



HAL
open science

Comportement sismique des murs de soutènement de talus en pierre sèche

Nathanaël Savalle

► **To cite this version:**

Nathanaël Savalle. Comportement sismique des murs de soutènement de talus en pierre sèche. Autre. Université de Lyon, 2019. Français. NNT : 2019LYSEC029 . tel-02482062v2

HAL Id: tel-02482062

<https://theses.hal.science/tel-02482062v2>

Submitted on 18 Feb 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.



ÉCOLE
CENTRALE LYON

N° d'ordre NNT : 2019LYSEC29

THÈSE DE DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE LYON

opérée au sein de

l'École Centrale de Lyon

École doctorale MEGA ED162 :

Mécanique - Énergétique - Génie Civil - Acoustique

Spécialité doctorale "Génie Civil"

présentée et soutenue publiquement par

Nathanaël SAVALLE

le 09 Octobre 2019

Étude du comportement sismique des murs de soutènement de talus en pierre sèche

Directeur de thèse : **Éric VINCENS**
Coencadrant de thèse : **Stéphane HANS**

Devant le jury composé de :

Sylvie YOTTE,	Professeure, Université de Limoges	Rapporteure
Fabrice EMERIAULT,	Professeur, Université Grenoble Alpes	Rapporteur
Paulo LOURENÇO,	Professeur, Universidade do Minho	Examineur
Anne-Sophie COLAS,	Ingénieure-chercheuse (HDR), IFSTTAR	Examinatrice
Frédéric DUBOIS,	Ingénieur de recherche, Université de Montpellier	Examineur
Stéphane HANS,	Ingénieur-docteur, École Nationale des Travaux Publics de l'État	Coencadrant de thèse
Éric VINCENS,	Professeur, École Centrale de Lyon	Directeur de thèse

École Centrale Lyon
Laboratoire de Tribologie et de Dynamique des Systèmes (LTDS)
UMR CNRS 5513, F-69134 Ecully cedex, France

Remerciements

Ce travail de thèse décrit dans ce manuscrit ne serait pas ce qu'il est sans la collaboration et le soutien de nombreuses personnes qu'il convient de remercier en début d'ouvrage.

Évidemment, il me faut d'abord remercier mes encadrants de thèse, sans qui ces travaux n'auraient pas pu être menés. Merci Stéphane HANS de m'avoir accueilli sur le site de l'ENTPE et d'avoir toujours été de bon conseil pour questionner le sens physique de mes recherches et résultats. Merci aussi pour la convivialité de nos échanges, d'autant plus qu'ils se sont rapprochés à l'approche de la soutenance. Merci Éric VINCENS de m'avoir parlé de Pierre Sèche en cours, de m'avoir proposé ce pari un peu fou de faire une thèse sur le sujet. Je suis très content du chemin parcouru : le jeu en valait la chandelle. Et surtout, merci pour ta disponibilité à toute épreuve, que ce soit pour discuter d'un problème scientifique, débloquer une situation, relancer ma motivation, ou simplement discuter. Merci pour tout.

Je tiens ensuite à remercier l'ensemble de mon jury de thèse. Merci Mme Sylvie YOTTE et M Fabrice EMERIAULT d'avoir accepté de relire ce manuscrit dans sa version initiale. Vos commentaires et questionnements ont permis d'améliorer ce mémoire. Merci aussi d'avoir été présents lors de la soutenance aux côtés de M Paulo LOURENÇO, Mme Anne-Sophie COLAS et M Frédéric DUBOIS. Les discussions que j'ai échangées avec chacun et chacune d'entre vous ont été très enrichissantes, autant pour le manuscrit et le travail effectué que d'un point de vue personnel. Merci Fabrice EMERIAULT d'avoir présidé mon jury de thèse.

Ce sujet de thèse a été l'occasion de travailler avec de nombreuses personnes et de bénéficier de l'aide de chacun. Merci à tous les murailleurs *Pierre Sèche* que j'ai rencontrés (Paul ARNAULT, Arnaud AUTRIC, Jean-Christophe CARLE, Loys GINOUL, Alain MATHIEU, Martin MURIOT, Arthur RAVARY, Maurice ROUSTAN, Bruno SCHNEIDER, Loïc VERGIER, entre autres). Les discussions avec chacun m'ont grandement éclairé sur votre savoir-faire et sur la façon dont orienter mes recherches. Merci tout particulièrement à Martin MURIOT pour nos nombreuses discussions, Bruno SCHNEIDER pour ton initiation pédagogique à la pierre sèche et à Loys GINOUL pour ta collaboration sur les essais menés au cours de mes travaux de recherches ainsi que ton expérience partagée des techniques pierre sèche. Merci aussi à toutes les autres personnes rencontrées autour de la pierre sèche (Claire CORNU, Florian COUSSEAU, Cathie O'NEILL et j'en oublie) qui m'ont chacune partagé leur connaissance de la *Pierre Sèche*. Enfin, merci à tous ceux qui ont participé à mes travaux de recherches, que ce soit pour mener à bien les essais (Stéphane COINTET, Joachim BLANC-GONNET et Frédéric SALLET), ceux qui m'ont aidé à comprendre le comportement des sables (Denis BRANQUE et Thiep DOANH) et ceux qui m'ont aidé pour mener à bien les calculs numériques (Fabian DEDECKER et Xuan-Phu NGUYEN). Mention particulière à Stéphane COINTET pour toute ton aide pour fabriquer/modifier/améliorer la maquette malgré ton emploi du temps toujours chargé : et merci de toujours l'avoir fait avec le sourire. C'était toujours agréable de travailler avec toi. Et évidemment mention particulière à Joachim BLANC-GONNET pour ta disponibilité à toute épreuve et pour tout ton accompagnement sur la table vibrante, avec les caméras rapides et ton aide pour aller trouver les solutions à mes problèmes.

Je tiens aussi à remercier tous les personnels support qui ont permis mon intégration réussie

au sein du laboratoire [LTDS](#). Merci Françoise LEYNAUD pour vos réponses rapides aux problèmes d'inscription à l'[ECL](#). Merci Sylvie NAVARRO et Hélène SCHOCH pour l'accueil au [LTDS](#). Merci à Marie-Victoire BAUSSANT pour l'aide à l'intégration à l'[ENTPE](#), qui s'est finalement bien déroulée, non sans peine. Merci Rozenn SCHOHE pour le suivi des vacances à l'[ECL](#). Merci à Stéphanie CAUVIN pour le suivi de mes dossiers MEGA et toutes vos réponses toujours efficaces concernant la formation doctorale. Merci à Isabelle TIXIER pour la gestion des Ordres de Missions, toujours dans les temps. C'était toujours un plaisir de se croiser au E6 ou au G8.

Évidemment, une thèse est aussi une aventure humaine. Alors merci à tous ceux que j'ai croisés, rencontrés au cours de ces trois années. C'était toujours des moments de partage agréable avec chacun.e, que ce soit à la pause café ou mots fléchés au G8, au foot en salle, dans le bureau, au volley, lors des événements (thèses, repas de Noël, repas du personnel, ...) du laboratoire ou de l'école. Il est difficile de citer tout le monde, mais je pense particulièrement à Kien, Feda, Nelson, Adi, Ophélie, Agathe, Sarah, Benoît, Cécile, Hélène, Romain, Francesco, Catherine, Caroline, Thierry, Pierre, Alexandre, Omar, Jérôme, Adrien, Jérémy, Alexandre, Marine, Grégoire, Mariana, Bruno, Enora, Damien, Jean-baptiste, Damien, Arthur, Nasario, Paul, Nicolas, Camille, Pierre). Dédicace spéciale aux « petites » pauses café au W1 entre fanfarons qui duraient au minimum 30 minutes et en moyenne 1 heure. Mais c'est justement parce que cela faisait toujours beaucoup trop plaisir de se retrouver avec vous, Péremption, R2D2 et Twilight!

On se pose souvent la question de l'importance ou l'ingérence même inconsciente de notre famille dans nos choix d'études. Cette réalité sociologique n'enlève rien au fait que je suis très heureux d'être parvenu jusqu'ici, jusqu'à la fin de cette thèse et que c'est en partie grâce à ma famille ; mes frères et sœurs bien sûr (Marie, Caroline, David, Lucile et Quentin) mais surtout mes parents. Merci de m'avoir tout de même laissé le choix de mes orientations, d'avoir été discrets mais bien présents pour me pousser, me conseiller lors des grosses étapes. Votre soutien sans faille et votre présence à ma soutenance m'ont fait très chaud au cœur.

À ma famille, s'ajoute une seconde famille, que je pourrais appeler *ma* seconde famille. Je pense évidemment à vous trois, Isabelle, Gilles et Aubin. Merci de votre soutien dans les périodes chargées, où je travaillais même sur la table de la salle à manger. C'est un signe que je m'y sens bien, presque comme chez moi et c'est très plaisant. Merci aussi d'avoir toujours répondu présents lorsqu'il y avait besoin pour nous aider à gérer le quotidien, pas mal chamboulé par tous les événements consécutifs.

Enfin, je finirai par te remercier toi, Éloïse, pour ton soutien de tous les jours. Pour m'avoir aidé à planifier cette fin de thèse, et *in fine* avoir réussi à tout faire rentrer dans le temps imparti! Pour m'avoir supporter les jours de galères, les nuits de boulot. Et pour nous avoir donné ce merveilleux cadeau de fin de thèse : Ombeline.

Abstract

Slope Dry Stone Retaining Walls (**DSRWs**) are vernacular structures made of rubble stones assembled without mortar. **DSRWs** are present worldwide and may have been built hundreds and even thousands years ago. They have always played a key role in economic sectors like agriculture, transportation and at present tourism. However, the lack of scientific knowledge associated to the lack of specific standards make their required maintenance operation difficult to achieve. Lately, in France, continuous efforts have been made to understand the static behaviour of **DSRWs**; however their seismic behaviour has not been addressed. Then, this work aims at providing some clues regarding the seismic behaviour of **DSRWs**, in attempt to outline some design rules or guidance. For this purpose, a pseudo-static analytical approach, based on the **Eurocode 8** recommendations, has been developed. Thanks to small-scale experiments and numerical simulations, the pseudo-static and dynamic behaviour of dry-joint retaining structures have been investigated and the main aspects have been analytically implemented. Then, the analytical method has been validated both on small-scale pseudo-static tests and full-scale static tests drawn from the literature. Moreover, fully dynamic simulations, using a mixed discrete-continuum approach, have been conducted in order to quantify the extra-resistance of a **DSRW** designed by means of the pseudo-static approach which is known to be conservative and even over-conservative. It allowed the recommendations derived from the pseudo-static approach to be adjusted. These time-increment dynamic simulations can also be envisioned as an operational tool for special case studies for the most critical seismic situations. Subsequently, some recommendations are given, thanks to the analytical method. Firstly, the inclination of stone's bed can give considerable extra-resistance to a **DSRW**, especially when subjected to high seismic input. Secondly, it has been found that for **DSRWs** constructed in the very low seismic risk zone, which represents 40% of the French territory, only 10% of extra-width is required to resist to the seismic motion, compared to a static design. Finally, for **DSRWs** directly founded on the bedrock or constructed away from roads or buildings, a maximum extra-width of 10% is required by the seismic design for the low seismic risk zone, 30% for the moderate seismic risk zone and 60% for the medium seismic risk zone. For more critical situations where the required extra-width overlaps 60%, the pseudo-static approach must be avoided, for the benefit of dynamic time-incremental simulations.

KEYWORDS : *Masonry, Discrete-Element-Method, Analytical approach, Dynamic simulations, Coulomb's wedge, Tilting tests, Shaking-table tests, Pseudo-static.*

Résumé

Les Murs de Soutènement de talus en Pierre Sèche (**MSPS**) font partie du petit patrimoine vernaculaire. Ces soutènements gravitaires sont faits de pierres brutes assemblées sans liant. On en retrouve en grande quantité dans toutes les régions du monde, là où la ressource pierre est naturellement présente. Ces **MSPS**, souvent âgés de plus d'un siècle nécessitent aujourd'hui d'importantes rénovations, alors même qu'ils possèdent un rôle économique clé (agriculture, transports, tourisme). De plus, on assiste à un regain d'intérêt pour ces ouvrages dans la société actuelle, du fait de leur pertinence vis-à-vis des enjeux posés par le Développement Durable. Cependant, l'absence de réglementation constitue un frein au développement de la filière. En France, des Règles Professionnelles permettant le dimensionnement statique des **MSPS** de talus ont récemment vu le jour. Pour compléter cette démarche de dimensionnement, ce travail s'attache à comprendre le comportement sismique des **MSPS**, dans le but de proposer des recommandations. Pour cela, une méthode analytique pseudo-statique a été développée, suivant ainsi la démarche simplifiée proposée par l'**Eurocode 8** pour l'étude sismique des murs de soutènement. L'approche intègre les spécificités de la pierre sèche, basées sur les précédentes études ainsi que sur des essais expérimentaux et numériques réalisés au cours de cette thèse. Cette méthode analytique a été validée sur la base d'essais pseudo-statiques sur des modèles réduits de **MSPS** et sur la base d'essais statiques sur des **MSPS** réels issus de la littérature. Des simulations numériques dynamiques basées sur une approche mixte discrète-continue ont permis de quantifier le surplus de résistance d'un **MSPS** par rapport à celle donnée par la méthode pseudo-statique, méthode réputée être trop conservatrice. Ainsi, les résultats déjà trouvés ont pu être pondérés pour être moins pénalisants. Les études analytiques ont montré que l'inclinaison des lits de pose des pierres apporte un gain de résistance sismique significatif aux **MSPS**. De plus, dans les zones à très faible risque sismique, soit 40% du territoire français métropolitain, le dimensionnement au séisme oblige à augmenter la largeur à la base du mur au maximum de 10% par rapport à un dimensionnement statique. Dans le cas courant où les **MSPS** sont fondés au rocher ou suffisamment loin de routes ou d'habitations, cette augmentation est au maximum égale à 10% en zone à sismicité faible, 30% en zone à sismicité modérée et 60% dans les zones à sismicité moyenne. Pour les cas plus critiques où cette augmentation dépasserait 60%, on recommande d'écarter la méthode pseudo-statique au profit d'un calcul dynamique incrémental.

MOTS CLÉS : *Maçonnerie, Pseudo-statique, Méthode aux Éléments Discrets, Coin de Coulomb, Table vibrante, Essais d'inclinaison, Simulations dynamiques, Méthode analytique.*

Table des matières

Remerciements	iii
Abstract	v
Résumé	vii
Table des matières	ix
Liste des figures	xi
Liste des tableaux	xv
Introduction générale	1
1 Ouvrages en Pierre Sèche : quelques repères	3
1.1 Ouvrages en pierre sèche	7
1.2 Comportement mécanique	15
1.3 Conclusion du chapitre	36
2 Comportement sismique des ouvrages de soutènement	37
2.1 Introduction	41
2.2 Méthodes d'analyses simplifiées	43
2.3 Méthodes d'analyses dynamiques	55
2.4 Conclusions de l'état de l'art : objectifs et méthodologie du manuscrit	66
3 Expériences pseudo-statiques et dynamiques sur maquette à échelle réduite	69
3.1 Introduction	73
3.2 Expériences pseudo-statiques	73
3.3 Expériences dynamiques	92
3.4 Conclusion du chapitre	113
4 Modélisations numériques pseudo-statique et dynamique du comportement sismique des murs de soutènement à joints secs	115
4.1 Introduction	119
4.2 Le code UDEC	119
4.3 Modèle numérique pseudo-statique	120
4.4 Modélisation numérique dynamique	135
4.5 Conclusion du chapitre	157
5 Modélisation analytique pseudo-statique des murs de soutènement de talus en pierre sèche et recommandations sismiques	159
5.1 Introduction	163
5.2 Présentation de la méthode analytique	163
5.3 Validation de la méthode de calcul	175
5.4 Influence des choix de modélisation	185

5.5	Perspectives de la méthode analytique	191
5.6	Analyses paramétriques utilisant le DTU - Fascicule 62	192
5.7	Recommandations sismiques utilisant les Eurocodes	209
5.8	Conclusion du chapitre	224
	Conclusion générale	225
	Perspectives	227
	Annexes	229
A	Détails des expériences réalisées	231
A.1	Matériel utilisé pour les essais pseudo-statiques	233
A.2	Propriétés mécaniques du sable d'Hostun S28	234
A.3	Informations complémentaires relatives aux essais dynamiques	240
A.4	Détails des assemblages utilisés pour les murs expérimentaux	244
A.5	Essais dynamiques sur des murs modèles en pierre sèche	247
B	Modélisations numériques	251
B.1	Calcul des valeurs énergétiques seuils pour la modélisation pseudo-statique	253
B.2	Influence des paramètres numériques sur les simulations pseudo-statiques	254
B.3	Simulations dynamiques annexes	258
B.4	Exemples de Script UDEC	260
C	Détails de la méthode analytique	267
C.1	Données géométriques du système mur-remblai	269
C.2	Exemples de codes sources VBA du modèle analytique.	277
C.3	Influence de h_c , hauteur de sol ne poussant pas sur le mur.	283
D	Glossaire et liste des acronymes	285
E	Liste des symboles	289
	Références	297

Liste des figures

1.1	Sites archéologiques en pierre sèche.	7
1.2	Sites emblématiques construits en pierre sèche.	7
1.3	Différentes structures en pierre sèche	8
1.4	Photographies de sites UNESCO façonnés par la pierre sèche.	9
1.5	Construction d'un MSPS - différents assemblages	10
1.6	Coupe transversale d'un MSPS.	11
1.7	Géométrie générale d'un MSPS.	12
1.8	Couronnement d'un MSPS en hérisson [NATURE ET TRADITION].	12
1.9	Écoulement d'eau traversant un mur	13
1.10	Stabilité externe d'un mur de soutènement	15
1.11	Équilibre limite du coin de Coulomb	16
1.12	Géométrie des MSPS testés par BURGOYNE [1853]	18
1.13	Plan de glissement au sein d'un MSPS [VILLEMUS, 2004]	20
1.14	Photographie de la rupture en renversement d'un MSPS testé par COLAS [2009].	20
1.15	Formation d'un ventre sur un MSPS routier [MUNDELL et collab., 2010]	21
1.16	Rupture tridimensionnelle vraie d'un MSPS [MUNDELL, 2009].	21
1.17	Dispositif expérimental de TERRADE [2017].	22
1.18	Glissement et renversement de modèles réduits de MSPS	23
1.19	Modèles réduits de MSPS [TERRADE, 2017]	23
1.20	Paramétrisation du calcul analytique de VILLEMUS [2004]	24
1.21	Cinématiques de rupture choisies par COLAS [2009]	25
1.22	Évaluation de l'angle de rupture dans le mur [ALEJANO et collab., 2012a]	27
1.23	Géométrie créée par l'outil analytique de MUNDELL [2009]	28
1.24	Formation d'un ventre stabilisant le MSPS [WALKER et collab., 2007].	29
1.25	Modèle numérique de HARKNESS et collab. [2000]	30
1.26	Modèle numérique de WALKER et collab. [2007]	32
1.27	Modèle numérique 3DEC de QUEZADA et collab. [2016]	34
1.28	Test en centrifugeuse sur des MSPS [FUKUMOTO et collab., 2014]	35
1.29	Modèle analytique pseudo-statique utilisé par LE [2013].	36
2.1	Exemple d'enregistrement d'un signal sismique (RESORCE [AKKAR et collab., 2014]).	41
2.2	Carte du zonage sismique de la France.	42
2.3	Coin de Coulomb à la limite de la rupture en situations statique et pseudo-statique.	44
2.4	Géométrie du modèle de mur de soutènement utilisé par YAZDANI et collab. [2013].	45
2.5	Modèle pseudo-statique d'un mur de soutènement d'après DAS et PURI [1996].	46
2.6	Déplacements permanents d'un mur de soutènement.	50
2.7	Poussée pseudo-dynamique et phénomènes de résonance amortis [BELLEZZA, 2014].	53
2.8	Amplification des ondes de cisaillement en surface du remblai [BELLEZZA, 2014].	53
2.9	Incrément dynamique maximal expérimental [ISHIBASHI et FANG, 1987].	57
2.10	Point d'application de l'incrément de poussée dynamique [ISHIBASHI et FANG, 1987].	57
2.11	Incrément dynamique expérimental de la poussée [WILSON et ELGAMAL, 2015].	59
2.12	Dispositif expérimental utilisant une centrifugeuse [CANDIA et collab., 2016].	60
2.13	Déformation expérimentale ultime obtenue par NAKAMURA [2006].	61

2.14	Remblai déformé de AITKEN [1982] (d'après GREEN et collab. [2008]).	62
2.15	Déplacements numériques et analytique d'un mur [GREEN et EBELING, 2003].	64
3.1	Décomposition de la gravité sur un modèle de MSPS incliné.	74
3.2	Maquette vide. Les parois de la face au premier plan sont amovibles.	74
3.3	Maquette contenant le mur de soutènement et le remblai.	75
3.4	Schéma en coupe de la maquette inclinée.	76
3.5	Photo du mur expérimental, une fois érigé.	76
3.6	Auscultation de la rupture des murs expérimentaux (essais pseudo-statiques).	77
3.7	Photos des briques, double-briques et demi-briques.	77
3.8	Courbe granulométrique des sables d'Hostun (RF, S28 et HN31).	79
3.9	Maquette vide vue du dessus. Zoom sur les interfaces.	80
3.10	Caractérisation de l'interface mur-remblai.	81
3.11	Influence de la longueur du mur sur l'angle d'inclinaison de rupture.	82
3.12	Déformation du remblai à la rupture.	83
3.13	Schéma de l'écart entre le mur et les parois verticales.	83
3.14	Influence de la distance entre le mur et les parois verticales de la maquette.	83
3.15	Schémas des quatre assemblages étudiés.	84
3.16	Influence de l'élancement H/B sur l'angle d'inclinaison de rupture.	86
3.17	Modes de rupture expérimentaux des murs : glissement et renversement.	87
3.18	Auscultation d'un mur après un essai. Schéma des briques stables.	87
3.19	Influence de l'élancement H/B sur le mode de rupture du mur.	88
3.20	Différents murs de même élancement mais de tailles différentes.	89
3.21	Rupture mixte d'un mur de largeur B = 68mm.	90
3.22	Comparaison des ruptures en renversement pour des murs de largeurs B différentes.	91
3.23	Schémas de dessus et en coupe de la maquette des essais dynamiques.	93
3.24	Photo de la maquette posée sur la table vibrante.	94
3.25	Fonction de transfert de la maquette.	95
3.26	Fonction de transfert du mur de soutènement expérimental, utilisant le laser.	97
3.27	Comparaison des fonctions de transfert des capteurs ACC9 et ACC11.	97
3.28	Lieux des mesures de la hauteur du remblai.	99
3.29	Exemples de signaux dynamiques utilisés.	100
3.30	Photo de la maquette utilisée pour les essais de talus naturel du sable dense.	101
3.31	Photo de la pente de talus naturel après avoir retiré la planche.	101
3.32	Schéma en coupe du talus de sable avec une partie dense et une partie lâche.	102
3.33	Photo du talus stable et de la séparation entre sable lâche et sable dense.	102
3.34	Exemple de courbe de déplacement enregistrée par le capteur laser.	104
3.35	Influence de l'élancement du mur sur l'accélération de rupture A_{rupt} .	106
3.36	Modes de ruptures expérimentaux.	106
3.37	Rupture en glissement monolithique.	107
3.38	Rupture en renversement : rotation de la boutisse inférieure.	107
3.39	Influence de la fréquence des vibrations sur l'accélération de rupture A_{rupt} des murs.	109
3.40	Influence de la fréquence sur les vitesses et déplacements de rupture.	109
3.41	Influence de la fréquence sur l'évolution temporelle du déplacement du mur.	110
3.42	Influence de la fréquence sur la définition de la rupture.	111
3.43	Accélération du signal avec plusieurs vitesses d'augmentation de l'amplitude.	111
4.1	Arrondi présent au niveau des coins des blocs dans UDEC [ITASCA, 2011].	119
4.2	Interpénétration de deux blocs rigides en contact [ITASCA, 2011].	120
4.3	Modélisation numérique pseudo-statique des murs de soutènement sous UDEC.	121
4.4	Influence du nombre de mailles sur l'angle d'inclinaison de rupture.	125
4.5	Quatre sections différentes identifiées pour un mur de largeur B = 3,4cm.	126
4.6	Comparaison de l'angle d'inclinaison de rupture (numérique et expérimental).	127

4.7	Résultats de la simulation : mode de rupture en glissement.	128
4.8	Résultats de la simulation : mode de rupture en renversement.	128
4.9	Rupture numérique en renversement d'un mur.	129
4.10	Ruptures en renversement obtenues via les simulations numériques.	130
4.11	Champ de vitesses ($H = 17,1\text{cm}$ et $B = 8,5\text{cm}$, section n°10) au moment de la rupture.	131
4.12	Rupture mixte d'un mur expérimental de largeur $B = 68\text{mm}$	131
4.13	Zoom de la <i>Figure 4.11</i> après un grand nombre de cycles.	132
4.14	Schémas (dessus et coupe) des assemblages testés via le modèle numérique.	133
4.15	Champ de vitesses d'un mur lors d'une rupture locale.	134
4.16	Déformations obtenues en surface du remblai après une sollicitation dynamique.	136
4.17	Exemple de modèle numérique utilisé en dynamique.	139
4.18	Modèle numérique expérimental pour les essais dynamiques.	140
4.19	Vitesse à la base du modèle, intégrée ou calculée.	140
4.20	Déformation en haut du remblai.	141
4.21	Comparaisons des simulations pour différentes sections du mur.	142
4.22	Comparaisons expériences - simulation numérique pour $H = 7,9\text{cm}$	143
4.23	Modèle dynamique d'un MSPS réel.	145
4.24	Effet de la longueur du remblai sur la simulation numérique.	146
4.25	Signal harmonique type utilisé pour certaines simulations numériques.	147
4.26	Ratio des forces non équilibrées r_u après les sollicitations dynamiques.	148
4.27	Géométries des murs de soutènement lors de la rupture.	149
4.28	Évolution du déplacement du mur en fonction du temps de sollicitation.	149
4.29	Déformation et décollement du remblai acceptables.	150
4.30	Déplacement du haut du mur en fonction de la rigidité des blocs.	151
4.31	Déplacement du haut du mur en fonction de l'amplitude du signal dynamique.	152
4.32	Déplacement du haut du mur en fonction de la fréquence du signal dynamique.	153
4.33	Déplacement du haut du mur avec un signal dynamique horizontal et vertical.	153
4.34	Signaux dynamiques avec phases croissante et décroissante.	154
4.35	Géométrie du mur au cours d'une sollicitation harmonique (<i>Figure 4.34</i>).	155
5.1	Principe de l'équilibre limite d'un coin de sol [COULOMB, 1773].	164
5.2	Géométrie générale d'un mur de soutènement.	165
5.3	Exemple de rupture traversant un mur de soutènement en pierre sèche.	165
5.4	Géométrie du système : zoom sur le coin de sol.	166
5.5	Schéma simplifié des efforts agissant sur le coin de sol.	167
5.6	Équilibre géométrique des forces dans le coin de sol (cf <i>Figure 5.6</i>).	168
5.7	Points d'application des efforts statiques et pseudo-statiques du coin de sol.	171
5.8	Équilibre simplifiée du mur.	172
5.9	La géométrie de l'arrangement contrôle les valeurs possibles que ω peut prendre.	174
5.10	Influence des paramètres variables définissant la rupture d'un mur.	175
5.11	Schéma de fonctionnement du script VBA pour modéliser les expériences.	178
5.12	Comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation analytique.	179
5.13	Comparaison entre expériences, méthode analytique et modèle numérique.	180
5.14	Comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation analytique.	181
5.15	Modélisation analytique et influence de la variabilité des paramètres expérimentaux.	182
5.16	Influence du fruit aval f_v sur l'aire de la section du MSPS de talus.	187
5.17	Influence de l'inclinaison des lits de pierres α sur l'aire de la section du MSPS de talus.	188
5.18	Principe des états correspondants appliqué à un mur de soutènement.	189
5.19	Principe des états correspondants appliqué à un mur de soutènement.	190
5.20	Schéma du coin de sol : ajout de la hauteur h_c	190
5.21	Influence des fruits aval et amont sur l'aire de la section du MSPS de talus.	195
5.22	Influence de l'inclinaison des lits sur l'aire de la section du MSPS de talus.	196
5.23	Influence des paramètres géométriques du remblai sur la résistance d'un MSPS.	197

5.24	Influence de la forme et de l'arrangement des pierres sur la résistance d'un MSPS. . .	198
5.25	Influence des propriétés mécaniques d'un MSPS sur sa résistance.	199
5.26	Influence du poids volumique du remblai sur la résistance d'un MSPS.	200
5.27	Influence des propriétés de cisaillement du remblai sur la résistance d'un MSPS. . .	201
5.28	Influence de la surcharge sur la résistance d'un MSPS.	202
5.29	Influence de l'inclinaison du remblai sur la résistance d'un MSPS.	204
5.30	Influence du fruit aval sur la résistance d'un MSPS.	205
5.31	Influence du fruit amont sur la résistance d'un MSPS.	205
5.32	Influence du frottement des pierres sur la résistance d'un MSPS.	206
5.33	Influence du poids volumique du remblai sur la résistance sismique d'un MSPS. . .	207
5.34	Influence du poids volumique du mur sur la résistance sismique d'un MSPS.	207
5.35	Carte du zonage sismique de la France.	213
5.36	Comparaison des expériences dynamiques avec la modélisation pseudo-statique. .	216
5.37	Évolution de la largeur B requise pour le dimensionnement sismique.	221
A.1	Schéma de la vérification de la précision du niveau numérique.	233
A.2	Évolution de l'indice des vides au cours d'un essai de tassement.	238
A.3	Évolution de l'indice des vides relatif au cours d'un essai de tassement.	239
A.4	Exemple de courbe de tassement du remblai.	241
A.5	Tassement d'un remblai de sable en fonction du type de vibration.	242
A.6	Schéma de l'assemblage utilisé pour les murs de largeur B = 3,4cm : vue du dessus. .	244
A.7	Schéma de l'assemblage utilisé pour les murs de largeur B = 5,1cm : vue du dessus. .	244
A.8	Schéma de l'assemblage utilisé pour les murs de largeur B = 6,8cm : vue du dessus. .	245
A.9	Schéma de l'assemblage utilisé pour les murs de largeur B = 8,5cm : vue du dessus. .	246
A.10	Photo d'un MSPS à échelle réduite.	248
A.11	Comparaison entre MSPS et murs de soutènement à joints secs en briques.	249
A.12	Photo de la rupture du second MSPS.	249
A.13	Résonance et oscillation des pierres dans un profil vertical d'un MSPS.	250
B.1	Différents type de maillage utilisés pour le modèle numérique UDEC.	254
B.2	Schéma du remblai avec des joints inclinés.	255
B.3	Maillage du modèle UDEC avec des joints inclinés dans le remblai.	256
B.4	Frontière champ libre et influence de la longueur W du remblai.	259
B.5	Comparaison de la condition limite pour les modèles numériques.	259
B.6	Effet des propriétés élastiques des blocs du mur.	260
C.1	Géométrie générale d'un mur de soutènement.	270
C.2	Géométrie du système : zoom sur le coin de sol.	270
C.3	Découpage en tranches du coin de sol.	273
C.4	Point d'application de la force de poussée en fonction de la cohésion du sol.	274
C.5	Découpage du mur en quatre géométries pour le calcul du centre de gravité.	276
C.6	Changement de ligne de rupture et de son inclinaison en fonction de l'angle η	277

Liste des tableaux

1.1	Paramètres expérimentaux des expériences de BURGOYNE [1853].	18
1.2	Paramètres expérimentaux des expériences de VILLEMUS [2004]	19
1.3	Paramètres expérimentaux des expériences de COLAS [2009].	20
1.4	Paramètres numériques de la modélisation sous UDEC des expériences de BURGOYNE [1853].	31
2.1	Accélération de référence a_{gR} en fonction de l'emplacement géographique.	43
3.1	Propriétés mécaniques des briques et du mur.	78
3.2	Indices des vides minimal e_{\min} et maximal e_{\max} du sable d'Hostun (RF et S28).	79
3.3	Propriétés mécaniques du sable d'Hostun S28 lâche.	80
3.4	Angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} (°) en fonction de l'assemblage utilisé.	84
3.5	Récapitulatif des essais de répétabilité pour les quatre murs.	85
3.6	Données géométriques des murs testés.	89
3.7	Angles d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} obtenus pour les murs testés.	90
3.8	Paramètres mécaniques de la mousse absorbante [AMIROUCHE, 2008].	96
3.9	Propriétés des matériaux pour les essais dynamiques.	103
3.10	Résultats des expériences de répétabilité en termes d'accélération de rupture A_{rupt}	105
3.11	Influence de la vitesse d'augmentation de l'accélération.	112
3.12	Effet d'un signal d'amplitude constante sur la résistance d'un mur.	112
4.1	Propriétés volumiques des matériaux.	122
4.2	Propriétés des joints entre les matériaux.	122
4.3	Comparaison entre simulation numérique et expériences avec H/B constant.	130
4.4	Comparaison des angles d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} pour différents assemblages.	133
4.5	Propriétés volumiques des matériaux.	138
4.6	Propriétés des joints entre les matériaux.	138
4.7	Propriétés mécaniques de la mousse absorbante S616D.	139
4.8	Comparaisons des accélérations de rupture $A_{rupt,i}$ en fonction de la section du mur.	142
4.9	Comparaison expérience-numérique de l'accélération de rupture.	143
4.10	Paramètres du MSPS utilisé pour les simulations numériques.	145
4.11	Paramètres numériques de rigidité des blocs et des joints.	145
4.12	Propriétés variées pour les simulations sur les murs à échelle 1.	151
4.13	Résistance dynamique A_{rupt} des MSPS en fonction de leur géométrie.	151
4.14	Accélération de rupture pour différente amplitude de sollicitation.	152
4.15	Résistance dynamique d'un mur de soutènement en fonction de la sollicitation.	156
5.1	Paramètres de la modélisation des expériences pseudo-statiques.	176
5.2	Paramètres des murs expérimentaux de VILLEMUS [2004].	183
5.3	Validation de la méthode analytique sur les essais de VILLEMUS [2004].	183
5.4	Paramètres des murs expérimentaux de COLAS [2009].	184
5.5	Validation de la méthode analytique sur les essais de COLAS [2009].	185
5.6	Paramètres géométriques et mécaniques d'un mur type : influence du paramètre η	186
5.7	Paramètres des MSPS utilisés pour l'étude paramétrique.	194

5.8	Influence de la hauteur du mur H sur l'aire du mur S_{mur} .	194
5.9	Influence de la rotation interne des pierres η sur la résistance d'un MSPS.	206
5.10	Coefficients partiel de sécurité issus des Eurocodes.	211
5.11	Accélération de référence a_{gR} en fonction de l'emplacement géographique.	213
5.12	Coefficient d'importance du MSPS pour le calcul de l'accélération.	213
5.13	Coefficient d'amplification du sol en fonction de la vitesse des ondes sismiques.	214
5.14	Amplification d'un signal sismique dû à la topographie du site.	214
5.15	Coefficient de comportement r de l'accélération de dimensionnement a_h .	214
5.16	Paramètres géométriques et mécaniques des MSPS MUR1 et MUR2.	217
5.17	Largeurs de mur B nécessaires en statique pour les MUR 1 & 2.	217
5.18	Caractéristiques des implantations sismiques FRS et GRS des MUR1 et MUR2.	218
5.19	Largeurs de murs B nécessaires en sismique pour les MUR1 et MUR2.	219
5.20	Caractéristiques mécaniques des pierres de type schiste, calcaire et molasse.	219
5.21	Caractéristiques géométriques et mécaniques des murs étudiés.	220
5.22	Comparaison entre les règles professionnelles et la méthode analytique.	220
5.23	Évolution des seuils de transition entre statique et sismique en fonction du mur.	221
5.24	Paramètres sismique du cas S4 pour calculer l'accélération de dimensionnement.	222
5.25	Surépaisseur (en %) à ajouter aux murs pour qu'ils soient stables vis-à-vis du séisme.	222
5.26	Surépaisseur (en %) à ajouter aux murs pour qu'ils soient stables vis-à-vis du séisme.	223
5.27	Surépaisseur (en %) à ajouter aux murs en sismique : classe d'importance I.	223
5.28	Surépaisseur (en %) à ajouter aux murs en sismique : classe de sol A.	223
A.1	Vérification de la précision du niveau numérique.	233
A.2	Seuils de transition de la vitesse d'inclinaison de la maquette.	234
A.3	Analyse bibliographique du frottement critique du sable d'Hostun RF.	235
A.4	Angle de frottement au pic du sable d'Hostun RF dense.	236
A.5	Poids volumique du remblai densifié en fonction de la hauteur du remblai.	239
A.6	Caractéristiques des signaux vibratoires utilisés pour les expériences dynamiques.	240
A.7	Facteurs de sécurité statiques des essais pseudo-statiques.	243
A.8	Facteurs de sécurité statiques des essais dynamiques.	243
A.9	Propriétés géométriques et mécaniques des MSPS réels.	247
B.1	Influence du type de maillage sur l'angle d'inclinaison de rupture (ψ_{rupt}).	255
B.2	Influence de la présence de joints (fractures) inclinées dans le remblai.	256
B.3	Influence des propriétés élastiques sur l'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} .	257
B.4	Influence de la dilatance sur l'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} .	258
C.1	Calculs des données géométriques du système mur-remblai (Figures C.1 et C.2).	271
C.2	Calculs des points d'application des efforts du coin de sol FE'E".	275
C.3	Paramètres géométriques et mécaniques des murs de soutènement testés sous UDEC.	284

Introduction générale

Construire en pierre sèche consiste à assembler des pierres les unes avec les autres sans utiliser de liant. Les pierres, peu ou pas taillées, sont placées selon un arrangement spécifique puis calées de manière à créer la structure voulue. La résistance d'un ouvrage en pierre sèche vient de l'entrecroisement des pierres : chaque pierre recouvre le joint précédant donnant ainsi une unité à l'ouvrage. Ces constructions sont présentes dans le monde entier et certaines sont très anciennes, parfois même âgées de plus d'un millénaire, témoignant de l'utilisation ancestrale de la pierre sèche. La pierre sèche a permis de façonner des paysages de très grande qualité et elle a contribué au classement au patrimoine mondial de l'UNESCO de certains sites (Terrasses de Lavaux en Suisse, la Vallée du Haut-Douro au Portugal, entre autres).

Les principales structures en pierre sèche encore visibles aujourd'hui sont des murs de soutènement. Ceux-ci ont servi à aménager les terrains pentus, afin de créer des terrasses agricoles ou des chemins/routes. On dénombre aussi un certain nombre de cabanes qui servaient de refuge aux ouvriers agricoles ou aux bergers. Dans les plaines, la pierre sèche était utilisée pour construire des murs de délimitation des parcelles. Dans de nombreux cas, les pierres provenaient de l'épierrement des champs ou des terrains.

Cette technique de construction a été peu à peu abandonnée au début du vingtième siècle au profit des nouvelles techniques de construction industrielles, si bien que les structures encore présentes aujourd'hui sont âgées pour la plupart de plus d'un siècle. L'action du temps, mêlée à un manque de maintenance, a endommagé ces ouvrages. Néanmoins, ceux-ci présentent, outre un intérêt culturel, un intérêt économique important (transport, agriculture, tourisme), notamment concernant les Murs de Soutènement en Pierre Sèche (MSPS). Leur réparation restait difficile à engager faute de documents constructifs normalisateurs. Depuis une vingtaine d'années, des travaux scientifiques ont été menés, principalement en Europe de l'Ouest, pour comprendre le comportement des murs de soutènement en pierre sèche et produire des méthodes de dimensionnement adaptées à cette technique constructive. Ces recherches ont abouti à une étude quasiment complète du comportement statique des MSPS droits soutenant des talus. Or, ces structures peuvent également être soumises à des actions dynamiques exceptionnelles, dont les séismes font partie. Ainsi, les travaux effectués au cours de cette thèse se sont focalisés sur le comportement sismique de ces MSPS de talus.

