'agrafage au niveau des arêtes dans le sens longitudinal est impossible, et les réparations concerneraient des zones d'emprise plus élevée.

## 5.2 La nature cellulaire facilite les réparations

Les expérimentations sur les ouvrages à échelle réelle ont montré que l'influence de l'impact est très locale au parement et limitée aux cellules directement en contact avec l'impactant. Les éléments du noyau sont plus ou moins compactés en fonction de l'énergie reçue. Deux types de dégradations du parement amont apparaissent : soit l'impactant laisse son empreinte, le parement est embouti mais son intégrité est conservée ; soit l'impactant perce le grillage et s'encastre dans le parement, le grillage est déchiré et les pierres se déversent. A ces deux types de dégradations, deux types de réparations ont été associés. Elles ont pu être testées en conditions réelles.

### 5.2.1 Parement faiblement endommagé : rustine de grillage

Lorsque le parement a subi un endommagement léger ne mettant pas en cause son intégrité (par exemple après les essais à 200 kJ et 500 kJ), la réparation consiste à plaquer un grillage à l'endroit embouti et combler le vide avec des pierres (Fig. 5.2 et Fig. 5.3). Le grillage ajouté provient d'un gabion neuf (Fig. 5.3 b), il est agrafé au grillage du parement sur la moitié de sa hauteur (Fig. 5.3 c). Des tirants sont mis en place pour maintenir le grillage au niveau du creux et éviter la formation d'un ventre (Fig. 5.3 d). Le remplissage est réalisé manuellement (Fig. 5.3 e). Cette réparation a l'avantage de nécessiter peu de moyens et d'être rapide (quelques heures).

Le temps de réparation est de l'ordre d'une demi-journée de travail avec trois personnes.



FIGURE 5.2 – Aspect du parement avant et après réparation par la mise en place d'une rustine de grillage.

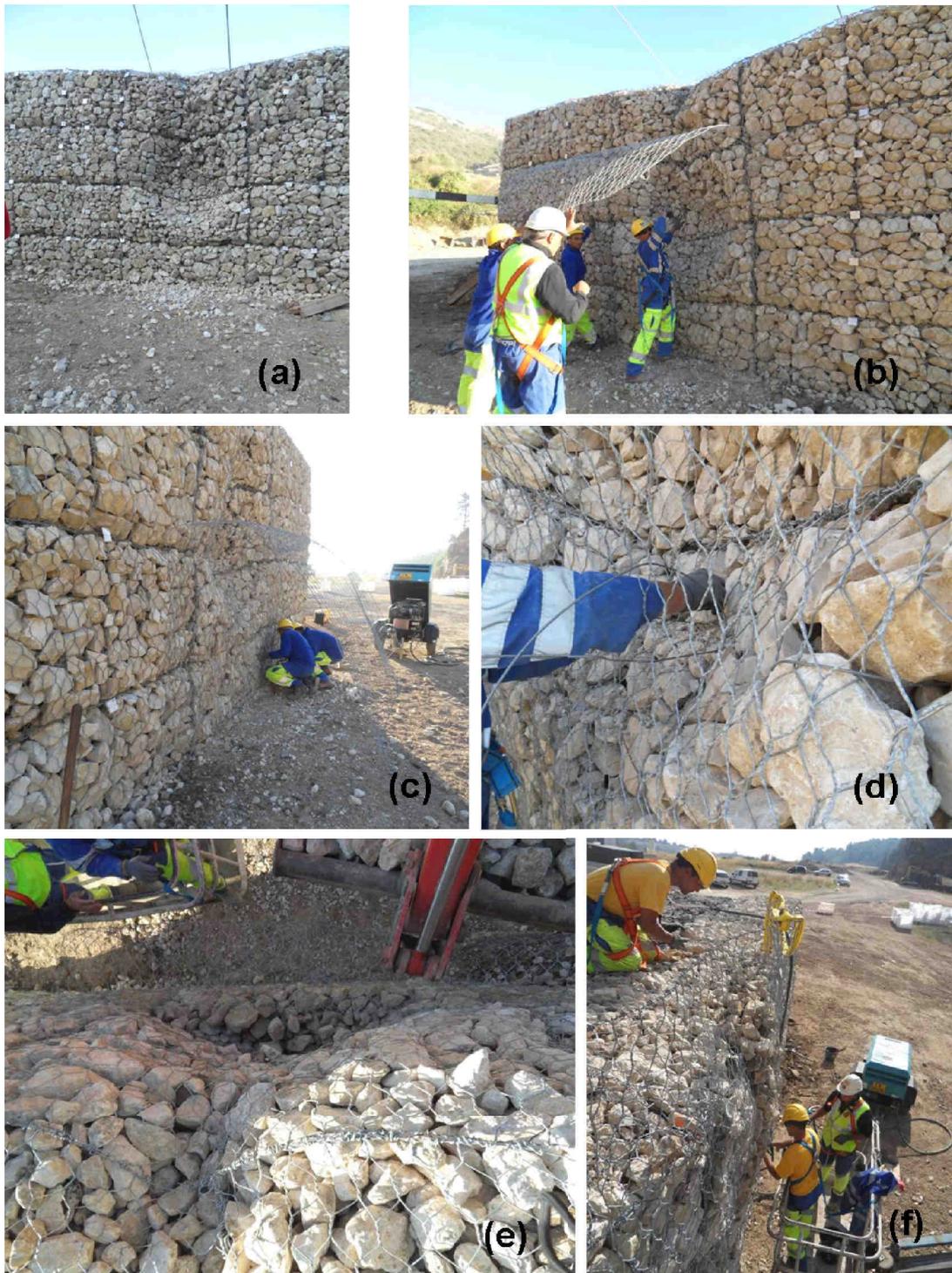


FIGURE 5.3 – Etapes de la réparation par rustine de grillage.

### 5.2.2 Parement fortement endommagé : réparation par remplacement de cellules

Lorsque l'intégrité du parement impacté n'est plus assurée (par exemple à l'issue des essais à 1000 kJ, Fig. 5.4 a), on peut mettre en œuvre une réparation par remplacement des cellules endommagées. Ainsi, dans ce cas la nature cellulaire de l'ouvrage montre tout son intérêt.

Les gabions endommagés sont découpés et les pierres vidangées en commençant par la crête de l'ouvrage (Fig. 5.4 b, c). Bien que les gabions soient subdivisés par l'intermédiaire des diaphragmes, on les retire intégralement. En effet, il est plus aisé de dissocier les gabions les uns des autres au niveau des arrêtes qui sont reliées par des agrafes. Les cages endommagées sont mises de côté mais les pierres peuvent être réutilisées pour remplir les gabions de remplacement.

Lorsque la hauteur de réparation dépasse 2 m, des étais sont mis en place pour assurer la sécurité des ouvriers (Fig. 5.4 d).

Les gabions vides sont ensuite insérés (Fig. 5.4 e), le remplissage s'effectue principalement à la pelle mécanique (Fig. 5.4 f). Le vide dû au compactage du noyau au niveau de l'interface parement/noyau est comblé de pierres (Fig. 5.4 g). Ce choix diminue localement la "déformabilité" du complexe "parement+noyau".

L'aspect du parement après réparation est identique à celui d'un ouvrage non impacté (Fig. 5.4 h). Des essais d'impact ont été réalisés sur les ouvrages réparés.

Le temps de réparation est de l'ordre de deux journées de travail avec trois personnes<sup>1</sup>. La principale limite de cette méthode de réparation est liée à la déformation de la structure. Si la déformation (compactage du noyau, et/ou déplacement de la face arrière) est excessive et laisse apparaître un vide important entre les gabions de remplacement et le noyau, il s'avèrera nécessaire de réparer également le noyau, voire le parement aval.