Deux approches ont été envisagées pour cela ; tout d'abord, une approche pseudo-statique a été choisie qui est une méthode simplifiée. Dans ce cadre, des études expérimentales, analytiques et numériques ont pu être effectuées. Cependant, cette première méthode est réputée être conservatrice voire très conservatrice, ce qui la rend inopérante pour les zones à fort risque sismique. Ainsi, cette étude a été complétée par des études dynamiques vraies avec des approches expérimentale et numérique. Le mémoire, présenté ci-après, s'organise selon le schéma suivant :

- **Le chapitre 1** retrace l'avancée de la connaissance des MSPS, tant sur le plan technique et pratique que sur le plan scientifique. Il y est notamment montré un manque concernant l'étude du comportement sismique des MSPS de talus.
- **Le chapitre 2** s'intéresse à la description des différentes méthodes existantes pour étudier le

comportement sismique des ouvrages de soutènement.

- **Le chapitre 3** présente deux campagnes expérimentales sur des modèles réduits de murs de soutènement à joints secs. La première correspond à des essais pseudo-statiques d'inclinaison. L'influence de la géométrie du mur et de l'assemblage sur la résistance pseudo-statique du mur a été étudiée. La seconde correspond à des essais dynamiques harmoniques sur table vibrante. L'influence de la géométrie du mur et de la fréquence du mouvement sinusoïdal d'entrée ont été variées.
- **Le chapitre 4** décrit le modèle numérique 3D de déformation plane, basé sur une approche discrète-continue et utilisé pour modéliser les expériences du *Chapitre 3*. La modélisation pseudo-statique permet une étude plus poussée concernant à la fois l'assemblage utilisé pour construire un MSPS et à la fois les mécanismes de rupture de ces structures. Les modélisations dynamiques sont utilisées pour quantifier le conservatisme de l'approche pseudo-statique en fonction de la géométrie du mur et des caractéristiques du signal d'entrée.
- **Le chapitre 5** présente une méthode analytique pseudo-statique permettant l'étude du comportement sismique des MSPS. Cette méthode est utilisée pour modéliser les expériences pseudo-statiques du *Chapitre 3* et a pour but le dimensionnement futur des MSPS. Des recommandations qualitatives et quantitatives sur le dimensionnement sismique des MSPS sont données en fin de chapitre.

Chapitre 1

Ouvrages en Pierre Sèche : quelques repères

Résumé du chapitre :

La technique de construction en pierre sèche date de plusieurs millénaires. Elle repose sur l'assemblage, sans liant et selon un arrangement savant, de moellons de pierre peu retravaillés. Les murs de soutènement en pierre sèche (MSPS) sont des murs de soutènement construits selon cette technique et se rencontrent sur de nombreux territoires dans le monde entier. La majorité des ouvrages en pierre sèche encore visibles à ce jour sont souvent âgés et mal entretenus, notamment à cause de l'abandon depuis de nombreuses décennies de cette technique constructive au profit des nouvelles technologies de construction. Aujourd'hui, la construction en pierre sèche connaît un nouvel essor, essor lié principalement au regain d'intérêt en lien avec le développement touristique dans les territoires et son atout vis-à-vis des enjeux posés par le Développement Durable (faible énergie grise pour l'extraction des matériaux et leur mise en œuvre, fin de vie très favorable).

Dans le but de rénover ces structures vieillissantes, et de changer le regard sur la technique constructive *pierre sèche*, de nombreuses études scientifiques se sont intéressées aux MSPS. Des expériences ont été menées sur des maquettes réduites ou à échelle 1 pour comprendre le comportement de ces ouvrages à la rupture. Des modèles analytiques ont été développés pour dimensionner ces ouvrages et des modèles numériques ont permis de retrouver quantitativement les phénomènes observés lors des expériences. Néanmoins, aucune de ces études ne s'est intéressée au comportement sismique des MSPS alors que ces ouvrages sont construits sur le territoire français dans des zones de sismicité très faible à moyenne où la prise en compte du comportement au séisme est obligatoire.

Pour pallier ce manque et ainsi suivre la réglementation française, on se propose, dans ce travail, d'étudier le comportement au séisme des MSPS de talus, dans le but de proposer des recommandations pour leur dimensionnement.

Sommaire

1.1	Ouvrages en pierre sèche	7
1.1.1	Quelques repères historiques	7
1.1.2	Murs de soutènement en pierre sèche	9
1.1.2.1	Principe	9
1.1.2.2	Construction	10
1.1.3	Enjeux	13
1.2	Comportement mécanique	15
1.2.1	Murs de soutènement gravitaires	15
1.2.2	Comportement expérimental des MSPS	17
1.2.2.1	MSPS de talus : rupture en déformation plane	17
1.2.2.2	MSPS routiers : rupture tridimensionnelle vraie	19
1.2.2.3	Caractéristiques réelles d'un MSPS	22
1.2.2.4	Expériences sur modèles réduits	23
1.2.3	Études analytiques des MSPS	24
1.2.3.1	Stabilité d'un MSPS de talus : glissement et renversement internes	24
1.2.3.2	Stabilité d'un MSPS de talus : vers l'étude des modes de rupture	26
1.2.3.3	Stabilité d'un MSPS routier : déformation tridimensionnelle	28
1.2.4	Études numériques des MSPS	29
1.2.4.1	Modélisations des essais de BURGOYNE [1853]	30
1.2.4.2	Modélisations des essais de VILLEMUS [2004] et COLAS [2009]	31
1.2.4.3	Formation d'un ventre dans les murs en pierre sèche	32
1.2.4.4	Modélisations en 3D de MSPS routiers	33
1.2.4.5	Modélisations par éléments finis des MSPS	34
1.2.5	Le comportement sismique des MSPS de talus	35
1.3	Conclusion du chapitre	36

1.1 Ouvrages en pierre sèche

1.1.1 Quelques repères historiques

La pierre, ressource naturellement présente sur de nombreux territoires, a été utilisée par l'Homme tout au long de l'Histoire. Les premières structures en pierre sèche datent de 10 000 ans avant J.C., avec notamment le site archéologique de Göbekli Tepe [MITHEN, 2011] (Figure 1.1a). La sédentarisation des populations a ensuite entraîné l'essor de l'utilisation de la pierre sèche, dont les sites funéraires (par exemple dolmens ou cairns) sont les témoins aujourd'hui [RAMÍREZ et collab., 2015; ARD et collab., 2015; COUSSEAU, 2016] (Figure 1.1b).



(a) Temples de Göbekli Tepe comportant deux immenses piliers entourés d'un mur en pierre sèche [FARRELL] (b) Cairn de Barnenez [BERTHÉ] : site funéraire comportant plusieurs dolmens en pierre sèche

FIGURE 1.1 – Sites archéologiques en pierre sèche : Göbkeli Tepe (Turquie) et Cairn de Barnenez (France).

La technique de construction en pierre sèche et son usage ont varié en fonction des cultures et des époques [CAGIN et collab., 2017]. Aujourd'hui, on en retrouve des vestiges partout dans le monde, avec par exemple les ouvrages imposants que sont :

- le Broch de Dun Carloway (Écosse, I^{er} siècle, Figure 1.2a) [THEW et collab., 2013],
- le mur d'Hadrien (Royaume-Uni, II^{ème} siècle), associé à de la terre,
- le Grand Zimbabwe (XIII^{ème} siècle, Figure 1.2b) [CHIRIKURE et PIKIRAYI, 2008],
- la cité Inca du Machu Picchu (Pérou, XV^{ème} siècle)
- les châteaux japonais de Himeji (XIV^{ème} siècle) et Fukuoka (XVII^{ème} siècle) dont les soubassements sont en pierre sèche.



(a) Dun Carloway Broch : habitation fortifiée [SCHÖNER BLOG] (b) Mur du Grand Zimbabwe [GONZALES BRIGAS]

FIGURE 1.2 – Sites emblématiques construits en pierre sèche.

De manière plus discrète, mais plus fournie, on retrouve aussi beaucoup de petites structures en pierre sèche, comme des murets de séparation, des murs de soutènement de talus, des cabanes, des murs de soutènement routiers, des calades, des ponts ou des perrés (Figure 1.3).



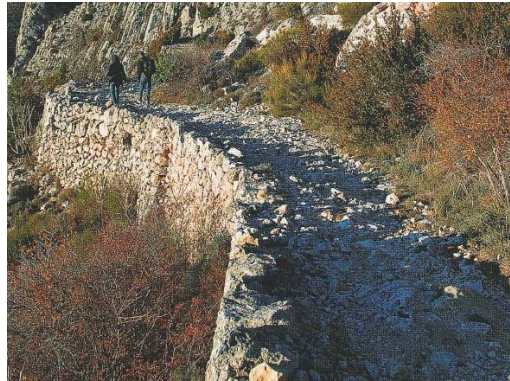
(a) Mur de séparation de pâtures (Angleterre) [ABPS]



(b) Mur de soutènement de talus avec escalier intégré (France) : ©N. Savalle



(c) Cabane de vigneron rénovée (France) : ©N. Savalle



(d) Mur de soutènement d'un chemin de montagne (France) : ©F-X Émery [COSTE et collab., 2008]



(e) Pont avec voûte clavée (Canada) [DSWAC]



(f) Perré de digue de la rivière Beauce (France) [ROUVIÈRE, 2012]

FIGURE 1.3 – Différentes structures en pierre sèche, présentes en nombre partout dans le monde.

Les ouvrages en pierre sèche observables aujourd’hui datent souvent de plus d’un siècle. En effet, les deux guerres mondiales, l’exode rural et l’essor des technologies industrielles telle le béton armé ont entraîné un fort ralentissement de l’usage de la technique constructive *pierre sèche* et de la transmission du savoir associé. Cet état de fait a accompagné une maintenance de plus en plus rare et la dégradation de ce patrimoine.

Depuis une trentaine d’années, cette technologie connaît un nouvel essor, avec notamment l’inscription au patrimoine mondial de l’UNESCO de plusieurs sites où la pierre sèche y est fortement présente (par exemple, la Vallée du Douro au Portugal (*Figure 1.4a*), les Terrasses de Lavaux en Suisse, la Serra de Tramuntana à Majorque, Espagne (*Figure 1.4b*)). Plus récemment, ce nouvel essor a été confirmé par l’inscription au patrimoine culturel immatériel de l’UNESCO des savoir-faire associés à la construction en pierre sèche. Conjointement, de nombreuses études scientifiques sur le comportement des murs en pierre sèche de même que des livres portant sur ce patrimoine et sa rénovation sont récemment parus [COSTE et MARTEL, 1986; MCRAVEN, 1999; BROOKS et ADCOCK, 1999; LASSURE et REPÉRANT, 2004; CAPEB et collab., 2008; COSTE et collab., 2008; DOMINIQUE, 2008; CAGIN et NICOLAS, 2011; LASSURE, 2012; SETTE et collab., 2012; VIVIAN, 2014; CAGIN et collab., 2017].



(a) Vallée du Douro au Portugal. Terrasses agricoles : ©Claire Cornu



(b) Serra de Tramuntana à Majorque : chemin de randonnée (calade en pierre sèche) bordé de nombreuses structures en pierre sèche [TCAT].

FIGURE 1.4 – Photographies de sites UNESCO façonnés par la pierre sèche.

1.1.2 Murs de soutènement en pierre sèche

Dans cette thèse, on s’intéresse plus particulièrement aux MSPS car ils représentent une grande partie des ouvrages pierre sèche ayant contribué et pouvant encore contribuer au développement économique des territoires (agriculture, transport, tourisme).

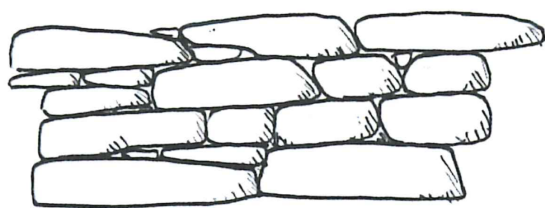
1.1.2.1 Principe

Un mur de soutènement en pierre sèche fait partie de la famille des murs de soutènement gravitaires. Il a pour fonction de retenir des terres sur un versant et c’est principalement son poids qui lui confère sa résistance (*Figures 1.3b, 1.3d et 1.4a*).

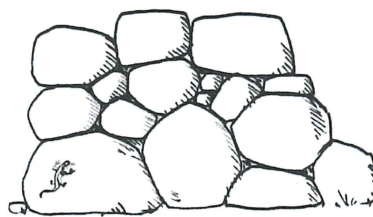
À côté de son poids, c'est l'assemblage savant des pierres et le frottement sec pouvant être mobilisé entre les blocs de pierre qui confèrent à ce mur poids sa résistance. Les ouvrages en pierres taillées, à joints vifs et secs sont souvent exclus de la définition des ouvrages en pierre sèche, bien que leur construction puissent utiliser globalement les mêmes principes que la pierre sèche. Ce sont souvent des ouvrages plus ambitieux et dont l'importance stratégique avait rendu possible l'usage d'une technique constructive plus onéreuse.

1.1.2.2 Construction

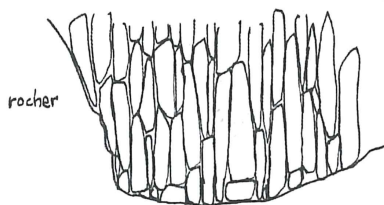
Il existe plusieurs types d'assemblages utilisés pour la construction d'un **MSPS**. L'opus assisé (*Figure 1.5a*) est l'assemblage le plus courant. La structure est ici construite lit par lit avec des pierres d'épaisseur identique au sein d'une même couche, l'épaisseur des couches pouvant varier d'un lit à un autre. Cette technique est utilisée lorsque des pierres litées, *ie* d'origine sédimentaires, sont à disposition sur le site. L'opus incertum (*Figure 1.5b*) est utilisé lorsque les pierres sont d'origine magmatique. Ces pierres, de formes plus irrégulières, doivent être agencées de manière à ce que les courbures de l'une épousent celles de ces voisines. L'opus clavé (*Figure 1.5c*) utilise des blocs de pierre d'origine sédimentaire assemblés sur chant. Les blocs, enfoncés de force, subissent un effort de compression (quasiment comme une précontrainte) qui va permettre au mur de supporter des charges latérales locales importantes. Ce type d'assemblage est ainsi souvent observé près des cours d'eau ou des zones humides où la pression hydraulique induit des efforts importants, verticaux (murs bordant les cours d'eau) ou horizontaux (cas des murs situés en travers des fonds de talwegs). Il est cependant à noter que les éventuels lits de pierre doivent toujours être positionnés perpendiculairement à l'axe de compression afin que les pierres ne se délitent pas au cours du temps. L'opus en épi (piscatum ou spicatum) (*Figure 1.5d*) consiste à assembler les blocs de biais afin d'obtenir une esthétique particulière. En général, quel que soit l'assemblage utilisé, la construction du mur s'organise globalement lit par lit, les lits étant plus ou moins horizontaux et/ou réguliers en fonction de la pierre à disposition et des choix esthétiques du constructeur.



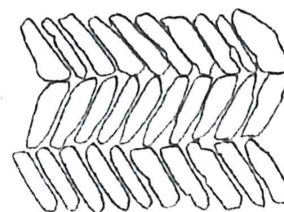
(a) Opus assisé - blocs naturels issus d'une roche sédimentaire



(b) Opus incertum - blocs d'origine magmatique



(c) Opus clavé



(d) Opus spicatum (ou piscatum)

FIGURE 1.5 – Les principaux assemblages utilisés dans la construction d'un **MSPS** en fonction de l'origine géologique des pierres ainsi que des développements culturels des sociétés; ©Zarma, Maurice Roustan et Michel Rouvière [CAPEB et collab., 2008].

Les règles de construction qui vont suivre sont orientées pour une construction en opus assisé même si celles-ci sont sensiblement les mêmes pour les autres types d'assemblages. Les **MSPS**

sont constitués de plusieurs éléments contribuant tous à la stabilité globale de l'ouvrage : la fondation, le corps du mur, le couronnement et le drain (*Figure 1.6*).

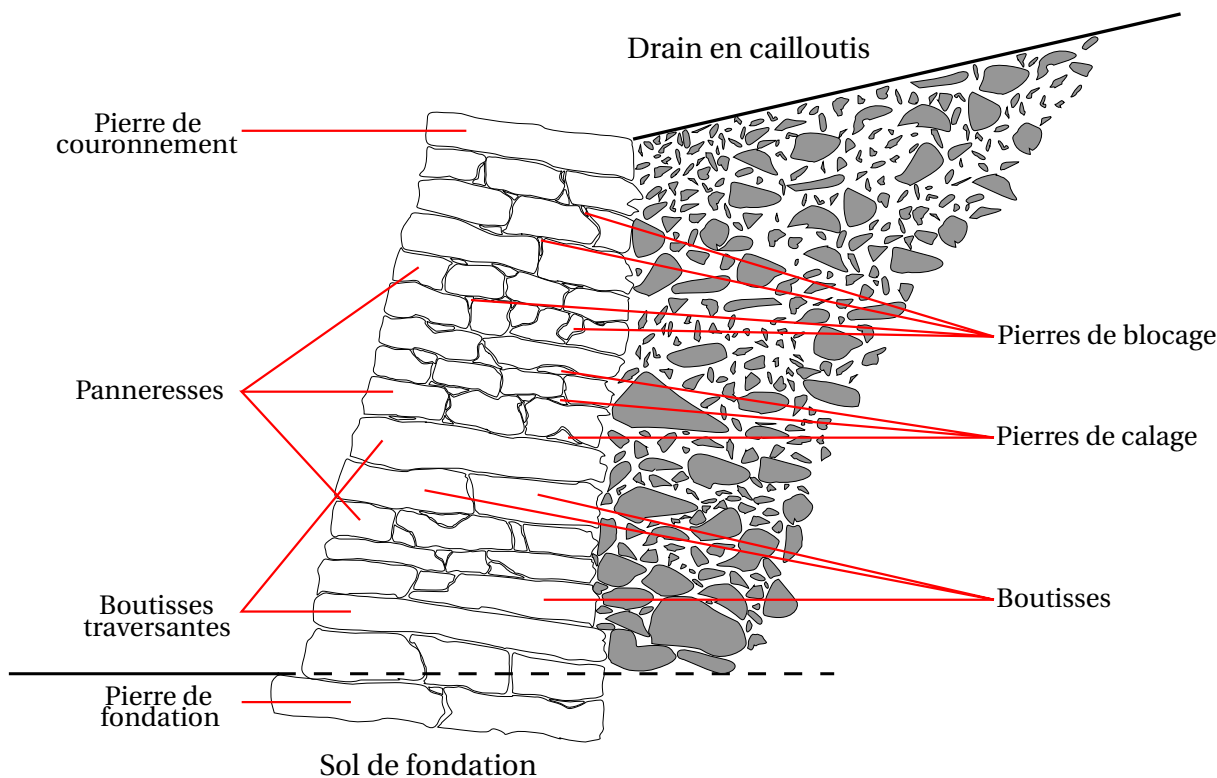


FIGURE 1.6 – Coupe transversale d'un MSPS : ©N.Savalle.

- **La fondation** est enterrée dans le sol et idéalement posée sur le socle rocheux. Elle a pour but de transmettre les efforts provenant du corps du mur au sol de fondation. Elle doit répartir au mieux cette charge afin que le sol soit comprimé le plus uniformément possible [LASSURE, 2012]. Dans ce sens, de gros modules y sont souvent disposés : en plus de ne pas avoir à les hisser dans le mur, ils assurent une assise stable au mur. De plus, la fondation possède souvent ce que l'on appelle un empattement : les pierres de fondation débordent du mur pour avoir une emprise sur le sol de fondation plus importante [CAPEB et collab., 2008; LASSURE, 2012]. Pour assurer une stabilité du mur dans le temps, la fondation doit systématiquement être inclinée vers le remblai [CAPEB et collab., 2008; CAGIN et NICOLAS, 2011].
- **Le corps du mur** est constitué de blocs plus petits que la fondation. La géométrie générale d'un MSPS est représentée sur la *Figure 1.7*. Le fruit externe f_v (ou l'inclinaison λ_v du parement) et l'inclinaison des lits α sont souvent pris égaux car les faces des pierres sont globalement perpendiculaires entre elles. Le parement externe, partie visible d'un MSPS, est souvent soigné pour augmenter sa qualité esthétique. Le parement interne n'existe pas toujours : le mur pouvant se terminer en drain qui se mêle au terrain naturel. Dans tous les cas, le parement interne sera moins soigné que le parement externe. Souvent, en France, aucun fruit n'est donné au parement interne ($\lambda_m \approx 0$). À l'intérieur du mur, les pierres sont placées de manière à croiser au maximum les joints (*Figure 1.6*), évitant ainsi les coups de sabres (joints continus sur plus de deux lits de pierre), comme recommandé dans la construction en pierre sèche [CAPEB et collab., 2008; CARABIO et collab., 2018]. Les pierres sont posées alternativement en **boutisse** (leur plus long côté dans la largeur du mur) et en **panneresse** (leur plus long côté dans le sens de la longueur du mur) assurant ainsi un liaisonnement du mur dans les deux directions. On évitera de placer de trop petits modules en parement externe, ceux-ci risquant d'être expulsés plus facilement du mur. Chaque pierre posée doit être stable et en contact avec ses voisines : de petites cales en pierre peuvent être utilisées pour

stabiliser les blocs. De plus, ceux-ci sont toujours posés selon leur lit naturel : toute pose en délit (non clavé) est proscrite, car entraînant le délitement inévitable des pierres. Enfin, les petits espaces sont remplis par de petits modules, appelés pierres de blocage; elles permettent d'assurer la continuité du contact entre toutes les pierres mais permettent aussi d'augmenter le poids et donc la stabilité de l'ouvrage. Les opérations de taille sont rares, souvent réservées aux pierres de parement et utilisées pour enlever les grosses aspérités ou pour améliorer la planéité des faces.

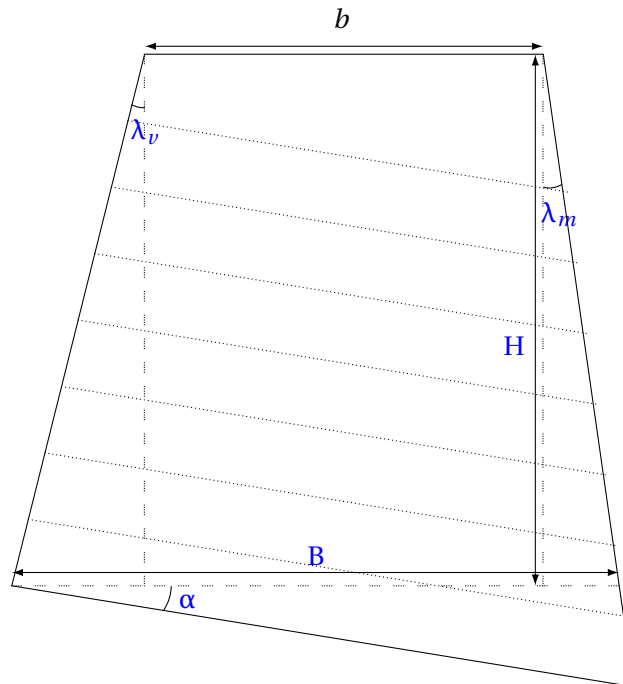


FIGURE 1.7 – Coupe transversale d'un mur de soutènement en pierre sèche. Paramètres utilisés.

- **Le couronnement**, situé en haut du mur, est constitué de gros modules utilisés pour asseoir et liasonner le MSPS. Ces blocs permettent de protéger partiellement le corps du mur de l'infiltration d'eau, de la déstabilisation par les animaux/hommes ou du pillage. Quand des modules suffisamment gros ne sont pas disponibles, l'utilisation de liant peut être faite, tout comme celle d'un assemblage en hérisson, blocs de plus petites tailles clavés entre deux gros modules. Ce type de couronnement est néanmoins plus courant pour les murs de clôtures en pierre sèche (Figure 1.8).



FIGURE 1.8 – Couronnement d'un MSPS en hérisson [NATURE ET TRADITION].

- **Le drain** est situé à l'arrière du mur. Il est constitué de résidus de pierre et permet de ralentir la progression des particules fines du sol dans le mur et ainsi de retarder son colmatage.

En fait, même si les **MSPS** sont drainants par nature, il est toutefois nécessaire de gérer les arrivées d'eau en amont (drain, rigoles en tête et en pied de mur, couronnement), eau qui tôt ou tard abîmera l'ouvrage. L'importance du drain, de son efficacité et de sa durabilité a été relevée par de nombreux auteurs [ARYA et GUPTA, 1983; BRADY et KAVANAGH, 2002].

1.1.3 Enjeux

Il a été expliqué plus haut que les ouvrages actuels en pierre sèche, et plus particulièrement les **MSPS**, nécessitaient d'importantes rénovations. Celles-ci sont particulièrement difficiles à mettre en œuvre de par l'absence de cadre réglementaire. Ceci empêche généralement les maitres d'ouvrages (mairies, départements, particuliers) d'obtenir une garantie décennale pour les ouvrages reconstruits. Pourtant, la pierre sèche possède de multiples atouts à plusieurs niveaux : mécaniques, écologiques et économiques. Des informations complémentaires au résumé présenté ci-dessous peuvent être trouvées dans les articles de synthèse de TAROLLI et collab. [2014] et de BRUNORI et collab. [2018].

- **L'atout mécanique** des **MSPS** réside dans leur adaptabilité à leur environnement. L'assemblage étant réalisé à sec, les pierres peu taillées ont une liberté de mouvement dans le temps qui n'est pas présente dans les ouvrages en béton armé ou hourdés au mortier de ciment. Cette liberté de déplacement leur permet de s'adapter à des modifications de l'environnement (tassement du sol de fondation, pertes locales de pierres, érosion des matériaux). De plus, bien qu'une gestion en amont des eaux de ruissellement doit être faite même pour des **MSPS**, leur porosité naturelle leur permet de laisser passer l'eau dans le cas de pluies accidentelles, libérant ainsi les surpressions interstitielles pouvant s'appliquer sur le corps de l'ouvrage (Figure 1.9). Cette perméabilité naturelle les rend très pertinents dans les contextes de fond de talweg lors d'orages violents à fort potentiel érosif. Ils ralentissent l'écoulement accidentel et leur capacité filtrante leur permet parfois de capter les particules de sol et d'éviter/retarder l'érosion des terrains naturels. Enfin, l'histoire nous montre que ces ouvrages sont pertinents en termes de durabilité mécanique. Datant pour la plupart de plus d'un siècle, leur durée de vie a dépassé le jalon réglementaire des 100 ans des ouvrages d'art. Par ailleurs, TAROLLI et collab. [2014] dressent le constat qu'en Europe, les terrasses en pierre sèche endommagées sont à l'origine de l'apparition d'instabilités des versants. Les murs non entretenus ne jouent plus leur rôle de lutte contre l'érosion des sols et de gestion des eaux de pluies : les glissements de terrain deviennent plus fréquents [TAROLLI et collab., 2014; CAGIN et collab., 2017].



FIGURE 1.9 – Vue d'un écoulement d'eau traversant un **MSPS** : ©F-X. Emery COSTE et collab. [2008].

- **Les atouts écologiques** des **MSPS** se décomposent en deux familles. Tout d'abord, ce système constructif peut jouer un rôle climatique pour l'environnement proche. Les ouvrages

de soutènement en pierre sèche captent la chaleur en journée et la restitue la nuit créant ainsi des micro-climats. Par ailleurs, ils offrent des espaces de vie au niveau des anfractuosités existant entre les pierres [LASSURE et REPÉRANT, 2004; COSTE et collab., 2008; CAGIN et collab., 2017].

Dans un second temps, l’empreinte écologique des MSPS se montre réduite comparativement aux technologies constructives conventionnelles. Le matériau utilisé est naturel, non transformé et requière de l’énergie uniquement pour son transport et son extraction, lorsque celui-ci provient d’une carrière. Les études semblent confirmer cette empreinte écologique plus faible [MOREL et collab., 2001; LANGRAND et collab., 2007; ALAVA et collab., 2009], même si le gain n’est pas toujours très flagrant. Ce résultat mitigé résulte de deux phénomènes. D’une part, l’approvisionnement de pierre n’est pas toujours aisé dû à la difficulté d’ouvrir des micro-carrières, ce qui augmente les temps de transport et donc l’empreinte écologique¹. D’autre part, dans les analyses de cycle de vie (ACV), la fin de vie est peu ou mal traitée, par manque d’information. En effet, les blocs d’un mur en pierre sèche effondré se réutilisent largement pour sa reconstruction : 70-80% des pierres sont encore en bon état pour reconstruire le mur; le reste pourra servir de calage ou de drain. L’empreinte écologique du mur est donc fortement réduite par rapport à une structure conventionnelle qui devra évacuer les anciens matériaux avant de mettre en oeuvre de nouveaux matériaux.

- **Les atouts économiques, sociaux et culturels des MSPS** se situent à plusieurs niveaux. Premièrement, les MSPS ont toujours joué un rôle clé dans l’économie agricole : on les trouve en nombre dans les régions vallonnées créant ainsi des terrasses cultivables. De plus, leur présence est aussi marquée dans le secteur des transports. En France, 16% des 12 000 murs de soutènement routiers sont en pierre sèche [ODENT, 2000]; de même, en Grande-Bretagne, on recense autour de 9 000 km de MSPS routiers [O’REILLY et collab., 1999]. Par ailleurs, ALAVA et collab. [2009] ont montré que le coût d’un MSPS pouvait, dans certaines zones loin des centres urbains, s’avérer être du même ordre de grandeur que celui d’un mur de soutènement en béton armé.

La technologie pierre sèche requière une main d’œuvre locale importante avec un savoir-faire. La construction en pierre sèche permet ainsi de relocaliser l’économie au sein du terroir. Enfin, ce patrimoine peut être valorisé en réhabilitant ces structures et ainsi développer une activité de tourisme (Exemple de la "Ruta de la Pedra en Sec" à Majorque - Espagne ou plus localement la "route des cabordes dans les Mont d’Or", Lyon - France).

Pour gérer ce patrimoine pierre sèche vieillissant, les premières rénovations effectuées dans les années 80 sur ce type de construction ont d’abord consisté à remplacer des blocs, mettre du mortier dans les joints ou clouer une paroi en béton devant le mur [JONES, 1979; BRUCE et JEWELL, 1986; JONES, 1990, 1993]. À cette époque, la seule méthode de rénovation qui permettait de conserver une structure en pierre sèche a été proposée par [MALDONADO et GONZALEZ, 1989] qui conseillaient d’ajouter de longs blocs ancrant le mur dans le sol. On peut aussi citer les conseils de ARYA et GUPTA [1983] concernant la surveillance du drainage à l’arrière d’un MSPS et la pose régulière de boutisses dans un MSPS. Ainsi, pour rénover en l’état les MSPS endommagés, leur comportement mécanique, largement méconnu, a du être étudié pour être compris et pour ensuite guider les rénovations.

1. On notera que la difficulté d’ouvrir des micro-carrières est en passe d’être levée par les acteurs du terrain.

À retenir : Le patrimoine en pierre sèche, dont les MSPS font partie, est immense et connaît, pour différentes raisons, un regain d'intérêt. Les réparations, autrefois envisagées en utilisant du mortier au ciment, sont de plus en plus écartées pour une rénovation à l'identique, conservant ainsi l'ensemble des atouts de ce patrimoine. Cela a néanmoins nécessité, et nécessite encore, des recherches scientifiques pour caractériser le comportement mécanique de ces ouvrages. Ces recherches sont présentées dans la section suivante.

1.2 Comportement mécanique

Après une brève introduction sur les murs de soutènement en général (*Section 1.2.1*), cette section détaille les études expérimentales ayant eu pour but de mieux comprendre le comportement mécanique des MSPS (*Section 1.2.2*), puis les études analytiques associées (*Section 1.2.3*) et enfin les études numériques (*Section 1.2.4*) qui ont pu être entreprises.

1.2.1 Murs de soutènement gravitaires

L'étude des murs de soutènement s'est développée à partir du XVII^{ème} siècle, notamment avec les travaux de Vauban poursuivis par BÉLIDOR [1813]. Ensuite, COULOMB [1773] théorise la mécanique des sols, en caractérisant le sol par un angle de frottement interne et une cohésion. Cette avancée va permettre de caractériser l'action du sol de remblai sur le mur de soutènement. Par la suite, plusieurs ingénieurs et chercheurs ont mis au point des méthodes analytiques pour le calcul de la poussée des terres et l'étude des murs de soutènement, parmi lesquels : RANKINE [1857], BOUSSINESQ [1876], FELLENIUS [1927], CAQUOT [1933], TERZAGHI [1951], SKEMPTON [1954], BISHOP [1955], Collin, Levy, Massau, Ménard et Mohr). Ces développements ont notamment permis d'accompagner la révolution industrielle avec l'aménagement des voies de communication.

Aujourd'hui, la stabilité d'un ouvrage de soutènement est évaluée en plusieurs temps. La première étape consiste à identifier et calculer les actions extérieures s'appliquant sur l'ouvrage (*Figure 1.10*).

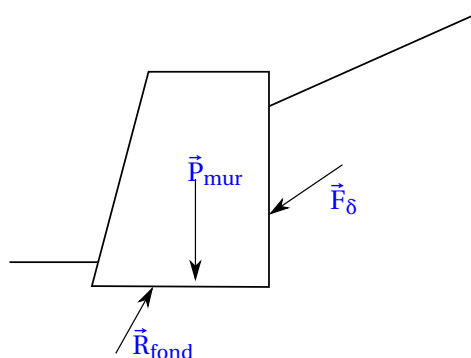


FIGURE 1.10 – Stabilité externe d'un mur de soutènement.

L'action du sol sur le mur (\vec{F}_δ) peut être évaluée en suivant différentes méthodes issues des travaux précédemment cités (équilibre du coin de Coulomb, tables de poussée et butée, théorie de Rankine ou de Boussinesq).

Par exemple, CAQUOT [1933] a développé des tables pour calculer la poussée des terres. Celles-ci, améliorées au fil des années [CAQUOT et KÉRISSEL, 1948; CAQUOT et collab., 1973], se basent sur des hypothèses relatives à l'état de contraintes du sol à proximité du mur de soutènement,

à l'équilibre limite (à l'équilibre juste avant la rupture du système sol-mur, qui caractérise une perte d'équilibre). La contrainte horizontale (σ'_H) appliquée par un sol en poussée est supposée proportionnelle à la contrainte verticale (σ'_V) présente localement dans ce sol :

$$\sigma'_H = K_a * \sigma'_V \quad (1.1)$$

Les valeurs de K_a , le coefficient de poussée, ont été évaluées par CAQUOT et KÉRISSEL [1948] et sont regroupées dans les tables de Caquot et Kérisel.

L'action du sol \vec{F}_δ peut également être évaluée en utilisant la méthode du coin de Coulomb qui consiste à supposer qu'un coin de sol est à l'équilibre limite (Figure 1.11). Ce coin de sol subit son poids propre, repose sur la partie du sol stable et sollicite le mur de soutènement. En écrivant l'équilibre statique de ce coin de sol, on peut évaluer la poussée du sol \vec{F}_δ sur le mur. Cette méthode est à rapprocher des méthodes d'étude de la stabilité des pentes qui utilisent les mêmes principes d'équilibre limite sur une ligne de rupture supposée dans le sol.

Dans des cas généraux, ces deux approches différentes pour évaluer la poussée des terres donnent des valeurs similaires et sont considérées toutes deux valides².

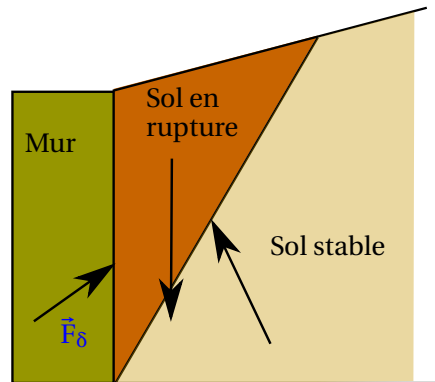


FIGURE 1.11 – Équilibre limite du coin de Coulomb : détermination de la poussée des terres.

Ensuite, la réaction du sol de fondation \vec{R}_{fond} est calculée par un simple équilibre statique de la structure, le poids du mur \vec{P}_{mur} étant connu.

On vérifie ensuite que l'ouvrage est stable vis-à-vis des différents modes de rupture. Classiquement, on considère :

- **Le glissement** : il s'agit de vérifier que la réaction \vec{R}_{fond} du sol de fondation respecte le critère de Mohr-Coulomb :

$$\frac{R_N * \mu}{R_T} \geq F_G \quad (1.2)$$

avec R_T et R_N les projections horizontale et verticale de \vec{R}_{fond} et μ le coefficient de frottement d'interface entre le mur et le sol de fondation. Le facteur de sécurité F_G doit toujours être supérieur à 1. La valeur à utiliser pour F_G est donnée par les réglementations en vigueur : l'Eurocode 7 [AFNOR, 2014b] pour la France (voir Chapitre 5, Section 5.7).

- **Le renversement** : dans ce cas, on vérifie que le poids \vec{P}_{mur} du mur est suffisamment stabilisateur comparé à la poussée des terres \vec{F}_δ . On compare alors les moments engendrés par ces deux forces autour du coin aval inférieur du mur (après avoir trouvé leurs points d'application et donc leurs bras de levier) :

$$\frac{M(\vec{P}_{\text{mur}})}{M(\vec{F}_\delta)} \geq F_R \quad (1.3)$$

2. Cette dernière remarque n'est cependant valable que lorsqu'il s'agit d'un calcul des efforts de poussée. Dans le cas d'un sol en butée, la méthode du coin de Coulomb est moins précise car la ligne de rupture traversant réellement le sol sur site est très différente d'une droite, supposition faite dans la méthode du coin de Coulomb.

avec $M(\vec{P}_{\text{mur}})$ (respectivement $M(\vec{F}_{\delta})$) le moment dû au poids \vec{P}_{mur} (respectivement à la poussée des terres \vec{F}_{δ}). En fait, il s'agit de vérifier que la réaction \vec{R}_{fond} du sol de fondation a bien son point d'application compris dans l'emprise du contact mur/sol de fondation et non à l'aval de celui-ci, ce qui n'est pas physique. Le facteur de sécurité F_R doit toujours être supérieur à 1. De même, en France, F_R est donné par l'Eurocode 7.

À ces modes de rupture généralement considérés pour les murs de soutènement gravitaires, on peut ajouter les ruptures classiques suivantes, non détaillées ici :

- Glissement global : Le sol soutenu subit une rupture interne englobant la structure.
- Poinçonnement : Le sol de fondation a un défaut de capacité portante et la structure s'enfonce.
- Rupture interne : Le mur rompt partiellement dû à une défaillance locale ou une sollicitation concentrée. C'est généralement le cas des **MSPS**.

L'étude de la stabilité des murs de soutènement est toujours d'actualité [POWRIE, 1996; YANG, 2007; BENMEBAREK et collab., 2008; KESHAVARZ et EBRAHIMI, 2016], et notamment en ce qui concerne le calcul des efforts de butée d'un remblai [XU et collab., 2015; PATKI et collab., 2015].

1.2.2 Comportement expérimental des **MSPS**

Contrairement aux **MSPS** routiers, un **MSPS** de talus est chargé uniquement par un remblai. La poussée des terres qui en résulte est idéalement la même dans toute la longueur du **MSPS** : dans le cas d'un dimensionnement, on n'étudie donc souvent qu'une seule section du mur qui est représentative de toutes les autres. Cela revient en fait à considérer que l'ouvrage rompt selon un mode **3D** de déformation plane. Cette approche est plus simple et donc a été suivie en premier lieu mais elle peut être considérée plus éloignée de la réalité. En effet, du fait de l'hétérogénéité naturelle d'un site, les **MSPS** existants rompent souvent localement : la section « trop » chargée rompt, entraînant avec elle une faible partie de l'ouvrage, ce qui réduit par ailleurs les coûts de réparation.

1.2.2.1 **MSPS** de talus : rupture en déformation plane

Parmi les nombreuses études (d'ingénieurs et/ou de chercheurs) datant de la révolution industrielle, seules deux [ANON, 1845; BURGOYNE, 1853] se sont intéressées spécifiquement à la construction en pierre sèche. ANON [1845] et BURGOYNE [1853] ont notamment cherché à déterminer la géométrie idéale d'un **MSPS** de talus afin de réduire les coûts de construction des ouvrages de fortification. Quatre murs de sections différentes (mais ayant la même aire dans une section transversale) ont donc été étudiées (Figure 1.12). Le Tableau 1.1 rassemble les paramètres expérimentaux des essais de BURGOYNE [1853]. Les murs A_b et B_b ont pu être remblayés progressivement jusqu'à la hauteur totale du mur. Le mur A_b était complètement stable après 1 mois. Le mur B_b présentait des signes de faiblesse, avec notamment des fissures et un déplacement à son extrémité supérieure de plus de 5 cm. Les murs C_b et D_b n'ont pas pu être remblayés jusqu'à leur hauteur totale et ont rompu tous deux lorsque le remblai est passé de 4,66m à 5,18m. Ils ont tous les deux rompus selon un mode de rupture en renversement avec une rupture traversant le mur (Figure 1.12). Le mur C_b présentait une forme convexe, formant un ventre, peu avant la rupture. Ainsi, BURGOYNE [1853] en a déduit le fait qu'un fruit aval permettait d'augmenter la résistance d'un **MSPS**, à la différence d'un fruit amont.

Après ces premiers travaux sur la pierre sèche, les études spécifiques de cette technologie se sont raréfiées. Ce n'est qu'en 1986 qu'une étude des modes de rupture spécifiques des **MSPS** est réalisée par COOPER [1986]. Il valide notamment les deux modes de rupture dominants pour les **MSPS** : le glissement et le renversement internes avec une rupture traversant le mur comme ce qui avait relevé par BURGOYNE [1853]. De plus, COOPER [1986] observe la formation de ventre pour les

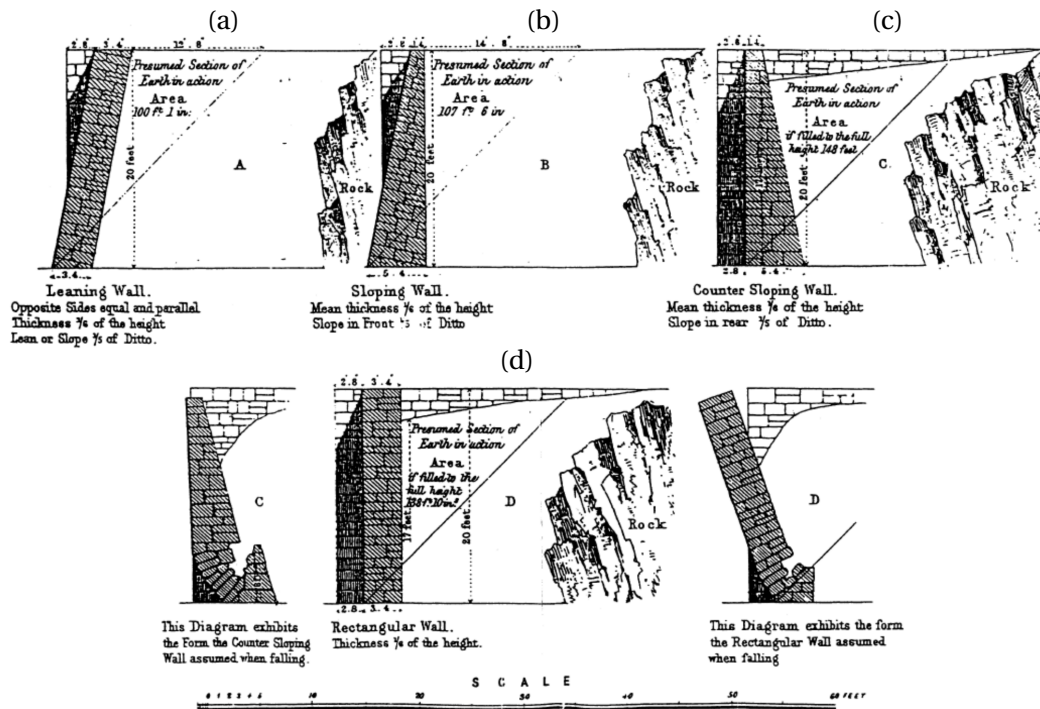


FIGURE 1.12 – Géométrie des MSPS testés par BURGOYNE [1853]. (a) A_b Fruits aval et amont. (b) B_b Fruit aval. (c) C_b Fruit amont. (d) D_b Sans fruit.

TABLEAU 1.1 – Paramètres expérimentaux des expériences de BURGOYNE [1853]. L'indice b précise l'origine (BURGOYNE [1853]) des essais.

	Mur A_b	Mur B_b	Mur C_b	Mur D_b
Hauteur H (m)	6,1	6,1	6,1	6,1
Fruit aval f_v (%)	20	20	0	0
Fruit amont f_m (%)	20	0	20	0
Largeur à la base B (m)	1,02	1,63	1,63	1,02
Largeur en tête b_{tete} (m)	1,02	0,41	0,41	1,02
Masse volumique du mur γ_m ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	2270			
Masse volumique du remblai γ_r ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	1390★			
Hauteur de rupture (m)	-	-	5,18	5,18

★ Le poids volumique est celui correspondant à l'état initial du sol. Burgoyne a cependant noté d'importantes pluies ayant pour conséquence le tassement et la densification du remblai.

MSPS anciens. Cet effet de ventre est considéré comme un mode de rupture qui se crée au cours du temps menant à l’effondrement partiel ou total de la structure. Ce ventre est attribué à des efforts localisés en surface ou bien au tassement du sol de fondation. Ce sont ces trois modes de rupture qui ont principalement été étudiés par le passé.

La seconde campagne expérimentale concernant les **MSPS** de talus a été effectuée par **VILLEMUS [2004]** à partir de 2002. Le but final était de mieux comprendre le comportement mécanique de ces murs mais aussi d’obtenir une base de données expérimentales permettant de valider des méthodes analytiques de dimensionnement des **MSPS**. Cinq murs avec différentes géométries et différentes pierres ont été chargés progressivement par une pression hydrostatique générée par une bache plastique remplie d’eau. Ce type de chargement a été choisi car plus simple à caractériser qu’un chargement de type remblai. Le *Tableau 1.2* regroupe les paramètres expérimentaux des expériences de **VILLEMUS [2004]**. Dans ces expériences, les deux modes de rupture en glissement et renversement ont été observés. La prépondérance du mode de rupture en glissement est attribuée à la poussée hydrostatique dont l’effet est complètement horizontal alors qu’un remblai aurait induit une composante verticale stabilisatrice sur le parement due au frottement d’interface mur-remblai. **VILLEMUS et collab. [2006]** ont aussi relevé que les plans de glissement dans un **MSPS** ne se développent pas obligatoirement le long des lits de pierre. La *Figure 1.13* montre le champ de déplacement du mur V3l qui se fait selon un plan d’inclinaison de 15° différent des lits horizontaux du mur (0°). **VILLEMUS et collab. [2006]** attribuent cette différence d’inclinaison à la rotation interne des blocs au niveau de la ligne de rupture du mur due à l’augmentation du chargement au cours de l’essai.

TABLEAU 1.2 – Paramètres expérimentaux des expériences de **VILLEMUS [2004]**.

	V1l	V2l	V3l	V4l	V5s
Hauteur H (m)	2	2	4	2	4,25
Fruit aval f_v (%)	15	0	15	12	15
Inclinaison des lits α	0°	0°	0°	4°	8,5°
Largeur à la base B (m)	0,9	0,9	1,8	0,9	1,8
Type de Pierre	Calcaire	Calcaire	Calcaire	Calcaire	Schiste
Type de rupture ★	G	G/R	G	G/R	G
Hauteur limite d’eau (m)	1,74	1,90	3,37	1,94	3,63

★ R : Renversement / G : Glissement

Suivant les tests de **VILLEMUS [2004]**, **COLAS [2009]** a conduit une campagne expérimentale sur des **MSPS** de talus en 2008, avec le même objectif de produire une base de données expérimentales pour la validation d’outils analytiques de dimensionnement. Quatre murs ont ainsi été construits et remblayés par un gravier roulé jusqu’à la rupture des murs. À la différence des expériences de **VILLEMUS [2004]**, les murs expérimentaux ont principalement rompu selon un mode de renversement (*Figure 1.14*). En effet, les hauteurs de remblais atteintes étaient nettement plus importantes proportionnellement à la largeur des murs, favorisant ainsi un mode de rupture en renversement (*Tableau 1.3*). Tout comme **VILLEMUS [2004]**, **COLAS [2009]** a aussi mis en évidence la rotation interne des pierres au cours d’un chargement.

1.2.2.2 **MSPS** routiers : rupture tridimensionnelle vraie

MUNDELL [2009] a étudié le phénomène de formation de ventre dans les **MSPS**. Grâce à une campagne d’essais à échelle réelle, il a été capable de retrouver le phénomène de ventre, souvent observé sur les ouvrages anciens (*Figure 1.15*). Cinq murs (utilisant différentes géométries) ont été ainsi testés. Le chargement consistait en deux points. D’une part, une surcharge localisée

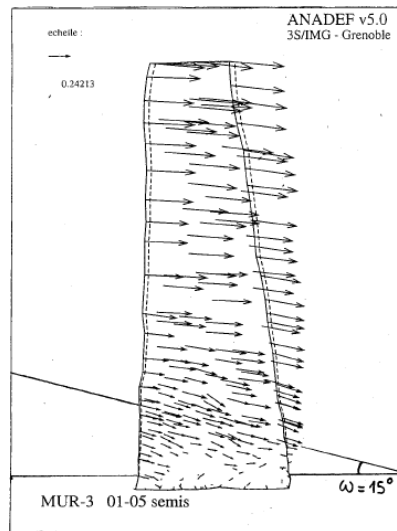


FIGURE 1.13 – Champ de déplacement au sein d'un MSPS au moment de son glissement [VILLEMUS, 2004]. Le plan de glissement est incliné par rapport aux lits du mur.



FIGURE 1.14 – Photographie de la rupture en renversement d'un MSPS testé par COLAS [2009].

TABLEAU 1.3 – Paramètres expérimentaux des expériences de COLAS [2009].

	C1g	C2s	C3s	C4l
Hauteur H (m)	2,5	2,5	2,5	2,5
Fruit aval f_v (%)	6	6	6	6
Inclination des lits α	3,4°	3,4°	9,1°	9,1°
Largeur à la base B (m)	0,6	0,6	0,7	0,65
Type de pierre	Granite	Schiste	Schiste	Calcaire
Type de rupture ★	G/R	G/R	R	R
Hauteur limite de remblai (m)	-	2,41	2,96	2,95
Inclinaison du remblai	26,4°	31,7°	32,6°	34,9°

★ R : Renversement / G : Glissement

était appliquée au-dessus du remblai au centre du mur. D'autre part, la partie centrale des MSPS (4 mètres sur les 12 mètres totaux) était placée sur une plateforme soutenue par des vérins permettant l'inclinaison de celle-ci. La plateforme a été inclinée vers l'aval en même temps que la surcharge localisée était augmentée, créant ainsi dans un premier temps la formation d'un ventre, stable, puis la rupture complète du mur, en augmentant encore la charge (Figure 1.16). MUNDELL [2009] analyse notamment que le phénomène de déformation en forme de ventre dans la structure en pierre sèche est un témoin de la capacité adaptative de ces structures : le nouvel état (déformé) est plus stable que le précédent.

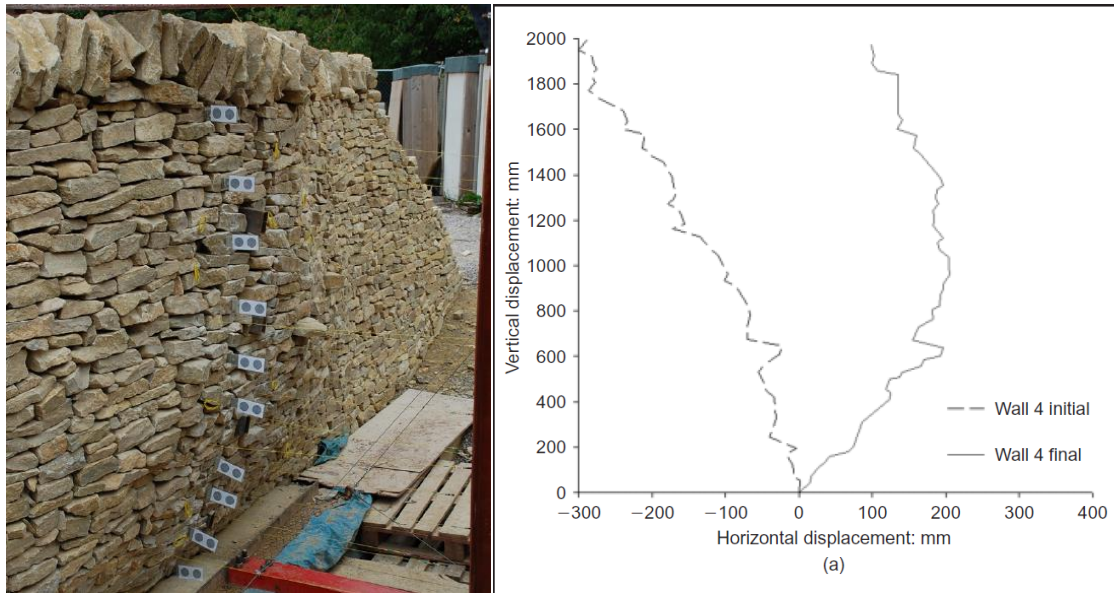


FIGURE 1.15 – Expérience à échelle réelle sur des MSPS routiers. Formation d'un ventre localisé [MUNDELL et collab., 2010]



FIGURE 1.16 – Rupture tridimensionnelle vraie d'un MSPS [MUNDELL, 2009].

Dans la suite des travaux de MUNDELL [2009], LE [2013] a développé un essai de chargement de MSPS avec une charge ponctuelle pour simuler la présence d'un véhicule. Son objectif était de déterminer la charge limite applicable à un MSPS routier dans le but de valider une méthode ana-

lytique. La charge ponctuelle était appliquée par une pelle mécanique sur un remblai de gravier roulé soutenu par un MSPS de 2,3 mètres de haut. Du fait de la non-vérification de l'orientation de la force appliquée en tête de remblai, les résultats expérimentaux se sont montrés difficiles à analyser. Le même type d'essai a ensuite été effectué par TERRADE [2017] sur un MSPS routier en utilisant des vérins hydrauliques pour contrôler l'orientation de la charge (Figure 1.17). LE [2013] comme TERRADE [2017] obtiennent des ruptures en trois dimensions lors de leurs essais. Ils ne notent par contre pas de formation de ventre au cours de leurs expériences, contrairement aux essais de MUNDELL et collab. [2010]. La surcharge en tête de remblai n'est donc pas le seul élément qui contrôle l'apparition d'un ventre dans un MSPS routier.



FIGURE 1.17 – Dispositif expérimental de TERRADE [2017], avec notamment le vérin hydraulique.

1.2.2.3 Caractéristiques réelles d'un MSPS

Les expériences citées précédemment ont permis d'évaluer certaines propriétés mécaniques des matériaux constitutifs des MSPS. VILLEMUS [2004] et COLAS [2009] ont ainsi pu estimer le poids et le frottement de différents types de pierres (granite, schiste et calcaire), ainsi que la porosité d'un assemblage en pierre sèche construit selon les règles de l'art des artisans français. De même, MUNDELL [2009] ainsi que TERRADE [2017] ont pu estimer le poids et la porosité de MSPS faits en calcaire.

De manière complémentaire, MUNDELL [2009] a mené une étude sur la porosité intrinsèque des MSPS, montrant que les murs construits selon les règles de l'art anglo-saxonnes possédaient une porosité beaucoup plus faible que ceux issus d'une construction de mauvaise qualité (différence pouvant aller jusqu'à 15% en utilisant les mêmes pierres). Il note aussi qu'il est quasiment impossible d'obtenir des porosités plus faibles que 20% pour un MSPS : la moyenne se situe autour de 25-30% pour un MSPS construit selon les règles de l'art, ce qui est cohérent avec les valeurs de porosité relevées pendant les autres campagnes expérimentales.

Pour caractériser les interactions locales entre les pierres d'un MSPS, la première approche relevée dans la littérature a consisté à considérer le frottement global entre deux pierres ou deux lits de pierres. Cette approche simplifiée a permis notamment le développement de méthodes analytiques, présentées dans la sous-section suivante. Alors que VILLEMUS [2004], COLAS [2009] et TERRADE [2017] ont effectué des tests de cisaillement à la boîte de Casagrande pour évaluer le frottement entre les blocs de pierre, ALEJANO et collab. [2012a] ont procédé autrement. En effet, les blocs étudiés étant très gros, ils ont estimé le frottement des pierres en se basant sur la rugosité des surfaces en contact.

On peut donc se référer à ces études lorsque des valeurs crédibles pour les propriétés mécaniques des pierres sont requises. On notera néanmoins une nette variabilité (frottement et poids volumique des pierres) entre ces différentes valeurs, et notamment pour les pierres calcaires.

1.2.2.4 Expériences sur modèles réduits

Pour faciliter la validation de méthodes analytiques, des essais de laboratoire ont souvent été effectués. Ceux-ci utilisaient des murs modèles faits de briques parallélépipédiques assemblées à sec [VILLEMUS, 2004; MUNDELL, 2009; COLAS et collab., 2010a; QUEZADA et collab., 2016; TERRADE, 2017] (Figures 1.18 et 1.19). On peut noter que les briques parallélépipédiques utilisées ont une forme éloignée de celle des pierres brutes utilisées dans les ouvrages en pierre sèche. Néanmoins, ces essais offrent un cadre de validation moins coûteux que des essais réels tout en réussissant à modéliser les comportements globaux des MSPS. En effet, les modes de ruptures de ces murs modèles sont similaires à ceux des MSPS réels [VILLEMUS, 2004; COLAS et collab., 2010a] (Figure 1.18).

Ces essais à échelle réduite ont aussi permis de montrer que le mode de rupture était influencé par la présence ou non de boutisses dans le mur, celles-ci renforçant le mur [VILLEMUS, 2004].

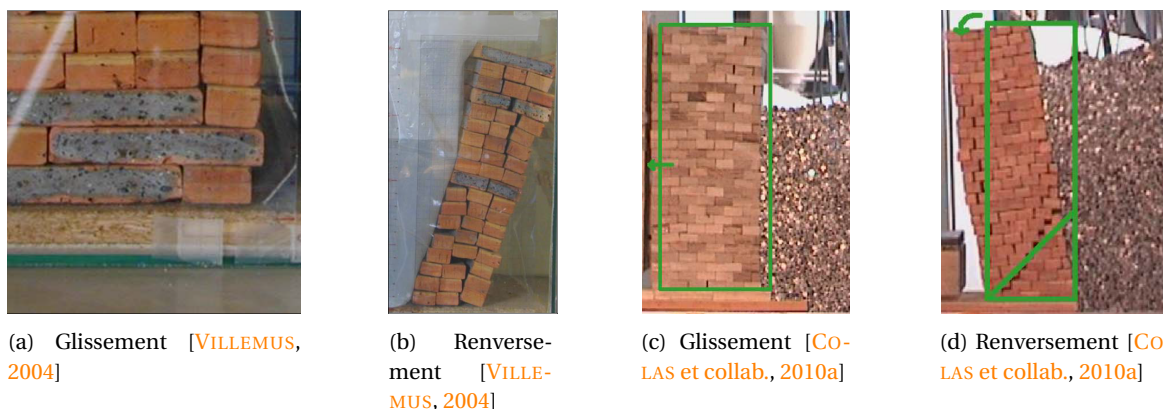


FIGURE 1.18 – Observation des modes de ruptures des MSPS sur des modèles réduits [VILLEMUS, 2004; COLAS et collab., 2010a].



FIGURE 1.19 – Étude à échelle réduite de l'influence de différents paramètres (géométrie, clouage, jointoie-ment) [TERRADE, 2017].

À retenir : Des séries d'expériences sur des MSPS réels ont permis de mettre en évidence trois modes de rupture : le glissement, le renversement et l'effondrement 3D avec ou sans formation de ventre préalable. De plus, les caractéristiques mécaniques d'un MSPS ont pu être estimées. Enfin ces essais à échelle réelle, associés aux nombreux essais à échelle réduite, permettent de valider des outils analytiques d'étude de la stabilité des MSPS, outils présentés dans la sous-section suivante.

1.2.3 Études analytiques des MSPS

1.2.3.1 Stabilité d'un MSPS de talus : glissement et renversement internes

Après les premières tentatives de modélisation analytique des MSPS [CONSTABLE, 1874; HUSBAND et HARBY, 1911; CAPPER et CASSIE, 1969; CLAYTON et collab., 2014], plusieurs méthodes ont vu le jour dans les années 2000, basées sur les modes de rupture classiques : le glissement et le renversement.

VILLEMUS [2004] a ainsi mis au point une méthode analytique fondée sur l'équilibre limite du mur. La poussée des terres est calculée selon le théorème des états correspondants de CAQUOT [1933] et sur les tables de poussée et de butée de [CAQUOT et KÉRISEL, 1948]. Ensuite, VILLEMUS [2004] postule que la rupture peut se produire selon deux modes distincts : le glissement et le renversement internes. Il exclut ainsi le phénomène de formation d'un ventre dans son modèle analytique. La différence avec les approches classiques d'étude de murs de soutènement réside dans la possibilité pour la rupture de traverser le MSPS du fait de l'absence de mortier entre les joints, à la manière de ce qu'avait proposé CONSTABLE [1874]. La Figure 1.20 montre la paramétrisation utilisée par VILLEMUS [2004] pour cette ligne de rupture : ω , l'angle de rupture dans le mur avec l'horizontale et h_g , la hauteur de rupture dans le mur sont les données variables de la méthode. VILLEMUS [2004] montre dans un premier temps que la vérification analytique du glissement interne donne toujours une hauteur de rupture $h_g = 0$. De plus, il utilise sa méthode analytique pour modéliser ses essais à échelle 1 et à échelle réduite. Par l'ajout d'une potentialité de rotation interne des blocs (observée expérimentalement sur la Figure 1.13), cette méthode de calcul est améliorée pour permettre de retrouver les résultats expérimentaux. Elle nécessite cependant une estimation de l'inclinaison ω du plan de rupture traversant le mur par rapport à l'horizontale. Finalement, cette dernière a été utilisée pour produire des abaques de dimensionnement de MSPS [CAPEB et collab., 2008].

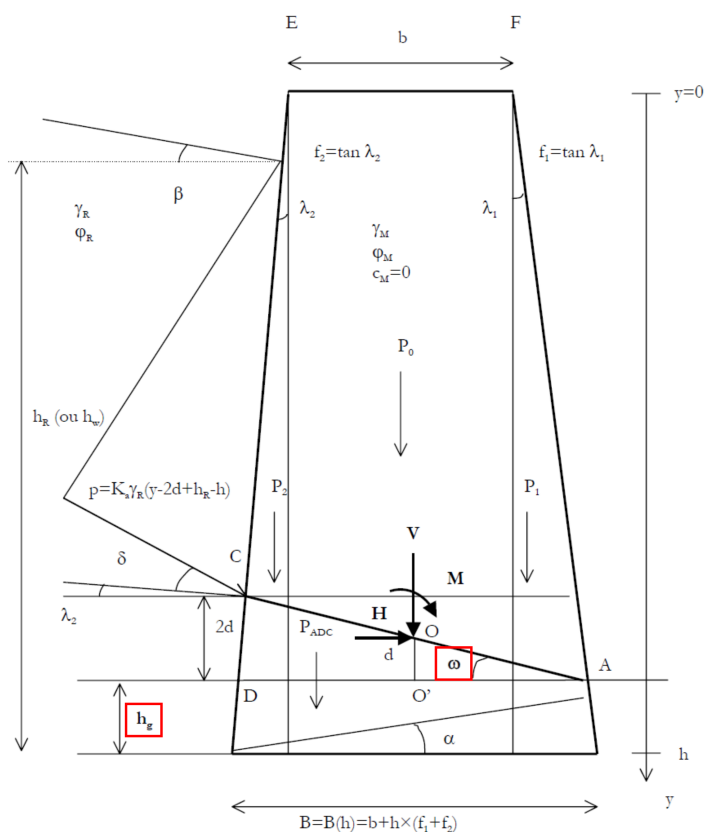


FIGURE 1.20 – Paramétrisation du calcul analytique de VILLEMUS [2004]. Prise en compte du mode de rupture interne en glissement ou en renversement.

Dans le même objectif de fournir un outil de dimensionnement, COLAS [2009] a utilisé l'approche à la rupture pour calculer tous les chargements potentiellement supportables par le mur, et notamment la méthode dite « cinématique » qui donne une solution du problème mécanique par l'extérieur. Le principe consiste à supposer une cinématique de rupture, d'en déduire les puissances développées par ces déplacements (fictifs) et de vérifier que ces puissances sont compensées par des puissances stabilisatrices. COLAS et collab. [2008] supposent deux types de cinématique de rupture, une en glissement et une en renversement (Figure 1.21). Pour modéliser le mur et la maçonnerie à sec, la méthode analytique de COLAS et collab. [2008] utilise la théorie d'homogénéisation développée par DE BUHAN [1986] : le mur modèle est ainsi constitué d'un unique matériau ayant son propre critère de rupture. La théorie d'homogénéisation ajoute un paramètre d'élanement des blocs qui permettra de conditionner l'inclinaison de la rupture dans le mur, celle-ci ne pouvant se développer qu'entre les joints.

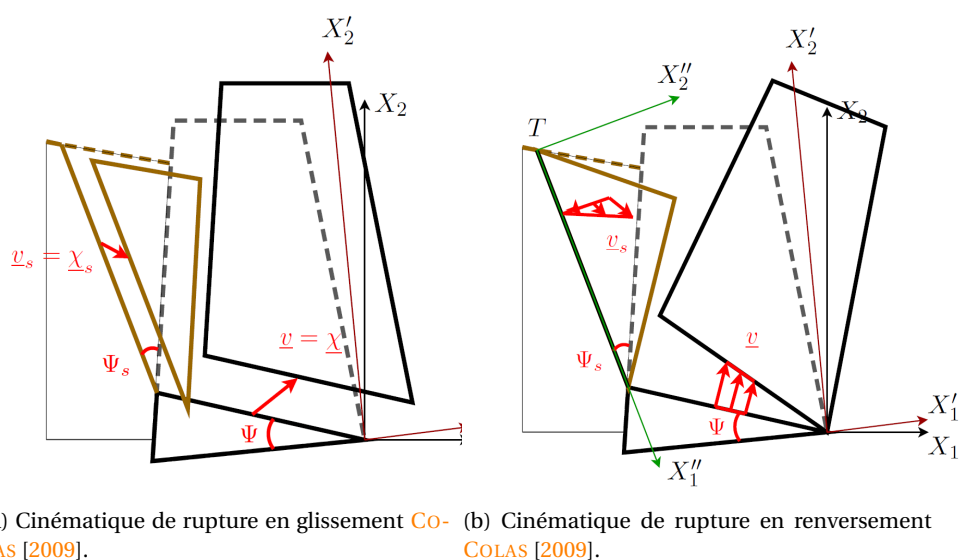


FIGURE 1.21 – Cinématiques de rupture choisies par COLAS [2009]. Glissement du mur et glissement du sol; renversement du mur et cisaillement du sol.

COLAS et collab. [2013b] ont pu vérifier l'adéquation de la méthode analytique sur des essais expérimentaux à échelle réduite. À travers des analyses paramétriques (expérimentales et analytiques), ils ont montré la nette influence des propriétés du sol de remblai (C' et ϕ') sur la résistance d'un MSPS et sur ses modes de rupture (glissement et renversement internes), notée aussi par VILLEMUS [2004] et par ALEJANO et collab. [2012a]. Dans un second temps, COLAS et collab. [2013a] ont pu valider la méthode de calcul développée sur la base des expériences à échelle 1 de VILLEMUS [2004] et COLAS [2009]. La méthode analytique du calcul à la rupture donne une bonne prédiction de la hauteur du remblai (ou de l'eau) critique avec notamment un écart maximal de 11% avec l'expérience.

La méthode analytique de COLAS [2009] donne des prédictions de résistance des murs (à échelle réduite ou à échelle 1) en moyenne supérieures aux résultats expérimentaux, conformément à l'approche « par l'extérieur » utilisée. Cette méthode de calcul, validée expérimentalement, a été utilisée pour construire les abaques de dimensionnement présentes dans les Règles Professionnelles de la construction en pierre sèche parues en France [ENTPE et collab., 2017].

TERRADE [2017] a ensuite proposé des améliorations pour cette méthode à travers le développement d'un outil numérique basé sur la méthode analytique à la rupture. Il a notamment autorisé la surface de rupture dans le remblai à prendre une forme logarithmique (thèse soutenue par bon nombre d'auteurs, parmi lesquels : FELLENIUS [1927], Collin, Petterson, BISHOP [1955], Hultin, Frontard). À cette amélioration, s'est aussi ajoutée la possibilité d'avoir des géométries plus com-

plexes pour le mur que le cadre strict du calcul à la rupture. Cela permet notamment d'étudier des structures vieillissantes dont la géométrie n'est plus régulière. Bien que cette méthode nécessite la création d'un maillage du système et soit donc plus complexe, elle montre des résultats plus précis que la méthode initiale, concernant la modélisation des essais de [VILLEMUS \[2004\]](#) et de [COLAS et collab. \[2010b, 2013a\]](#). On peut noter que la précision des méthodes analytiques présentées ci-dessus pour retrouver les résultats expérimentaux est très bonne du fait de l'hétérogénéité naturellement présente dans les [MSPS](#), dû à l'hétérogénéité des pierres, des surfaces, du gravier. L'utilisation de paramètres globaux (frottement, masse volumique, porosité) pour caractériser des propriétés locales très variables s'avère donc pertinent dans une démarche de dimensionnement. [Li et collab. \[2018\]](#) ont utilisé une méthode similaire pour modéliser des murs de soutènement hourdés au mortier de ciment (ou partiellement hourdés) où le remblai est maillé à l'aide d'une méthode aux éléments finis et les blocs modélisés comme des blocs discrets. Leur modélisation est aussi basée sur l'analyse à la rupture avec une approche cinématique (donnant donc une estimation par le haut de la charge ultime). La ligne de rupture, trouvée par un processus itératif, peut traverser le mur uniquement dans les joints entre les pierres, et traverser le remblai uniquement entre les mailles du système. [Li et collab. \[2018\]](#) se servent notamment de cette méthode pour calculer la charge ultime d'un mur maçonné écroulé et ainsi comprendre l'origine de la pathologie. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle ne permet pas une simulation facile du renversement, les joints ne pouvant pas s'ouvrir. Néanmoins, l'avantage d'une telle méthode réside dans la modélisation discrète des blocs qui permet de mieux contrôler la façon dont la ligne de rupture se développe à travers les joints.

[ALEJANO et collab. \[2012b\]](#) ont développé une méthode analytique pour dimensionner des [MSPS](#). Les structures visées par l'étude sont assez imposantes, mesurant jusqu'à 20m de haut et utilisant des blocs fortement retaillés d'environ 50cm de côté. Celles-ci possèdent des géométries avec un parement aval vertical ($\lambda_v = 0^\circ$) et un parement amont incliné ($\lambda_m \neq 0^\circ$). On trouve ce type de structures en Galice notamment. En partant du haut du mur, [ALEJANO et collab. \[2012b\]](#) testent la stabilité de chaque lit en glissement et en renversement. En cas d'instabilité, ils ajoutent un bloc (0,5m × 0,5m) dans la largeur du lit considéré; sinon, ils passent directement au lit suivant, vers le bas. La particularité de cette méthode consiste à laisser la possibilité à la rupture de traverser le mur selon un plan incliné dans le cas de la rupture en renversement. Néanmoins, [ALEJANO et collab. \[2012b\]](#) notent que cette inclinaison doit être limitée par des valeurs réalistes. En effet, plus l'inclinaison de cette rupture est importante, plus la structure nécessitera de pierres (+27% de pierres pour une augmentation de l'angle d'inclinaison de 22,5° à 63°). Ils proposent donc de limiter cet angle via une observation de la face visible du mur à caractériser [[ALEJANO et collab., 2012a](#)], la ligne de rupture ne pouvant traverser les blocs (*Figure 1.22*). Ils valident notamment la présence de cet angle de rupture dans les murs étudiés grâce à des simulations numériques sous le logiciel [UDEEC \[ITASCA, 2011\]](#) et grâce à des expériences à échelle réduite de rupture de mur à joints secs [[ALEJANO et collab., 2012a](#)]. En appliquant leur méthode analytique sur un cas réel de mur de soutènement ayant rompu localement (en [3D](#)), ils arrivent à retrouver que le [MSPS](#) n'était pas en condition de stabilité [[ALEJANO et collab., 2012a](#)]. En fait, la (ou les) section du mur instable a entraîné localement le mur en rupture. Ainsi, les méthodes basées sur des ruptures en déformation plane, semblent capables de caractériser la stabilité ou l'instabilité en [3D](#) d'ouvrages existants, bien qu'elles soient simplifiées.

1.2.3.2 Stabilité d'un [MSPS](#) de talus : autres modes de rupture

Les méthodes de dimensionnement ci-dessus se sont spécifiquement intéressées aux deux modes de rupture interne en glissement et en renversement. En particulier, [COLAS et collab. \[2008, 2013b\]](#) et [VILLEMUS et collab. \[2006\]](#) considèrent que les pierres de fondation sont encastrées dans le sol; la butée est donc infiniment rigide et sa rupture n'est pas prise en compte. [ALEJANO et collab. \[2012b,a\]](#) peuvent tenir compte de l'existence d'un effort de butée fini, de manière simplifiée

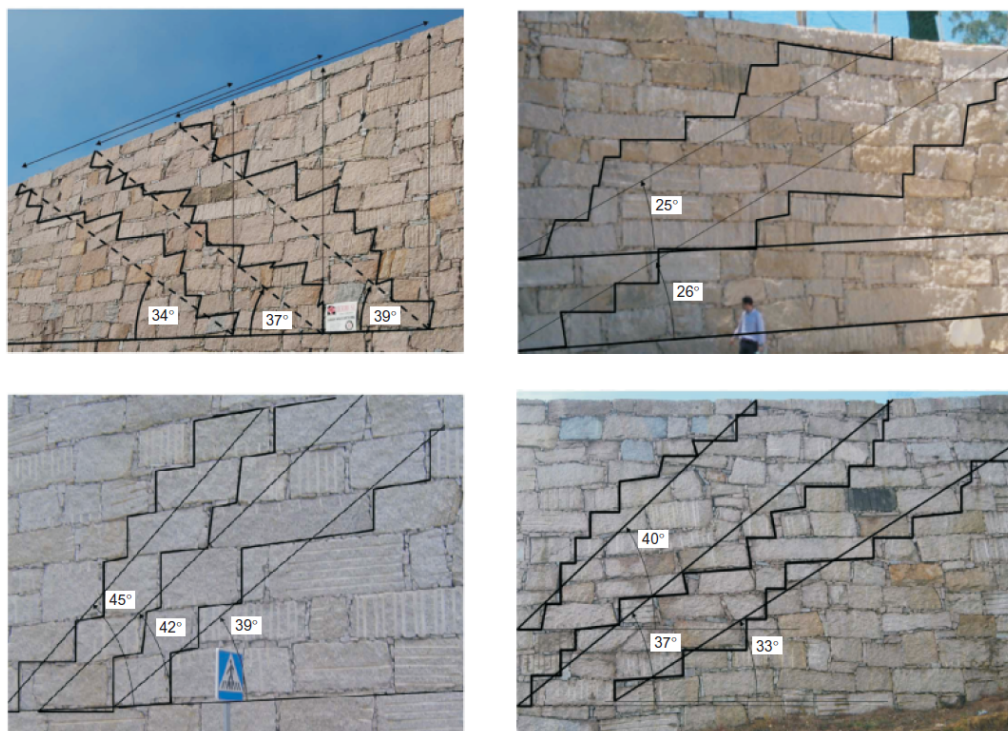


FIGURE 1.22 – Évaluation de l'angle de rupture dans le mur par rapport à l'horizontale [ALEJANO et collab., 2012a]. L'analyse est faite en fonction de la taille des blocs du mur qui contraignent la rupture, car ne pouvant se développer qu'entre les joints.

dans leur modèle analytique. Cependant, ils montrent que les lits des pierres de fondation sont plus stables que les lits supérieurs et qu'ils ne solliciteront que faiblement le sol en butée [ALEJANO et collab., 2012a]. La rupture du sol en butée semble donc peu probable pour les MSPS de talus.

Bien que sa méthode analytique permette le dimensionnement de MSPS, MUNDELL [2009] a cherché à étudier la stabilité d'ouvrages existants présentant une déformation en forme de ventre, située à environ un tiers de la hauteur du mur depuis la base. Pour cela, il a aussi développé une méthode d'équilibre limite du mur, où celui-ci est découpé en tranches horizontales, de manière similaire à ALEJANO et collab. [2012b] mais sans aucun joint vertical (Figure 1.23). L'avantage majeur de cette méthode réside dans le fait que la géométrie du mur testé peut être très complexe, tout comme le modèle de déformation plane de TERRADE [2017]. La stabilité est testée par différents biais. Le premier vérifie que chaque couche du mur est à l'équilibre en renversement. Le second trace la ligne d'action globale du mur (elle part du milieu du mur en haut pour se déplacer vers l'extérieur quand la profondeur augmente). Enfin, la dernière vérification consiste à s'assurer de la stabilité en glissement de chaque couche. L'ajout d'une surcharge sur le remblai est rendu aussi possible grâce à la prise en compte du bulbe de contrainte de BOUSSINESQ [1876] sous une surcharge localisée (dans les trois dimensions). Il est à noter que la vérification du glissement du mur peut se faire en considérant une inclinaison des lits de pierre, pour rester applicable en pratique et tenir compte du pendage du mur.

MUNDELL [2009] a ensuite validé son modèle analytique sur la base des expériences menées par BURGOYNE [1853], montrant notamment que la déformation du mur C_b diminue sa résistance (comparée à un mur non déformé). MUNDELL [2009] retrouve aussi le mode de rupture en effondrement de BURGOYNE [1853] via la détection de la rotation des blocs des parties inférieures du mur. Ensuite, il a également modélisé les expériences de VILLEMUS et collab. [2006] montrant une bonne adéquation entre ses prédictions et les résultats expérimentaux (erreur inférieure à 10%).