---

1. Ces personnes étant à même de conduire une pelle mécanique et une nacelle.

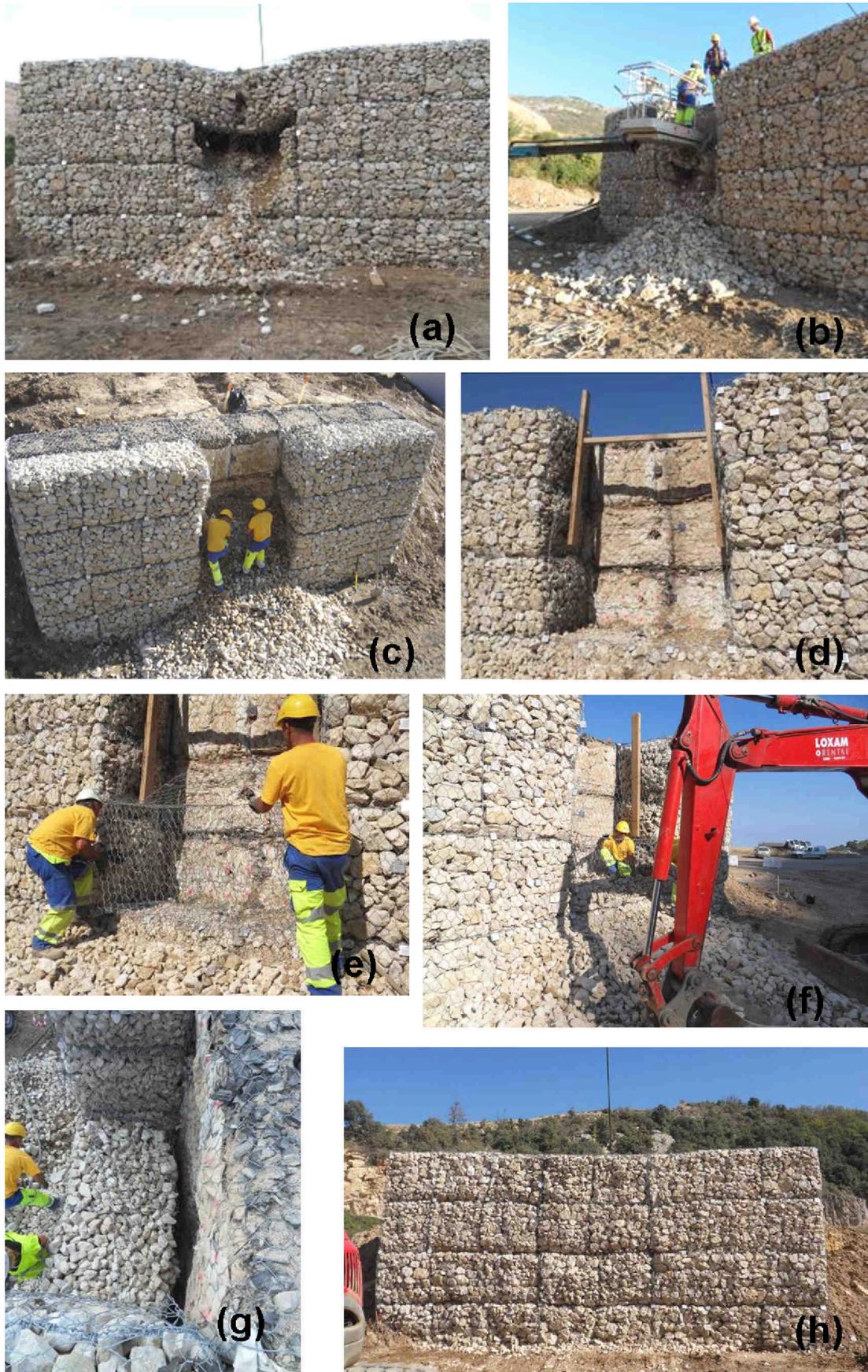


FIGURE 5.4 – Étapes de la réparation par remplacement des cellules endommagées.

## 5.3 Les outils géophysiques au service de l'évaluation de l'endommagement

Les méthodes d'auscultation externe comme les essais sismiques ou les levés topographiques permettent d'évaluer l'endommagement des ouvrages après impact. Cette section met en relation ces deux outils, en s'intéressant plus particulièrement à l'ouvrage 3 (ouvrage élancé avec mélange de sable et de déchetas de pneus au noyau), qui a fait l'objet d'une importante campagne de tests sismiques. Les données ont été acquises, traitées et en partie interprétées par l'entreprise Géolithe.

### 5.3.1 Méthode

Comme évoqué précédemment, des levés topographiques sont effectués entre chaque impact pour suivre la déformation externe de l'ouvrage. Ils permettent également de connaître la position exacte des géophones. L'étude géophysique est basée sur l'analyse des enregistrements de six géophones positionnés à l'arrière de l'ouvrage : trois dans le plan d'impact et trois dans un plan vertical parallèle éloigné de 2 m (plan latéral) (Fig. 5.5). Deux géophones sont situés aux extrémités de l'ouvrage au niveau du noyau. Pour chaque phase d'imagerie (avant et après chaque impact), la face avant de l'ouvrage est frappée avec une masse de 6 kg à des points prédéterminés. Une centrale d'acquisition Stratavisior enregistre les données à une fréquence d'échantillonnage de 4000 Hz. La masse est équipée d'un déclencheur connecté au système d'acquisition. Pour chaque enregistrement, seul le temps de première arrivée de l'onde sismique est pointé. Pour évaluer la répétabilité, l'opérateur réalise trois à six tirs au même point. La vitesse est calculée à partir des temps d'arrivée en faisant l'hypothèse d'un rai direct entre la source et le récepteur (Fig. 5.6). Les variations d'épaisseur des couches sont prises en compte. Les changements de vitesse de l'onde élastique à la suite d'un impact révèlent des changements de propriétés mécaniques des matériaux.

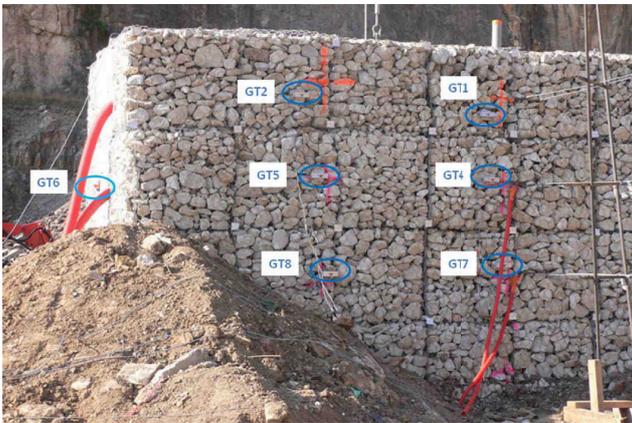
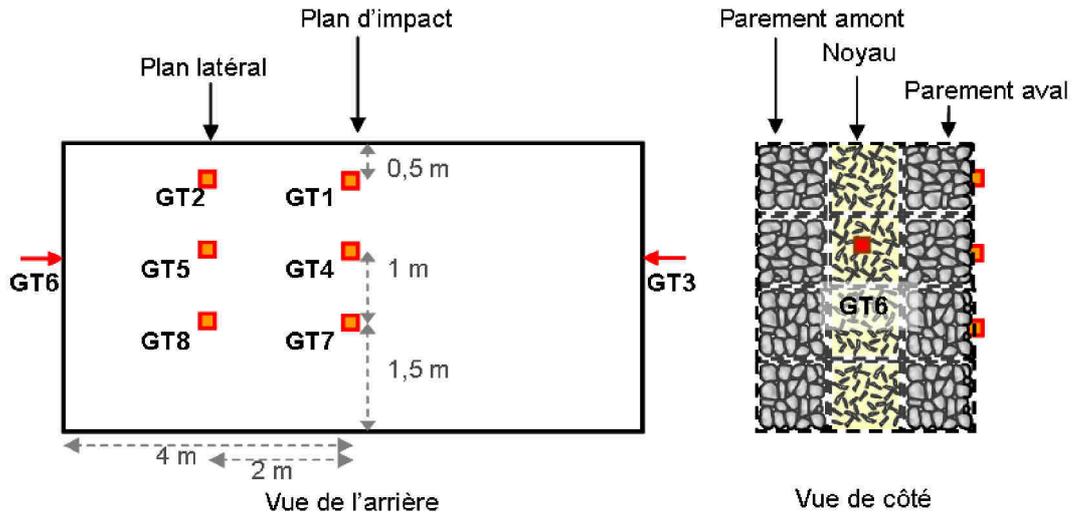


FIGURE 5.5 – Positions schématiques et réelles des géophones

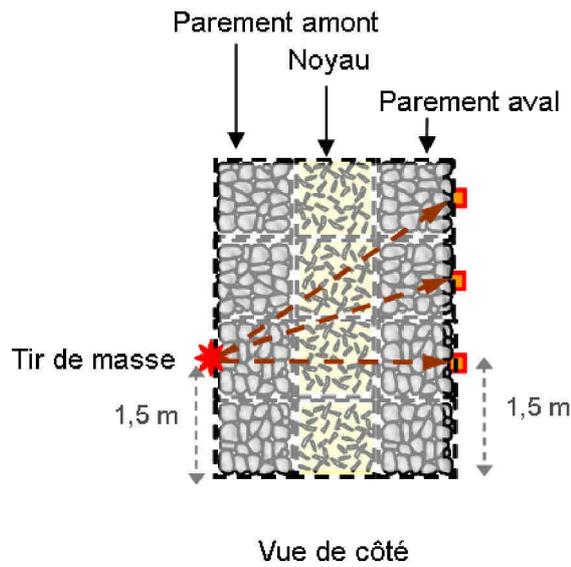


FIGURE 5.6 – Géométrie considérée pour le calcul de vitesses avec l'hypothèse des rais directs

### 5.3.2 Résultats

La structure est composée de trois couches qui ont un comportement différent. Les mesures des déplacements données par les levés topographiques ou les capteurs de déplacements internes sont utilisées pour étudier leur évolution respective. La variation d'épaisseur de la structure et de chaque couche après chaque impact est présentée Figure 5.7. L'épaisseur de la structure diminue d'environ 20% après les trois impacts par rapport à l'épaisseur initiale. Le noyau et le parement aval présentent des comportements différents. Pour une énergie d'impact faible à moyenne, les épaisseurs du parement amont et du noyau diminuent. En revanche ces énergies d'impact n'induisent aucun changement remarquable sur l'épaisseur du parement aval. Pour une énergie d'impact importante, les épaisseurs du noyau et du parement arrière augmentent.

Ainsi pour des énergies d'impact faible à moyenne, toute la déformation de l'ouvrage est localisée au parement amont et au noyau. Un impact à énergie élevée se traduit par une augmentation des dimensions du noyau et du parement arrière et la diminution d'épaisseur est concentrée au parement amont.