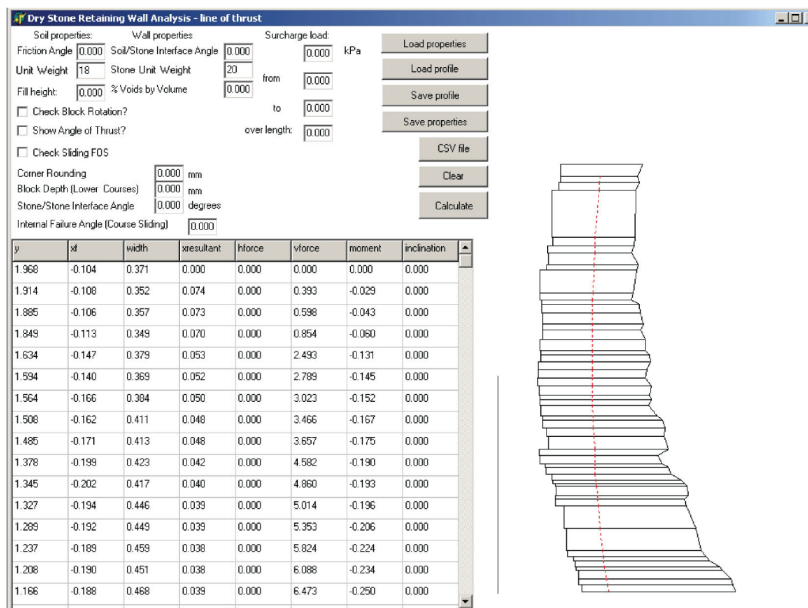


FIGURE 1.23 – Exemple de géométrie créée par l’outil de dimensionnement analytique de [MUNDELL \[2009\]](#). Le découpage en couches horizontales permet de reproduire facilement tous les types de géométries possibles pour les [MSPS](#) existants.

Les raffinements proposés par l’ajout d’une ligne de rupture inclinée pour le glissement (comme indiquée par les résultats de [VILLEMUS \[2004\]](#)) permettent globalement d’améliorer les prédictions. Cependant, celle du mur « V41 » ([Tableau 1.2](#)) s’éloigne du résultat expérimental surtout si l’on s’intéresse aux modes de rupture : le renversement n’est plus du tout dimensionnant d’après la méthode analytique, contrairement aux résultats expérimentaux de [VILLEMUS et collab. \[2006\]](#).

[MUNDELL \[2009\]](#) a aussi validé son modèle de calcul sur la base des expériences à échelle réduite montrant une bonne prédiction globale de la hauteur de rupture des [MSPS](#) réduits (5% d’erreur relative en moyenne). Enfin, [MUNDELL et collab. \[2010, 2009\]](#) notent que l’apparition d’un phénomène de ventre peut parfois indiquer la proximité d’une rupture, surtout si des pierres sont localement déchaussées du mur [[MCCOMBIE et collab., 2012](#)]. Mais bien souvent, cette déformation résulte d’un réarrangement des blocs qui améliore la stabilité de l’ouvrage. Cette hypothèse est notamment appuyée par [WALKER et collab. \[2007\]](#). Ils montrent, en utilisant la méthode analytique de [MUNDELL et collab. \[2009\]](#), qu’un mur soumis à une charge linéique est instable dans sa position initiale (ligne d’action en dehors du mur) alors qu’il est stable dans sa position déformée ([Figure 1.24](#)).

1.2.3.3 Stabilité d’un [MSPS](#) routier : déformation tridimensionnelle

Enfin, [MUNDELL \[2009\]](#) a utilisé son modèle analytique en déformation plane pour modéliser ses expériences à échelle 1 en 3D. Même si la rupture est créée par l’action 3D de la surcharge sur le remblai, l’outil de calcul développé pour des phénomènes de type déformation plane retrouve les tendances pour la rupture de ces [MSPS](#) expérimentaux (modes de rupture, ordre de grandeur de la surcharge) mais ne retrouve pas exactement la valeur de la surcharge provoquant la rupture des [MSPS](#). Des vrais modèles 3D sont donc nécessaires pour des résultats quantitatifs précis. [MUNDELL et collab. \[2010\]](#) et [MCCOMBIE et collab. \[2012\]](#) montrent aussi que les effets d’une surcharge sur un [MSPS](#) sont très limités si la surface de celle-ci est faible et qu’ainsi les déformations en forme de ventre observées sur les [MSPS](#) routiers proviennent plus vraisemblablement des essieux de camions que de ceux des voitures [[MCCOMBIE et collab., 2012](#)].

La méthode analytique du calcul à la rupture a aussi été adaptée à un cas 3D, notamment pour

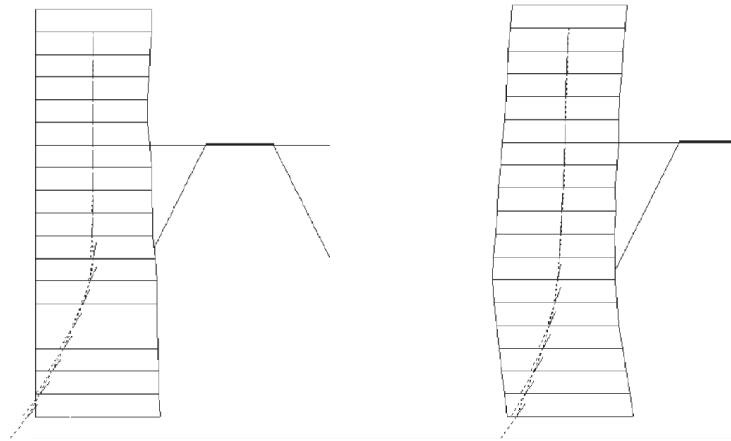


FIGURE 1.24 – Formation d'un ventre pour augmenter la stabilité de la structure [WALKER et collab., 2007]. Le mur dans sa géométrie initiale n'est pas stable alors qu'il l'est en se déformant. On voit notamment que le bulbe de la surcharge agit plus haut sur le mur non déformé que sur le mur déformé.

étudier la rupture des **MSPS** routiers où l'effet de la charge concentrée (poids du véhicule transmis par les roues à la chaussée) s'ajoute à la poussée du remblai [LE et collab., 2016]. La difficulté repose sur la définition d'une surface de rupture adaptée. Ce type de méthode est toujours en cours d'étude et d'évolution avec notamment une contribution de TERRADE et collab. [2018].

À retenir : De nombreuses études analytiques, basées sur l'analyse limite, ont permis de retrouver les résultats expérimentaux observés lors des tests (de laboratoire ou *in situ*). Ces méthodes ont pu également produire des guides et abaques avec un coût de calcul relativement faible, ce qui répond bien à des demandes de dimensionnement d'ouvrages sur chantier. Cependant, ces méthodes ne permettent pas d'obtenir l'évolution du champ de déplacements des ouvrages, déplacements souvent nécessaires à la génération de forces et donc de résistance. Ces déplacements engendrent malheureusement parfois des pathologies. Pour cette raison, mais aussi pour l'étude d'ouvrages très particuliers, des études numériques peuvent accompagner des études analytiques.

1.2.4 Études numériques des **MSPS**

Souvent antérieurement ou contemporanément aux méthodes analytiques vues précédemment, des modèles numériques ont été développés afin de comprendre le comportement des **MSPS**. Généralement basés sur des expériences tests, ils sont ensuite utilisés pour faire varier certains paramètres et ainsi voir leur influence sur le comportement de la structure. La particularité des **MSPS** réside dans le fait que les pierres peuvent glisser et tourner les unes par rapport aux autres, créant et supprimant des contacts au gré des sollicitations. Les modélisations numériques aux éléments discrets (**DEM**) sont particulièrement bien adaptées pour l'étude de telles situations. Celles-ci ont émergé avec les travaux de CUNDALL [1971]. Le principe général consiste à modéliser le système comme un ensemble d'objets indéformables en interaction mutuelle. Ces interactions correspondant à des contacts déformables génèrent des forces régies par des lois explicitant l'évolution des forces tangentielle et normale et définissant les conditions d'existence des contacts. A ces modèles de **DEM** s'est ajoutée assez rapidement la possibilité d'utiliser des objets eux-mêmes déformables [HART et collab., 1988; GHABOUSSI, 1988], via les méthodes aux éléments distincts qui sont des méthodes mixtes **DEM-FEM**. Les objets individuels en contact sont maillés et chaque maille répond aux sollicitations de la même manière qu'une modélisation par éléments finis.

1.2.4.1 Modélisations des essais de BURGOYNE [1853]

Sur la base du logiciel UDEC (Méthode mixte DEM-FEM, Universal Distinct Element Code [ITASCA, 2011]), plusieurs auteurs ont cherché à modéliser les expériences de BURGOYNE [1853]. Dans un premier temps, HARKNESS et collab. [2000] ont modélisé ces expériences en utilisant des blocs parallélépipédiques pour représenter les pierres et un remblai maillé en éléments finis (Figure 1.25). Ils ont retrouvé les observations expérimentales : les murs A_b et B_b sont plus stables que les murs C_b et D_b et le mur A_b semble plus stable que le mur B_b (résultat obtenu via la mesure des déplacements en tête des murs). Enfin, ils conduisent une analyse de la pression des terres sur le mur pour comparer les résultats fournis par la simulation numérique et les résultats analytiques donnés par le coefficient de poussée K_a issu des tables de CAQUOT et collab. [1973]. De la même façon, ils comparent la pression exercée par le mur sur le sol de fondation avec les calculs analytiques de TERZAGHI [1951]. Dans les deux cas, les tendances sont respectées, validant de fait les méthodes analytiques pour le calcul des efforts de poussée dans le cas des MSPS de talus.

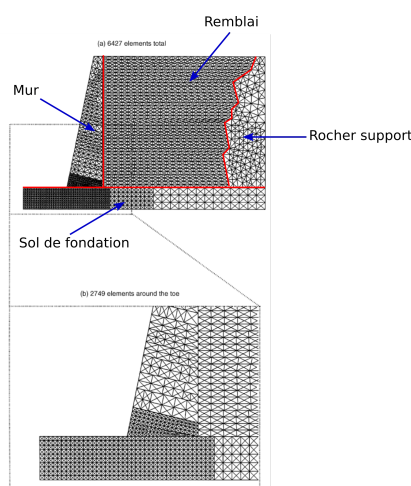


FIGURE 1.25 – Modèle numérique de HARKNESS et collab. [2000]. Tous les blocs (pierres, remblai, fondation, rocher) sont déformables.

A la suite de ces travaux, POWRIE et collab. [2002] ont aussi modélisé les expériences de BURGOYNE [1853]. Leur apport se situe au niveau de l'étude paramétrique réalisée. Ils permettent ainsi de mettre en lumière certaines particularités propres aux différents modes de rupture. Comme attendu, le glissement apparaît pour des angles de frottement pierre/pierre faibles, alors que le renversement est un phénomène observé pour des frottements plus importants, observations confirmées plus tard par les études analytiques [VILLEMUS, 2004; COLAS, 2009; ALEJANO et collab., 2012b]. De plus, du fait des faibles déplacements observés, ils qualifient le mode de rupture en renversement de mode de rupture fragile. Ils ont aussi montré l'influence de la proximité du massif rocheux derrière le mur apportant une stabilité non négligeable aux MSPS de talus. La porosité semble aussi jouer un rôle dans la stabilité des MSPS, puisqu'en augmentant les chanfreins des blocs (sans changer leur masse totale) ils obtiennent des murs moins résistants; la mobilité ainsi créée étant dommageable pour la résistance de l'ouvrage.

Enfin, CLAXTON et collab. [2005] avaient pour objectif de fournir une méthode numérique de dimensionnement des MSPS plus rapide que les approches numériques ayant été présentées précédemment. En utilisant notamment des blocs rigides (et non plus déformables), ils réduisent ainsi le temps d'une simulation (basée sur les essais de BURGOYNE [1853]) à seulement 1h30 au lieu de sept jours pour les simulations de HARKNESS et collab. [2000], sans diminuer la précision des résultats. CLAXTON et collab. [2005] trouvent des résultats similaires à ceux de POWRIE et collab. [2002] en faisant quelques analyses paramétriques. Les déplacements locaux et globaux des

murs augmentent avec la diminution de la rigidité des joints. Néanmoins, on peut noter que cette méthode reste peu compétitive, en termes de temps de calcul, par rapport aux méthodes analytiques présentées dans la sous-section précédente. À moins d'un gain substantiel sur la précision des résultats, elle ne sera donc pas retenue pour des cas de dimensionnement classiques.

Les paramètres numériques des modèles présentés ci-dessus sont résumés dans le *Tableau 1.4*. En plus des paramètres expérimentaux relevés par [BURGOYNE \[1853\]](#), ils ajoutent des paramètres de rigidités des joints et de déformabilité des blocs (le cas échéant) et du remblai.

TABLEAU 1.4 – Paramètres numériques de la modélisation sous UDEC des expériences de [BURGOYNE \[1853\]](#), d'après [HARKNESS et collab. \[2000\]](#).

Paramètres géométriques	En fonction du mur
Masse volumique du mur γ_m (kg.m ⁻³)	2270
Masse volumique du remblai γ_r (kg.m ⁻³)	1390
Frottement du mur ϕ'_m (°)	45
Frottement du remblai ϕ'_r (°)	28
Rigidité normale des joints k_n (GPa.m ⁻¹)	1
Rigidité tangentielle des joints k_s (GPa.m ⁻¹)	0.5
Module d'élasticité isostatique des pierres K (MPa)	22000
Module de cisaillement des pierres G (MPa)	15000
Module d'élasticité isostatique du remblai K (MPa)	1 + 1,64z à la profondeur z
Module de cisaillement du remblai G (MPa)	0,6 + 0,98z à la profondeur z

1.2.4.2 Modélisations des essais de [VILLEMUS \[2004\]](#) et [COLAS \[2009\]](#)

Pour poursuivre la comparaison entre les modèles analytiques et les modèles numériques, [OETOMO \[2014\]](#) a utilisé les méthodes aux éléments discrets (DEM) pour modéliser les expériences de [VILLEMUS \[2004\]](#) et de [COLAS \[2009\]](#) afin de mieux cerner le gain de précision possible par rapport aux méthodes analytiques. Plusieurs approches ont été envisagées par [OETOMO \[2014\]](#). Une approche DEM complète sous PFC2D [[OETOMO et collab., 2016](#)] a permis de développer des outils pour obtenir des caractéristiques globales du comportement des matériaux en modifiant les propriétés mécaniques locales des éléments discrets. Dans un second temps, [OETOMO \[2014\]](#) a utilisé des modélisations mixtes discrètes-continues (logiciels PFC2D-FLAC et UDEC). Les pierres du mur sont modélisées par des éléments discrets tandis que le remblai est modélisé par des éléments finis. Les différences majeures de ces deux types de simulations se situent :

1. Au niveau du temps de calcul : une simulation utilisant des éléments discrets complets (*ie* pour le remblai) nécessite sept jours de calcul là où elle ne dure que quatre heures en utilisant une approche mixte discrète-continue.
2. Le modèle discret pour le remblai requière des données locales du contact grain-grain à la fois pour les pierres et pour le remblai alors que le modèle mixte discret-continu requière des données moyennées sur toute la surface de contact.

Ces deux types d'approche ont donc été utilisées pour modéliser les expériences de [VILLEMUS \[2004\]](#) et de [COLAS \[2009\]](#), où les données disponibles se présentaient sous forme de paramètres globaux (adaptées aux méthodes mixte discrète-continue) et non sous forme locale. Après calage des paramètres, [OETOMO \[2014\]](#) retrouve avec une bonne précision les résultats expérimentaux sans gain de précision observable pour la méthode DEM complète. Les propriétés locales se moyennent donc effectivement bien au niveau d'un MSPS.

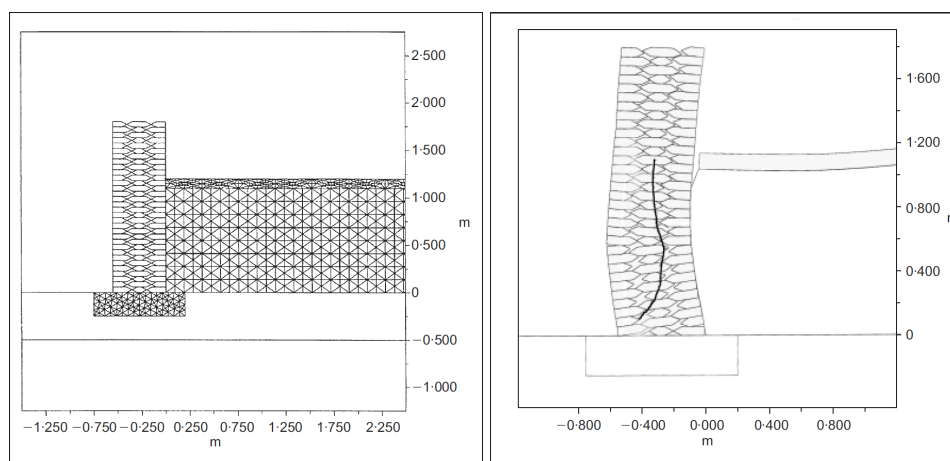
Enfin, la précision des résultats numériques de [OETOMO \[2014\]](#) ne s'est pas montrée meilleure que celle obtenue via les méthodes analytiques [[TERRADE, 2017](#)], montrant finalement la pertinence des méthodes analytiques pour modéliser et dimensionner les MSPS de talus. Toutefois, puisque les méthodes numériques permettent d'avoir accès au processus complet conduisant à la rupture,

elles peuvent être envisagées ponctuellement pour des études de cas. Celles-ci peuvent aussi valider les modèles analytiques considérés, en termes de modes de rupture [POWRIE et collab., 2002; OETOMO, 2014] ou de calcul de poussée [HARKNESS et collab., 2000].

1.2.4.3 Étude de la formation d'un ventre dans les murs en pierre sèche

Légèrement avant les simulations numériques des essais de Burgoyne de [HARKNESS et collab., 2000; POWRIE et collab., 2002; CLAXTON et collab., 2005], WALKER et DICKENS [1991, 1995] et DICKENS et WALKER [1996] ont utilisé les méthodes DEM, et plus particulièrement le logiciel UDEC [ITASCA, 2011], pour l'étude des murailles en pierre sèche. Ces travaux ont été conduits dans le cadre de l'étude des murs de fortification du Grand Zimbabwe qui étaient partiellement écroulés et montraient de larges déformations en forme de ventre, similaires à celles étudiées par MUNDELL et collab. [2010]. Basés sur des études numériques et expérimentales, DICKENS et WALKER [1996] avaient conclu que le phénomène de formation de ventre pour les murailles provenait vraisemblablement de la porosité interne des murs, mais pas de la compressibilité du sol de fondation. De plus, ils notent que la présence de boutisses traversantes dans un mur en pierre sèche semble supprimer l'apparition de ventre.

Dans le cas des MSPS, WALKER et collab. [2007] retrouvent le même type de résultat. Ils ont par exemple utilisé le code UDEC pour étudier la formation du phénomène de ventre dans les MSPS routiers. Ils ont ainsi créé un modèle UDEC de MSPS avec beaucoup de porosité contrairement aux précédents modèles de la littérature décrits ci-dessus (Figure 1.26a). Ils utilisent notamment des blocs non parallélépipédiques et obtiennent ainsi une porosité voisine de 20%, proche de la porosité réelle des MSPS. De cette manière, les blocs constituant le mur ont plus de mobilité : le mur voit sa rigidité globale diminuer ; il sera donc plus susceptible de se déformer. Sur la Figure 1.26, une route est aussi modélisée en partie supérieure. Pour créer la déformation du mur, ils



(a) Modèle numérique de WALKER et collab. [2007]. (b) Formation d'un ventre observé numériquement WALKER et collab. [2007].

FIGURE 1.26 – Modèle numérique de WALKER et collab. [2007]. Le mur a une porosité interne permettant une mobilité pour les pierres qui permet sa déformation.

ajoutent une charge linéique sur le remblai à une certaine distance du mur (de l'ordre de 0,7m pour un mur de 1,8m de haut). Sans l'ajout de cette charge, le mur ne présente pas de déformation. Lors de l'ajout de la surcharge, la formation d'un ventre s'opère (Figure 1.26b). Ils observent de plus un décollement entre le remblai, sans cohésion, et le mur. Même si le décollement du remblai peut être attribué à des problèmes numériques de maillage, le décollement de la route est lui plus fiable. Celui-ci est souvent observé au niveau des MSPS réels, confirmant que la modélisation proposée reflète bien la réalité de la formation d'un ventre. En fait, les auteurs notent que

le phénomène de formation de ventre est lié à la recherche de stabilité de la part de la structure. Néanmoins, il est à noter qu'un fort ventre peut être signe d'une charge roulante trop importante en tête d'ouvrage; charge qui, si elle se rapproche du parapet peut entraîner la ruine de l'ouvrage [WALKER et collab., 2007].

WALKER et collab. [2007] notent aussi que la diminution de la rigidité des joints augmente les déformations du mur jusqu'à entraîner sa rupture. Précédemment, POWRIE et collab. [2002] avaient identifié, au cours de leurs analyses paramétriques sur un MSPS de talus, qu'une diminution de la rigidité des joints (d'un facteur 17) permet d'obtenir des déplacements plus importants dans la partie basse du mur (au niveau du tiers inférieur environ) qu'à son sommet. Le mur se déforme et présente ainsi un ventre. Ces déformations se poursuivent ou non par une rupture par effondrement du ventre. De plus, ces déformations semblent être amplifiées par l'augmentation de la compressibilité du sol de fondation.

Ainsi, que ce soit pour les MSPS ou les murs de clôture en pierre sèche, les études numériques ont montré plusieurs causes possibles à la formation d'un ventre en partie inférieure de l'ouvrage :

- La grande porosité des murs en pierre sèche semble permettre l'apparition de ces déformations (avec ou sans changement du chargement du mur),
- L'ajout d'une surcharge linéique (et aussi ponctuelle, d'après les expériences de MUNDELL et collab. [2010]) peut aussi générer de telles déformations.
- Enfin, l'altération des contacts (dissolution, érosion, vieillissement), entraînant la diminution des rigidités des joints (et/ou le tassement de la fondation) peut être à l'origine de la formation d'un ventre. Cette explication est particulièrement pertinente pour les MSPS de talus, où les surcharges, rares, et souvent très localisées, sont peu susceptibles de générer des ventres [MUNDELL, 2009].

1.2.4.4 Modélisations en 3D de MSPS routiers

Les méthodes DEM ont ensuite été utilisées pour modéliser les MSPS routiers. En effet, les modèles analytiques en déformation plane [MUNDELL et collab., 2009] ne permettent pas de retrouver précisément les comportements 3D. De même, les méthodes analytiques 3D actuelles n'ont pas encore été complètement validées sur la base d'expériences [LE et collab., 2016; TERRADE, 2017]. Les approches numériques peuvent alors permettre de comprendre les mécanismes et guider le développement des méthodes analytiques pour éventuellement les améliorer. QUEZADA et collab. [2016] ont ainsi construit un modèle réduit de MSPS en 3D sous le logiciel 3DEC [ITASCA, 2013] (Figure 1.27). Une charge ponctuelle représente un essieu de véhicule. Ce modèle a été validé sur une série d'expériences à échelle réduite (murs de 16cm de haut) [QUEZADA et collab., 2016]. Il a notamment permis de mettre en avant la nécessité d'introduire dans le modèle numérique un espacement entre les blocs du mur modélisé pour éviter un phénomène d'arc-boutement du mur et donc un accroissement artificiel de la résistance du mur. Cette conclusion est intéressante alors même que les essais expérimentaux avaient été effectués sur des blocs réguliers (parallélépipèdes), où on aurait pu penser que cet espace entre les blocs était absent. Il semble qu'il existe donc naturellement une certaine mobilité micrométrique au sein des murs réels, qui empêche l'apparition de cet arc-boutement.

Ainsi, les méthodes DEM (ou mixte DEM-FEM) se montrent performantes pour étudier le comportement des MSPS (de talus ou routier). Elles le sont aussi pour des systèmes proches des MSPS, ce qui renforce leur pertinence pour l'étude de ces ouvrages. Par exemple, la mise en chargement d'un pont en pierre a été modélisée avec succès via UDEC [TRAN et collab., 2014]. De même, les méthodes DEM sont aussi régulièrement utilisées pour la modélisation de la maçonnerie jointoyées BAGGIO et TROVALUSCI [1995]; SMOLJANOVIĆ et collab. [2013]; PULATSU et collab.

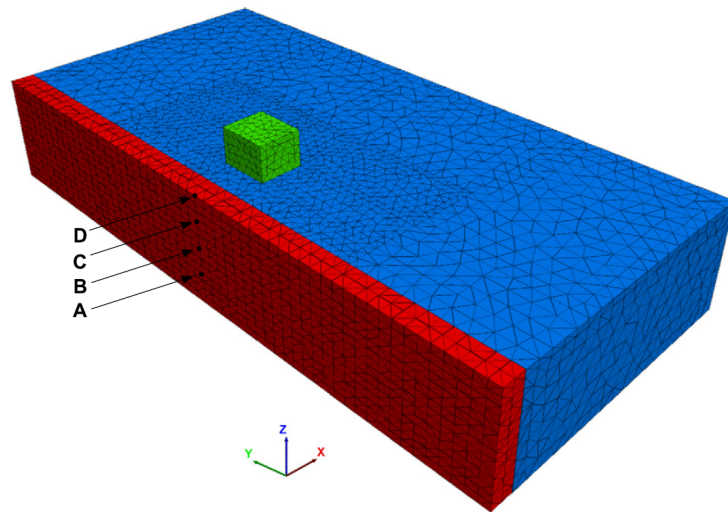


FIGURE 1.27 – Modèle numérique de QUEZADA et collab. [2016]. Une charge ponctuelle modélise la roue d'un essieu de véhicule.

[2016]; STOCKDALE et collab. [2018].

1.2.4.5 Modélisations par éléments finis des MSPS

Plus marginalement, des méthodes FEM ont été utilisées pour modéliser le comportement des MSPS [ZHANG et collab., 2004; BONAL, 2007; KIM et collab., 2011]. ZHANG et collab. [2004] ont notamment comparé une méthode FEM basée sur l'homogénéisation du mur à une méthode FEM utilisant des joints pour définir les pierres dans le mur. En utilisant un critère de rupture basé sur un changement de courbure du déplacement en tête du mur, les deux méthodes arrivent à reproduire les résultats expérimentaux de BURGOYNE [1853]. Néanmoins, la simulation FEM ne reproduit pas l'aspect brutal de la rupture des MSPS; le déplacement évolue de manière progressive et linéaire en tête du mur ce qui n'est pas le cas des murs réels. KIM et collab. [2011] ont pu vérifier que la pression des terres derrière un MSPS modèle suit globalement la distribution classique de RANKINE [1857].

À retenir : Les méthodes numériques et principalement les méthodes aux éléments distincts ont été utilisées pour comprendre les mécanismes de rupture d'un MSPS (glissement, renversement) et de déformation (formation d'un ventre). Des études paramétriques ont permis de voir l'impact de certains facteurs sur le comportement global des MSPS. Bien que les méthodes numériques permettent de modéliser avec succès les essais expérimentaux relevés dans la littérature, les méthodes analytiques semblent plus pertinentes pour des cas de dimensionnement, car moins coûteuses en temps de calcul. Les méthodes numériques sont donc plus destinées à des études de cas particuliers ou à des études portant sur la compréhension des mécanismes de rupture et de déformation.

1.2.5 Le comportement sismique des MSPS de talus

On s'intéresse dans cette partie au comportement sismique des MSPS de manière à ajouter aux méthodes de dimensionnement actuelles des MSPS de talus des recommandations vis-à-vis du risque sismique.

Ainsi, FUKUMOTO et collab. [2014] ont étudié des murs de soutènement en pierre taillée et se sont surtout intéressés à l'impact de la forme des blocs sur leur résistance au séisme (*Figure 1.28*). Ils ont étudié deux murs de soutènement d'assemblages différents : l'un utilise des blocs complètement parallélépipédiques et l'autre des blocs trapézoïdaux. Des essais en centrifugeuse ont notamment permis de montrer que les blocs trapézoïdaux fournissent une meilleure résistance bien que le mur correspondant soit plus léger. Ils attribuent cette augmentation de résistance à l'augmentation du coefficient de frottement d'interface, plus important dans le cas du mur à blocs trapézoïdaux. L'augmentation de ce frottement d'interface peut résider dans la non régularité géométrique du contact ainsi que dans l'augmentation de la surface de contact. Enfin, une simulation numérique en DEM (3D) a permis de retrouver les tendances expérimentales observées.

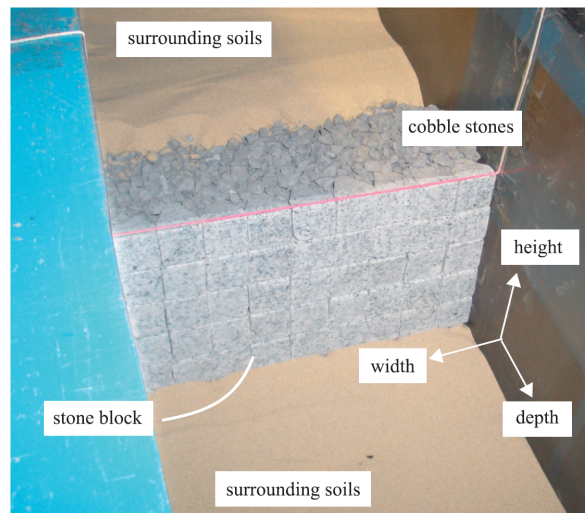


FIGURE 1.28 – Étude de l'impact de la forme des blocs sur la résistance au séisme d'un MSPS. Essais en centrifugeuse sur un modèle réduit [FUKUMOTO et collab., 2014].

Plus proche d'un outil de dimensionnement, LE [2013] a proposé une méthode analytique, basée sur la théorie du calcul à la rupture, qui prend en compte le risque sismique (ainsi qu'une charge surfacique). L'action sismique est modélisée par des actions horizontales et verticales permanentes (*Figure 1.29*), conformément à l'approche pseudo-statique (voir *Chapitre 2*). Elle montre notamment que l'ajout d'une composante sismique a un fort impact sur le dimensionnement d'un MSPS de talus. Pour un mur donné, un calcul de dimensionnement sismique (basé sur les anciennes réglementations françaises données par l'AFPS [AFPS, 1990]) requière une largeur de mur jusqu'à deux fois plus grande que la largeur donnée par un calcul statique. La suite du manuscrit va donc poursuivre et améliorer ce travail préliminaire de LE [2013], notamment pour intégrer les nouvelles réglementations sismiques de l'Eurocode 8 [AFNOR, 2005c].

Chapitre 2

Comportement sismique des ouvrages de soutènement

Résumé du chapitre :

Ce chapitre présente les différentes méthodologies employées dans la littérature pour étudier le comportement sismique des murs de soutènement. Cette analyse permet de définir une démarche pertinente pour l'étude sismique des murs de soutènement de talus en pierre sèche (**MSPS**). Les méthodes analytiques pseudo-statiques, simples et rapides à mettre en œuvre, modélisent l'action sismique par une force (horizontale et/ou verticale) permanente et vérifient l'équilibre statique. En première approche, elles semblent être les plus appropriées pour donner des recommandations sur le dimensionnement des **MSPS**. Les méthodes analytiques pseudo-dynamiques, permettent de modéliser plus correctement l'onde sismique et la pression maximale des terres s'appliquant sur les murs de soutènement via l'étude de la propagation d'une onde harmonique dans le remblai et dans le mur. Celles-ci ne semblent par contre pas pertinentes pour les **MSPS** du fait de leurs hauteurs relativement modestes, donc ne seront pas retenues pour l'étude présentée dans ce manuscrit. Pour améliorer les approches pseudo-statiques, des méthodes de type Newmark, qui calculent le déplacement permanent total du mur après un séisme, sont souvent utilisées. Il est même possible d'utiliser une formule simplifiée pour calculer ce déplacement, basée uniquement sur le **PGV** (*Peak Ground Velocity*) et le **PGA** (*Peak Ground Acceleration*) du séisme. Ces méthodes, bien que très attractives, ne seront pas considérées dans la suite du manuscrit pour l'étude des **MSPS** de talus. En effet, elles supposent que les déplacements du mur de soutènement se localisent à la base de celui-ci et uniquement en glissement, ce qui n'est pas une hypothèse pertinente pour les **MSPS**.

Enfin, pour explorer le comportement dynamique réel des murs de soutènement, des approches expérimentales (sur table vibrante et en centrifugeuse) ont beaucoup été utilisées. Leur principal but était d'évaluer la poussée des terres (minima et maxima) à l'arrière d'un mur de soutènement expérimental. Associées à celles-ci, des approches numériques par éléments finis ont été classiquement développées pour retrouver les poussées des terres expérimentalement obtenues et produire des outils de dimensionnement plus sophistiqués. Ces deux approches (expérimentale et numérique) sont utilisées dans la suite du manuscrit pour l'étude des **MSPS**. Comme cela est souvent effectué dans l'étude sismique des structures maçonnées, les pierres des **MSPS** seront modélisées par des éléments discrets.

Sommaire

2.1	Introduction	41
2.2	Méthodes d'analyses simplifiées	43
2.2.1	Méthodes pseudo-statiques	43
2.2.1.1	Méthode pseudo-statique de Mononobe et Okabe	44
2.2.1.2	Améliorations de la méthode M-O originelle	44
2.2.1.3	Alternative aux méthodes cinématiques	48
2.2.1.4	Méthode de Newmark	48
2.2.2	Méthodes pseudo-dynamiques	51
2.3	Méthodes d'analyses dynamiques	55
2.3.1	Expériences dynamiques	55
2.3.1.1	Expériences sur table vibrante	56
2.3.1.2	Expériences en centrifugeuse	59
2.3.2	Modèles numériques	62
2.3.2.1	Modèles numériques FEM des murs de soutènement	63
2.3.2.2	Modèles numériques des ouvrages en maçonnerie	65
2.4	Conclusions de l'état de l'art : objectifs et méthodologie du manuscrit	66

2.1 Introduction

Un tremblement de terre est causé par des mouvements différentiels brusques de la croûte terrestre. On peut mesurer de tels évènements en plaçant des capteurs qui enregistrent en continu les mouvements terrestres. Ces capteurs sont placés directement sur le rocher support pour éviter les phénomènes de résonance de couche de sol. Pour enregistrer les signaux sismiques, on peut utiliser des accéléromètres qui mesurent directement l'accélération du rocher support, mais il est plus courant d'utiliser des sismomètres qui mesurent la vitesse du sol. En effet, les capteurs de vitesse sont plus sensibles que leurs homologues en accélération dans les plages de fréquence intéressantes (0-5Hz). Un exemple d'accélérogramme, signal enregistré pendant un séisme, est donné sur la *Figure 2.1*. En réalité, les capteurs sismiques enregistrent toujours un signal non constant correspondant à une sorte de bruit de fond terrestre¹ et les variations brutales et importantes du signal correspondent à des séismes. L'accélérogramme est donné dans trois directions orthogonales. Pour chacune d'elles, on peut tracer le même type de signal temporel pour la vitesse et le déplacement du sol au cours d'un séisme en intégrant une et deux fois le signal en accélération.

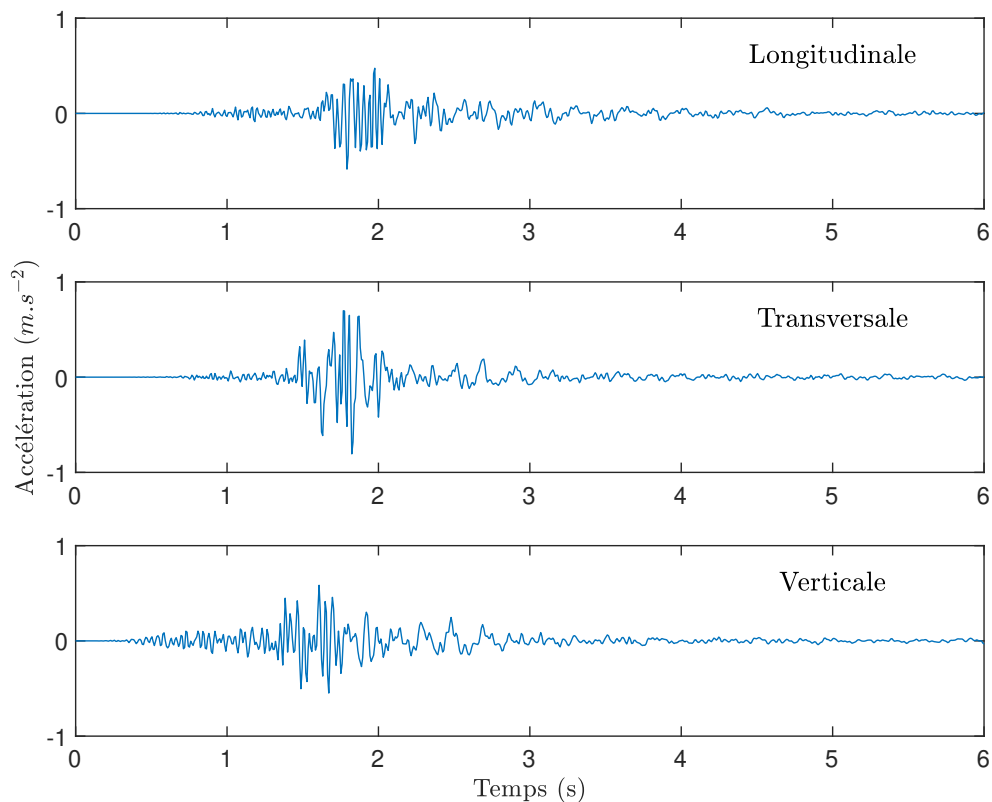


FIGURE 2.1 – Exemple d'enregistrement d'un signal sismique dans les trois directions, longitudinale, transversale et verticale : séisme du 08/09/2005 à Vieux-Emosson (France) (Base de données RESORCE [AKKAR et collab., 2014]).

On notera que l'intensité d'un signal sismique dépend de sa distance au foyer du séisme, de son environnement proche et de toutes les couches géologiques que l'onde a dû traverser avant d'atteindre l'accéléromètre. Pour caractériser un tel signal, il existe de nombreux indicateurs :

Le PGA de l'anglais « Peak Ground Acceleration », ou accélération maximale, correspond au maximum de l'accélération enregistrée sur un accélérogramme. Il caractérise l'excitation ressen-

1. Ce bruit de fond peut tirer son origine du vent, de la houle marine, des séismes lointains ou même des activités humaines au niveau des zones urbaines.

tie par les structures très rigides.

Le PGV de l'anglais « Peak Ground Velocity » correspond au maximum de la vitesse du sol pendant un tremblement de terre. Il est obtenu avec un sismomètre, ou bien après intégration du signal en accélération, et recherche du maximum.

Le PGD de l'anglais « Peak Ground Displacement » correspond au maximum du déplacement du sol. Il caractérise l'excitation ressentie par les structures très souples.

La plage de périodes dominantes d'un signal sismique peut être récupérée via une transformée de Fourier du signal par exemple. Les structures ayant des périodes de résonance voisines de cette plage de périodes sont particulièrement vulnérables au séisme considéré.

La durée T_d correspond à la durée de la phase forte du séisme, durée au cours de laquelle la structure étudiée sera sollicitée. Plus celle-ci est grande, plus la structure subira de dommages. On peut définir la phase forte comme étant la période temporelle pendant laquelle les accélérations sont les plus fortes ou encore pendant laquelle la majorité de l'énergie sismique est contenue.

Cette liste n'est pas exhaustive² et toutes ces caractérisations sont complémentaires. Elles ont toutes pour objectif de transformer le signal sismique, qui est un phénomène complexe, en un ensemble de données utilisables pour étudier le comportement de structures de Génie Civil soumises à cette sollicitation. Dans cet objectif de simplification, les cadres réglementaires concernant le risque sismique ont défini une accélération de référence a_{gR} par région telle que la probabilité d'occurrence à cet endroit d'un séisme de niveau plus élevé soit inférieure à un certain pourcentage. En France, ce pourcentage est classiquement pris égal à 10% pour une durée de cinquante ans. La *Figure 2.2* et le *Tableau 2.1* présentent les accélérations de référence a_{gR} à considérer pour chaque région française. Ainsi, depuis 2011 et l'article D.563-8-1 du code de l'environnement, tout dimensionnement d'ouvrage doit tenir compte du risque sismique.

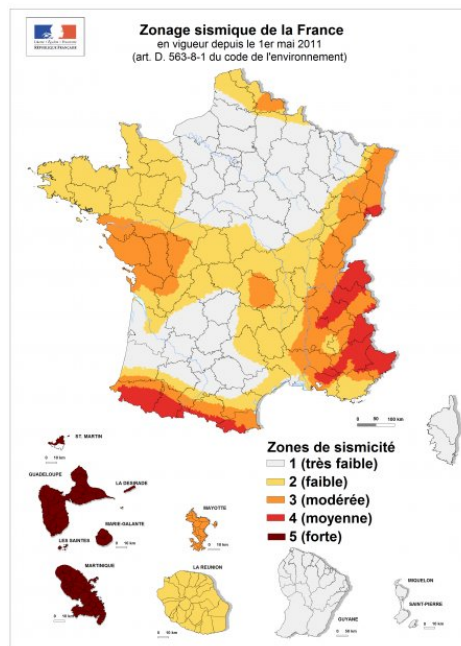


FIGURE 2.2 – Carte du zonage sismique de la France.

2. Pour l'étude sismique des structures souples comme les bâtiments, les ingénieurs utilisent classiquement les spectres de réponse élastiques qui modélisent la structure par un oscillateur simple amorti et calculent sa réponse à l'excitation d'entrée.

TABEAU 2.1 – Accélération de référence a_{gR} en fonction de l’emplacement géographique.

Zone sismique	Principales zones géographiques	a_{gR} (m.s ⁻²)
1	Nord et Ouest de la France	0,4
2	Bretagne et Massif Central	0,7
3	Vosges, Jura Et Sud de la Loire	1,1
4	Pyrénées et Alpes	1,6
5	Les Antilles	3

Cependant, pour les **MSPS** de talus, seules des abaques de dimensionnement statique (basées sur les méthodes analytiques présentées au *Chapitre 1*) sont disponibles. L’étude du comportement sismique des ouvrages en pierre sèche se limite aujourd’hui à des recommandations générales. Il est par exemple déconseillé de mettre du mortier dans les joints des ouvrages en pierre sèche car cela réduirait leur déformabilité [GOSAIN et ARYA, 1967], déformabilité qui permettrait intuitivement d’améliorer la résistance sismique d’un ouvrage en pierre sèche. De plus, il a été trouvé que l’association de la pierre sèche avec des poutres horizontales en bois permettait d’améliorer la résistance sismique d’un bâtiment en pierre sèche [ALI et collab., 2017; CARABPIO et collab., 2018]. Ces travaux sont évidemment insuffisants pour caractériser la résistance sismique des **MSPS** de talus. Ainsi, pour intégrer aux abaques existantes des recommandations sismiques sur la construction de **MSPS** de talus, on effectue dans ce chapitre une analyse de la littérature concernant les études du comportement sismique des ouvrages de soutènement de talus en général (pas spécifiquement en pierre sèche et même généralement en béton armé). Cela permettra de définir une approche pertinente pour l’étude du comportement des murs de soutènement de talus en pierre sèche.

En fin de chapitre, les spécificités du comportement sismique des structures maçonnées est brièvement abordée avec notamment une rupture (avec un chargement dans le plan) qui traverse l’ouvrage à travers les joints de la maçonnerie [BAGGIO et TROVALUSCI, 1995; SMOLJANOVIĆ et collab., 2013; STOCKDALE et collab., 2018] de manière similaire à ce qui a été présenté pour le comportement statique des **MSPS** dans le *Chapitre 1*.

2.2 Méthodes d’analyses simplifiées

2.2.1 Méthodes pseudo-statiques

Comme dit plus haut, le mouvement sismique est complexe à caractériser : ainsi les premières études du comportement sismique d’ouvrages de soutènement ont suivi des approches simplifiées appelées pseudo-statiques. Bien qu’elles datent des années 1920 (MONONOBE et MATUO [1929] et OKABE [1926]), ces approches sont encore utilisées en pratique par les ingénieurs et recommandées en première approche par les Eurocodes [AFNOR, 2005c]. C’est leur simplicité associée à leur rapidité d’exécution qui les rend attractives. De plus, elles font toujours l’objet d’étude de la part de la communauté scientifique pour les améliorer.

Les méthodes pseudo-statiques modélisent l’action sismique par une action statique permanente équivalente. De manière à prendre en compte tous les séismes susceptibles d’être ressentis sur un site particulier, l’Eurocode 8 [AFNOR, 2005c] définit les accélérations maximales horizontale a_h et verticale a_v à utiliser. Le principe consiste à ajouter à l’équilibre statique de la structure deux actions permanentes. Celles-ci sont proportionnelles à la masse de l’ouvrage (ou à celles des sous-systèmes de la structure) et aux accélérations a_h et a_v relevées précédemment. On ne tient donc pas compte des phénomènes de propagation d’onde, de résonance ou de durée du séisme (en tout cas pas directement). Une fois l’équilibre statique écrit, on résout les équations pour déterminer si oui ou non la structure est stable vis-à-vis de ce nouveau cas de chargement.

2.2.1.1 Méthode pseudo-statique de Mononobe et Okabe

Pour les murs de soutènement, la méthode pseudo-statique a été appliquée pour la première fois par **MONONOBE et MATUO** [1929] et **OKABE** [1926]. Ils se basent sur la théorie du Coin de Coulomb [COULOMB, 1773], à laquelle ils ajoutent une force permanente horizontale, proportionnelle à l'accélération du séisme (a_h) et au poids du coin de sol à la rupture ($\|\vec{P}\|$) (Figure 2.3). Dans cette méthode, on suppose toujours qu'un coin de sol rigide (défini par les angles θ , β , λ_m) est à la limite de glisser par rapport à la partie stable du remblai, mobilisant complètement la résistance au cisaillement du remblai \vec{R}_φ , remblai considéré sans cohésion par **MONONOBE et MATUO** [1929] et **OKABE** [1926]. Ainsi, l'équilibre du coin de sol (appelé coin de Coulomb) met en jeu quatre forces en pseudo-statique, contre trois en statique : le poids du coin de sol \vec{P} , la réaction du sol de remblai stable \vec{R}_φ , la réaction du mur \vec{F}_δ (l'opposé de la poussée des terres), orientée par l'angle δ et la force pseudo-statique $\vec{F}_s = a_h * \|\vec{P}\| * \vec{x}$. En écrivant l'équilibre statique du système, on peut calculer l'intensité de \vec{F}_δ , la poussée des terres :

$$\vec{F}_\delta + \vec{R}_\varphi + \vec{P} + \vec{F}_s = \vec{0} \quad (2.1)$$

Cette méthode est aujourd'hui connue sous le nom *méthode M-O* en référence à ces deux auteurs et est encore recommandée dans les normes de dimensionnement sismique actuelles.

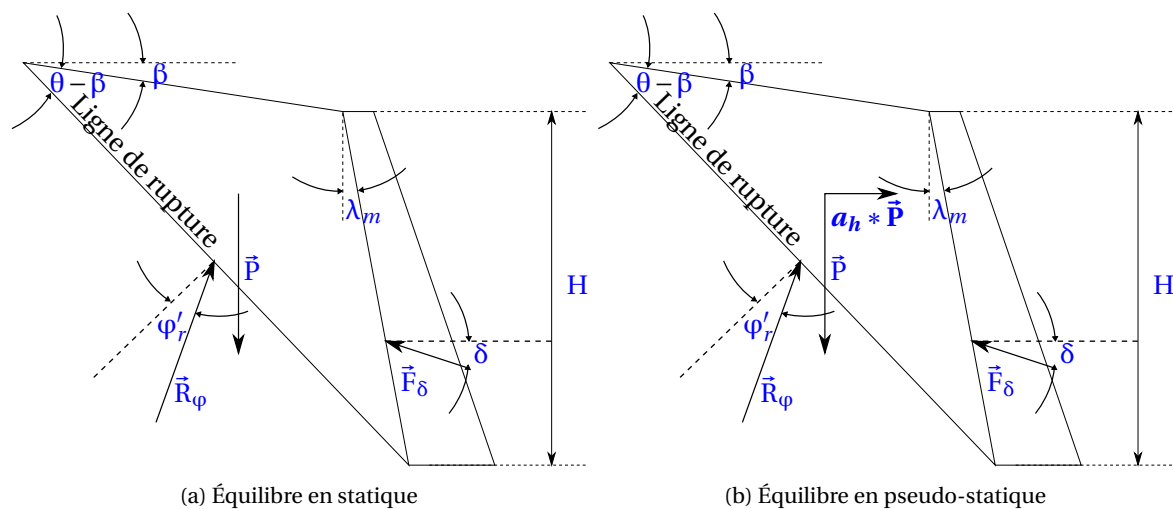


FIGURE 2.3 – Coin de Coulomb à la limite de la rupture en situations statique et pseudo-statique.

Plusieurs travaux valident notamment que les pressions des terres maximales mesurées lors d'essais sur table vibrante sont équivalentes à celles données par un calcul pseudo-statique utilisant la théorie de Mononobe-Okabe [MONONOBE et MATUO, 1929; MATUO, 1941; MURPHY, 1960; KURATA et collab., 1965; SEED et WHITMAN, 1970]. Des analyses numériques élastiques valident aussi le fait que la ligne de rupture, dans le cas actif, reste globalement proche d'une droite [WOOD, 1973]. Une des premières applications de cette méthode au dimensionnement des murs de soutènement a été réalisée par SEED et WHITMAN [1970].

2.2.1.2 Améliorations de la méthode M-O originelle

À la suite de ces travaux pionniers, de nombreux travaux ont cherché à améliorer, corriger et étendre le cadre pseudo-statique originel à leurs structures d'étude.

Ajout d'une force pseudo-statique dans le mur. Dans le but de dimensionner un mur de soutènement **RICHARDS JR et ELMS** [1979]; **ELMS et RICHARDS JR** [1979] ont pris en compte un effort

permanent, toujours proportionnel aux accélérations en jeu, mais cette fois-ci appliqué au mur. Ils avaient en effet observé que certains ouvrages de soutènement avaient rompu au cours de séismes et que les efforts en jeu n'auraient pas pu être retrouvés via une méthode **M-O**, celle de **SEED et WHITMAN [1970]**, sans prise en compte de l'inertie du mur. En ajoutant l'inertie du mur dans leurs calculs, ils montrent notamment que la contribution de l'inertie du sol à la stabilité sismique d'un mur de soutènement est comparable à l'inertie du mur. En négliger une sur les deux n'est donc pas possible pour une approche pratique.

Prise en compte d'une accélération pseudo-statique verticale. Bien que la majorité du mouvement d'un séisme soit concentrée dans des sollicitations horizontales, il y a aussi des mouvements verticaux associés. Même si les travaux de **RICHARDS JR et ELMS [1979]**; **ELMS et RICHARDS JR [1979]**; **HUANG [2005]** montrent que l'accélération verticale n'a que peu d'impact sur le comportement sismique d'un mur de soutènement, ces mouvements verticaux doivent être pris en compte d'après la réglementation européenne [**AFNOR, 2005b**].

Différentes géométries pour le système mur-remblai. Ces améliorations sont toujours guidées par la volonté d'étendre au maximum la théorie à de nombreux cas pratiques, incluant toutes les géométries possibles de murs de soutènement (inclinaison du remblai, fruits amont et aval du mur). Dans ce sens, **YAZDANI et collab. [2013]** ont proposé récemment une méthode pseudo-statique pour l'étude d'un talus dont la surface présente plusieurs ruptures de pente (*Figure 2.4*). L'objectif est de modéliser des cas réels existants à Téhéran en Iran, qui pourraient se retrouver vraisemblablement dans d'autres régions.

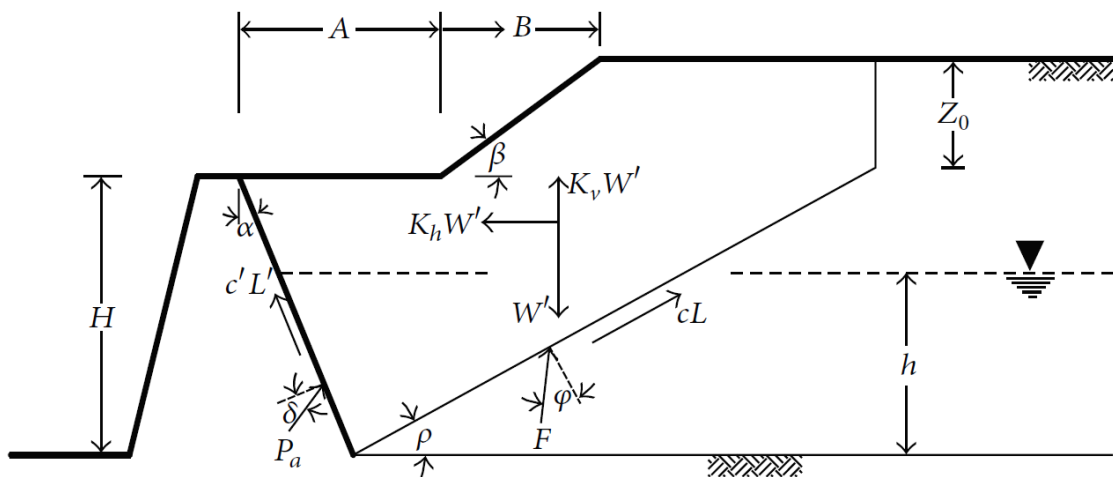


FIGURE 2.4 – Géométrie du modèle de mur de soutènement utilisé par **YAZDANI et collab. [2013]** : ajout d'une surface du remblai non monotone ($W' = ||\vec{P}'||$, $K_h = a_h$ et $K_v = a_v$ avec les conventions du manuscrit).

Cas d'un sol de remblai cohérent. Dans leur même méthode **YAZDANI et collab. [2013]** ont aussi ajouté les avancées présentes dans la littérature pour traiter le cas d'un sol de remblai cohérent. Dans ce cas, on ajoute à l'équilibre du coin de Coulomb, une action supplémentaire le long de la ligne de rupture (*Figure 2.4*) proportionnelle à la longueur de la ligne de rupture ainsi qu'à la valeur de la cohésion $c = C'$. Cette prise en compte de la cohésion du sol de remblai, initialement introduite par **PRAKASH et SARAN [1966]**; **SARAN et PRAKASH [1968]** est aujourd'hui très classique [**DAS et PURI, 1996**; **FENG et collab., 2008**; **FU-TONG et collab., 2008**; **XIA et collab., 2010**; **LIN et col-**

lab., 2011; AGUSTI et SITAR, 2013; LIN et collab., 2015].

Cas d'un parement interne du mur adhérent. DAS et PURI [1996] ont été parmi les premiers à tenir compte d'une interface cohésive entre le mur et le remblai. Jusqu'alors, l'interface était frottante, caractérisée par un angle δ qui dépendait de la rugosité du mur. Plus le mur était lisse, plus le frottement tendait vers une valeur nulle $\delta = 0^\circ$ qui correspond à une poussée des terres perpendiculaire au parement interne du mur de soutènement. Plus le mur était rugueux, plus le frottement tendait vers une valeur maximale égale au frottement interne du sol de remblai : $\delta = \varphi$ (noté φ_r dans la suite du manuscrit). Ajouter une cohésion d'interface (Figure 2.5), permet par exemple d'étudier des cas où un sol de remblai cohérent est présent juste à l'interface avec le mur. On notera néanmoins que l'on utilise souvent des matériaux drainants (donc non cohérents) proches des ouvrages de soutènement pour y limiter les surpressions interstitielles : une cohésion d'interface est donc peu probable en réalité mais est classiquement prise en compte dans les méthodes pseudo-statiques récentes [FENG et collab., 2008; YAZDANI et collab., 2013; LIN et collab., 2015].

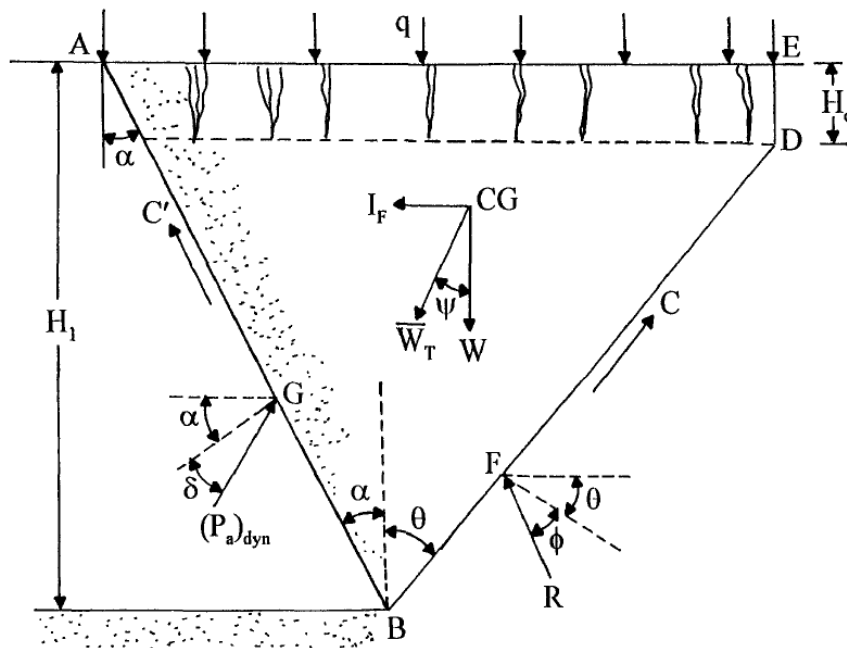


FIGURE 2.5 – Modèle pseudo-statique d'un mur de soutènement et schéma des efforts considérés d'après DAS et PURI [1996] : ajout des efforts liés à la cohésion du remblai. Création d'une épaisseur h_c (notée h_c dans la suite du manuscrit) de sol en rupture suivant le critère de traction.

Prise en compte de la rupture en traction du remblai h_c . Sur la Figure 2.5, DAS et PURI [1996] tiennent aussi compte de la rupture en traction de la couche supérieure du remblai. En fait, de par la cohésion du sol C' , cette couche se tient elle-même et n'a pas besoin du mur ou de la partie stable du remblai (sur la droite de la Figure 2.5). Elle est donc exclue du calcul de l'équilibre limite du coin de Coulomb. Dans leurs travaux, DAS et PURI [1996] utilisent l'approximation de RANKINE [1857] pour estimer la hauteur de cette couche :

$$h_c = \frac{2C'}{\gamma_r} * \sqrt{K_a} \quad (2.2)$$

avec K_a le coefficient de poussée des terres actif en statique et γ_r , le poids volumique du sol de remblai. Pour tenir compte de l'évolution de cette hauteur de rupture en traction du remblai avec

l'accélération sismique, d'autres auteurs ont proposé des améliorations de cette estimation [YAZDANI et collab., 2013; LIN et collab., 2015].

Prise en compte d'une nappe d'eau dans le remblai. Toujours concernant l'approche originelle pseudo-statique M-O, YAZDANI et collab. [2013] a aussi permis la prise en compte d'une nappe d'eau à l'arrière du mur, masse d'eau supposée à l'équilibre qui va ajouter une pression déstabilisante sur celui-ci, comme observé expérimentalement par MATUO et OHARA [1965].

Effet de la surcharge. Suivant les premiers essais sur table vibrante de MATUO et OHARA [1960] incluant la présence d'une surcharge en haut du remblai, plusieurs auteurs [DAS et PURI, 1996; MOGHADDAS et NOURI, 2014; LIN et collab., 2015] ont pris en compte dans les calculs analytiques la présence de cette surcharge. En terme d'équilibre statique, cela ne change pas beaucoup de choses, puisque c'est comme si on augmentait le poids du sol à retenir. Par contre, il est plus difficile de déterminer comment cela influe sur le point d'application de la poussée des terres pseudo-statique; celui-ci n'est d'ailleurs pas déterminé correctement analytiquement. Alors qu'en l'absence de cohésion ou de surcharge, il devrait être situé à une hauteur égale à $H/3$ comptée depuis la base du mur, H étant la hauteur du mur, des essais sur table vibrante montrent que la réalité est bien plus complexe (notamment les premiers essais de MATUO [1941]). Une hauteur égale à $H/2$ semble plus judicieuse et est souvent considérée.

Découpage du remblai en tranches horizontales. Pour contourner ce dernier problème, certains auteurs ont développé des méthodes basées sur un découpage en tranches horizontales (ou inclinées) du remblai pour discrétiser l'effort de poussée [SEGRESTIN, 1993; AHMADABADI et GHANBARI, 2009; GHANBARI et AHMADABADI, 2010a; LIN et collab., 2015] et ainsi aboutir à un effort global non-linéaire. Ces formulations sont notamment très pertinentes lors de l'étude de sols renforcés (ou même complètement soutenus) par des grilles géotextiles car elles permettent de calculer la tension présente dans chaque couche de géotextile [AHMADABADI et GHANBARI, 2009]. Néanmoins, leur capacité à trouver exactement le point d'application des efforts de poussée des essais à échelles réduites est limitée à certains cas particuliers.

Modélisation analytique pseudo-statique de la butée. YAZDANI et collab. [2013] ont proposé d'étudier la pression passive d'un coin de sol en butée devant un mur de soutènement. On restera prudent vis-à-vis d'une telle méthode puisqu'elle suppose une surface de rupture du sol plane, ce qui est assez éloigné de la réalité.

Surface de rupture du sol courbe. Pour améliorer la méthode pseudo-statique M-O basée sur une surface de rupture plane, d'autres auteurs ont étudié des surfaces de rupture du sol courbes. Naturellement, cela implique des paramètres supplémentaires à optimiser. La méthode classique utilisée consiste à postuler une surface courbe de type logarithmique (LSR pour « *Log-Spirale-Rankine* »). Pour le cas actif, la forme optimale trouvée (pour avoir \bar{F}_δ maximale) est généralement assez proche des surfaces planes utilisées pour le coin de Coulomb [MORRISON JR et EBELING, 1995; GNANAPRAGASAM, 2000; SHAMSABADI et collab., 2013; XU et collab., 2015; SHI-YU et KANNANGARA, 2017]. Par contre, en butée, l'amélioration est plus intéressante [SHI-YU et KANNANGARA, 2017]. Cependant, les temps de calculs d'une méthode utilisant des surfaces de rupture courbes sont plus grands que ceux de la méthode pseudo-statique initiale du fait de l'ajout de paramètres. Afin de pallier ce phénomène, SHI-YU et KANNANGARA [2017] proposent d'utiliser une méthode de M-O (surface de rupture plane) pondérée par deux coefficients (correspondant

aux contributions frictionnelle et cohésive du remblai). Ces deux coefficients sont calibrés pour retrouver les valeurs prédites par une méthode de type LSR. Ils varient avec l'accélération pseudo-statique et les paramètres de résistance au cisaillement du coin de sol (φ'_r , C' et δ).

Réduction du frottement au pic du sol de remblai. Pour prendre en compte la perte de résistance au cisaillement du sol retenu, KOSEKI et collab. [1998b] ont développé une méthode type M-O qui prend en compte la perte de résistance associée au déplacement du sol. Ils postulent que le coin de sol actif, pour le cas statique, va se déplacer au cours de la sollicitation sismique et que cette déformation va générer un radoucissement de l'angle de frottement interne le long de la surface de rupture initiale. Cette ligne de rupture préférentielle, avec des propriétés de cisaillement post-pic, est à comparer avec une ligne de rupture active encore inexistante, moins pentue, le long de laquelle le frottement du sol au pic est complètement mobilisé. La donnée qui reste à définir est la ligne de rupture préférentielle initiale, liée à l'histoire du site et à l'accélération maximale qu'il a connue. Plus simplement, HUANG et collab. [2009] et ELMS et RICHARDS JR [1979] proposent de tenir compte d'un angle de frottement plus faible que $\varphi'_{r,pic}$, $\varphi'_r = 0,9 \times \varphi'_{r,pic}$ pour leurs méthodes pseudo-statiques de manière à prendre en compte le radoucissement de la résistance au cisaillement du sol lors des vibrations et des larges déplacements occasionnés.

2.2.1.3 Alternative aux méthodes cinématiques

Les méthodes basées sur la théorie du coin de Coulomb ou les méthodes utilisant une surface de rupture courbe font toutes partie des méthodes dites cinématiques. Elles cherchent le chargement maximal potentiellement supportable par la structure. Bien que leurs résultats soient globalement proches de la réalité, ces démarches calculent la résistance pseudo-statique par le haut donc sont non sécuritaires. Ainsi, MYLONAKIS et collab. [2007] tout comme ZHANG et collab. [2017a], ont préféré définir une méthode d'étude de la stabilité sismique d'un mur de soutènement basée sur une approche statiquement admissible. Ils ont étudié les contraintes dans le sol de remblai pour trouver l'état de contraintes maximal qui peut exister proche du mur, de manière similaire à CAQUOT et collab. [1973] qui avaient effectué cette démarche dans le cas statique. MYLONAKIS et collab. [2007] montrent notamment que les différences avec les approches cinématiques s'observent surtout pour les accélérations fortes ainsi que pour le calcul de la butée d'un sol. En effet, leur méthode implique simplement des rotations des directions des contraintes majeures et mineures mais aucun calcul de surface de rupture, là où les méthodes cinématiques classiques postulent une surface de rupture plane pour le cas de la butée, très loin de la réalité.

2.2.1.4 Méthode de Newmark

En incluant tous les raffinements décrits dans les précédents paragraphes, les méthodes pseudo-statiques peuvent calculer l'accélération critique a_{crit} d'un mur de soutènement, accélération à partir de laquelle le système n'est plus à l'équilibre. Dans une optique de dimensionnement, une première approximation est de considérer qu'une telle accélération ne doit jamais être atteinte dans la réalité. Cette considération rend les éventuelles recommandations sismiques très pénalisantes pour les murs de soutènement puisqu'en réalité, au cours d'un séisme, l'accélération critique peut n'être dépassée que pendant un temps très court et/ou un faible nombre de fois et ainsi n'engendrer que de très faibles déplacements totaux, déplacements non critiques pour la stabilité de la structure. Ces déplacements permettent à la structure de dissiper plus d'énergie sismique. C'est pourquoi, NEWMARK [1965] a proposé une méthode d'étude sismique basée sur le déplacement en glissement de l'ouvrage considéré. Il en a appliqué les résultats sur des barrages et digues mais le fondement de la méthode s'applique aussi bien aux murs de soutènement. Le principe est le suivant : on identifie l'accélération critique a_{crit} via une méthode pseudo-statique. Puis, pour

un signal sismique $a_h(t)$ donné, on s'intéresse à toutes les périodes temporelles où $a_h(t)$ dépasse l'accélération critique. On intègre temporellement deux fois la différence $a_h(t) - a_{crit}$ pour obtenir le déplacement total du mur de soutènement. En fonction du déplacement total admissible, on détermine l'accélération critique adéquate pour garantir que les déplacements seront inférieurs au seuil souhaité.

Basés sur ces travaux, plusieurs auteurs ont développé des outils spécifiques pour calculer les déplacements des murs de soutènement et ainsi dimensionner ces structures [RICHARDS JR et ELMS, 1979; ELMS et RICHARDS JR, 1979; WHITMAN et LIAO, 1985; HUANG et CHEN, 2004; HUANG, 2005; STAMATOPOULOS et collab., 2006; HUANG et collab., 2009; TRANDAFIR et collab., 2009]. Parmi eux, HUANG [2005] a notamment développé une méthode pseudo-statique pour calculer l'accélération critique a_{crit} qui prend en compte trois mécanismes de rupture pour un mur de soutènement : la poussée du remblai, la capacité portante du sol de fondation et la butée du sol présent devant la partie enterrée du mur. Cette méthode a l'avantage de prendre en compte les cas généraux et de proposer un mécanisme de rupture réaliste pour le sol de butée, puisqu'ils considèrent un cas particulier de sol de butée en pente. Ensuite, une analyse de type Newmark permet de retrouver les déplacements observés sur des structures réelles lors de séismes. Plus particulièrement, TRANDAFIR et collab. [2009] ont utilisé une méthode de Bishop, par découpage du remblai en tranches verticales pour estimer la valeur de l'accélération critique a_{crit} .

Un des inconvénients majeur de la méthode de déplacement de NEWMARK [1965] est son application à l'étude d'un mur de soutènement sensible au renversement. Si pour un mur qui glisse on peut aisément supposer que le nouvel état atteint après une phase de glissement (*ie* une phase où $a_h(t) > a_{crit}$) soit relativement proche de l'état initial, en termes d'équilibre statique et donc d'accélération critique a_{crit} , cette supposition semble beaucoup moins vraie pour un mur sensible au renversement. En effet, plus un mur bascule au cours du mouvement, plus il est instable en renversement. Un modèle du type de celui de STAMATOPOULOS et collab. [2006] appliqué au renversement devient donc nécessaire. STAMATOPOULOS et collab. [2006] ont en fait amélioré la méthode de Newmark en permettant notamment de recalculer l'accélération critique a_{crit} au fur et à mesure du déplacement (en glissement) du mur et du sol de remblai, dans le but d'avoir une meilleure estimation du déplacement permanent total réel. Bien que validé sur des expériences et un modèle FEM, leur méthode a un inconvénient qui est la pénétration du coin de sol dans la fondation de l'ouvrage au fur et à mesure du glissement.

De manière générale, on peut noter que l'approche de Newmark est très pertinente pour des cas d'étude de murs de soutènement ayant subi des déplacements importants dus à un séisme et ainsi de comprendre les mécanismes qui ont eu lieu. À l'inverse, quand il s'agit de dimensionner un ouvrage nouveau, il est difficile de savoir quel accélérogramme utiliser pour effectuer l'analyse de la stabilité (et de l'acceptabilité des déplacements finaux) d'un mur de soutènement. FRANKLIN et CHANG [1977] et RICHARDS JR et ELMS [1979], se basant sur un recensement des tremblements de terre de NEWMARK [1965] et de FRANKLIN et CHANG [1977] ont mis en évidence que tous les séismes conduisaient aux déplacements permanents des structures. En normalisant (temporellement et en amplitude) les signaux sismiques pour avoir $A = PGA = 0,5g$ et $V = PGV = 0,75m.s^{-1}$, ils obtiennent que les déplacements permanents finaux (en fonction de l'accélération critique $a_{crit} = N$) semblent être tous similaires (Figure 2.6). De plus, RICHARDS JR et ELMS [1979] trouvent une corrélation entre le déplacement permanent total et les propriétés du séisme considéré (Équation 2.3), en tous cas pour les déplacements permanents d plus faibles que 1m :

$$d = 0,087 * \frac{PGV^2}{PGA * g} * \left(\frac{a_{crit}}{PGA} \right)^{-4} \quad (2.3)$$

Cette corrélation permet de ne pas avoir à calculer (*ie* intégrer) le déplacement du mur de soutènement. Il y a notamment une application pratique : pour le dimensionnement de nouveaux murs de soutènement, il suffit juste de connaître le PGA et le PGV maximaux que peut connaître la

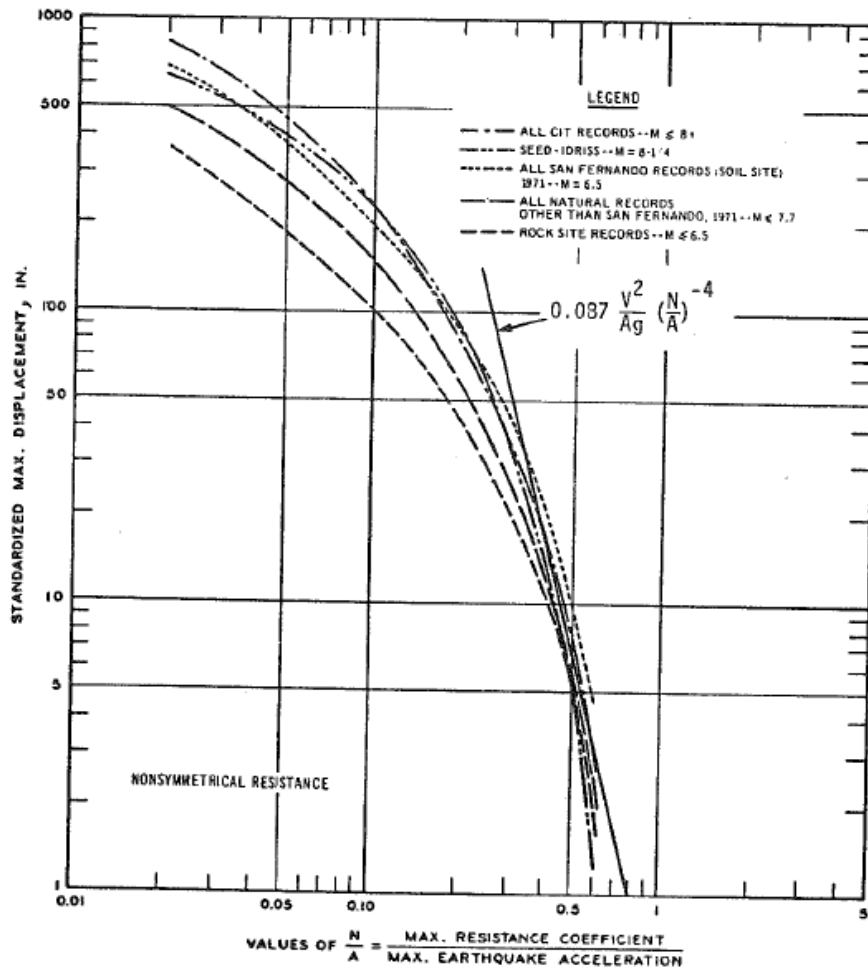


FIGURE 2.6 – Évolution des déplacements permanents en fonction de l'accélération critique ($N = a_{crit}$) du mur de soutènement [RICHARDS JR et ELMS, 1979].

structure, son déplacement maximal admissible et on peut ainsi dimensionner l'ouvrage. Basées notamment sur cette formule, les réglementations européennes incluent des réductions de l'accélération critique a_{crit} d'un ratio $r = 1,5$ ou $r = 2,0$ en fonction de la capacité de l'ouvrage à se déplacer. Plus récemment, les recommandations sismiques ont été modifiées pour justement faciliter le dimensionnement basé sur des méthodes en déplacement et non en force [LABBÉ, 2018].

2.2.2 Méthodes pseudo-dynamiques

À l'inverse des méthodes pseudo-statiques, les méthodes pseudo-dynamiques tiennent compte du fait qu'un tremblement de terre est une onde se déplaçant à une certaine vitesse dans le remblai. Ainsi, le maximum de sollicitation n'est pas atteint en même temps pour tout le système. La poussée des terres est donc forcément plus faible que celle calculée par une méthode pseudo-statique.

Les premières études pseudo-dynamiques recensées concernent les digues et les barrages [MARTIN, 1965; SEED et MARTIN, 1966; AMBRASEYS et SARMA, 1967; MAKDISI et SEED, 1978; GAZETAS et collab., 1982]. Puis, STEEDMAN et ZENG [1990] les utilisent pour l'étude d'un mur de soutènement sans fruit retenant un remblai horizontal. Le séisme est modélisé par une onde de cisaillement horizontal de fréquence f en propagation verticale dans le remblai à la vitesse V_s . Chaque couche horizontale de sol (située à une profondeur z) subit donc une force inertielle variable proportionnelle à l'accélération de l'onde de cisaillement :

$$a(z, t) = a_h * g * \sin \left[2\pi f \left(t - \frac{H - z}{V_s} \right) \right] \quad (2.4)$$

STEEDMAN et ZENG [1990] intègrent ensuite simplement cette force inertielle variable sur toute la hauteur du mur. Ils obtiennent donc une force inertielle globale, dépendante du temps t et de l'inclinaison de la ligne de rupture du coin de sol, toujours supposée plane ici. En optimisant la déstabilisation en fonction de ces deux paramètres, STEEDMAN et ZENG [1990] obtiennent la force de poussée des terres maximale qui s'applique sur le mur, qui dépend des paramètres habituels mais aussi de la fréquence $f = 1/T$ de l'onde ainsi que de la vitesse de propagation de l'onde dans le milieu V_s . Ils montrent d'ailleurs que dans leur méthode pseudo-dynamique, le maximum de la poussée des terres ne dépend que d'un seul paramètre égal à $\frac{H}{TV_s}$. Ils peuvent en déduire l'accélération maximale a_{crit} supportable par le mur en fonction de la modélisation du signal de sollicitation.

Ainsi, les méthodes pseudo-dynamiques permettent de trouver une accélération critique a_{crit} , *ie* provoquant la rupture du mur de soutènement, plus grande que celle donnée par les méthodes pseudo-statiques et donc plus proche de la réalité. De plus, un autre résultat qui vient naturellement est la distribution non-linéaire de la pression des terres sur le mur. Les méthodes pseudo-dynamiques rejoignent en ce sens certaines méthodes pseudo-statiques basées sur le HSM (« *Horizontal Slice Method* ») et arrivent à retrouver certaines distributions d'effort obtenues au cours d'essais sur table vibrante. L'inconvénient est que les estimations de a_{crit} dépendent directement des propriétés choisies pour l'onde incidente (fréquence et vitesse de l'onde). En pratique, l'estimation de ces propriétés devra donc toujours être faite de manière conservative.

À la suite de ces premiers travaux, de nombreux auteurs ont contribué au développement des méthodes pseudo-dynamiques [CHOUDHURY et NIMBALKAR, 2006; CHOUDHURY et SUBBA RAO, 2006; NIMBALKAR et collab., 2006; GHOSH, 2007; CHOUDHURY et collab., 2007; GHOSH, 2008; AHMAD et CHOUDHURY, 2008a; NIMBALKAR et CHOUDHURY, 2008; CHOUDHURY et AHMAD, 2008; AHMAD et CHOUDHURY, 2008b; KOLATHAYAR et GHOSH, 2009; AHMAD et CHOUDHURY, 2010; GHANBARI et AHMADABADI, 2010b; GHOSH et SHARMA, 2010; KOLATHAYAR et GHOSH, 2011; KLOUKINAS

et collab., 2012; BAZIAR et collab., 2013; CHAKRABORTY et CHOUDHURY, 2014; CHOUDHURY et collab., 2014; BELLEZZA, 2014, 2015; PAIN et collab., 2015; NIMBALKAR et collab., 2019]. Tous les auteurs s'accordent à dire, via des études paramétriques, que les méthodes pseudo-dynamiques permettent de mieux représenter les mouvements dynamiques et dans la plupart des cas fournir une accélération critique plus grande que celle calculée via une méthode pseudo-statique. Les méthodes pseudo-statiques sont donc plus sécuritaires.

Certains auteurs prennent en compte la propagation de l'onde sismique dans le mur [AHMAD et CHOUDHURY, 2008b; NIMBALKAR et CHOUDHURY, 2008; BAZIAR et collab., 2013,?; PAIN et collab., 2015; NIMBALKAR et collab., 2019], ce qui n'était pas inclu dans le modèle de STEEDMAN et ZENG [1990]. De manière similaire, on définit une vitesse de propagation de l'onde dans le mur. Cette vitesse de propagation étant différente de celle dans le sol, il peut donc exister un déphasage important entre le moment où la poussée du sol est maximale et le moment où la déstabilisation du mur seule est maximale. Dans certains cas où les murs de soutènement étudiés sont très grands et/ou le cas où le signal sismique est à haute fréquence, ce déphasage peut devenir conséquent et induire des poussées des terres jusqu'à cinq fois plus faibles que celles prédites par un calcul pseudo-statique [BAZIAR et collab., 2013].