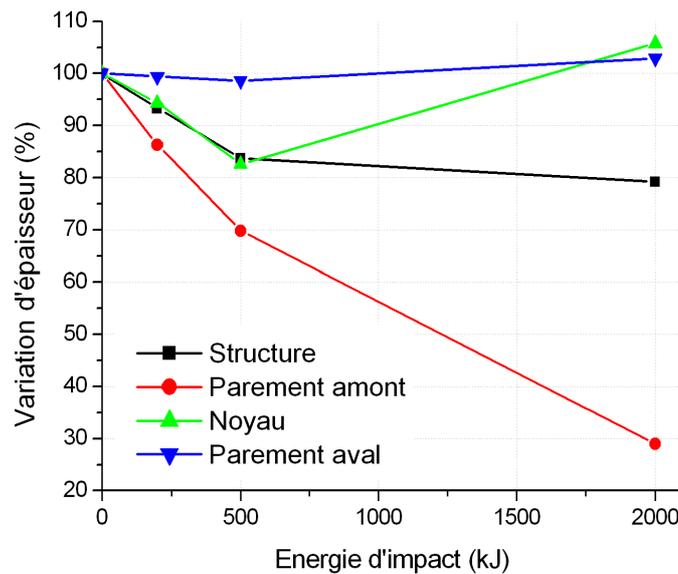


FIGURE 5.7 – Variation d'épaisseur de l'ouvrage et de chaque couche après chaque impact en fonction de l'énergie cinétique de l'impact (plan d'impact,  $Z=1,5$  m, ouvrage 3).

La Figure 5.8 présente les vitesses sismiques déduites des mesures effectuées sur l'ouvrage vierge et après chaque impact. La dispersion des résultats peut être attribuée d'une part à la procédure, en effet, les tirs successifs n'ont pas pu être réalisés sur la même pierre en raison de sa fracturation progressive; et d'autre part à l'état plutôt lâche des matériaux. Les mesures des géophones en position haute et à mi-hauteur donnent systématiquement des vitesses plus faibles que les géophones en position basse. Cette gradation est attribuée à la méthode de calcul de vitesse qui suppose des rais directs et non à une variation des propriétés des matériaux.

L'analyse des tests sismiques après l'impact à 200 kJ (Fig. 5.8) montre que les vitesses moyennes dans le plan latéral tendent à augmenter alors que les vitesses dans le plan d'impact diminuent. Dans le plan d'impact, à cause des vibrations générées par l'impact, les matériaux de remplissage se réajustent et se densifient. Dans le plan d'impact, les matériaux sont déstructurés, plus particulièrement à l'arrière de l'ouvrage où des effets de foisonnement induisent une diminution générale des vitesses. Les changements observés sont plus importants dans le plan d'impact que dans le plan latéral. L'endommagement est localisé, les mesures géophysiques permettent de localiser la zone de réparation éventuelle.

Après l'impact à 500 kJ, les vitesses dans le plan d'impact restent constantes. La diminution des vitesses dans le plan latéral est en partie due à une dispersion plus réduite des résultats par rapport à l'impact précédent. Après l'essai à 2000 kJ, dans les deux plans les vitesses diminuent fortement, les matériaux sont déstructurés par l'impact. Les vitesses tendent à s'homogénéiser sur toute la structure (Fig. 5.8). La zone endommagée s'est étendue.

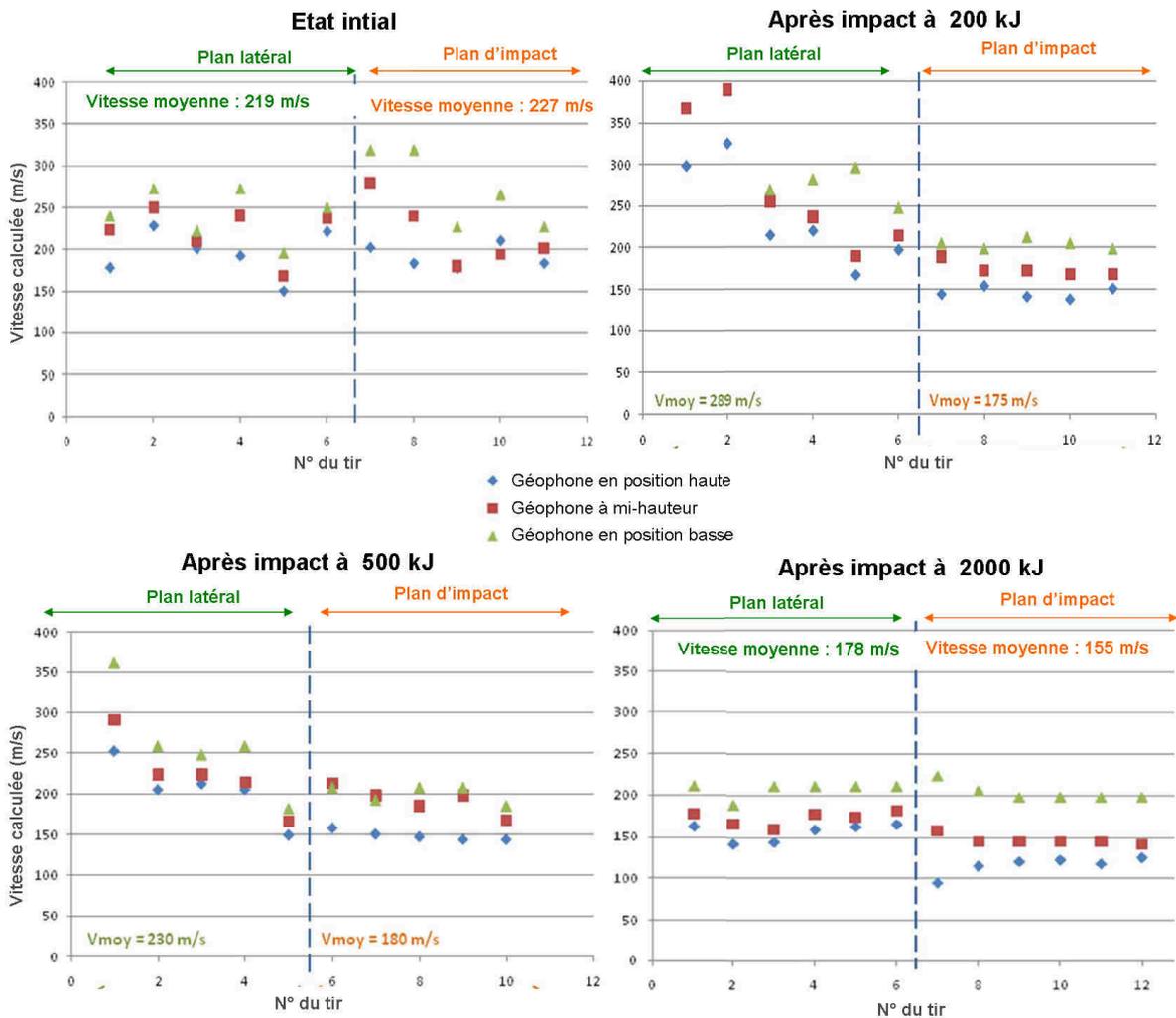


FIGURE 5.8 – Vitesses calculées pour l'état initial avant la série d'impacts, et après chaque impact.

### 5.3.3 Comparaison des vitesses sismiques et des levés topographiques

La Figure 5.9 permet de comparer la variation d'épaisseur de l'ouvrage dans le plan d'impact et le plan latéral avec les vitesses sismiques calculées après chaque impact. Les deux graphiques montrent des valeurs plus faibles pour le plan d'impact que pour le plan latéral.

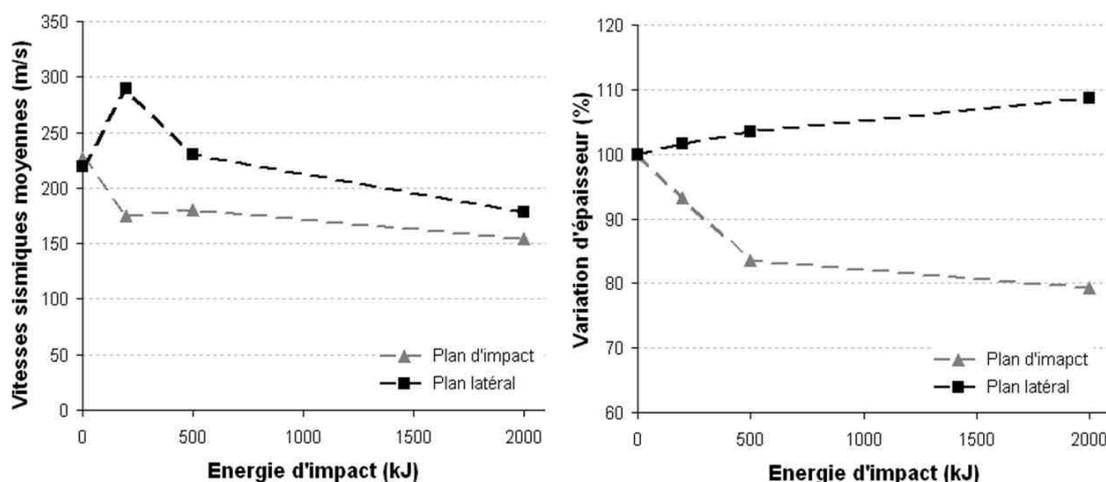


FIGURE 5.9 – Vitesses sismiques moyennes après chaque impact (à gauche), variation d'épaisseur de l'ouvrage ( $Z = 1,5$  m) (à droite).