D'autres ont intégré une onde sismique P, à propagation et déplacement verticaux [NIMBALKAR et collab., 2006; CHOUDHURY et NIMBALKAR, 2006; GHOSH, 2007; AHMAD et CHOUDHURY, 2008a; NIMBALKAR et CHOUDHURY, 2008; GHOSH, 2008; KOLATHAYAR et GHOSH, 2009, 2011; BAZIAR et collab., 2013]. De nouveau, on ajoute un paramètre, correspondant à la vitesse de propagation de l'onde P, différente de celle des ondes S : un nouveau déphasage peut se produire.

Les premiers travaux de STEEDMAN et ZENG [1990] portaient du principe que l'onde se propageait dans le milieu de manière élastique sans résonance. Pour tenir compte des dissipations et éventuelles résonances de la couche de sol, d'autres auteurs ont cherché à modéliser le remblai comme un milieu viscoélastique [CHOUDHURY et collab., 2014; BELLEZZA, 2014; PAIN et collab., 2015; BELLEZZA, 2015; NIMBALKAR et collab., 2019]. Les dissipations évitent les résonances infinies (par exemple pour une fréquence égale à $f = \frac{V_s}{4H}$) et créent des résonances amorties (Figure 2.7) [BELLEZZA, 2014, 2015]. Plus particulièrement, PAIN et collab. [2015] utilisent un modèle de Kelvin-Voigt pour modéliser le remblai viscoélastique et contournent le problème rencontré par CHOUDHURY et collab. [2014] et BELLEZZA [2014] qui obtenaient des contraintes non nulles à la surface du remblai.

STEEDMAN et ZENG [1990] avait commencé les prémises d'une étude de la poussée pseudo-dynamique d'un remblai en tenant compte de la variation du module de cisaillement $G = Kz^\beta$ pour se rapprocher de la réalité des sols dont la déformabilité diminue avec la profondeur z . Une telle possibilité requiert néanmoins de lourds calculs dans le modèle simplifié de STEEDMAN et ZENG [1990] et devrait requérir de très lourds, voire impossibles, calculs pour les modélisations considérant un sol viscoélastique.

Par ailleurs, l'écriture des équations de propagation d'ondes dans un milieu viscoélastique permet de modéliser les phénomènes de création d'ondes de surface. Dans le cas des études citées précédemment [CHOUDHURY et collab., 2014; BELLEZZA, 2014; PAIN et collab., 2015; BELLEZZA, 2015; NIMBALKAR et collab., 2019], ce sont les ondes de Rayleigh (créées par la combinaison d'une onde P et d'une onde S dans un milieu) qui sont prises en compte. Ces ondes de surface se traduisent par une amplitude plus importante de l'accélération du sol à la surface libre qu'à la base du système (Figure 2.8). Ces ondes de surface avaient initialement été prises en compte de manière très simplifiée mais efficace par STEEDMAN et ZENG [1990].

Enfin, d'autres auteurs ont cherché à étendre l'applicabilité des méthodes pseudo-dynamiques pour pouvoir évaluer la butée d'un sol [CHOUDHURY et NIMBALKAR, 2005; GHOSH, 2007; AHMAD

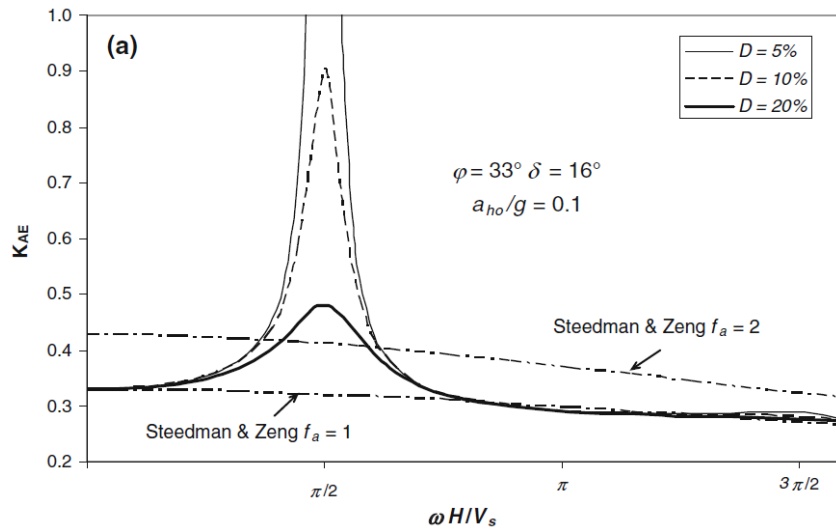


FIGURE 2.7 – Évolution de la poussée pseudo-dynamique et apparition de résonance plus ou moins amorties dans le cas d'un sol viscoélastique [BELLEZZA, 2014].

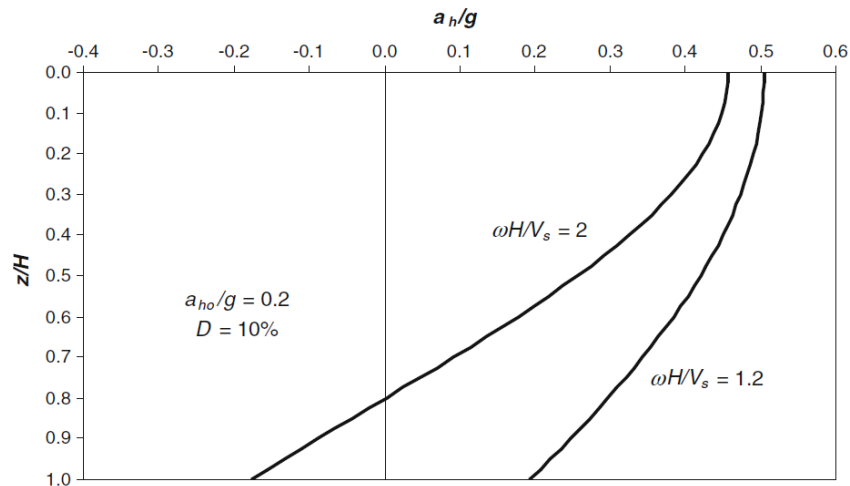


FIGURE 2.8 – Amplification des ondes de cisaillement au niveau de la surface du remblai dans les méthodes pseudo-dynamiques [BELLEZZA, 2014].

et CHOU DHURY, 2008b; KOLATHAYAR et GHOSH, 2011] ou encore pour tenir compte de la présence d'eau AHMAD et CHOU DHURY [2008b,a, 2010], notamment pour les murs en front de mer qui peuvent aussi être soumis à des tsunamis. De même, différentes géométries de murs, et principalement du parement interne des murs, ont été étudiés [GHOSH, 2007, 2008; KOLATHAYAR et GHOSH, 2009, 2011] et notamment un parement possédant une rupture de pente. Cela aboutit à des distributions de pressions des terres beaucoup plus complexes. De la même manière que pour les études pseudo-statiques, des méthodes pseudo-dynamiques ont été aussi utilisées pour étudier la poussée d'un sol renforcé par du géotextile [NIMBALKAR et collab., 2006; CHOU DHURY et collab., 2007; AHMAD et CHOU DHURY, 2008a; GHANBARI et AHMADABADI, 2010b]. Dans certaines méthodes, la ligne de rupture dans le sol est courbe et non plane [AHMAD et CHOU DHURY, 2008a].

Toutes ces méthodes permettent d'estimer la poussée des terres en tenant compte du séisme. Pour la plupart, elles se bornent à définir quelle masse et quelles dimensions le mur doit avoir pour ne pas rompre, *ie* pour résister à l'accélération d'un séisme donné. Pour aller plus loin, PAIN et collab. [2015] utilise une méthode de dimensionnement par le déplacement de type NEWMARK [1965] pour calculer le déplacement du mur soumis à un séisme donné.

Pour conclure, on note que ces méthodes pseudo-dynamiques présentent un intérêt pour l'étude des murs de soutènement de grandes hauteurs, où la propagation des ondes a un impact. Dans le cas des MSPS classiques, la hauteur maximale des murs est de trois mètres, sauf cas très exceptionnels. Pour obtenir des phénomènes de propagations d'onde dans le sol, il faudrait atteindre des vitesses de propagation plus faibles que $300\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ pour un signal de fréquence 10Hz, ce qui est relativement faible. Ainsi, dans la plupart des cas, on ne s'attend pas à avoir d'effet dynamique dans l'étude sismique des MSPS.

De manière similaire aux méthodes pseudo-dynamiques d'autres auteurs se sont consacrés à l'étude de la propagation d'une onde sismique dans un sol visco-élastique et en déduisent la pression dynamique exercée par le sol sur un mur rigide [VELETSOS et YOUNAN, 1994]. Une fois la pression dynamique obtenue, l'équilibre du mur peut être écrit pour le dimensionner.

À retenir : Plusieurs méthodes analytiques ont été identifiées dans cette première section. Premièrement, les méthodes pseudo-statiques sont trouvées très pénalisantes [OKABE, 1926; MONOBE et MATUO, 1929], mais simples d'usage et rapides à mettre en œuvre pour estimer la résistance sismique, *ie* l'accélération de rupture a_{crit} , d'un mur de soutènement. Leur côté trop conservatif peut être pondéré par des considérations telles que celles de RICHARDS JR et ELMS [1979] concernant le déplacement admissible pour les murs de soutènement. Ces considérations sont basées sur une approche de type NEWMARK [1965] qui calcule le déplacement d'un mur de soutènement dès que l'accélération critique pseudo-statique est dépassée.

Ensuite, les méthodes pseudo-dynamiques calculent la poussée maximale s'exerçant sur le mur, ou même directement la déstabilisation maximale du mur, en effectuant des calculs de propagation d'onde. L'idée est de considérer que l'accélération, et donc la force inertielle associée, est dépendante du temps et de l'espace : le maximum d'accélération n'est donc pas atteint en tout point du système en même temps. On réduit donc la poussée et on augmente l'accélération critique a_{crit} par rapport au cas pseudo-statique, la différence augmentant avec la souplesse de la structure d'étude. Ensuite, une méthode de type NEWMARK [1965] peut être utilisée pour effectuer un dimensionnement par le déplacement du mur de soutènement. L'intérêt des méthodes pseudo-dynamiques est assez limité dans le cas des MSPS, qui peuvent être considérés comme des structures très rigides où les phénomènes de propagation d'ondes sont très faibles. Le gain attendu est donc faible, sachant que ces méthodes sont plus complexes à mettre en œuvre. On préférera donc les analyses pseudo-statiques, particulièrement pertinentes pour les structures rigides que sont les MSPS.

2.3 Méthodes d'analyses dynamiques

Dans la partie précédente, des méthodes théoriques simplifiées ont été présentées, avec pour objectif de calculer la pression dynamique des terres exercée par un remblai au cours d'un séisme. Ces méthodes analytiques ont besoin d'analyses dynamiques, expérimentales ou numériques, pour vérifier leurs fiabilités. Ainsi, cette partie présente, dans un premier temps, une analyse de la littérature sur les essais dynamiques effectués sur des murs de soutènement. Dans un second temps, les travaux existants concernant des simulations numériques de murs de soutènement sont analysés, de manière non exhaustive.

2.3.1 Expériences dynamiques

Les expériences servent souvent à comprendre qualitativement les phénomènes avant de les modéliser, puis elles servent à valider les méthodes (numériques ou analytiques) via une comparaison des résultats. Celles-ci sont souvent réalisées sur des modèles réduits, pour limiter les coûts mais des essais à échelle réelle sont souvent nécessaires pour parfaire les modélisations et les validations. Parfois, les modèles réduits sont calibrés selon des règles de changement d'échelle pour permettre de représenter une structure réelle et de pouvoir ainsi faire des transpositions directes.

Dans le cadre des ouvrages de soutènement, les expériences dynamiques ont dans un premier temps surtout été réalisées dans le but d'effectuer des mesures de la pression dynamique des terres. On notera deux grandes familles de tests (les deux parties suivantes) : les essais sur table vibrante et les essais en centrifugeuse.

À ces deux familles peut s'ajouter les essais pseudo-dynamiques où, lors de l'étude de la réponse sismique d'un sous-système d'une structure, une partie de celle-ci est modélisée par des actionneurs, avec un calcul de sa réponse sismique fait en parallèle. On ne considérera pas ce type d'essai dans la suite du manuscrit puisque les MSPS (et les murs de soutènement en général) ne sont pas divisibles en différentes sous-structures. Par ailleurs, on note que les essais pseudo-dynamiques et les méthodes analytiques pseudo-dynamiques, présentées précédemment, n'ont pas grand chose en commun, bien que portant le même nom.

2.3.1.1 Expériences sur table vibrante

Les essais sur table vibrante consistent à fixer la structure d'étude (ici un mur de soutènement et son remblai) à un plateau. Le plateau est ensuite soumis à une excitation, sinusoïdale ou non qui transmet donc la sollicitation à la structure étudiée.

Comme pour la plupart des essais dynamiques, les essais sur table vibrante ont principalement été faits à échelle réduite. Dans un premier temps, des essais ont suivi les premiers développements des méthodes pseudo-statiques pour vérifier leur capacité à prédire les pressions dynamiques des terres [MONONOBE et MATUO, 1929; MATUO, 1941; MURPHY, 1960; KURATA et collab., 1965; MATUO et OHARA, 1965; SEED et WHITMAN, 1970; AITKEN, 1982]. MONONOBE et MATUO [1929] montrent notamment que le maximum de pression dynamique au cours de leurs essais correspond bien à la pression dynamique prédite par les méthodes pseudo-statiques [MONONOBE et MATUO, 1929; SEED et WHITMAN, 1970]. Concernant des essais sur des murs de soutènement ancrés, KURATA et collab. [1965] montrent que la méthode pseudo-statique donne des résultats moyens, à 20% près. Cependant, ils notent aussi qu'en modifiant l'angle de frottement du sable considéré (sûrement tassé au cours de leurs essais), les prédictions des méthodes pseudo-statiques deviennent bien meilleures. Ensuite, MATUO [1941] trouve au cours de ses essais que les méthodes pseudo-statiques type M-O parviennent à prédire les pressions dynamiques des terres maximales jusqu'à des accélérations de l'ordre de 0,5g. Au-delà, les prédictions des méthodes pseudo-statiques sont trop grandes. Enfin, ISHIBASHI et FANG [1987] montrent que quel que soit le mode de mouvement du mur de soutènement (translation, rotation), l'incrément de pression dynamique (par rapport au cas statique) calculé par une méthode de Mononobe-Okabe est en très bon accord avec ses relevés expérimentaux des maxima de la pression dynamique (Figure 2.9). Par contre, le minimum de la pression dynamique (lorsque l'accélération est dirigée à l'opposée du mur) est beaucoup plus éloigné des expériences.

La deuxième information qui est recherchée au cours des essais sur table vibrante est le point d'application de la poussée des terres dynamiques et la distribution associée. MATUO et OHARA [1960] montrent que la distribution des pressions n'est pas linéaire que ce soit pour un mur fixe (ancré) ou pour un mur ayant un mouvement de rotation depuis sa base. ISHIBASHI et FANG [1987], s'appuyant sur les résultats de ses tests ainsi que de ceux de ICHIHARA et MATSUZAWA [1973] et de SHERIF et collab. [1982], ont pu montrer que le point d'application de l'effort de poussée en dynamique dépendait du mouvement du mur de soutènement (Figure 2.10). Par exemple, un mur dont le mouvement est en rotation depuis la base verra la partie inférieure du remblai pousser plus : en effet, le sol ne pouvant se décompacter localement, l'état de poussée active ne peut pas se créer. Ainsi, ISHIBASHI et FANG [1987] donne des pistes pour évaluer la position de l'incrément dynamique et ils montrent que pour des accélérations importantes, celui-ci est autour de $0,5H$ quel que soit le mode de mouvement du mur.

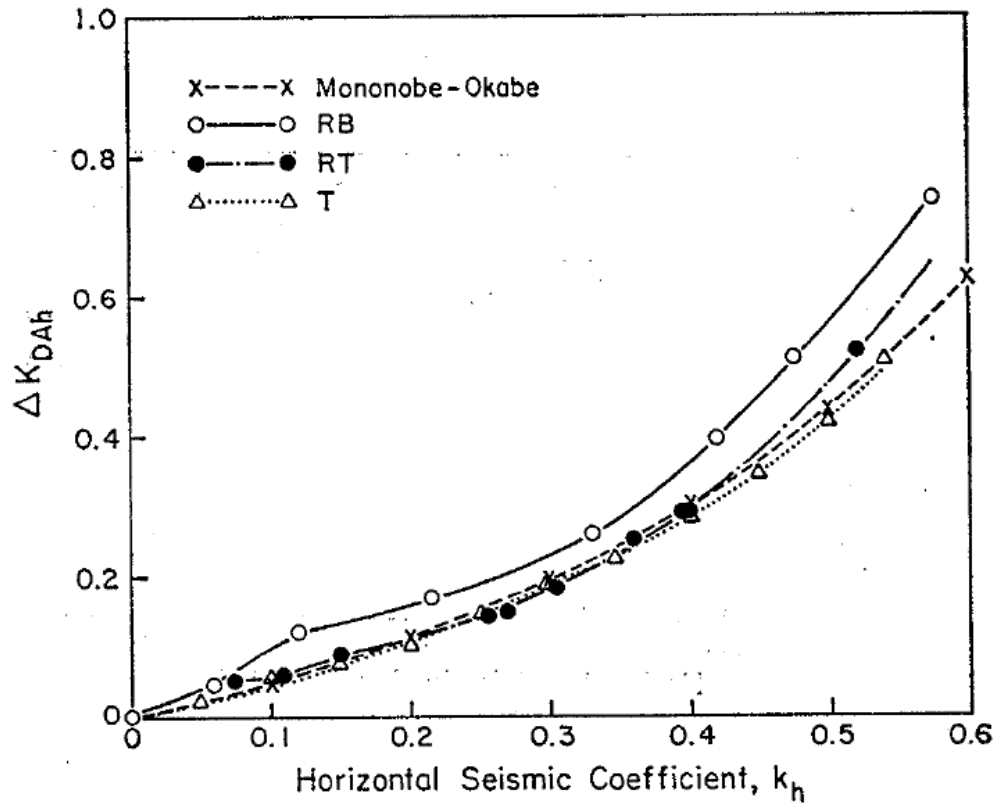


FIGURE 2.9 – Mesure expérimentale du coefficient de poussée de l'incrément dynamique maximal en fonction de l'accélération horizontale : comparaison avec la théorie de Mononobe-Okabe [ISHIBASHI et FANG, 1987].

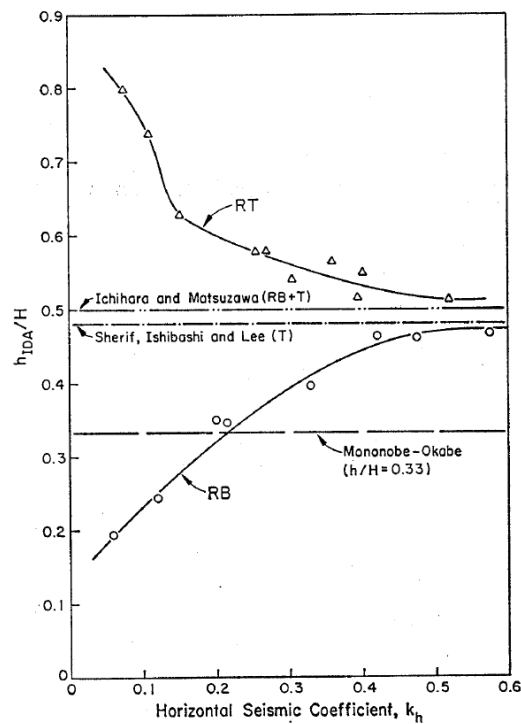


FIGURE 2.10 – Position normalisée de l'incrément de poussée dynamique d'après ISHIBASHI et FANG [1987].

Par la suite, l'aspect non-linéaire de la distribution de la poussée des terres en dynamique a été maintes fois relevé [FAIRLESS, 1989; IAI, 1989; KOSEKI et collab., 1998a; BATHURST et collab., 2002; BATHURST, 2002; HUANG et collab., 2009; WILSON et ELGAMAL, 2015] sur des tests concernant une variabilité de conditions expérimentales importantes (soutènements, talus, sol renforcé, signal sismique réel). La volonté de développer des méthodes analytiques arrivant à modéliser une pression de terres non-linéaire est fondée sur ces observations. Néanmoins, la diversité des résultats expérimentaux en termes de point d'application montre la pertinence d'approches simplifiées où le point d'application est donné en entrée de la méthode analytique³ par rapport aux méthodes qui calculent le point d'application, calculs qui risquent d'être erronés dans beaucoup de cas. Par exemple, la méthode analytique pseudo-statique par tranche horizontale de LIN et collab. [2015] arrive à simuler la distribution de pression obtenue pour un test de ISHIBASHI et FANG [1987] utilisant un mode de mouvement du mur par rotation autour de sa base, mais n'arrivera jamais à reproduire la distribution que ces mêmes auteurs obtiennent pour des murs expérimentaux avec un mouvement de rotation autour du haut du mur.

Ces premiers essais, ayant pour but de caractériser qualitativement le comportement des murs de soutènement, ont aussi permis de mettre en évidence des règles de similitudes à respecter pour les essais sur tables vibrantes [ISHIBASHI et FANG, 1987; IAI, 1989; FAIRLESS, 1989; SUGIMOTO et collab., 1994; TELEKES et collab., 1994; TOWHATA et collab., 1999; HUANG et collab., 2009]. Ces similitudes se situent notamment au niveau de la fréquence des vibrations employées pour le signal incident. La formule la plus courante est :

$$K_e = \left(\frac{T_m}{T_p} \right)^2 \quad (2.5)$$

avec K_e le facteur de réduction d'échelle, T_m la période des ondes dans le modèle expérimental et T_p la période des ondes dans le modèle équivalent réel. Ainsi, plus la réduction d'échelle est importante (K_e faible), plus la fréquence des ondes dans le modèle réduit devra être importante, sans que ce soit linéaire.

Des essais sur table vibrante concernant des problèmes de stabilité de pente SUGIMOTO et collab. [1994]; BATHURST et collab. [2002]; LO GRASSO et collab. [2004]; HUANG et collab. [2010]; SRILATHA et collab. [2013], problèmes géotechniques proches de l'étude des murs de soutènement, ont montré l'importance de la fréquence du signal d'entrée. Plus particulièrement, HUANG et collab. [2010] montrent que plus la fréquence d'un signal augmente, plus la pente a un comportement plastique et plus l'accélération critique conduisant à la ruine du système est grande.

Ainsi, les premiers essais sur table vibrante ont essentiellement caractérisé la poussée des terres, sa valeur et son point d'application. Les tests plus récents étudient la structure dans son ensemble afin de quantifier son déplacement et/ou sa résistance, soit en utilisant des signaux mono-fréquentiels, plus simples à analyser par la suite [KOSEKI et collab., 1998a; LO GRASSO et collab., 2004; SRILATHA et collab., 2013] soit en utilisant des signaux sismiques réels [HUANG et collab., 2009; WILSON et ELGAMAL, 2015]. WILSON et ELGAMAL [2015] montrent notamment que la poussée dynamique expérimentale se situe entre les courbes analytiques correspondant à l'angle de frottement (et la cohésion) au pic et l'angle de frottement (et la cohésion) résiduel (*Figure 2.11*). Ce résultat valide la prise en compte par de nombreux auteurs [ELMS et RICHARDS JR, 1979; KOSEKI et collab., 1998b; HUANG et collab., 2009] d'un radoucissement de l'angle de frottement interne du remblai lors des vibrations dans leurs modèles analytiques. WILSON et ELGAMAL [2015] notent aussi que la pression des terres au cours de l'augmentation de l'accélération du signal a eu un comportement non linéaire avec une nette rupture de pente vers une accélération de 0,8g,

3. La donnée d'entrée correspondant au point d'application peut être variée pour voir son influence dans l'estimation de la stabilité d'une structure ou dans son dimensionnement. Ainsi, on pourrait conclure sur l'importance de cette divergence de relevés expérimentaux.

à partir de laquelle la poussée augmente fortement. Ce seuil correspond approximativement au moment où la méthode analytique prédit un incrément de poussée dynamique non nul. À partir des essais de [WILSON et ELGAMAL \[2015\]](#), on note tout de même que leur échantillon taille réelle n'était vraisemblablement pas assez long, ce qui les a empêché d'observer la formation d'un coin de Coulomb à la surface du remblai mais qui a aussi sûrement augmenté artificiellement la résistance de l'ouvrage (« *the failure wedge inclination a (Fig.4) would be relatively flat, extending into the vertical boundary of the soil container. Therefore no ground crack or other surficial evidence of a wedge would be visible, and none was observed during or after the tests.* » [[WILSON et ELGAMAL, 2015](#)]).

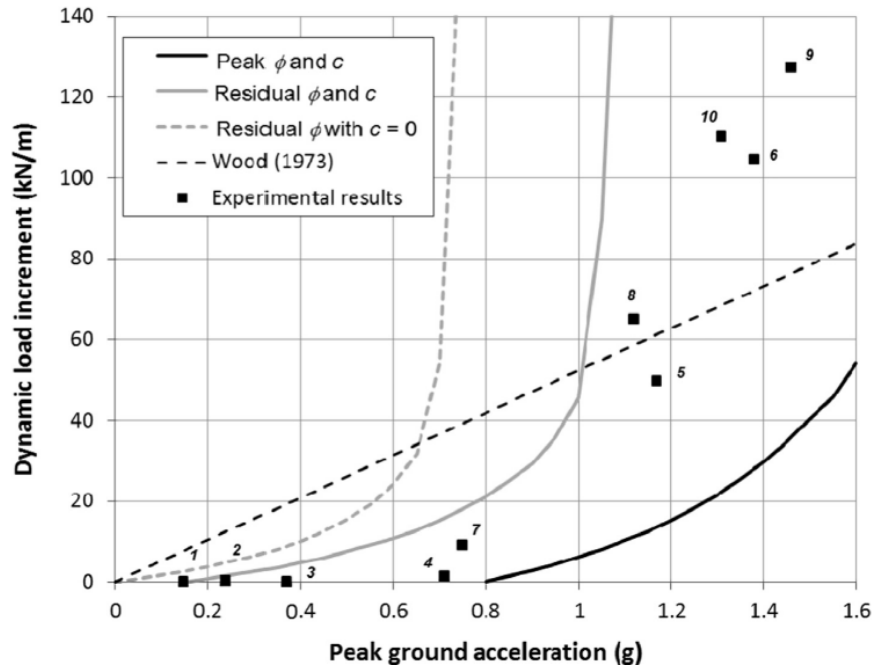


FIGURE 2.11 – Incrément dynamique de la poussée des terres lors des essais expérimentaux de [WILSON et ELGAMAL \[2015\]](#). Les courbes des méthodes analytiques tracées en trait pleins sur la figure commencent à augmenter seulement pour des valeurs de l'accélération (PGA) non nulles, du fait de la cohésion du sol importante ($C' = 14\text{kPa}$).

2.3.1.2 Expériences en centrifugeuse

Dans la continuité des essais sur table vibrante, des essais en centrifugeuse sont relevés dans la littérature. Ceux-ci sont généralement plus récents que leurs homologues sur table vibrante. Initialement dimensionnés pour des expériences de réactions chimiques [[HALVERSON, 1913](#); [DAVIDSON, 1921](#)] ou des recherches en médecine sur le sang [[GATES, 1922](#); [HEILBRUNN et DAUGHERTY, 1933](#); [RATCLIFFE, 1936](#)], ils consistent à changer la gravité dans une maquette expérimentale. Ce type d'essais a premièrement été employé en génie civil lors de l'étude des phénomènes entourant la sédimentation avec pour objectif d'étudier la granulométrie des sols [[SKINNER et KELLY, 1947](#); [SCHACHMAN, 1948](#)]. Ce n'est qu'à la fin des années 70 que les premiers tests concernant des problèmes de soutènement ou de stabilité de pente sont étudiés avec des centrifugeuses [[FRYDMAN et BEASLEY, 1976](#); [MIKASA et collab., 1977](#); [LYNDON et SCHOFIELD, 1978](#); [SCHOFIELD, 1980](#); [MORRIS, 1981](#); [ORTIZ et collab., 1983](#); [STEEDMAN, 1983](#); [LEGUAY et collab., 1984](#); [LYNDON et PEARSON, 1985](#)], tests qui se mêlent avec les essais de liquéfaction [[ARULANANDAN et collab., 1983](#); [WHITMAN et ARULANANDAN, 1985](#)]. Pour ces essais, les dispositifs expérimentaux consistent généralement en un bras articulé, tournant autour d'un axe fixe. Au bout de ce bras, le système étudié est placé : il ressent ainsi l'accélération centrifuge (*Figure 2.12*).

L'intérêt d'un tel dispositif est qu'il permet d'augmenter les contraintes dans des modèles réduits

de systèmes géotechniques sans requérir des essais échelle réelle coûteux à mettre en place. Pour ensuite modéliser le séisme, la technique consiste à embarquer une table vibrante de forte puissance dans le modèle centrifugé [SCHOFIELD, 1980; ORTIZ et collab., 1983; STEEDMAN, 1983; NAKAMURA, 2006; MIKOLA et collab., 2016; CANDIA et collab., 2016].



FIGURE 2.12 – Photo d'un dispositif expérimental utilisant une centrifugeuse [CANDIA et collab., 2016]. On voit le bras tournant de la centrifugeuse avec le modèle testé à son extrémité.

Grâce à l'augmentation de la gravité et à l'augmentation des contraintes pour retrouver les ordres de grandeurs des valeurs *in situ*, tous ces auteurs s'accordent à dire que les essais en centrifugeuse ont l'avantage de permettre une modélisation fiable des phénomènes réels. On peut ainsi écrire des lois de similitudes entre les données expérimentales et les données équivalentes dans la réalité (« à 1g »). Par exemple, on note que le rapport entre les fréquences d'excitation du modèle et celles de la réalité est directement proportionnel au facteur d'échelle selon ORTIZ et collab. [1983] et MIKOLA et collab. [2016], alors qu'il était proportionnel à la racine carré du facteur d'échelle pour les essais sur table vibrante.

En étudiant la pression des terres dynamique sur un mur de soutènement cantilever, ORTIZ et collab. [1983] trouvent notamment que celle-ci est proche de celle prédite par une méthode pseudo-statique. Bien que la distribution des efforts ne soit pas tout à fait linéaire, ils statuent qu'une distribution linéaire est une bonne approximation. On notera que, bien plus tard, CANDIA et collab. [2016] aboutissent au même type de conclusions concernant le point d'application de la poussée dynamique : celui-ci semble se situer à une hauteur de $0,33H$, similaire au cas statique. Ils relèvent aussi que l'incrément dynamique est proportionnel au PGA du signal sismique.

Ensuite, STEEDMAN et ZENG [1990] ont cherché à vérifier les prédictions de poussée dynamique des terres données par leur modèle pseudo-dynamique. La pression des terres semble relativement linéaire avec quelques variations mineures, qui sont correctement retrouvées par le modèle analytique. MIKOLA et collab. [2016] appuient aussi cette thèse que la poussée des terres s'appliquant dans les expériences dynamiques est correctement prédite par des modèles pseudo-statiques.

NAKAMURA [2006] met en évidence la création d'un coin de sol au cours d'un essai dynamique (Figure 2.13). Ce coin de sol est très proche d'un triangle (en déformation plane) et la déformation plastique se localise à l'interface de ce triangle. La distribution de pression qu'il obtient est globalement croissante avec la profondeur, même s'il n'observe pas de linéarité. Enfin, il note que les prédictions des méthodes pseudo-statiques de type M-O sont rarement retrouvées au cours de ses essais et doivent être remplacées par des méthodes tenant compte des effets dynamiques. Ces résultats sont globalement similaires à ceux de AITKEN [1982] concernant la localisation de la déformation dans le remblai au cours d'un essai sur table vibrante. AITKEN [1982] aboutit par contre à une surface plus diffuse, avec notamment deux bandes de cisaillement claires (Figure 2.14). Ces bandes de cisaillement ne sont d'ailleurs pas planes mais légèrement courbes, comme noté pour les plans de rupture observés dans le cas statique. Cela justifie l'intérêt d'utiliser des surfaces de rupture courbes dans les méthodes analytiques quoique la droite d'approximation soit très proche de la réalité expérimentale.

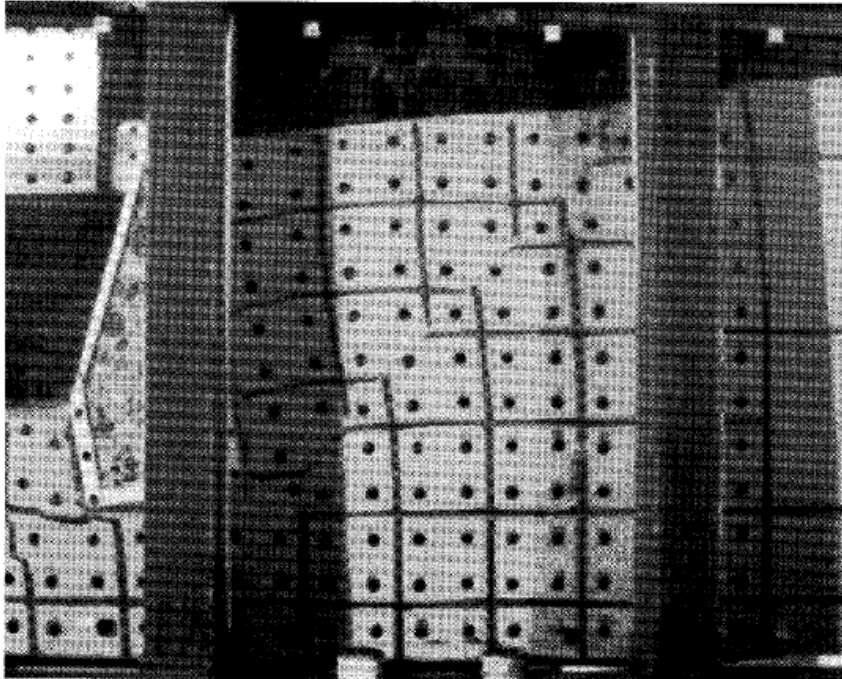


FIGURE 2.13 – Déformation ultime obtenue par NAKAMURA [2006] au cours de ses essais en centrifugeuse. Un coin de sol, délimité par un triangle est clairement visible.

En dernier lieu, DEWOOLKAR et collab. [2001, 2009] ont étudié l'importance de l'eau dans le comportement sismique cyclique des murs de soutènement via des modèles en centrifugeuse et des simulations FEM. Ils montrent par ailleurs l'importance des règles de changement d'échelle lors de l'utilisation de fluide dans des modèles réduits afin de conserver une viscosité équivalente. L'effet de la pression interstitielle est importante sur les résultats expérimentaux et numériques montrant la nécessité d'éviter l'accumulation d'eau dans les sols fins. Enfin, ils notent que la pression dynamique de l'eau est linéaire avec la profondeur. Cette tendance n'est pas observée aussi clairement pour la pression dynamique du sol. L'augmentation de la pression totale subie par le mur est quant à elle complètement linéaire par rapport à l'accélération des vibrations du système.

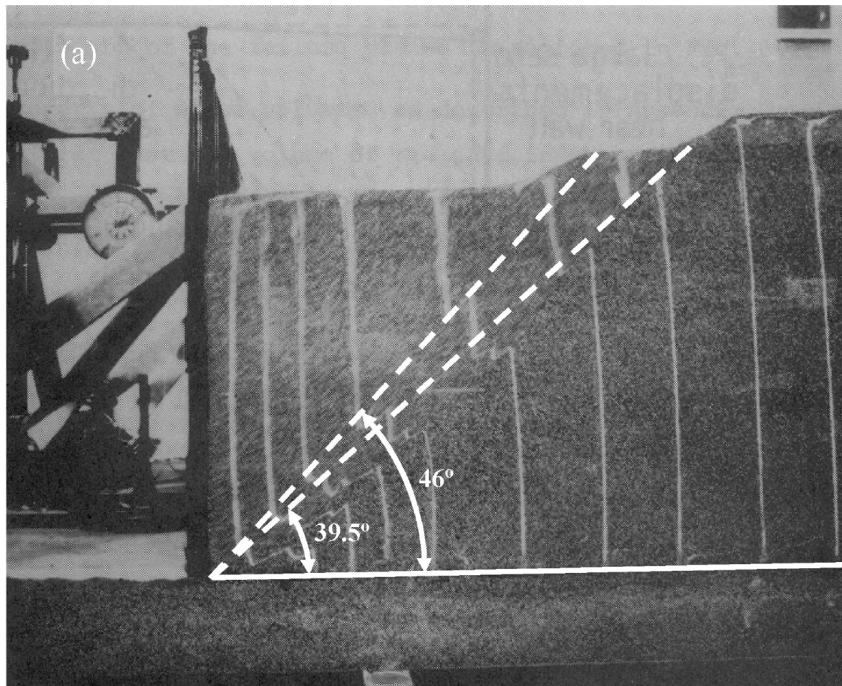


FIGURE 2.14 – Déformation ultime obtenue par AITKEN [1982] au cours de ses essais sur table vibrante (d'après GREEN et collab. [2008]). Un coin de sol est visible, avec une surface de rupture double et légèrement incurvée.

À retenir : Les essais expérimentaux en centrifugeuse et/ou sur table vibrante ont permis de quantifier la poussée des terres s'appliquant sur un mur de soutènement. Malgré quelques divergences de conclusions, les méthodes analytiques pseudo-statiques et pseudo-dynamiques arrivent globalement à retrouver les résultats expérimentaux. La plupart des essais expérimentaux montrent que les vibrations occasionnent des déplacements non négligeables dans le système, signes que l'énergie du signal est absorbée. L'avantage des essais en centrifugeuse provient du fait qu'ils permettent des similitudes simples par rapport à la réalité, tout en requérant des moyens expérimentaux plus importants que les essais sur table vibrante.

2.3.2 Modèles numériques

Les moyens expérimentaux décrits précédemment montrent que les méthodes analytiques développées pour le dimensionnement sismique des ouvrages sont seulement en partie capables de prédire la pression dynamique des terres. L'utilisation d'outils plus sophistiqués que sont les modèles numériques peut permettre de fournir des explications sur ces prédictions de moyenne qualité et de donner des outils de calculs plus précis et modulables. De plus, les outils numériques ont l'avantage de pouvoir déterminer directement si un ouvrage résiste ou non à une sollicitation donnée, ici un séisme. De même, ils permettent de définir quels sont les déplacements admissibles pour une structure au cours d'un séisme, *ie* ceux qui n'engendrent pas la rupture du soutènement.

Dans cette partie, les modèles à éléments finis (FEM) utilisés pour modéliser le comportement sismique des murs de soutènement sont présentés. Ensuite, quelques modélisations par éléments discrets (DEM) sont décrites sur des ouvrages en maçonnerie.