Dans le plan latéral, l'épaisseur augmente légèrement pour les impacts à 200 kJ et 500 kJ alors que la vitesse sismique moyenne augmente suite à l'essai à 200 kJ et diminue suite à l'essai à 500 kJ. Ceci montre que les matériaux dans le plan latéral se réarrangent et deviennent plus denses (après 2 essais) sans déformation notable de l'ouvrage. Pour l'impact à 2000 kJ, la vitesse sismique calculée décroît sévèrement alors que l'épaisseur de l'ouvrage augmente. Cela signifie que les matériaux sont déstructurés par foisonnement, ce qui induit des valeurs plus faibles pour les vitesses des ondes sismiques.

Dans le plan d'impact, la diminution des vitesses pour les essais à 200 kJ et 500 kJ ne peut pas s'expliquer par une variation de l'épaisseur de la structure. Pour l'impact à 2000 kJ, la vitesse moyenne décroît légèrement et l'épaisseur de la structure augmente. Les matériaux sont déstructurés et détériorés.

Cette analyse montre que la variation de l'épaisseur de l'ouvrage n'explique qu'une partie de la variation des vitesses sismiques calculées. La modification des propriétés des matériaux a ainsi une grande importance sur l'évolution des vitesses sismiques.

#### 5.3.4 Limites de la méthode

Les levés topographiques couplés aux mesures de déplacement aux interfaces sont assez fiables, faciles à obtenir et fournissent des données permettant d'estimer le compactage ou l'expansion possible des matériaux. Les données relatives aux caractéristiques des matériaux peuvent être obtenues par les tests sismiques. Les résultats révèlent clairement les changements. Néanmoins, dans ce contexte ils peuvent être discutés sur plusieurs points.

Tout d'abord, lors de son passage à travers l'ouvrage, l'onde sismique peut être ralentie ou accélérée en raison des différentes caractéristiques des trois couches. La vitesse calculée représente une valeur moyenne de la vitesse à travers ces trois couches. Par exemple, dans le plan d'impact l'augmentation de l'épaisseur du parement aval masque l'augmentation possible de la vitesse dans le parement amont due à son compactage et sa réduction d'épaisseur.

Ensuite, pour un ouvrage tri-couches, l'hypothèse des rais directs sous-estime la distance parcourue par l'onde sismique. La vitesse calculée est donc plus faible que la vitesse réelle. Cependant, la comparaison relative des vitesses entre chaque impact consécutif réduit les conséquences de cette hypothèse.

Enfin, les tirs effectués sont peu reproductibles et les vitesses moyennes ne sont certainement pas le paramètre le plus pertinent. La grande variabilité au sein d'une même série de tests sismiques est due à la nature granulaire grossière du matériau. Dans ce contexte d'application, bien qu'inhabituels, les résultats sismiques montrent que des données dispersées sont associées à une structure non endommagée alors que des données répétables et concentrées sont associées à un ouvrage endommagé.

Les informations obtenues grâce à l'utilisation innovante des outils sismiques sont intéressantes mais ne permettent pas de distinguer convenablement l'effet de la variation d'épaisseur des effets de l'évolution des propriétés mécaniques. Pour apprécier l'évolution des propriétés de chaque couche, l'utilisation de géophones positionnés au sein de l'ouvrage serait nécessaire.

En conclusion, les méthodes d'auscultation externes peuvent être utilisées pour évaluer l'endommagement des merlons de protection contre les chutes de pierres après impact. Des développements complémentaires resteraient nécessaires pour affiner leur utilisation sur des ouvrages multi-couches composés de matériaux granulaires grossiers.

## 5.4 Bilan et conclusions

Dans ce chapitre, les conditions opérationnelles de mise en œuvre de merlons de pare-blocs à technologie cellulaire ont été abordées.

Il ressort que la construction de ce type de structure nécessite une main d'œuvre importante pour la confection et le remplissage des gabions par comparaison (i) à la construction d'un ouvrage classique en gabions, et (ii) à la construction d'un merlon en remblai renforcé. De plus la gestion de l'espace nécessite d'être réfléchie et optimisée. Le mélange de sable et de pneus est hétérogène et difficile à mettre en place ce qui nécessite également une intervention humaine. Pour les ouvrages élancés, l'accès au noyau et à la partie haute à partir du troisième niveau de gabions pour le remplissage est complexe mais pourra être facilité par la création de talus temporaires pour la circulation des engins. Les principaux avantages de l'utilisation de gabions sont : (i) la possibilité d'adapter les matériaux de remplissage en fonction de leur position dans l'ouvrage, (ii) la possibilité du raidissement du parement amont limitant fortement les risques de franchissement, (iii) leur capacité à se déformer et s'accommoder de la déformation sans rompre, l'utilisation de tirants limite leur expansion, et enfin (iv) leur réparabilité. De plus l'aspect "parement en pierres" permet une intégration paysagère qui est aujourd'hui une donnée incontournable.

Deux types de réparation ont été testés en conditions réelles : une réparation légère par rustine de grillage en cas d'un endommagement limité, et une réparation plus lourde par remplacement des cellules dans le cas de l'éventration de l'ouvrage. Le temps de réalisation de la rustine de grillage est de l'ordre d'une demi-journée, alors que la réparation par remplacement de cellules nécessite environ deux jours. En revanche les moyens nécessaires sont peu ou prou identiques<sup>2</sup>.

Une utilisation innovante des outils géophysiques a permis de montrer la pertinence des mesures sismiques en milieu granulaire grossier. L'utilisation de mesures sismiques apparaît convenable comme outil de diagnostic non-intrusif de l'endommagement. En vue d'une utilisation opérationnelle, des essais complémentaires sont à envisager pour conforter les premiers résultats et développer la méthode.

Les résultats issus de la caractérisation environnementale réalisée par l'INERIS et présentés en annexe, montrent que l'utilisation de résidus anthropiques dans le contexte de merlons pare-blocs est sans danger pour l'homme ou l'environnement à condition de prendre les dispositions nécessaires pour évacuer les matières calcinées en cas d'incendie, et plus particulièrement pour éviter la présence de pneus à proximité de la surface de l'ouvrage. En cela, la configuration multi-couches et l'utilisation en mélange du sable et des pneus satisfait ce critère.

---

2. Une nacelle, une pelle mécanique, trois ouvriers, et le matériel.



# Conclusion générale

Les merlons de protection contre les chutes de blocs sont des ouvrages massifs en élévation, situé à l'amont des zones à protéger. Dans un souci d'optimisation technico-économique, l'utilisation de géocellules en tant que composants constitue une innovation notable.

Les objectifs de ce travail de thèse étaient : (i) d'abord d'évaluer en conditions quasi-réelles le comportement mécanique des merlons à technologie cellulaire suite à un impact au moyen d'essais expérimentaux de grande ampleur ; (ii) de tester et valider les systèmes d'instrumentation pour certains innovants dans ce contexte particulier ; (iii) de constituer une base de données pour les modèles numériques développés en parallèle ; et (iv) de tester la mise en œuvre opérationnelle de ces ouvrages particuliers et leur réparabilité.

## Sur le plan expérimental

Les trois types de structures testées offrent un maximum de configurations différentes en termes de conditions aux limites, de géométries et de matériaux. La nature cellulaire permet d'adapter les caractéristiques des matériaux à la position qu'ils occupent dans la structure. Ainsi, les hypothèses suivantes ont permis de choisir les emplacements des matériaux : les pierres sont considérées comme matériau fusible et sont placées principalement au parement amont ; le ballast considéré comme matériau résistant ainsi que le sable, seul ou en mélange avec des déchetas de pneus, constituant un matériaux meuble, sont placés au noyau en fonction des objectifs de la structure. Ces objectifs sont soit de réduire les contraintes transmises à la partie arrière (cas d'un mur en béton), soit de limiter les déformations de cette dernière (cas d'un parement en gabions). Le cas d'une partie arrière en remblai représentant un cas intermédiaire.

Les deux dispositifs expérimentaux développés offrent une large gamme d'énergie d'impact exploitable (de 2 kJ à 2000 kJ). Le protocole retenu présentait un compromis entre le temps nécessaire à la mise en place et la réalisation des essais proprement dits. Il consistait à impacter successivement les structures à énergie croissante.

L'instrumentation placée dans l'impactant mais surtout au sein même des structures constitue une réelle innovation. L'important dispositif de mesures a permis d'accéder aux déformations et aux transferts d'énergie dans la structure en temps réel. Le traitement des données recueillies a mis en évidence la difficulté de réaliser des mesures dans ce contexte particulier. Notamment, l'utilisation d'accéléromètres s'avère délicate en raison de leur grande sensibilité : une rotation de l'ordre du degré perturbe les calculs de vitesse et de déplacement au point d'obtenir des résultats aberrants. Toutefois l'analyse fine des signaux et les comparaisons avec les résultats issus de différents types de capteurs a permis de déterminer la correction à appliquer. Leur utilisation dans ce contexte particulier a donc pu être validée. Ce type de capteur constituant une technique de mesure non intrusive s'avère donc pertinent dans ce contexte d'utilisation.

L'ensemble des données recueillies constitue ainsi une base de données fiable et précieuse pour le calage et la validation des modèles numériques.

## Principaux résultats obtenus

Les structures testées à échelle réduite diffèrent par les matériaux qui composent leur noyau. Elles ont pu être testées dans des conditions expérimentales bien maîtrisées.