2.3.2.1 Modèles numériques FEM des murs de soutènement

La plupart du temps, les outils FEM ont été développés pour valider des méthodes analytiques, méthodes qui sont ensuite utilisées pour effectuer des calculs de dimensionnement. Parmi les premières modélisations numériques de murs de soutènement, on trouve celles de WOOD [1973]. Il a notamment étudié les résonances d'une couche de sol pour en déduire la pression s'appliquant sur une paroi rigide ou déformable, *ie* amovible. En fonction du déplacement du mur, il met en évidence deux modes de fonctionnement d'un mur de soutènement. Si les déplacements sont très faibles, le sol a un comportement complètement élastique. Par contre, si le mur se déplace (0,5% de la hauteur suffit selon WOOD [1973]), un comportement complètement plastique pour le sol est atteint : des approches du type M-O (qui suppose la plastification du sol le long de la surface de rupture) sont donc appropriées pour étudier leur comportement. Lorsque les déplacements sont entre les deux, un modèle élasto-plastique, comme le sien, peut permettre d'évaluer la pression des terres avec fiabilité. Ses simulations lui permettent aussi de faire varier le module de cisaillement G avec la profondeur pour voir son impact sur la poussée dynamique des terres. Bien plus tard, de manière similaire, WU et FINN [1999] ont aussi utilisé des simulations numériques pour évaluer l'effet du module de cisaillement G sur la réponse harmonique d'un sol. Le but des simulations est de quantifier l'écart entre la poussée des terres donnée par une modélisation analytique de la propagation d'onde dans le sol (de manière similaire à VELETOS et YOUNAN [1994]) et celle donnée par des modélisations FEM. Après validation du code FEM, ils comparent une modélisation analytique avec un module G constant à des modélisations FEM prenant en compte un module G croissant avec la profondeur. La fréquence de résonance du sol n'est pas modifiée au contraire de son amplitude.

On notera que les travaux de VELETOS et YOUNAN [1994]; WU et PRAKASH [1996]; WU et FINN [1999] se positionnent, d'après l'analyse de WOOD [1973], au niveau de l'étude des murs peu soumis au déplacement (*ie* murs ancrés, butonnés) alors que les théories visco-élastiques utilisées pour les méthodes pseudo-dynamiques [PAIN et collab., 2015; NIMBALKAR et collab., 2019] sont plus reliées aux murs se déplaçant et créant de la plasticité dans le remblai.

Aujourd'hui, les logiciels FEM sont toujours utilisés pour effectuer des études paramétriques et vérifier le calcul de la poussée des terres en dynamique [IBRAHIM, 2015; ZAMIRAN et OSOULI, 2015; OSOULI et ZAMIRAN, 2017; JESMANI et collab., 2017; ZAMIRAN et OSOULI, 2018]. Plus particulièrement, ZAMIRAN et OSOULI [2015]; JESMANI et collab. [2017]; OSOULI et ZAMIRAN [2017] ont étudié numériquement, via le logiciel FLAC [ITASCA, 2008], la poussée dynamique des terres dans le cas de sols cohérents, ce qui n'avait pas été fait précédemment. ZAMIRAN et OSOULI [2015]; OSOULI et ZAMIRAN [2017] utilisent notamment plusieurs signaux sismiques réels. Après avoir validé leur modèle numérique sur la base de tests en centrifugeuse, ils obtiennent que pour les sols peu frottants, les méthodes de type M-O surestiment la poussée des terres, d'où l'importance de prendre en compte la cohésion dans les méthodes pseudo-statiques. Ils mettent aussi en évidence que l'ajout de la prise en compte de la cohésion dans les modèles pseudo-statiques ne produit pas des estimations de la poussée des terres fiables et en tout cas pas du côté de la sécurité, ce qui impose le plus de prudence possible lors de l'étude d'un sol avec de la cohésion.

Les modèles numériques ont ensuite souvent été utilisés pour calculer les déplacements des murs de soutènement au cours d'un séisme [GREEN et EBELING, 2003; GREEN et collab., 2008; IBRAHIM, 2015; ZAMIRAN et OSOULI, 2018]. Le but est de pouvoir comparer les déplacements obtenus dans le modèle numérique FEM (ceux sensés être les plus proches des déplacements réels d'un mur de soutènement) avec ceux obtenus par un calcul de dimensionnement en déplacement utilisant la méthode de NEWMARK [1965]. En premier lieu, GREEN et EBELING [2003] ont montré que leurs simulations donnaient des pressions dynamiques des terres proches de celles calculées avec les formules de MONONOBE et MATUO [1929] et OKABE [1926]. Ils ont ensuite comparé les déplacements obtenus en numérique et ceux calculés en analytique avec une méthode

de **NEWMARK [1965]** (*Figure 2.15*). Ils notent qu'en modifiant le frottement de la fondation du mur (passant de 31° à 35°), et changeant donc l'accélération critique du mur de soutènement (passant de $a_{crit} = 0,22g$ à $a_{crit} = 0,27g$), ils arrivent à retrouver analytiquement les déplacements obtenus dans leur modèle numérique. Même si l'augmentation du frottement reste discutable, on peut noter que l'approche de **NEWMARK [1965]** prédit des déplacements plus grands que ceux du modèle numérique et reste donc conservative.

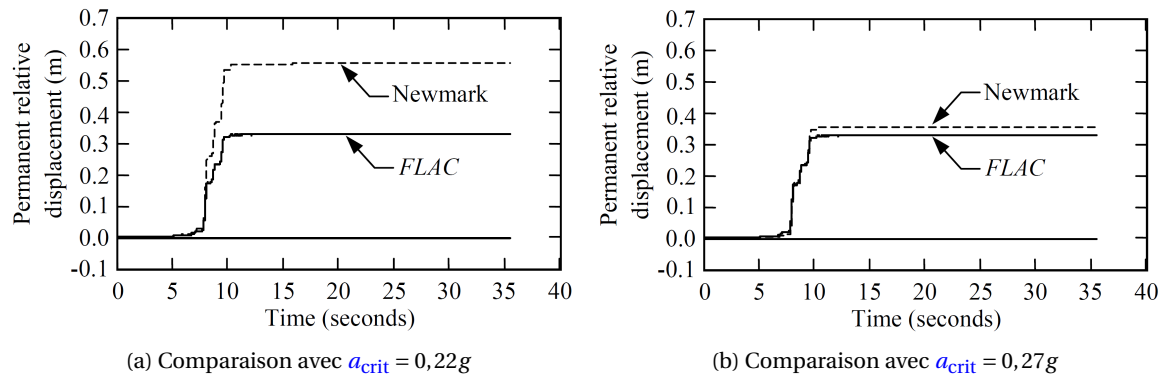


FIGURE 2.15 – Comparaison des déplacements obtenus numériquement et analytiquement en fonction de l'accélération critique du mur a_{crit} [**GREEN et EBELING, 2003**].

IBRAHIM [2015] a aussi conduit des simulations numériques de déplacement de murs de soutènement au cours d'un séisme. Il compare directement ses résultats numériques avec la formule de **RICHARDS JR et ELMS [1979]** qui donne le déplacement d'un mur de soutènement en fonction du **PGV** et du **PGA** d'un séisme. Il n'aboutit pas à la même conclusion que **GREEN et EBELING [2003]** : il obtient parfois des déplacements, en numérique, plus grands que les déplacements prédits par la formule de **RICHARDS JR et ELMS [1979]**. De la même manière, **ZAMIRAN et OSOULI [2018]** montrent que les déplacements de leur modèle numérique sont parfois plus grands que les déplacements prédits par la méthode de **NEWMARK [1965]**. Par contre, ils montrent que leur modèle numérique arrive avec succès à simuler le déplacement de murs expérimentaux en centrifugeuse. Enfin, ils confortent la théorie de **RICHARDS JR et ELMS [1979]** en montrant que le déplacement permanent d'un mur de soutènement est fortement relié au **PGA** du séisme (et sûrement au **PGV**, cette donnée variant avec le **PGA**), et non à son emplacement (basé sur sept séismes différents). Ce résultat reste valable même en ajoutant de la cohésion au sol de remblai.

Dans le même but, **STAMATOPOULOS et collab. [2006]** ont comparé les déplacements donnés par une modélisation **FEM** d'un mur de soutènement avec ceux issus de leur modèle pseudo-statique basé sur le déplacement avec actualisation de la géométrie. Ils montrent que leur modèle analytique permet dans la configuration étudiée d'obtenir des déplacements plus proches de la réalité, puisque équivalents à ceux du modèle numérique. La méthode de **NEWMARK [1965]** originelle donne des déplacements plus grands.

Les travaux de **DEWOOLKAR et collab. [2009]** qui modélisent des essais en centrifugeuse de mur soutenant un sol liquéfiable ont montré que, même dans des cas extrêmes utilisant un fluide dans le remblai, les logiciels éléments finis étaient capables de réussir à retrouver les résultats importants des expériences (pression interstitielle, pression des terres).

Pour conclure, **DURAND [2018]**, pour l'étude numérique de digues, et **FUKUTAKE et collab. [1990]**, pour l'étude numérique de couches de sols, insistent sur l'importance de tenir compte de la fréquence de résonance de l'objet d'étude pour pouvoir traiter les résultats numériques correctement. De plus, comme d'autres [**IBRAHIM, 2015**; **OSOULI et ZAMIRAN, 2017**; **ZAMIRAN et OSOULI, 2018**], ils conseillent d'utiliser des frontières champ-libre en bordure de système, permettant d'éviter les phénomènes de réflexion d'onde, pour limiter la taille du modèle.

2.3.2.2 Modèles numériques des ouvrages en maçonnerie

Pour terminer cette revue de la littérature, on présente ici des études sur le comportement sismique des ouvrages en maçonnerie. En effet, l'objet d'étude étant les murs de soutènement en pierre sèche, il est pertinent de comprendre comment le comportement sismique des ouvrages maçonnés est généralement étudié.

Les deux méthodologies numériques, **DEM** et **FEM**, peuvent être employées, ainsi que les méthodes **DDA** (pour « *Discontinuous Deformation Analysis* ») qui sont très proches des méthodes **DEM** [SHI, 1992; KAMAI et HATZOR, 2008]. De manière générale, les simulations **FEM** fonctionnent par identification des modes de vibration de la structure. Ensuite, en fonction du spectre du signal sismique appliqué, on excite les modes de la structure correspondant à l'amplitude sismique réelle. Ces méthodes sont appelées *Non Linear Static Analysis* [CHEN et collab., 2018; DEGLI ABBATI et collab., 2019].

Par ailleurs, des simulations en temps réel, plus coûteuses en moyen de calculs ont été développées. Pour les modèles **FEM**, des lois de comportement prenant en compte la présence des joints doivent être développées avant les simulations [ZHANG et collab., 2017b], soit par une approche à l'échelle micro-, méso- ou macroscopique. ZHANG et collab. [2017b] notent que ce type de modèle est pertinent pour retrouver des résultats expérimentaux et peut être utilisé pour estimer l'état de stabilité de la maçonnerie et proposer une solution de renforcement si besoin. En ce qui concerne les modèles **DEM**, les joints sont naturellement modélisés par l'interface entre les blocs discrets. Les blocs sont souvent considérés extrêmement résistants [FURUKAWA et collab., 2012; SAMAYOA et collab., 2018; LEMOS, 2019].

L'utilisation de tels outils **DEM** se révèle performante pour retrouver des résultats expérimentaux d'après LEMOS [2019], qui note au passage qu'une analyse de type *pushover* donne des résultats prédictifs moins bons en obtenant une résistance plus faible. Par ailleurs, LEMOS [2019] note l'importance, déjà relevée lors des simulations **FEM**, de la modélisation de la fréquence de résonance de la structure. Ces outils numériques peuvent aussi être utilisés pour valider ou invalider des méthodes analytiques [SAMAYOA et collab., 2018] lorsque des études expérimentales ne sont pas envisageables. Ceux-ci permettent aussi de définir des modes de rupture appropriés. Enfin, les modèles numériques **DEM** peuvent servir aussi pour des études de cas. Par exemple, FURUKAWA et collab. [2012] montrent l'importance du comportement hors-plan d'une maison faite de briques d'adobe. Ils montrent aussi l'effet de la solution technologique choisie pour la fabrication du toit sur la résistance sismique de l'ouvrage : un toit voûté aura une résistance sismique (mais aussi statique) bien inférieure à un toit plat. De même, KAMAI et HATZOR [2008] ont cherché la valeur d'accélération sismique provoquant la rupture (ou le déplacement) de certains sites archéologiques emblématiques.

Tous ces modèles numériques nécessitent néanmoins des moyens de calculs très importants. Souvent aussi, ils requièrent plus de paramètres pour caractériser les matériaux, et donc plus d'expériences (numériques ou de laboratoires) de calibration.

2.4 Conclusions de l'état de l'art : objectifs et méthodologie du manuscrit

Dans le chapitre précédent (*Chapitre 1*), il a été mis en lumière l'état de la recherche scientifique concernant les murs de soutènement en pierre sèche (MSPS). Plusieurs méthodologies (numériques, analytiques et expérimentales) ont été développées avec des objectifs souvent différents. Plus particulièrement, les méthodes aux éléments discrets (ou distincts) DEM ont été trouvées complètement capables de modéliser le comportement des murs en pierre sèche dans différentes configurations et d'étudier la localisation de la rupture dans un ouvrage en pierre sèche. D'un autre côté, dans un objectif de dimensionner les MSPS de talus, des méthodes analytiques rapides ont montré leurs robustesses. Celles-ci se limitent néanmoins à des calculs en situations statiques alors que les nouvelles réglementations sismiques française et européenne obligent la prise en compte du risque sismique dans le dimensionnement des ouvrages.

L'objectif général de ce manuscrit est de comprendre le comportement sismique des MSPS de talus, afin de proposer une méthode de dimensionnement adaptée. D'après l'analyse de la littérature présentée dans ce chapitre, les méthodes pseudo-statiques, recommandées par l'Eurocode 8 pour l'étude sismique des murs de soutènement [AFNOR, 2005c], sont suffisamment rapides pour être envisagées. De plus, leur simplicité est un avantage majeur pour une utilisation par les ingénieurs et par les artisans de la pierre sèche. Néanmoins, leur aspect trop sécuritaire, du fait justement de leur simplicité, doit être résolu.

Tout d'abord, les méthodes de type NEWMARK [1965] ne sont pas retenues. En effet, celles-ci supposent un déplacement monolithique du mur au cours du séisme, ce qui est le cas pour un mur cantilever mais pas forcément pour un MSPS. Ainsi, il faudrait vérifier que les déplacements du MSPS au cours du temps (en glissement et en renversement) n'engendrent pas une diminution de sa stabilité. De tels développements ont été supposés trop chronophages. Les approches analytiques pseudo-dynamiques ne sont pas non plus envisagées pour l'étude sismique des MSPS de talus. En effet, les calculs sont lourds à mettre en place et requièrent un grand nombre de paramètres souvent inconnus sur un site réel. De plus, les MSPS étant souvent des ouvrages de faibles hauteurs assez rigides, les effets de la propagation des ondes sont négligeables : l'apport de telles méthodes seraient donc quasiment nul.

Afin de modérer l'aspect surdimensionnant des méthodes simplifiées pseudo-statiques, l'approche forfaitaire développée par RICHARDS JR et ELMS [1979] et utilisée dans l'Eurocode 8 [AFNOR, 2005c] est considérée ici. Il s'agit de diminuer d'un facteur r , appelé coefficient de comportement, l'accélération du site pour tenir compte du déplacement de la structure au cours du séisme, déplacement qui dissipe l'énergie sismique. Pour évaluer le facteur r de manière conservative, une étude dynamique des MSPS de talus est réalisée, basée sur des essais sur table vibrante, classiquement considérés pour l'étude des murs de soutènement. Pour compléter ces essais dynamiques, des simulations numériques par éléments distincts sont utilisées. Les blocs sont modélisés par des éléments discrets et le remblai par des éléments finis. En effet, les éléments discrets ont été validés pour l'étude statique des MSPS ainsi que l'étude dynamique des structures maçonnées. On suppose donc qu'ils peuvent reproduire des phénomènes dynamiques sur des MSPS. De même, les éléments finis ont été trouvés, dans la littérature, capables de modéliser la propagation d'ondes vibratoires dans un sol de remblai.

Ainsi, le *Chapitre 3* présente deux campagnes expérimentales, menées sur des modèles réduits de laboratoire de **MSPS**. La première correspond à une campagne expérimentale pseudo-statique qui servira à valider la méthode analytique pseudo-statique envisagée pour dimensionner les **MSPS** de talus. La deuxième campagne expérimentale concerne des essais dynamiques harmoniques sur table vibrante. Ces essais ont pour but de fournir une base de données expérimentales pour la validation d'un outil numérique dynamique.

Ensuite, le *Chapitre 4* présente le modèle numérique utilisé développé sous le logiciel **UDEC** [ITASCA, 2011], lui-même basé sur la méthode aux éléments distincts. Le **MSPS** de talus est modélisé en **3D** de déformation plane, la charge s'appliquant sur celui-ci étant constante dans toute la longueur du mur. Les blocs sont modélisés par des éléments discrets et le remblai par des éléments finis. Ce modèle numérique est d'abord utilisé pour simuler les expériences pseudo-statiques du *Chapitre 3* pour améliorer la compréhension des résultats expérimentaux et des paramètres influents. Dans un second temps, il est utilisé pour simuler les expériences dynamiques du *Chapitre 3*. Enfin, il permet de simuler des **MSPS** (modèles) à taille réelle soumis à des sollicitations dynamiques harmoniques.

Enfin, le *Chapitre 5* présente le modèle pseudo-statique utilisé. Basé sur les résultats expérimentaux et les précédents outils analytiques développés pour la pierre sèche [VILLEMUS, 2004; COLAS et collab., 2008; MUNDELL et collab., 2009; ALEJANO et collab., 2012b], les paramètres pertinents pour l'étude de la pierre sèche sont implémentés. Après une phase de validation sur les essais pseudo-statiques du *Chapitre 3* ainsi que sur les essais échelle 1 de VILLEMUS et collab. [2006] et de COLAS et collab. [2010b, 2013a], une analyse paramétrique en statique et en sismique de la stabilité des **MSPS** de talus est effectuée. Enfin, basée sur les résultats des essais et des simulations dynamiques, des recommandations suivant les règles des Eurocodes 7 & 8 [AFNOR, 2014a,b, 2005c] sont présentées. Celles-ci correspondent aux surépaisseurs maximales, en fonction des cas d'étude, à mettre en œuvre pour respecter un dimensionnement sismique par rapport à un calcul statique.

Chapitre 3

Expériences pseudo-statiques et dynamiques sur maquette à échelle réduite

Résumé du chapitre :

Ce chapitre présente des expériences menées sur un système mur-remblai modèle, à échelle réduite, pour mieux comprendre les paramètres susceptibles d'expliquer la résistance pseudo-statique et sismique d'un mur de soutènement en pierre sèche. La base de données constituée servira ultérieurement pour la validation d'outils à la fois numérique et analytique.

La maquette est constituée d'un mur de briques parallélépipédiques en argile retenant un remblai de sable sec, le tout à une échelle d'environ $1/20^{\text{ème}}$ par rapport aux murs de soutènement en pierre sèche réels.

Une approche simplifiée du problème, recommandée par l'[Eurocode 8](#), a été utilisée. Cette approche, dite pseudo-statique, consiste à modéliser l'effet du séisme par des forces inertielles constantes appliquées sur les objets en mouvement. Expérimentalement, la résistance du mur au séisme a été obtenue en inclinant la maquette jusqu'à la rupture du mur.

Il est montré que plus l'élancement du mur (H/B avec H la hauteur et B la largeur) est grand, plus l'angle d'inclinaison de la maquette menant le mur à la rupture est faible. Conjointement, pour un même élancement H/B , la largeur du mur ne semble pas avoir d'influence significative sur sa résistance au séisme.

Dans un second temps, la sollicitation sismique a été modélisée par des ondes harmoniques d'amplitude croissante. Pour cela, la maquette a été placée sur une table vibrante et a été sollicitée jusqu'à l'obtention de la rupture du mur. Ici aussi, on trouve que la résistance au mouvement décroît avec l'élancement du mur. De plus, plus la fréquence de sollicitation augmente et/ou plus le temps de simulation diminue, plus sa résistance augmente.

Sommaire

3.1	Introduction	73
3.2	Expériences pseudo-statiques	73
3.2.1	Principe des expériences	73
3.2.2	Matériel expérimental	73
3.2.2.1	Description de la maquette	73
3.2.2.2	Protocole expérimental	75
3.2.2.3	Propriétés des matériaux	77
3.2.3	Expériences préliminaires	81
3.2.3.1	Etude de la déformation plane dans le mur	81
3.2.3.2	Influence de l'espace avec les parois verticales	82
3.2.3.3	Influence de l'assemblage	84
3.2.3.4	Etude de la répétabilité des expériences	85
3.2.4	Influence de la géométrie du mur	85
3.2.4.1	Influence de l'élanement H/B	86
3.2.4.2	Mur à élanement H/B constant	88
3.3	Expériences dynamiques	92
3.3.1	Introduction	92
3.3.2	Description des expériences	92
3.3.2.1	Principe expérimental	92
3.3.2.2	Essais préliminaires à la définition du protocole	94
3.3.2.3	Protocole expérimental	98
3.3.2.4	Propriétés des matériaux	99
3.3.2.5	Traitement des données : définition de la rupture	103
3.3.3	Essais dynamiques sur les murs modèles en briques	104
3.3.3.1	Essais de répétabilité	104
3.3.3.2	Influence de l'élanement H/B	105
3.3.3.3	Influence de la fréquence	108
3.3.3.4	Influence de l'enveloppe du signal	110
3.4	Conclusion du chapitre	113

3.1 Introduction

Les murs de soutènement de talus droits ont l'avantage d'être chargés uniformément dans toute leur longueur : chaque section du mur subit la même charge et donc se déforme de la même façon. On parle alors de déformation plane : l'étude d'une seule section du mur suffit à comprendre l'ensemble de son comportement. On reviendra sur ce point dans les différentes parties de ce chapitre et de ce manuscrit.

La première approche envisagée pour étudier le comportement sismique d'un MSPS correspond à une approche pseudo-statique. Pour rappel (*Chapitre 2*), cette approche, basée sur les travaux de MONONOBE et MATUO [1929] et de OKABE [1926], est aussi recommandée par l'Eurocode 8 [AFNOR, 2005c]. Elle consiste à modéliser l'action sismique par une action statique équivalente, d'où son nom « pseudo-statique ». L'objectif des premiers essais expérimentaux menés ici, est d'identifier les paramètres déterminant la résistance d'un mur de soutènement en pierre sèche (MSPS) au séisme. Ils serviront de cadre de validation pour des modélisations numérique et analytique ultérieures.

Dans un deuxième temps, pour se rapprocher d'une excitation sismique réelle, des essais dynamiques sur table vibrante ont été envisagés. L'objectif est de voir qualitativement les différences obtenues avec les essais pseudo-statiques en termes de modes de rupture, mais aussi d'évaluer l'influence du signal sismique (fréquence, amplitude) sur la résistance d'un MSPS. Ces expériences serviront aussi de cadre de validation d'un modèle numérique pour l'étude dynamique des MSPS. Enfin, elles permettront de nuancer et d'adapter les résultats de la méthode analytique pseudo-statique (*Chapitre 5*) dont les limites sont connues.

3.2 Expériences pseudo-statiques

3.2.1 Principe des expériences

L'approche pseudo-statique induit l'introduction de forces verticales et horizontales sur tout objet en mouvement se superposant aux forces gravitaires du système statique. Cet effet peut être produit expérimentalement en inclinant la structure à solliciter [STOCKDALE et collab., 2018] : en effet, en inclinant le système, l'orientation de la gravité n'est plus parallèle au parement du mur (*Figure 3.1*). En décomposant cette gravité selon un repère rattaché au mur, on fait apparaître une composante « parallèle au parement du mur » a_v et une composante « perpendiculaire au parement mur » a_h s'appliquant au centre de gravité du mur et du remblai (*Figure 3.1*). La recalibration de la partie « parallèle au parement du mur » à $9,81 \text{ m.s}^{-2}$ modifie *de facto* la composante perpendiculaire a_h qui est alors l'accélération pseudo-statique équivalente.

3.2.2 Matériel expérimental

3.2.2.1 Description de la maquette

La maquette expérimentale (*Figure 3.2*) est faite en bois de coffrage. Elle est constituée d'un fond et de trois parois verticales fixées au fond de la caisse. Le dernier côté de la caisse possède deux parois amovibles : le modèle de mur de soutènement se place dans l'ouverture ainsi créée. Les dimensions ($H_0 = 25\text{cm}$, $W_0 = 40\text{cm}$ et $L_0 = 40\text{cm}$) de l'intérieur de la maquette sont indiquées sur la *Figure 3.2*. La hauteur du mur H , sa largeur B ainsi que sa longueur L peuvent être variables (*Figure 3.3*). Les effets de leurs variations seront étudiés par la suite. Globalement, en comparant la maquette aux MSPS réels, les modèles de murs de soutènement étudiés correspondent à un facteur de réduction d'échelle K_e entre 10 et 30.

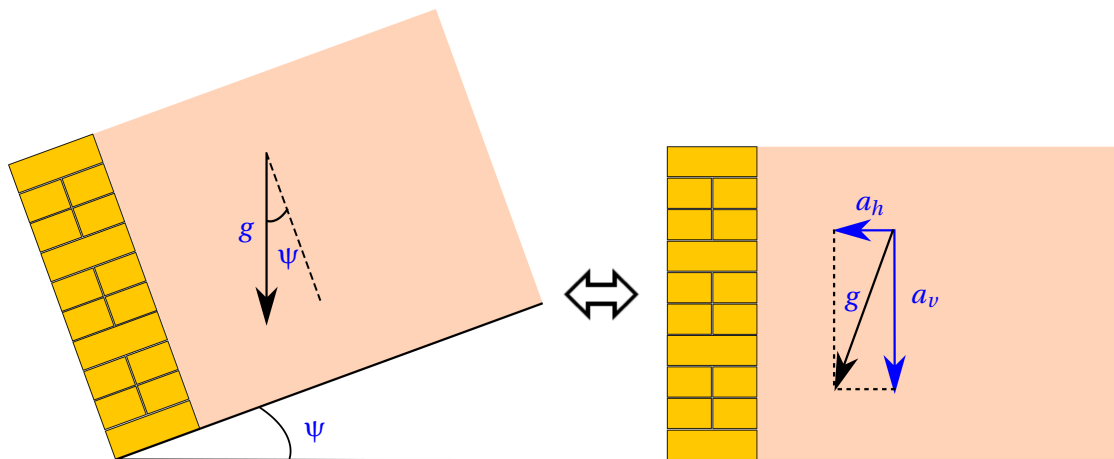


FIGURE 3.1 – Décomposition de la gravité sur un modèle de mur de soutènement en pierre sèche (MSPS) incliné.

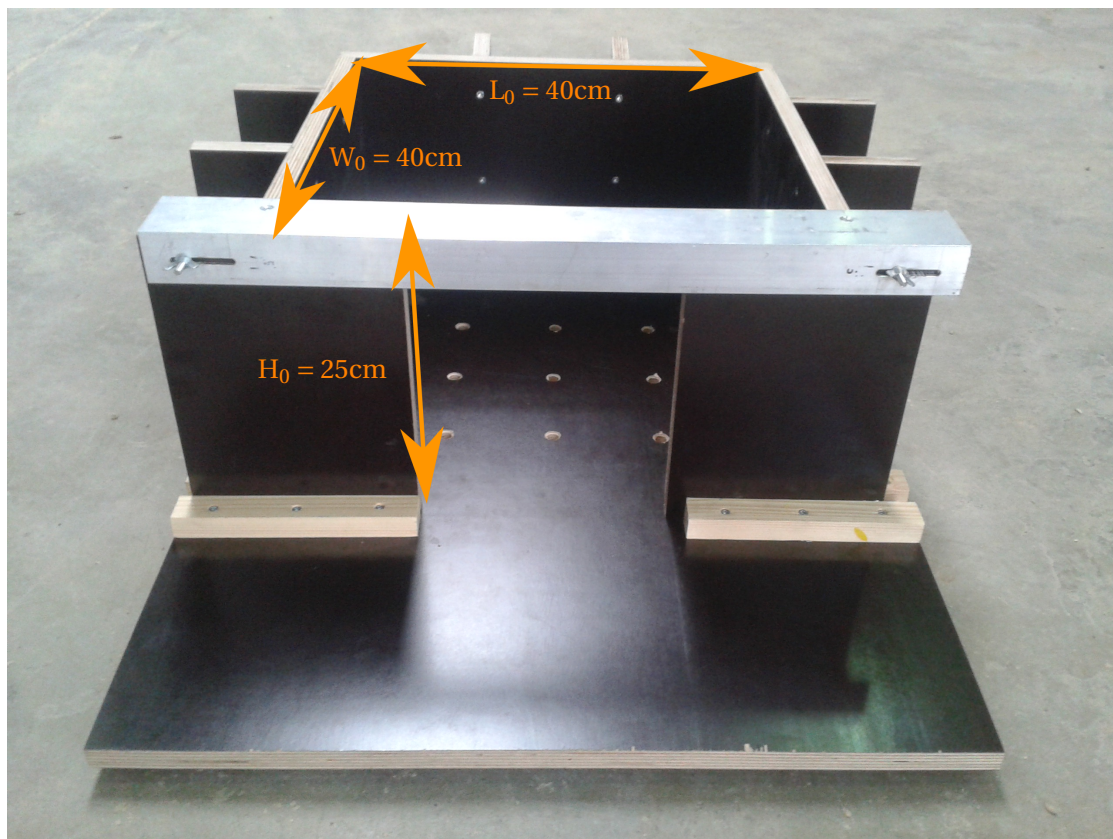


FIGURE 3.2 – Maquette vide. Vue avant le traitement de surface du fond de la maquette (Section 3.2.2.3). Les parois de la face au premier plan sont amovibles.

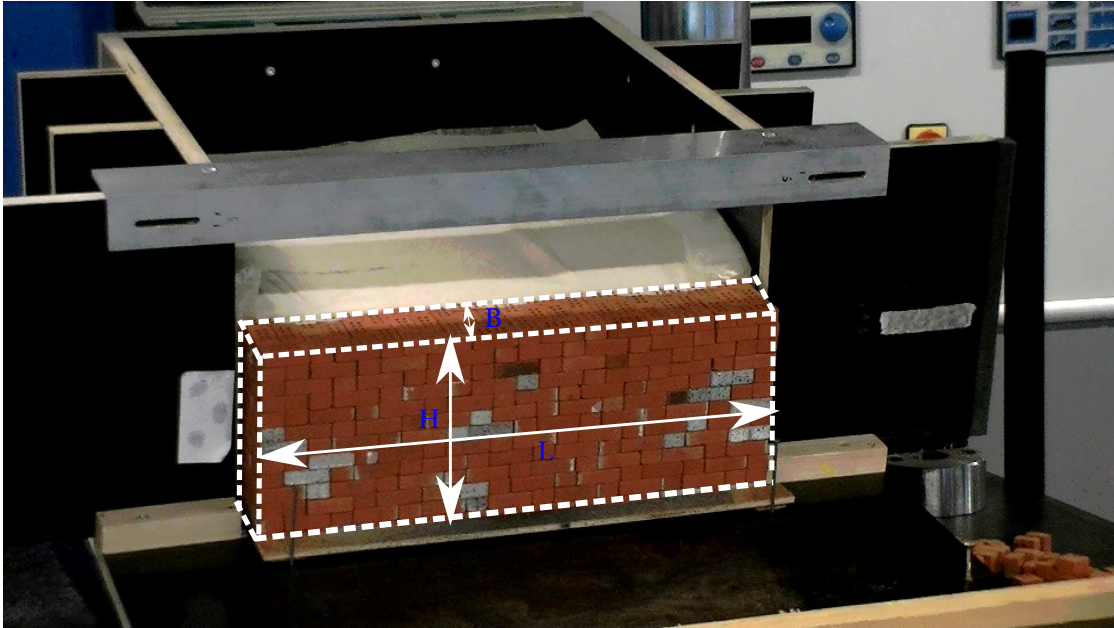


FIGURE 3.3 – Maquette contenant le mur de soutènement (modèle d'un MSPS) et le remblai de sable. Les dimensions géométriques du mur sont aussi représentées. Ici la longueur L du mur est égale à la longueur de l'ouverture maximale L_0 .

Le mur est constitué de blocs parallélépipédiques en argile assemblés à joint-sec. Il est à noter que ces blocs ont une forme très éloignée des pierres brutes utilisées dans la construction en pierre sèche. Cependant, les études précédentes (qu'elle soient analytiques [VILLEMUS et collab., 2006; COLAS et collab., 2008; MUNDELL et collab., 2009, 2010; COLAS et collab., 2013a] ou numériques [HARKNESS et collab., 2000; POWRIE et collab., 2002; CLAXTON et collab., 2005; OETOMO et collab., 2013, 2016]), basées sur des blocs de forme idéale, se sont montrées capables de reproduire les phénomènes observés sur des MSPS réels, si le poids total du mur est conservé. L'aspect irrégulier des pierres brutes ne semble donc pas jouer, au premier ordre, sur le comportement statique des MSPS. Une étude particulière de murs de soutènement à échelle réduite en pierre sèche est présentée en Annexe A.5 et va dans le sens de cette conclusion.

Le remblai a été modélisé par un sable d'Hostun, dans sa version S28. Les dimensions de la maquette permettent de respecter, *a priori*, les conditions de déformation plane. En effet, selon DEWOOLKAR et collab. [2000], il est conseillé d'avoir un rapport de 2,4 entre la longueur de l'objet d'étude et sa hauteur, ce qui est le cas ici entre la hauteur du mur H (autour de 10cm) et la longueur maximale de l'ouverture (40cm). De plus, la profondeur de la maquette a été déterminée de manière à ce que la paroi verticale du fond n'interfère pas avec le mécanisme de rupture du système mur-remblai (Figure 3.4) à l'aide d'un calcul analytique issu de la méthode présentée dans le Chapitre 5.

3.2.2.2 Protocole expérimental

Dans un premier temps, le mur a été érigé (Figure 3.5). La planéité des faces (les parements interne et externe et le couronnement) a été vérifiée à l'œil et les trois dimensions (hauteur H , épaisseur B et longueur L) ont été relevées. Un espace entre les parois latérales du mur et les parois en bois de la maquette a été laissé vide de manière à éviter l'arc-boutement du mur sur la maquette (voir Section 3.2.3.2). De plus, pour modéliser la fondation du mur, le premier lit de briques a été

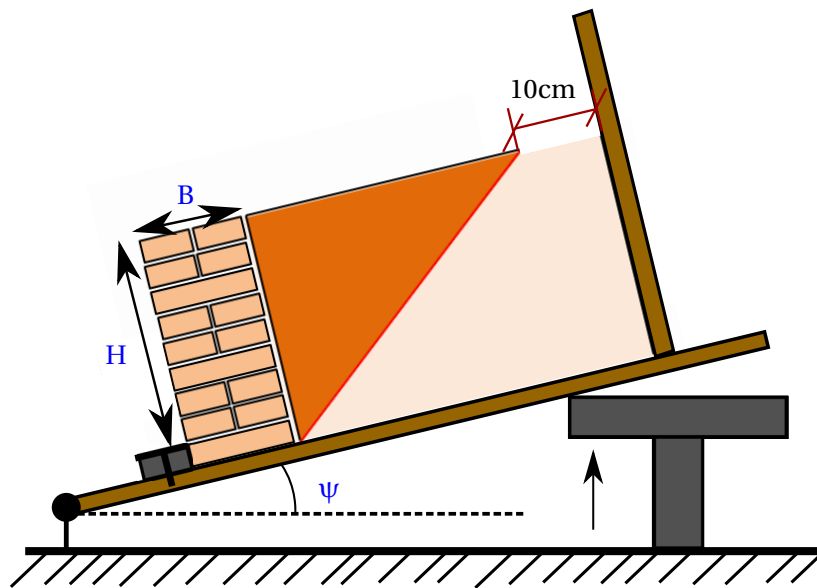


FIGURE 3.4 – Schéma en coupe de la maquette inclinée. La rupture dans le remblai de sable n'intercepte pas la paroi verticale du fond de la maquette.

fixé à l'aide d'une barrette en bois. Ainsi, la rupture du mur est incitée à se produire dans le mur, à l'interface entre les briques et non entre les briques et le fond de la maquette en bois (*Figure 3.4*). De ce fait, dans toute la suite du chapitre et du manuscrit, la hauteur H considérée correspond à la hauteur du mur « libre » de se déplacer, *ie* ne tenant pas compte de ce premier lit de briques fixé.

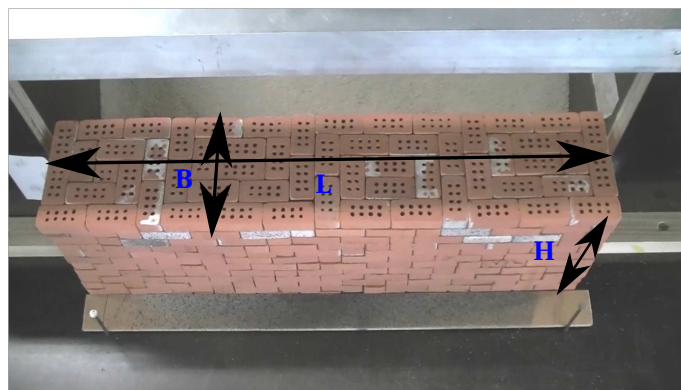


FIGURE 3.5 – Photo du mur expérimental, une fois érigé ($H = 12,4\text{cm}$ / $B = 8,5\text{cm}$ / $L = 38,6\text{cm}$). Les bords latéraux du mur ne sont pas en contact avec la maquette.

Une fois le mur érigé, le sable d'Hostun S28 a été ajouté dans la maquette, derrière le mur. Celui-ci a été déposé le plus délicatement possible, par un lâcher de hauteur de chute nulle. Afin d'éviter l'écoulement du sable dans l'espace entre le mur et les parois de la maquette, deux films plastiques ont été ajoutés de chaque côté du mur pour assurer l'étanchéité. Le remplissage a pris fin lorsque la hauteur de sable a atteint la hauteur du mur. La surface du remblai a été nivelée de manière à obtenir une surface la plus plane et horizontale possible et de même arase que le mur.

L'ensemble de la maquette en bois a été ensuite placée sur un support métallique devant une presse hydraulique, l'arrière de la maquette reposant sur le piston de la presse. Un arrêt fixé au support métallique a permis de créer une articulation : le levage du piston de la presse a entraîné l'in-

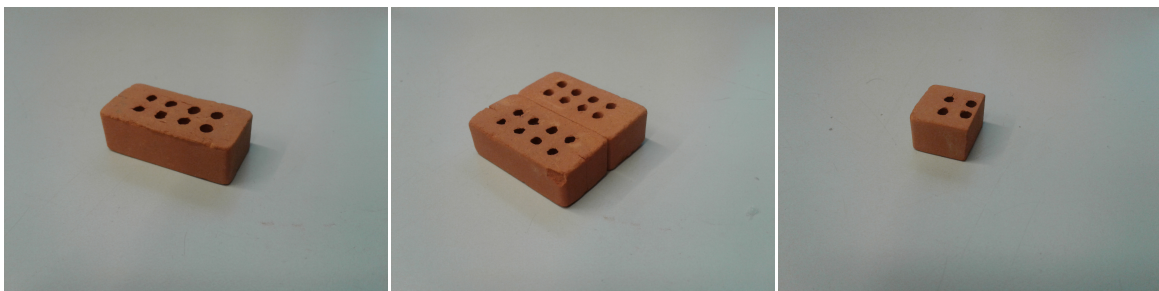
clinaison de l'ensemble de la maquette¹. Le levage a été réalisé avec une vitesse du piston conduisant à une évolution de l'angle d'inclinaison de $0,2^{\circ}.s^{-1}$, vitesse qui a été diminuée à $0,07^{\circ}.s^{-1}$ proche de la rupture (voir *Annexe A.1.2* pour plus de détail). La faible vitesse de levage vers la fin de l'essai permet un relevé visuel de la rupture du mur. À ce moment, le piston de la presse a été arrêté manuellement. Ensuite, à l'aide d'un niveau numérique², l'angle formé par la base de la maquette avec l'horizontale a été mesuré. Chaque essai a été filmé et une photo de l'état du mur après la rupture a été prise à la fin de chaque essai, après avoir enlevé tous les éléments (briques ou sable) qui avaient bougé lors de la rupture (*Figure 3.6*). En effet, du fait du premier lit de briques fixé, la ligne de rupture est obligée de traverser le mur : celle-ci laisse donc une partie inférieure du mur stable dans sa position initiale, comme cela a déjà été observé par COLAS [2009] (*Figure 1.18*).