L'analyse des résultats montre une différence de comportement notable entre les structures dont le noyau est composé de sable ou de mélange de sable et de pneus, et la structure dont le noyau est en ballast. Ainsi au cours des essais successifs, les noyaux des structures "sable" et "sable+pneus" se compactent alors que c'est au parement de la structure "ballast" qu'on enregistre le maximum de déformations.

L'influence du protocole expérimental a pu être évaluée. Il s'avère que les impacts successifs modifient fortement les caractéristiques des matériaux si bien qu'un essai à 8 kJ sur une structure ayant été impactée deux fois à une énergie cumulée de 6 kJ, a plus d'effets qu'un impact à 10 kJ sur une structure vierge. De plus, la prise en compte des modifications des caractéristiques des matériaux et des surfaces de contact entre les cellules, résultant des impacts successifs, est difficile à prendre en compte dans les modélisations.

L'analyse de la force d'impact montre une importante dépendance aux matériaux utilisés ou plus exactement à leurs caractéristiques. Ainsi les différents matériaux employés au noyau modifient les conditions aux limites de la couche de parement, ce qui se traduit par une évolution temporelle de la force d'impact très différente en fonction des structures. La force d'impact reflète l'ensemble des phénomènes dissipatifs ayant lieu au sein des structures. Or les résultats évoqués précédemment montrent sans équivoque des comportements différents en fonction des matériaux constitutifs. Il nous semble donc peu pertinent d'utiliser la force d'impact comme paramètre d'entrée pour le dimensionnement des merlons dans la mesure où cela revient à anticiper la réponse de la structure. La force d'impact issue des expérimentations peut toutefois être utilisée judicieusement lors de comparaison avec la force d'impact obtenue par des simulations numériques.

La comparaison quantitative des résultats obtenus aux deux échelles étudiées n'est pas envisageable principalement en raison des effets d'échelles et des différentes conditions aux limites. Cependant, les phénomènes observés qualitativement peuvent être rapprochés.

Deux types de structures ont été testées à échelle réelle : une structure se composant d'un parement bi-couche cellulaire en appui sur un remblai compacté, et deux structures élancées entièrement cellulaires composées de deux parements entourant le noyau. Les faibles différences observées à échelle réduite entre le comportement de la structure "sable" et de la structure "sable+pneus" nous ont permis de limiter les matériaux employés au noyau des structures à échelle réelle, au mélange et au ballast.

Pour les trois ouvrages, la série d'impacts à énergie croissante n'a pas endommagé la structure au point d'atteindre le seuil d'efficacité structurelle, autrement dit la partie arrière n'a pas rompu. Nous avons pu mettre en évidence le seuil d'efficacité fonctionnelle des ouvrages qui semble en partie lié à l'endommagement du grillage des gabions. Lorsque le grillage n'est que peu ou pas déchiré, les pierres restent contenues et l'efficacité fonctionnelle de l'ouvrage est peu affectée ; dans le cas contraire, lors de l'éventration des gabions du parement, l'ouvrage ne peut plus assurer correctement sa fonction. Ainsi, les ouvrages élancés de 3 m d'épaisseur ont parfaitement joué leur rôle et arrêté

---

l'impactant pour une énergie de plus de 2000 kJ et l'effondrement général des ouvrages n'a pas été atteint. Pour l'ouvrage composé d'un parement cellulaire adossé à un remblai, c'est encore plus marquant. Ces ouvrages ont donc une capacité d'absorption supérieure à 2000 kJ.

Les expérimentations n'ont pas permis d'identifier clairement et de quantifier les mécanismes dissipateurs d'énergie. Toutefois les calculs d'indicateurs (liés à l'atténuation de l'accélération dans l'ouvrage ou à la dissipation de l'énergie cinétique) ont montré que l'essentiel de la dissipation a lieu au parement impacté, quels que soient les matériaux du noyau, mais dans une proportion plus élevée s'il s'agit du ballast. Les phénomènes dissipatifs que sont la fracturation des pierres du parement ou le compactage du noyau nécessitent pour fonctionner des conditions aux limites de type butée, à l'aval du parement dans le premier cas, à l'aval du noyau dans le deuxième cas.

L'ensemble des résultats obtenus à l'issue des expérimentations a permis de constituer une base de données conséquente pour le développement de modèles numériques.

Les modèles numériques développés en parallèle des expérimentations par les partenaires du projet REMPARe (F. Bourrier, A. Breugnot et M. Collombet) ont pu être calibrés et validés grâce aux mesures expérimentales. Un modèle discret simple des structures à échelle réduite a été développé Bourrier *et al.* (2011). Ce modèle, calibré à partir d'essais sur cellules uniques permet de simuler de façon correcte les phénomènes d'impact sur un assemblage de cellules. Sa rapidité en termes de temps de calcul ouvre des perspectives de dimensionnement fiable.

Un modèle couplé éléments discrets/éléments continus a été élaboré pour modéliser le comportement d'un ouvrage de type "parement bi-couche + remblai" Breugnot (2011). Ce modèle, calibré à partir d'essais sur cellules uniques et de paramètres issus de la littérature s'avère pertinent pour modéliser le comportement du parement bi-couche, les déplacements au niveau du remblai à l'aval étant sous-estimés en raison de la condition limite élastique appliquée. Toutefois ce modèle a pu être utilisé pour l'exploration de conditions d'impact différentes de celles testées lors des expérimentations. Les résultats nous apprennent qu'un impactant de forme anguleuse pénètre plus profondément dans l'ouvrage, à énergies cinétiques égales la taille de l'impactant influence l'endommagement. Un impactant de grande taille animé d'une vitesse modérée endommage l'ouvrage plus en profondeur qu'un impactant de petite taille animé d'une grande vitesse qui engendre une déformation plus locale. Les simulations ont montré qu'un impact en partie haute est plus préjudiciable à l'ouvrage.

Enfin le comportement des ouvrages élancés a été modélisé par une approche continue. Les impacts à faible énergie sont bien reproduits. Le limite principale de ce modèle concerne les impacts à plus forte énergie. En effet, le maillage ne s'accommode pas des grandes déformations engendrées par un impact à 2000 kJ par exemple.

Pour ces trois modèles, la prise en compte de l'évolution des caractéristiques mécaniques, liée aux impacts successifs, est difficile à prendre en compte et constitue donc une perspective d'amélioration en plus, pour les modélisations continues, de la redéfinition du maillage.

## **Transferts opérationnels : les principaux enseignements**

L'utilisation de géocellules confère aux merlons une modularité et une réparabilité accrues tout en bénéficiant des grandes capacités de déformation et de dissipation d'énergie des géomatériaux.

Les expérimentations ont révélé que les objectifs de concentration des dégradations au parement amont, de réduction de la contrainte transmise et de réduction de la déformation de la partie aval sont contradictoires. En effet, un noyau meuble (sable ou mélange de sable et de déchetas de pneus) est plus à même de réduire les contraintes transmises à la partie arrière lorsque celle-ci est rigide et peu déformable, comme dans le cas d'un mur en béton par exemple. Les déformations sont donc concentrées au noyau. L'utilisation du ballast est efficace pour réduire les déformations et déplacements de la partie aval, et concentrer les dégradations au parement. Le matériau de remplissage doit donc être adapté en fonction du contexte.

Sur le plan de la construction, ce type de structure mobilise une main d'œuvre et un espace pour le stockage des matériaux importants. Le mélange de sable et de pneus s'est révélé difficile à mettre en œuvre et assez hétérogène. Pour faciliter son utilisation, nous préconisons d'employer des déchetas de pneus de plus petit calibre. En raison de la difficulté à accéder à la partie haute des ouvrages élancés pour le remplissage, ces structures semblent restreintes en hauteur. On pourra cependant mettre en place des talus temporaires pour l'accès des engins.

Dans une optique de développement d'outils d'ingénierie, une méthode d'auscultation externe des ouvrages a été testée afin de déterminer les zones endommagées en vue de leur réparation. Cette méthode s'appuie sur des outils géophysiques et a montré sa validité. Toutefois pour la rendre complètement opérationnelle, les essais et les analyses supplémentaires, appliqués à des cas plus larges doivent être poursuivis.

Deux types de réparations ont été testées, la réparation par rustine de grillage et la réparation par remplacement de cellules. La première plus légère convient dans le cas d'un endommagement modéré. Sa mise en œuvre est rapide. La seconde permet de remettre l'ouvrage à neuf, à la déformation du noyau près. Ce deuxième type de réparation ne nécessite pas de moyens supplémentaires, mais sa mise en œuvre est plus longue. En fonction de l'état de compactage du noyau, il pourra lui aussi subir une réparation.

Suite aux observations de l'endommagement des structures, une courbe de vulnérabilité qualitative qui fournit le taux de dommages de la structure en fonction de l'aléa peut être proposée, les types réparations pour chaque configuration y sont ajoutés (Fig. 5.10). Les seuils peuvent être adaptés en fonction des conceptions et des matériaux utilisés. Par exemple dans le cas d'un parement bi-couche en appui sur un remblai on a vu que les impacts modifiaient peu l'état du remblai, le seuil d'efficacité structurelle peut donc être augmenté, de même pour un ouvrage élancé avec du ballast au noyau.

L'impact sur l'environnement de l'utilisation de résidus anthropiques que sont les pneus et le ballast a été évaluée. Les résultats ne font pas apparaître de problèmes d'éco-compatibilité ou de dangers pour l'homme et l'environnement.

## Quelques perspectives

Ce travail constitue une base solide en terme d'étude phénoménologique et fournit une base de données conséquente et essentielle au travail de modélisations. Cette base de données rassemblant des résultats expérimentaux validés est maintenant disponible pour le calage et la validation de

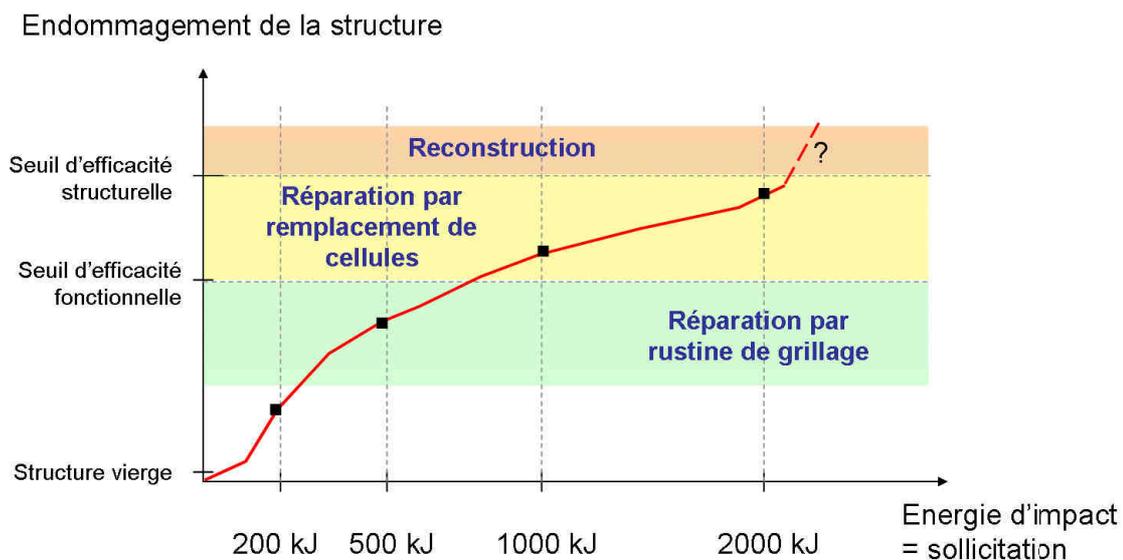


FIGURE 5.10 – Courbe de vulnérabilité pour les merlons pare-blocs cellulaires en fonction de la sollicitation, et types de réparation en fonction de l'endommagement.

modèles numériques. À terme, de nouvelles confrontations entre résultats expérimentaux et numériques pourront avoir lieu, et ainsi compléter les résultats présentés dans ce travail.

De nouvelles expérimentations peuvent être imaginées pour étoffer les résultats déjà obtenus. Par exemple, il serait intéressant de faire varier le type de matériaux utilisés, ou encore la taille, la masse et/ou la vitesse de l'impactant, ainsi que le point d'impact. On veillera à trouver des parades pour éviter les écueils rencontrés dans ce travail de thèse expérimental, à savoir les problèmes liés à l'orientation des axes des accéléromètres en particulier, mais également les problèmes liés au protocole expérimental qui prévoyait la répétition des impacts sur une même structure.

Ce travail de thèse a également permis d'élaborer des prescriptions pour la construction et la réparation opérationnelle des merlons pare-blocs cellulaires. La principale perspective de ce travail sera la construction d'un ouvrage réel, avec les questions associées à la conception d'un ouvrage de hauteur supérieure à 4 m.

Une perspective d'utilisation du dispositif dissipatif étudié dans ce travail de thèse peut être sa mise en place sur d'autres types de structures pare-blocs comme les galeries ou les casquettes.



# Bibliographie

- ADEME et ALIAPUR (2005). Caractéristiques et propriétés techniques des pneumatiques usagés dans le cadre d'utilisations en génie civil. synthèse d'une étude de l'état de l'art des utilisations des pneumatiques usagés en centre de stockage de déchets et en bassin de rétention d'eaux pluviales. Rapport technique.
- AFNOR (2004). Nf p94-325-1 exécution des travaux géotechniques spéciaux - ouvrages en gabions : ouvrages hors sites aquatiques.
- ALIAPUR (2005). Utilisation des pneumatiques usagés entiers ou broyés en centres de stockage des déchets. synthèse d'une étude de l'état de l'art des utilisations des pneumatiques usagés en centre de stockage de déchets et en bassin de rétention d'eaux pluviales. Rapport technique.
- ALIAPUR (2008). Evaluation environnementale de la valorisation géotechnique des pneus usagés non réutilisables (punr) entiers dans le cadre de réaménagement de carrières. Rapport technique.
- ALIAPUR (2010). Les pneumatiques comme éléments de structure des bassins de rétention. évaluation technique et environnementale d'un bassin expérimental.
- AMINATA, D., YASHIMA, A., SAWADA, K. et SUNG, E. (2008). New Protection Wall Against Rockfall Using a Ductile Cast Iron Panel. *Journal of Natural Disaster Science*, 30:25–33.
- AZEMA, E. (2007). *Etude numérique des matériaux granulaires à grains polyédriques : rhéologie quasi-statique, dynamique vibratoire, application au procédé de bourrage du ballast*. Thèse de doctorat, Université Montpellier 2.
- BERLIOZ, A. (2008). 1500 kilomètres de routes à grand spectacle. *Isère Magazine*, 94:16–24.
- BERTRAND, D. (2006). *Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée - Application aux structures de protection contre les éboulements rocheux*. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier - Grenoble I.
- BERTRAND, D. (2010). *Géomécanique des instabilités rocheuses : du déclenchement à l'ouvrage.*, chapitre Les merlons à technologie cellulaire, pages 369–402. Hermès Science Publications, Paris.
- BERTRAND, D., NICOT, F., GOTTELAND, P. et LAMBERT, S. (2005). Modelling a geo-composite cell using discrete analysis. *Computers and geotechnics*, 32:564–577.
- BERTRAND, D., NICOT, F., GOTTELAND, P. et LAMBERT, S. (2008). Discrete element method (dem) numerical modeling of double-twisted hexagonal mesh. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(8):1104–1117.
- BOURRIER, F., LAMBERT, S., HEYMANN, A., GOTTELAND, P. et NICOT, F. (2011). How multiscale approaches can benefit cellular rockfall protection structure design. *Canadian Geotechnical Journal*.
- BRANDL, H. et BLOVSKY, S. (2004). Protective barriers against rockfall. *In 3rd European geosynthetic conference, Munich, Germany*, pages 95–100.
- BREUGNOT, A. (2011). *Approche numérique couplée discret-continu appliquée aux ouvrages cellulaires impactés*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.
- BURROUGHS, D., HENSON, H. et JIANG, S.-S. (1993). Full scale geotextile rock barrier wall testing, analysis and prediction. *In Geosynthetics' 93*.

- CALON, N., LAMBERT, L., ROBINET, A., TRINH, V.-N., CUI, Y.-J., CANOU, J., DUPLA, J.-C., TANG, A.-M. et SCHOEN, O. (2010). Caractérisation hydromécanique des matériaux constitutifs de plateformes ferroviaires anciennes. *In Journée Nationale de Géologie et de Géotechnique, Grenoble*.
- CALVETTI, F., DI PRISCO, C. et VECCHIOTTI, M. (2005). Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 4:95–109.
- CORNEILLE, S. (2007). Essais en grandeur réelle de colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. *In XXV èmes Rencontres Universitaires de génie Civil*.
- DELUZARCHE, R. (2004). *Modélisation discrète des enrochements. Application aux barrages*. Thèse de doctorat, Ecole centrale de Lyon.
- DESCOEUDRES, F. (1997). Aspects géomécaniques des instabilités de falaises rocheuses et des chuets de blocs. *Publications de la société Suisse de mécanique des sols et des roches*, 135:3–11.
- ETAG-027 (2008). Guideline for european technical approval of falling rock protection kits. *European Organization for Technical Approvals (EOTA)*.
- GERBER, W. et VOLKWEIN, A. (2010). Impact loads of falling rock on granular material. *In Advances in Geomaterials and Structures : Design of protective structures against rock impacts : Risk, earthquake and dynamic analysis (Materials and Structures)*. Third Euro Mediterranean Symposium on Advances in Geomaterials and Structures, AGS'10, Hammamet Tunisie,.
- GIANI, G., GIACOMINI, A., MIGLIAZZA et M. SEGALINI, A. (2004). Experimental and theoretical studies to improve rock fall analysis and protection work design. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 37:369–389.
- GUERIN, N. (1996). *Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées*. Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées.
- HANTZ, D. (2011). Quantitative assessment of diffuse rock fall hazard along a cliff foot. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11:1303–1309.
- HEARN, G., BARRETT, R. et HENSON, H. (1995). Development of effective rockfall barriers. *Journal of transportation engineering*, 121(6):507–516.
- HEARN, G., BARRETT, R. et HENSON, H. (1996). Testing and modelling of two rockfall barriers. *Transportation research record*, 1504:1–11.
- JARRIN, J.-P. (2001). Trajectographie des bloc rocheux. Mémoire de D.E.A., ENSMP. 1er chapitre seulement.
- JENCK, O. (2005). *Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- KIM, H.-K. et SANTAMARINA, J.-C. (2008). Sand–rubber mixtures (large rubber chips). *Canadian Geotechnical Journal*, 45:1457–1466.
- LABIOUSE, V., DESCOEUDRES, F., MONTANI, S. et SCHMINDHALTER, C.-A. (1994). Etude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants. *Revue Française de Géotechnique*, 69:41–62.
- LAMBERT, S. (2007). *Comportement mécanique de géo-cellules - application aux constituants de merlons pare-blocs cellulaires*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble.

- LAMBERT, S., GOTTELAND, P. et NICOT, F. (2009). Experimental study of the impact response of geocells as components of rockfall protection embankments. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9:459–467.
- LAMBERT, S., GOTTELAND, P., PLÉ, O., BERTRAND, D. et NICOT, F. (2004). Modélisation du comportement mécanique de cellules de matériaux confinés. In *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie*, pages 219–226.
- LAMBERT, S. et NICOT, F., éditeurs (2011). *Rockfall Engineering*. John Wiley & Sons, New York, ISTE ltd, London.
- LCPC (2001). *Parades contre les instabilités rocheuses : chutes de pierres, chutes de blocs, éboulements : guide technique*.
- LEPERT, P. et CORTÉ, J.-F. (1988). Etude en centrifugeuse de l'impact de gros blocs rocheux sur un remblai de protection. *Centrifuge*, 88.
- LEPERT, P. et CORTÉ, J.-F. (1989). Analysis of the problems of impact in soil masses using centrifuge tests. *Computer and Physical Modelling in Geotechnical Engineering*.
- LING, H., LESHCHINSKY, D., WANG, J.-P., MOHRI, Y. et ROSEN, A. (2009). Seismic response of geocell retaining walls : Experimental studies. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(4):515–524. cited By (since 1996) 4.
- LORENTZ, J. (2007). *Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux*. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier - Grenoble I.
- MAEGAWA, K., TAJIMA, T., YOKOTA, T. et TOHDA, M. (2011). Slope-rockfall tests on wall embankments reinforced with geosynthetics. In *6th International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-6)*.
- MONTANI STOFFEL, S. (1998). *Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs*. Thèse de doctorat, EPFL, Lausanne.
- NICOT, F., GOTTELAND, P., BERTRAND, D. et LAMBERT, S. (2007). Multiscale approach to geocomposite cellular structures subjected to rock impacts. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 31:1477–1515.
- PEILA, D. (2011). in *Rockfall Engineering : from prediction to mitigation*, chapitre Ground reinforced embankments for rockfall protection. From real scale tests to numerical modelling. John Wiley & Sons, New York, ISTE ltd, London.
- PEILA, D., OGGERI, C. et CASTIGLIA, C. (2007). Ground reinforced embankments for rockfall protection : design and evaluation of full scale tests. *Landslides*, 4:255–265.
- PICHLER, B., HELLMICH, C., EBERHARDSTEINER, J. et MANG, H. (2008). Semi-probabilistic design of rockfall protection layers. *Computational Mechanics*, 42(2):327–336.
- PICHLER, B., HELLMICH, C. et MANG, H. (2005). Impact of rocks onto gravel - Design and evaluation experiments. *International Journal of Impact Engineering*, (31):559–578.
- PLASSIARD, J.-P. (2007). *Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlon*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble.

- PLASSIARD, J.-P. et DONZÉ, F.-V. (2010). Optimizing the design of rockfall embankments with a discrete element method. *Engineering Structures*, 32(11):3817–3826.
- PLASSIARD, P., DONZÉ, F. et PLOTTO, P. (2004). High energy impact on embankment : a numerical discrete approach. In *IX Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Ottawa, Canada*.
- REMPARE (2010). Rapport final. Rapport technique, ANR-PGCU.
- RONCO, C., OGGERI, C. et PEILA, D. (2009). Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection. *Natural Hazards and Earth System Science*, 9(4):1189–1199.
- SEMBLAT, J.-F. et LUONG, M.-P. (1998). Wave propagation through soils in centrifuge testing. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(1).
- SETRA (2011). Acceptabilité de matériaux alternatifs en technique routière. évaluation environnementale. Rapport technique.
- SUBRIN, D. (2006). Modélisation analytique et numérique pseudo-statique des merlons de protection contre les chute de blocs rocheux. In *Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur-JNGG*, volume 3, pages 145–148, Lyon, France.
- SUNG, E., YASHIMA, A., AMINATA, D., SUGIMORI, K., SAWADA, K., INOUE, S. et NISHIDA, Y. (2008). Numerical assessment of performance of protecting wall against rockfall. *New horizons in earth reinforcement*, pages 861–867.
- TISSIÈRES, P. (1999). Ditches and reinforced ditches against falling rocks. In *Joint Japan-Swiss scientific seminar on impact load by rock falls and design of protection structures*, pages 65–68, Kanazawa, Japan.
- VOLKWEIN, A., SCHELLENBERG, K., LABIOUSE, V., AGLIARDI, F., BERGER, F., BOURRIER, F., DORREN, L., GERBER, W. et JABOYEDOFF, M. (2011). Rockfall characterisation and structural protection - a review. *Natural Hazards and Earth System Science*, 11(9):2617–2651.
- www.planete TP.COM (2011). Utilisation routière du vieux ballast ferroviaire.
- YOSHIDA, H. (1999). Recent experimental studies on rockfall control in Japan. In *Joint Japan-Swiss scientific seminar on impact by rock falls and design of protection structures*, pages 69–78, Kanazawa, Japan.

## Utilisation de résidus anthropiques : évaluation environnementale et éco-compatibilité

Un des objectifs du projet REMPARE était de valider l'utilisation de résidus anthropiques comme matériaux de construction des merlons pare-blocs. Cependant, l'utilisation des déchettes de pneus et de ballast usagé pose la question de leur impact sur l'environnement. Cette question a été traitée dans le cadre du projet REMPARE par l'INERIS qui a effectué une étude environnementale complète pour déterminer l'impact de l'utilisation de résidus anthropiques pour une utilisation en construction des merlons pare-blocs (REMPARE, 2010). Deux études ont été menées : l'une sur le ballast, l'autre sur les pneus. La suite de ce chapitre présente une synthèse de ces travaux ainsi que les prescriptions qui en découlent en termes opérationnels.

### Caractérisation environnementale du mélange sable-pneus

#### Lixiviation et percolation à travers le mélange sable-pneus

Concernant les pneus, la littérature d'évaluation environnementale est assez pauvre mais mentionne la présence de traces de nombreux composés organiques et de zinc, avec un impact environnemental négligeable. La liste des composés constitutifs des pneus à mesurer (environ 200) a donc été établie spécifiquement dans le cadre de cette étude. Les transferts de ces composants vers l'environnement peuvent se produire par solide (éventrement de l'ouvrage suite à des chutes de pierres), par solide brûlé (en cas d'incendie), et par les eaux de percolation dans l'ouvrage intact (eaux de pluie) et brûlé (eaux d'extinction). Les essais correspondant à ces différents cas ont été menés en laboratoire : essais de combustion, essais de lixiviation (Fig. 5.11) et percolation sur le solide et sur les cendres (Fig. 5.12) ; et en lysimètre sur le solide où 1600 kg de mélange sable-pneus ont été exposés 10 mois à 634 mm de pluie en climat méditerranéen.



FIGURE 5.11 – L'essai de lixiviation est réalisé en laboratoire et dure 24 heures (cliché INERIS).

Les résultats de l'essai de lixiviation sur un échantillon de pneus seuls indiquent que les concentrations en éléments ne mettent pas en évidence de dépassement de concentration par comparaison avec les valeurs recommandées dans le guide "Acceptabilité de matériaux alternatifs en techniques routières" dans le cas "usages en remblai technique connexe à l'infrastructure routière ou en accotement, non recouverts" (SETRA, 2011). Les lixiviations mettent également en évidence un relargage d'aniline (composé aromatique dérivé du benzène) qui est toxique pour l'homme et l'environnement ; de composés phénoliques, moins toxiques. Les concentrations de ces substances sont en-deçà des limites réglementaires sur le stockage des déchets inertes.

Pour le mélange calciné sable-pneus, les analyses ont mis en évidence la présence de zinc et de sulfate lixiviables à des concentrations dépassant largement les valeurs réglementaires applicables en stockage de déchets dangereux (pour le zinc) et en stockage de déchets inertes (pour le sulfate). En comparaison avec les résultats sur pneus seuls, la concentration en éléments métalliques dans les eaux de lixiviation est plus importante après la combustion du matériau. Inversement pour la concentration en éléments organiques : la présence de composés organiques dans l'échantillon de sable-pneus est plus faible après la combustion du matériau (composés majoritairement inflammables : hydrocarbures, anilines, phénols). Suivant les résultats présentés ci-dessus, il apparaît que le relargage de composés métalliques est lié à la combustion des composés organiques.



FIGURE 5.12 – L'essai de percolation est réalisé en laboratoire et dure environ un mois (cliché INERIS).

Les résultats de l'essai de percolation indiquent que les éléments percolés cumulés ne dépassent pas les valeurs limites indiquées dans le guide "Acceptabilité de matériaux alternatifs en techniques routières" pour le cas "remblais technique et accotements recouverts".

Afin d'avoir des indications du comportement environnemental du matériau en conditions réelles, 1600 kg de mélange sable-pneus ont été placés dans un lysimètre extérieur (Fig. 5.13). Les percolats ont été récoltés à la suite des événements pluvieux durant dix mois avec suivi des conditions météorologiques. Ils sont conservés en chambre froide et analysés après filtration. Pendant la période

d'essai, l'échantillon a été soumis à des précipitations d'une hauteur totale de 634 mm, ce qui est représentatif des précipitations de la région méditerranéenne où se situe la plateforme expérimentale.



FIGURE 5.13 – L'essai en lysimètre est réalisé en extérieur est a duré 10 mois (clichés INERIS).

Les analyses portent sur les mêmes paramètres que les essais de lixiviation et de percolation de laboratoire. Les concentrations relevées ne dépassent pas les valeurs réglementaires.

Ces analyses permettent également d'estimer les quantités d'éléments relargués en fonction de différents scénarii de mise en place du mélange sable-pneus. Le premier scénario imaginé fait état d'une couche de 0,85 m de mélange, ayant une masse volumique de  $830 \text{ kg/m}^3$  (hauteur et poids volumique du mélange mis en place dans le lysimètre), traversée par de l'eau de pluie à raison 630 mm/an, le rapport liquide/solide de  $10 \text{ L/kg}^3$  est atteint au bout 12 ans et 1 mois. Le deuxième scénario considère une couche de mélange de 5 m, de même masse volumique et soumis aux mêmes conditions météorologiques. Le rapport liquide/solide de  $10 \text{ L/kg}$  est obtenu au bout de 65 ans et 10 mois. Ceci montre que l'épaisseur de la couche de mélange influence le temps mis par l'eau de pluie qui arrive en surface pour s'écouler à travers le mélange, et ainsi atteindre l'environnement direct pour relarguer les polluants.

### Etude éco-toxicologique

Les tests éco-toxicologique permettent de déterminer si les effluents sont toxiques pour les êtres vivants les plus sensibles. Deux tests écotoxicologiques ont été effectués et ont porté sur des micro-crustacés (Daphnies) et sur des bactéries luminescentes (*Microtox - Vibrio fischeri*). Les "daphnies" connues également sous le nom de "puces d'eau" sont des petits crustacés d'eau douce fréquemment rencontrés. Herbivores ou détritivores, les crustacés assurent une fonction importante dans les transferts de matière et d'énergie de bon nombre d'écosystèmes. L'espèce *Daphnia magna Straus* est répandue et commune dans les petits étangs, mares et bassins riches en matière organique et peu oxygénés.

La bactérie *Vibrio fischeri* est une espèce ubiquiste des océans, non pathogène pour l'homme et les mammifères.

Le premier test consiste à déterminer la concentration en lixiviat ou percolat qui immobilise 50% des Daphnies mises en contact avec la solution pendant 48 h (Daphnies incapables de nager dans les 15 secondes qui suivent une légère agitation du récipient d'essai). Les Daphnies sont donc introduites dans une solution contenant différentes proportions de lixiviat ou de percolat. Les tests de toxicité aigüe ont été réalisés à partir des lixiviats des essais de laboratoire sur mélange calciné de sable et de pneus, et sur les percolats issus des essais de percolation ascendante de laboratoire. Dans

3. Cette unité correspond à la quantité de lixiviats (ou percolats) recueillis par kilogramme de matière solide.

tous les cas, les échantillons se sont révélés non toxiques dans la mesure où aucun effet sub-létal (inhibition de la mobilité) n'a été constaté.

Le second test consiste à déterminer la concentration en lixiviat ou percolat qui inhibe la luminescence des bactéries. Les essais ont été effectués à partir des lixiviats des essais de laboratoire (pneus seuls, et mélange calciné) et à partir des percolats de laboratoire également. Les résultats indiquent que le taux d'extinction de luminescence du lixiviat ou percolat non dilué est inférieur à 1 %, autrement dit qu'il n'y a pas d'effet. En revanche, une dilution des percolats de fin d'essai de percolation (fractions 6 et 7) peut provoquer 50% d'extinction pour des concentrations de 84% et 64% de percolat issu des fractions 6 et 7 respectivement. La fraction 7 est donc plus toxique que la précédente.

Pour conclure, les concentrations mesurées sur une très large gamme de contaminants sont en dessous des valeurs réglementaires et n'ont pas d'effets écotoxicologiques. Les résidus de calcination expérimentale émettent du zinc et du soufre lixiviable et doivent donc être traités comme des déchets.

### **Essais de comportement au feu du mélange sable-pneus**

Des essais normalisés de comportement au feu du mélange de sable et de pneus ont également été réalisés. Ils ont consisté en : un essai d'inflammation du mélange soumis à une agression thermique, et un essai de propagation de l'incendie en cas d'inflammation. Ces essais ont permis de mettre en évidence que le mélange a la capacité de s'enflammer mais ne propose que sa surface externe comme aliment au feu (Fig. 5.14). De plus ce mélange est un bon vecteur de propagation latérale du feu avec une vitesse de propagation en surface de l'ordre de 4 m par heure. Le risque d'incendie des ouvrages peut cependant être limité en réduisant la présence de déchettes de pneus au niveau de la surface libre de l'ouvrage.

### **Caractérisation expérimentale du ballast usagé**

La caractérisation expérimentale du ballast usagé a suivi le même protocole que le mélange de sable et de pneus. Toutefois l'analyse éco-toxicologique n'a pas été effectuée.

La mise en œuvre en massif à drainage libre (scénario d'usage) présente comme voies d'émission possible les eaux de percolation vers les eaux de surface, les eaux souterraines et les sols adjacents ou sous-jacents. Les événements de l'ouvrage suite à des chutes de pierre sont une autre voie d'émission. Les sources suivantes peuvent contaminer le ballast : traitement des traverses à la créosote (HAP), usure des rails (métaux), fret transporté (contaminants éventuels inconnus), herbicides de traitement des voies. Les essais réalisés suivent partiellement le document "Acceptabilité des matériaux alternatifs en techniques routières" (SETRA, 2011). Une très large gamme de contaminants a été recherchée sur la fraction solide (anions, métaux et les composés organiques), sur lixiviat (10 L/kg) et sur percolat (de 0,1 à 10 L/kg) au laboratoire, et sur éluat de lysimètre (0,9 m<sup>3</sup>, 1450 kg) avec deux pluies naturelles importantes et intenses et une pluie artificielle (totalisant 0,171 L d'éluat/kg de ballast). Aucune émission significative de contaminant n'est observée. Le matériau remplit les critères d'acceptation en techniques routières. Des herbicides de la famille des urées substituées mobiles et peu biodégradables (ethidimuron, diuron, thiazafluron) sont émis en traces à des concentrations légèrement supérieures à celle autorisant la potabilisation de l'eau (5 µg/L) pour les deux premiers percolats de laboratoire, et à des teneurs inférieures pour les autres percolats et pour les éluats de lysimètre.



FIGURE 5.14 – Dispositif de test de la capacité du mélange à s’enflammer (en haut), essai d’inflammation en cours (au centre), état du mélange sous la surface après essai (en bas)(clichés INERIS).





## Résumé

Ce travail de thèse s'intéresse au comportement mécanique des merlons pare-blocs à technologie cellulaire. Ces ouvrages de génie civil sont construits en surélévation et placés sur la trajectoire potentielle des blocs rocheux, en amont des zones à protéger. Le caractère cellulaire est offert par l'utilisation de gabions (géocellule) alliant une enveloppe grillagée et un matériau de remplissage granulaire de type pierres concassées, mélange de sable et de déchetes de pneus ou encore ballast. L'absence de méthodes de dimensionnement relatives à ce type de structure a conduit à la création du projet de recherche ANR REMPARE alliant expérimentations et modélisations numériques multi-échelles. Dans le cadre de ce projet et dans la continuité des précédents travaux, deux dispositifs expérimentaux ont été développés, l'un permettant d'étudier le comportement d'une structure à échelle réduite constituée d'un assemblage de cellules, l'autre permettant d'étudier le comportement de merlons à échelle réelle. Il apparaît que le comportement des structures est conditionné par les matériaux mis en œuvre et par les conditions aux limites. L'efficacité des structures est évaluée à travers leur capacité à dissiper l'énergie d'impact en concentrant les dégradations au parement et en réduisant les déformations et les contraintes transmises à la partie arrière. Les résultats des expérimentations fournissent une base données pour le calage et la validation de modèles numériques développés en parallèle. Le retour d'expérience permet d'élaborer des prescriptions pour la construction, le suivi et la maintenance de ces ouvrages.

### Mots clefs

Expérimentation à échelle réelle, merlons de protection pare-blocs, ouvrages cellulaires, gabion, résidus anthropiques, instrumentation, réparation.

### Abstract

This study focuses on the mechanical behavior of cellular rockfall protection structures. These engineering structures are constructed in elevation and placed on the potential trajectory of falling boulders, upslope areas to be protected. The cellular character is provided by the use of gabions (geocell) combining a mesh and different types of granular filling materials : crushed stones, mixture of sand and shredded tires or ballast. The lack of design methods for this type of structure has led to the creation of the research project ANR REMPARE, combining multi-scale experiments and numerical modeling. As part of this project and in the following of previous works, two experimental devices were developed, one to study the behavior of a small-scale structure consisting of an assembly of cells, the other to study the behavior of full-scale structures. It appears that the behavior of structures is conditioned by the materials used and the boundary conditions. The effectiveness of the structures is assessed through their ability to dissipate the impact energy by concentrating the damage in the front part and reducing the stresses and strains transmitted to the back part. The experimental results provide a database for calibration and validation of numerical models developed in parallel. The feedback allows to establish requirements for construction, monitoring and maintenance of these structures.

### Keywords

Real-scale experiments, cellular rockfall protection structures, gabion, human waste, instrumentation, repair.