FIGURE 3.6 – Photo prise à la fin d'un essai d'inclinaison, après avoir enlevé le sable et les briques déplacées au cours de la rupture.

3.2.2.3 Propriétés des matériaux

Propriétés des briques Les dimensions des briques sont : hauteur \times largeur \times longueur = $1,1\text{cm} \times 1,7\text{cm} \times 3,4\text{cm}$. Pour la construction de certains murs, des demi-briques et des double-briques ont été utilisées (*Figure 3.7*). Vu la forme parallélépipédique des briques, la géométrie des murs a fortement été contrainte par la taille de celles-ci : les hauteurs, largeurs et longueurs des murs sont toutes proportionnelles à la hauteur d'une brique, ce qui facilite les comparaisons ultérieures.



(a) Photo d'une brique en argile ($1,1 \times 1,7 \times 3,4\text{cm}$). (b) Double-brique : deux briques collées ensemble ($1,1 \times 3,4 \times 3,4\text{cm}$). (c) Brique en argile coupée en deux ($1,1 \times 1,7 \times 1,7\text{cm}$).

FIGURE 3.7 – Photos des briques, double-briques et demi-briques.

Les propriétés mécaniques des briques sont décrites dans le *Tableau 3.1*. La distinction est faite entre les propriétés des briques et celles du mur. Les propriétés mécaniques du mur sont en

1. Aucune flexion importante de la maquette en bois (2cm d'épaisseur) n'a été observée au cours des essais.
2. La vérification de la précision du niveau numérique est présentée en *Annexe A.1.1*.

effet liées aux propriétés des briques mais moyennées sur tout le mur. Par exemple, la masse volumique des briques est de $1640\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ alors que celle du mur est de $1470\text{kg}\cdot\text{m}^{-3} \pm 30\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ (1,9%). Le mur contient non seulement des briques mais aussi du vide présent entre les briques du fait de la rugosité et de la non-perfection des faces et des arêtes des briques, conduisant à une porosité de 10%. Ces valeurs sont très proches des valeurs de 8% trouvées pour les mêmes briques par TERRADE [2017] (p.132). De même, le frottement entre deux briques n'est pas la propriété qui est pertinente ici, mais plutôt le frottement généré entre deux lits de briques. Ce frottement a été évalué dans une campagne expérimentale similaire par QUEZADA et collab. [2016]. En utilisant un assemblage identique à celui de cette étude (Section 3.2.3.3), ils ont trouvé un frottement sec de $32^\circ \pm 2^\circ$. Cette valeur est proche de la valeur de 35° trouvée par TERRADE [2017] (p.134) utilisant un assemblage légèrement différent sur des essais à la boîte de Casagrande. Les valeurs des modules d'élasticité isostatique et de cisaillement (K et G) sont tirées de l'étude menée par QUEZADA et collab. [2016]. Les briques étant parallélépipédiques, les plans de contacts sont parfaitement plats et aucune dilatance n'est attendue, ce qui est confirmée par les observations faites au cours des essais (ainsi qu'au cours de ceux de QUEZADA et collab. [2016] et de TERRADE [2017]).

TABLEAU 3.1 – Propriétés mécaniques des briques et du mur.

	Briques	Mur
Propriétés volumiques		
Masse volumique ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	1640	1470
Poids volumique γ_m ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	16,0	14,2
Module d'Young E (GPa)	1	-
Coefficient de Poisson ν	0,2	-
Module d'élasticité isostatique K (GPa)	0,556	-
Module de cisaillement G (GPa)	0,417	-
Propriétés des joints		
Frottement ($^\circ$)	-	32
Cohésion (kPa)	0	0
Dilatance ($^\circ$)	0	0

Propriétés du sable de remblai Le sable d'Hostun S28 (ex Hostun RF tout comme le HN31 [DES-RUES et VIGGIANI, 2004; ANDÒ et collab., 2012]) a été utilisé comme remblai. La Figure 3.8 montre la granulométrie des sables d'Hostun RF, S28 et HN31. Ces courbes sont basées sur différents travaux [COMBE, 1998; BERTHOZ, 2012; TERRADE, 2017; BEL, 2018] et sur les données fournisseurs de SIKA [COMBE, 1998]. Elles confirment bien que ces trois sables sont très semblables. La ressemblance entre les sables S28 et RF est d'ailleurs confirmée par les travaux de COMBE [1998] en terme d'angle de frottement.

Le sable d'Hostun RF ayant été longuement étudié dans les années 90, cette remarque permet l'utilisation des caractéristiques du sable d'Hostun RF pour le sable d'Hostun S28. Le sable a été déposé délicatement depuis une hauteur de chute nulle. L'objectif était d'obtenir un remblai le plus homogène possible (à la fois dans tout l'échantillon et en comparant tous les tests entre eux). La masse volumique moyenne (sur 100 tests) du sable a été trouvée égale à $\rho_r = 1340\text{kg}\cdot\text{m}^{-3} \pm 50\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ (3,5%). Cette densité correspond à un indice des vides moyen de $e = 1,02$ et confirme l'atteinte de l'état lâche pour le sable. En effet, l'indice des vides du sable est très proche de son indice des vides maximal, évalué par COMBE [1998] à $e_{\max} = 1,036$. Toujours basé sur les travaux de COMBE [1998], la densité relative du sable est trouvée égale à $R_D = 6\%$. Le Tableau 3.2 récapitule les indices des vides minimaux et maximaux issus de différents travaux sur les sables d'Hostun, RF et S28. Les différences observées induisent des écarts significatifs (jusqu'à 20% de différence relative), lors de l'analyse de la densité relative. Cependant, quelques soient les valeurs utilisées, le sable peut être considéré comme étant dans un état très lâche. Des détails complémentaires

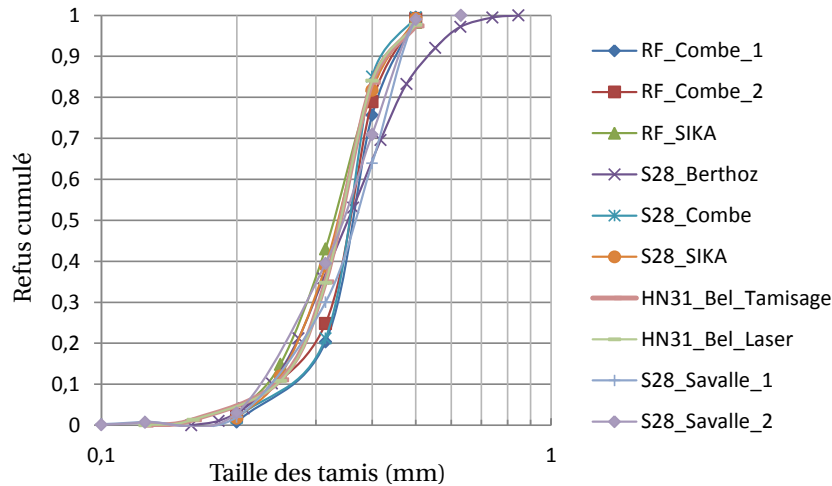


FIGURE 3.8 – Courbe granulométrique des sables d'Hostun (RF, S28 et HN31) [COMBE, 1998; BERTHOZ, 2012; TERRADE, 2017; BEL, 2018].

concernant la densité expérimentalement obtenue pour le sable d'Hostun S28 sont présentées en *Annexe A.2.1*. Outre l'homogénéité du remblai obtenue, le deuxième avantage d'utiliser un sable lâche est que ses caractéristiques, notamment le frottement, sont plus facilement évaluées que sur un sable dense.

TABLEAU 3.2 – Indices des vides minimal e_{\min} et maximal e_{\max} du sable d'Hostun (RF et S28) [FARGEIX, 1986; COLLIAT-DANGUS, 1986; FLAVIGNY et collab., 1990; LANCELOT et collab., 1996; COMBE, 1998; DESRUES et VIGGIANI, 2004].

	e_{\min}	e_{\max}
Fargeix (RF)	0,648	1,041
Lancelot (RF)	0,637	0,996
Colliat (RF)	0,624	0,961
Combe (RF)	0,668	1,003
Combe (S28)	0,689	1,036

La détermination des autres paramètres mécaniques du sable d'Hostun S28 (frottement ϕ'_r , module d'Young E_s , coefficient de Poisson ν_s) n'a pas été faite au cours de cette thèse. En effet, la mise en place de banc de mesure sur les sables faiblement contraints est difficile et requiert des outils différents des outils habituels que sont les triaxiaux et les boîtes de cisaillement. Néanmoins, l'angle de frottement interne d'un sable très lâche est très proche de l'angle de frottement interne du matériau à l'état critique. Pour le sable d'Hostun RF, cet angle $\phi'_{r, \text{crit}}$ a été longuement étudié dans la littérature. Dans ce manuscrit, nous retiendrons la valeur de 32° . Celle-ci est cohérente avec l'analyse de la littérature (issu de la thèse de doctorat de SAÏM [1997]) pour l'angle de frottement à l'état critique du sable d'Hostun RF (*Annexe A.2.2*) qui donne des valeurs entre $31,4^\circ$ et 35° [BOUVARD, 1982; MOHKAM, 1983; DJEDID, 1986; COLLIAT et collab., 1986; ZIANI, 1987; FLAVIGNY et collab., 2002]. De plus, elle est confirmée par l'angle de talus naturel du même sable évalué par QUEZADA et collab. [2016] à $31,8^\circ \pm 0,5^\circ$. Du fait de l'état très lâche du sable d'Hostun, la dilatance est considérée nulle. De même, le sable étant sec et purement frottant, aucune cohésion n'est prise en compte. Le *Tableau 3.3* synthétise les propriétés mécaniques du sable d'Hostun utilisé pour le remblai.

Pour clarifier les conditions aux limites en fond de maquette, des grains de sable ont été collés (interface n°1 sur la *Figure 3.9*). Ainsi, l'angle de frottement entre le remblai et la maquette était identique à l'angle de frottement interne du sable. Aucun traitement spécifique n'a été effectué

TABEAU 3.3 – Propriétés mécaniques du sable d'Hostun S28 lâche.

	Sable S28 lâche
Indice des vides max e_{\max} COMBE [1998]	1,036
Indice des vides min e_{\min} COMBE [1998]	0,689
Masse volumique ρ_r (kg.m ⁻³)	1340
Poids volumique γ_r (kN.m ⁻³)	13,1
Indice des vides ($e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$)	$\frac{26,5}{13,1} - 1 = 1,02$
Densité relative $\left(R_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \right)$	6%
Frottement ϕ'_r (°)	32
Cohésion C' (kPa)	0
Dilatance (°)	0

sur les parois verticales en bois de coffrage de la maquette (interface n°2 sur la Figure 3.9) pour y limiter le frottement.

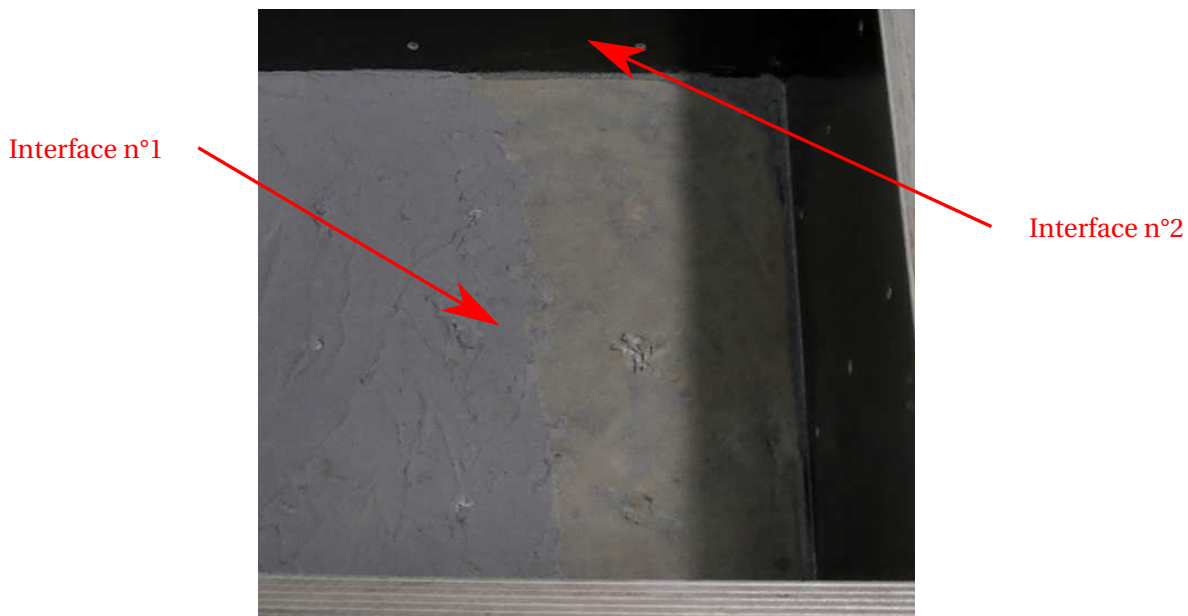
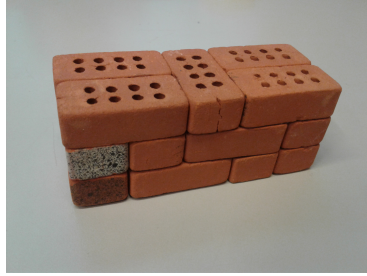


FIGURE 3.9 – Maquette vide vue du dessus. Zoom sur les interfaces.

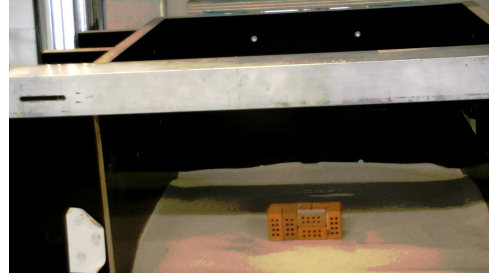
Propriétés de l'interface mur-remblai Les principales propriétés de l'interface mur-remblai correspondent aux propriétés de rupture en cisaillement (frottement δ et cohésion C'_{int}). La dilatance de l'interface est ici considérée nulle du fait de l'état très lâche du sable. De même que précédemment, la cohésion à l'interface est prise égale à 0 kPa, puisque l'on a un sable sec purement frottant en contact avec des briques purement frottantes.

L'angle de frottement dans l'interface, δ , correspond à l'inclinaison maximale de l'action du sol sur le mur. Il est inférieur à l'angle de frottement interne du sable ϕ'_r . L'Eurocode 7 [AFNOR, 2005a, 2014b] conseille de prendre un frottement égal à $\delta = 1/3 * \phi'_r$ pour les murs de soutène-

ment lisses (type aciers ou bétons lisses), $\delta = 2/3 * \varphi'_r$ pour les murs en béton ou en maçonnerie et $\delta = \varphi'_r$ pour les murs en béton projeté ou les interfaces fictives des murs cantilever. Par analogie, l'interface étudiée ici semble correspondre au cas où $\delta = 2/3 * \varphi'_r = 21,3^\circ$. Pour confirmer cette valeur, dix-huit tests ont été menés sur trois échantillons de murs différents (six tests chacun). Les échantillons de murs comportaient trois lits de cinq briques (hauteur×largeur×longueur = 3,4×3,4×8,5cm) et sont considérés suffisamment représentatifs des murs expérimentaux (Figure 3.10).



(a) Portion de mur représentative.



(b) Portion de mur représentative posée sur une couche de remblai lors d'un essai d'inclinaison.

FIGURE 3.10 – Caractérisation de l'interface mur-remblai. Évaluation du frottement d'interface δ .

L'échantillon de mur a ensuite été placé sur une couche de 7 cm de sable d'Hostun lâche dont l'horizontalité a été vérifiée via un niveau³. La pression normale s'exerçant sur l'interface a été estimée approximativement à :

$$p'_{\text{carac}} = H * \gamma_m = 0,034 * 14,4 = 0,5 \text{ kPa}$$

ce qui est du même ordre de grandeur que la pression normale moyenne $p'_{\text{expé}}$ s'exerçant dans la maquette réelle sur l'interface (cette fois-ci dans la direction \bar{x}) :

$$p'_{\text{expé}} = K_a * h_{\text{couche sol}} * \gamma_r \approx 0,3 * 13,1 * 0,05 = 0,2 \text{ kPa}$$

L'ensemble du système a ensuite été incliné progressivement jusqu'à l'apparition du premier glissement. Bien que les échantillons ne respectent pas les critères d'élançement des éprouvettes d'essai d'inclinaison suggérés par ALEJANO et collab. [2018] (longueur/hauteur supérieure à 4), aucun basculement n'a été observé au cours de ces essais de caractérisation, ce qui indique la validité des essais. La moyenne des dix-huit tests donne un angle de frottement d'interface égal à $\delta = 22,7^\circ \pm 2^\circ$ (10%), ce qui est très proche de la valeur recommandée par l'Eurocode 7, $21,3^\circ$.

3.2.3 Expériences préliminaires

A côté des expériences permettant l'identification des paramètres mécaniques des matériaux, des expériences de calibration ont été réalisées en amont pour valider et/ou définir le protocole expérimental adéquat.

3.2.3.1 Etude de la déformation plane dans le mur

Les essais de VILLEMUS [2004] et de COLAS [2009] ont montré que les murs de soutènement de talus en pierre sèche rompent selon un mode en déformation plane⁴, nous avons donc essayé de retrouver ces mêmes conditions.

3. Le contact mur-sable correspond bien au même type de contact existant entre le parement interne du mur et le sol dans la maquette réelle (Figure 3.10b).

4. On rappelle tout de même que dans la réalité, les MSPS âgés montrent des ruptures localisées, probablement dues à des faiblesses et hétérogénéités ponctuelles.

Dans ces expériences de calibration, plusieurs tests d'inclinaison ont été effectués en faisant varier la longueur L d'un mur type (de hauteur $H = 9\text{cm}$ et de largeur $B = 3,4\text{cm}$). Son influence sur la résistance du mur et sur la déformation du système a été étudiée. Les angles d'inclinaison de rupture sont présentés sur la *Figure 3.11*.

La longueur du mur L ne semble pas jouer un rôle prépondérant dans la résistance du mur expérimental⁵. Des captures vidéos des essais au moment de la rupture des murs ont cependant donné des détails complémentaires importants. La *Figure 3.12* montre le remblai au moment de la rupture (vue du haut) pour deux murs de hauteur H et largeur B identiques mais de longueurs L différentes. Le premier mur (*Figure 3.12a*) a une longueur $L = 20\text{cm}$ tandis que le deuxième a une longueur $L = 38,6\text{cm} \approx L_0$. Sur cette figure, seul le mur avec la longueur maximale ($L \approx L_0$) assure une condition de déformation plane. Ainsi, même si cet aspect ne semble pas jouer sur la valeur de la résistance du mur, tous les autres tests ont été menés en prenant une longueur égale à $L = 38,6\text{cm} \approx L_0$.

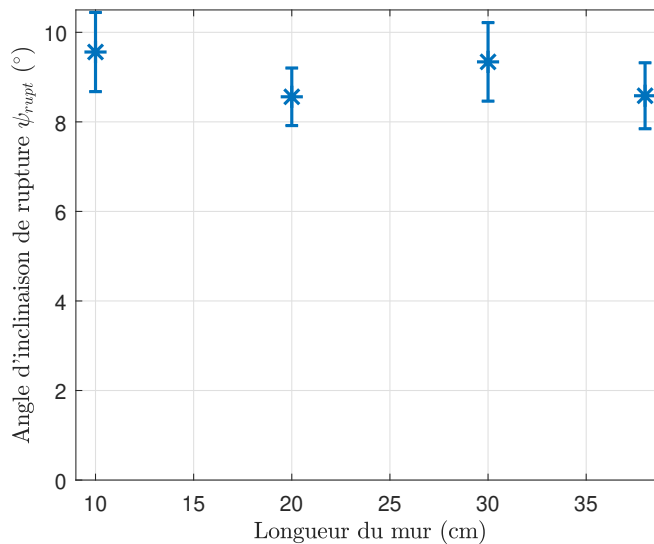


FIGURE 3.11 – Influence de la longueur du mur L sur l'angle d'inclinaison de rupture. Les écarts types des essais sont aussi représentés.

3.2.3.2 Influence de l'espace avec les parois verticales

L'espace présent entre le mur et les parois latérales de la maquette est conservé pour éviter que les bords du mur ne s'appuient sur la maquette. Nous rappelons qu'un film plastique a été disposé dans cette ouverture pour empêcher l'écoulement du sable. L'influence de la valeur de l'ouverture, Δ_{mur} , a été étudiée (*Figure 3.13*) en considérant un mur de hauteur $H = 9,1\text{cm}$ et de largeur $B = 3,4\text{cm}$ (élancement de $H/B = 2,7$) et de longueur $L = 20\text{cm}$. La longueur a été prise différente de la longueur totale L_0 pour avoir une plage de variation de l'ouverture entre le mur et les parois de maquette suffisante.

La *Figure 3.14* montre l'inclinaison de rupture du mur en fonction de l'ouverture Δ_{mur} . Mis à part l'augmentation nette de la résistance du mur lorsque Δ_{mur} est nulle, aucune influence de Δ_{mur} n'est observable. Cet ouverture a donc été choisie égale à $15/2 = 7,5\text{mm}$ de chaque côté du mur pour la suite des expériences.

5. Les quatre jeux de valeurs ont été comparées entre elles via un test statistique : les écarts sont non significatifs (risque de première espèce $\alpha = 1\%$).



(a) Mur de longueur $L = 20\text{cm} < L_0$.

(b) Mur de longueur $L = 38,6\text{cm} \approx L_0$.

FIGURE 3.12 – Déformation du remblai juste au moment de la rupture pour des murs de hauteur H et de largeur B identiques mais de longueurs L différentes.

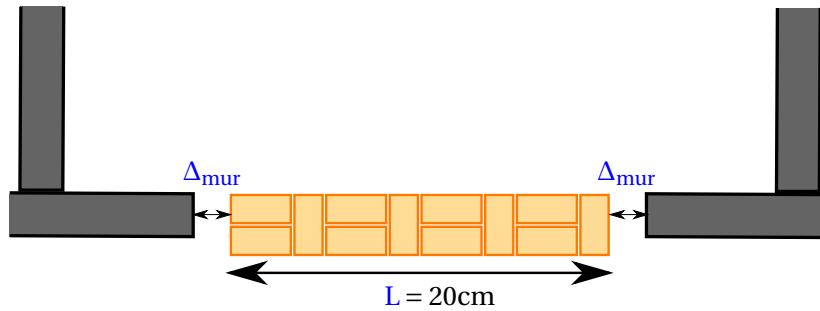


FIGURE 3.13 – Schéma de l'écart entre le mur et les parois verticales Δ_{mur} .

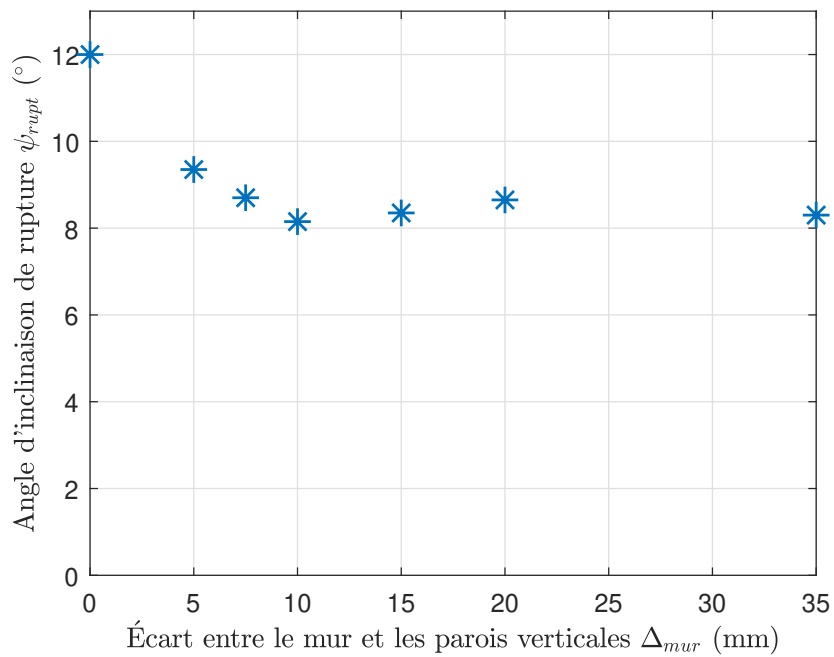


FIGURE 3.14 – Influence de la distance Δ_{mur} entre le mur et les parois verticales de la maquette.

3.2.3.3 Influence de l'assemblage

Une troisième campagne d'essais a consisté à étudier l'influence de l'assemblage sur la résistance du mur et en particulier le rôle joué par la densité des boutisses (voir *Chapitre 1*) présentes dans le mur, rôle déjà souligné par [VILLEMUS \[2004\]](#). Quatre assemblages différents ont été testés (*Figure 3.15*). Seul l'assemblage (a), appelé aussi dans la suite, assemblage à « joints croisés », respecte toutes les règles de croisement utilisées dans les murs en pierre sèche. Aucun coup de sabre (joint ininterrompu sur plus de deux lits) n'est présent et des boutisses sont disposées régulièrement. Cet assemblage est comparé avec trois autres assemblages où le croisement des joints dans le sens horizontal ou vertical (sur deux lits) n'est pas toujours respecté. L'assemblage (b) utilise uniquement des panneresses et, mis à part les coups de sabre, se rapproche de la maçonnerie traditionnelle. L'assemblage (c) met en jeu uniquement des boutisses et n'est pas réalisable en pratique pour la construction de [MSPS](#), faute d'un nombre suffisant de modules assez longs. L'assemblage (d) correspond à un assemblage intermédiaire.

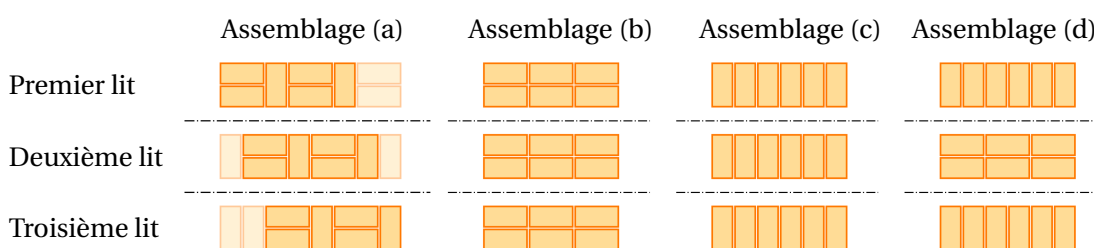


FIGURE 3.15 – Schémas des quatre assemblages étudiés.

Seize murs (quatre pour chaque assemblage) de hauteur $H = 9,1\text{cm}$, de largeur $B = 3,4\text{cm}$ et de longueur $L = 20\text{cm}$ ont été construits. Pour chaque assemblage, seulement deux murs sur les quatre ont été remblayés par le sable d'Hostun [S28](#) lâche. Les quatre murs (avec ou sans remblai) ont ensuite été inclinés jusqu'à la rupture du système. Le [Tableau 3.4](#) synthétise les angles d'inclinaison de rupture obtenus lors des essais. La rupture des murs a été déclarée lorsque les premières briques du mur sont tombées. Dans un premier temps, on peut noter que les boutisses augmentent très fortement la stabilité du mur à joint sec (assemblages (a), (c) et (d) comparé à l'assemblage (b)), ce qui confirme les analyses de [VILLEMUS \[2004\]](#). De plus, en comparant les assemblages (a) et (d) avec l'assemblage (c), on peut noter que les angles d'inclinaison ne sont pas très différents : il n'est pas nécessaire de ne mettre que des boutisses dans le mur, seule une certaine quantité est utile pour contribuer à la résistance du mur. Dans un second temps, on a pu noter lors des essais sur les assemblages (b), (c) et (d) des ruptures non monolithiques : l'écart d'inclinaison entre la chute de la première brique et la chute de la totalité du mur a pu aller jusqu'à $3,2^\circ$.

TABLEAU 3.4 – Angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} ($^\circ$) en fonction de l'assemblage utilisé (mur seul et mur avec remblai).

	Assemblage (a) joints croisés	Assemblage (b) panneresse	Assemblage (c) boutisse	Assemblage (d) boutisse-panneresse
Mur sans remblai	$13,2^\circ \pm 0,52^\circ$	$3,45^\circ \pm 0,35^\circ$	$14,65^\circ \pm 0,78^\circ$	$13,4^\circ \pm 0,85^\circ$
Mur avec remblai	$9,88^\circ \pm 0,36^\circ$	$2,85^\circ \pm 0,35^\circ$	$12,3^\circ \pm 0,14^\circ$	$11,45^\circ \pm 1,48^\circ$

Ainsi, pour obtenir des essais les plus monolithiques possibles, et pour être le plus proche possible de la pratique des artisans qui alternent boutisses et panneresses en croisant tous les joints, l'assemblage (a) a été utilisé pour la suite des expériences. On peut noter la présence de « double-briques » (*Figure 3.15a*) qui ont été disposées en chaîne d'angle des murs pour les rigidifier et éviter d'avoir des bords instables. L'étude qui a été menée ici concerne des murs de largeur $B = 3,4\text{cm}$;

pour les murs de largeur plus grande (Section 3.2.4.2), d'autres assemblages ont été utilisés, respectant les mêmes principes : croisement des joints et boutisses régulières⁶. Le détail de l'assemblage (a) et des assemblages utilisés pour les murs plus larges est présentés en Annexe A.4.

3.2.3.4 Etude de la répétabilité des expériences

Pour caractériser la variabilité des résultats obtenus, des essais de répétabilité ont été effectués sur des murs de hauteurs différentes, de largeur $B = 3,4\text{cm}$, de longueur $L = 38,6\text{cm}$ avec l'assemblage (a) (Figure 3.15) et d'ouverture $\Delta_{\text{mur}} = 7,5\text{mm}$ (Section 3.2.3.2). Quatre hauteurs H ont été étudiées ($H = 4,5/9,1/11,3/12,5$), correspondant à des élancements H/B différents ($H/B = 1,3/2,7/3,3/3,7$). Pour chacun de ces quatre murs, au minimum six tests identiques ont été effectués. Le Tableau 3.5 résume tous les tests de répétabilité effectués et les angles d'inclinaison de rupture obtenus. L'écart type est inférieur à 1° (15%)⁷, ce qui est satisfaisant. Les résultats expérimentaux ultérieurs seront analysés à la lumière de l'écart-type de 1° obtenu.

TABLEAU 3.5 – Récapitulatif des essais de répétabilité pour les quatre murs ($H/B = 1,3/2,7/3,3/3,7$).

	$H/B = 1,3$	$H/B = 2,7$	$H/B = 3,3$	$H/B = 3,7$
Angle d'inclinaison de rupture $\Psi_{\text{rupt}} (^\circ)$	20,6°	7,75°	5,3°	2,6°
	21,75°	9,5°	5,3°	3°
	21,15°	9,45°	4,45°	3°
	19,8°	8,3°	5,1°	2,5°
	21,3°	10,1°	4,55°	2,4°
	20°	8°	5,15°	3,45°
	-	9,25°	4,75°	-
	-	9,6°	-	-
Moyenne	20,8°	9,0°	4,9°	2,8°
Écart type (°)	0,77°	0,86°	0,36°	0,40°
Écart type (%)	3,7%	9,5%	7,2%	14,1%

À retenir : Les expériences préliminaires ont permis d'affiner le protocole expérimental, précisant ainsi la construction du mur, sa longueur et son assemblage qui reproduit au mieux la construction réelle de MSPS de talus. De plus, ce protocole a été validé grâce aux essais de répétabilité qui ont montré une faible variation (absolue et relative) des résultats, caractérisés par l'angle d'inclinaison provoquant la rupture du mur de soutènement expérimental et ce pour des murs d'élancements H/B différents.

3.2.4 Influence de la géométrie du mur

Dans cette partie, la géométrie du mur de soutènement et son influence sur l'angle d'inclinaison conduisant à sa rupture ont été étudiées. Dans un premier temps, l'influence de l'élancement H/B est présentée. Ensuite, des essais sur des murs de tailles différentes mais de même élancement sont analysés.

6. Dans le cas des murs plus épais $B \geq 5,1\text{cm}$, il n'y a plus de boutisses traversantes. Certaines briques sont disposées en boutisses en épingles.

7. Il est à noter que l'erreur relative de 14,1% est liée au mur avec l'angle d'inclinaison de rupture le plus faible, là où de faibles écarts absolus donnent lieu à de grands écarts relatifs.

3.2.4.1 Influence de l'élancement H/B

Principe Le but est d'étudier ici l'influence de l'élancement H/B sur l'angle d'inclinaison de rupture du mur expérimental. Par commodité, une largeur constante $B = 3,4\text{cm}$ (correspondant à la longueur d'une brique) a été utilisée. La hauteur des murs testés a été variée de $H = 3,4\text{cm}$ à $H = 13,7\text{cm}$, ce qui donne un élancement entre $H/B = 1$ et $H/B = 4$. Pour plus de précision, la vitesse d'inclinaison a été abaissée à l'approche de la rupture (voir *Annexe A.1.2* pour plus de détails sur la transition régime rapide-régime lent).

Résultats La *Figure 3.16* présente l'évolution de l'angle d'inclinaison provoquant la rupture du mur de soutènement expérimental en fonction de son élancement H/B , tous les autres paramètres étant identiques. Les écarts-types des expériences y sont aussi représentés.

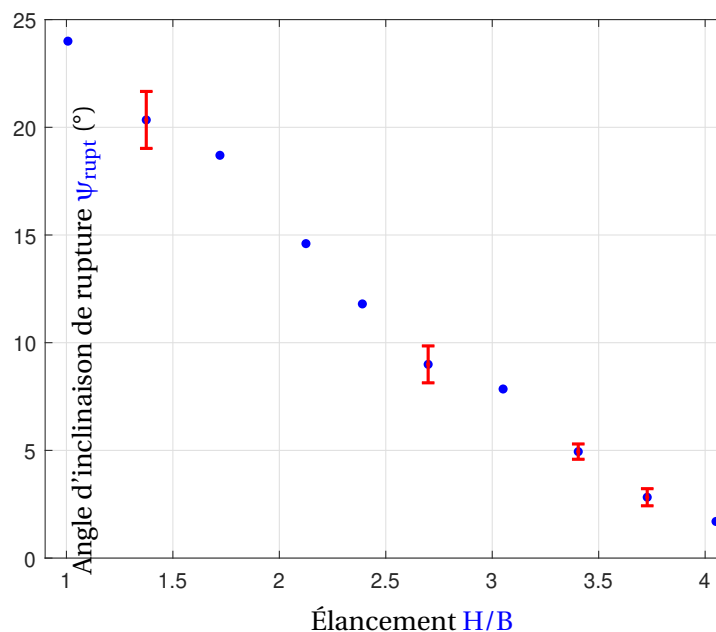


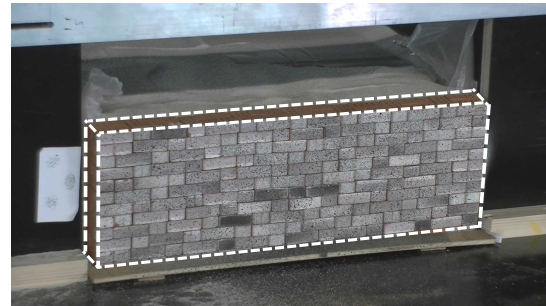
FIGURE 3.16 – Influence de l'élancement H/B sur l'angle d'inclinaison de rupture des murs expérimentaux. Les écarts-types des essais de répétabilité (*Section 3.2.3.4*) sont aussi tracés sur le graphique.

Comme attendu, on remarque que plus l'élancement augmente, plus l'angle d'inclinaison de rupture du mur (Ψ_{rupt}) diminue, autrement dit plus sa résistance pseudo-statique diminue. L'analyse des vidéos des essais montre aussi qu'en fonction de l'élancement du mur, le mode de rupture mis en jeu est différent. Les murs d'élancement faible rompent en glissement alors que les murs plus élancés rompent en renversement. Les mécanismes des deux modes de ruptures sont présentés sur la *Figure 3.17*. La rupture en glissement est plus difficilement observable que celle en renversement. Sur la *Figure 3.17c*, la partie centrale du mur a glissé par rapport à l'état initial de la *Figure 3.17a*. Après cette première phase de glissement, le premier lit qui glisse (*ie* le deuxième lit du mur, car le premier a été fixé) vient buter contre la barette en bois du fait du porte-à-faux, et le mur s'effondre en renversement. Cependant, la rupture s'est bien initiée par un glissement du mur. Sur la *Figure 3.18*, les photos des briques qui sont restées immobiles⁸ au cours du mécanisme sont présentées. On remarque bien une différence entre une rupture en glissement (*Figure 3.18a*) et une rupture en renversement (*Figure 3.18b*). On note aussi que dans le cas du renversement (*Figure 3.18b*), la rupture est inclinée et traverse le mur, ce qui est une particularité de ce type de soutènement.

8. Si tel n'avait pas été le cas, du sable se serait inséré entre les briques et aurait été relevé.



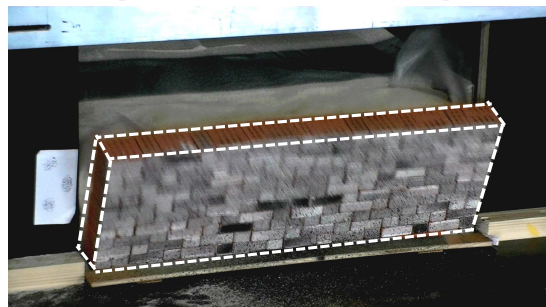
(a) Rupture en glissement : avant rupture.



(b) Rupture en renversement : avant rupture.



(c) Rupture en glissement : après rupture.



(d) Rupture en renversement : après rupture.

FIGURE 3.17 – Modes de rupture expérimentaux des murs : glissement et renversement. Photos avant l'initiation de la rupture et après.



(a) Auscultation après un glissement.



(b) Auscultation après un renversement.

FIGURE 3.18 – Auscultation d'un mur après un essai en fonction du mode de rupture (glissement ou renversement). Schéma des briques stables, *ie n'ayant pas bougé*.

En fonction de l'élançement du mur, les différents modes de rupture sont donnés sur la *Figure 3.19*. Pour les murs d'élançement $H/B = 1,7$, le mode de rupture obtenu est en glissement et pour les murs d'élançement $H/B = 2,1$, le mode de rupture obtenu est en renversement. L'élançement de transition entre ces deux modes de rupture est trouvé égal à $H/B_{crit} = 1,9$. Cet élançement de transition est en lien avec l'angle de rupture de transition entre ces deux modes : $\Psi_{crit} = 17^\circ$. La transition entre les deux modes de rupture en glissement et renversement a déjà été observée par COLAS et collab. [2010a] lors d'essais statiques et notamment en faisant varier le poids du mur, le frottement des briques et l'inclinaison des lits de briques. L'élançement du mur est donc un autre facteur qui impacte le mode de rupture du mur considéré.

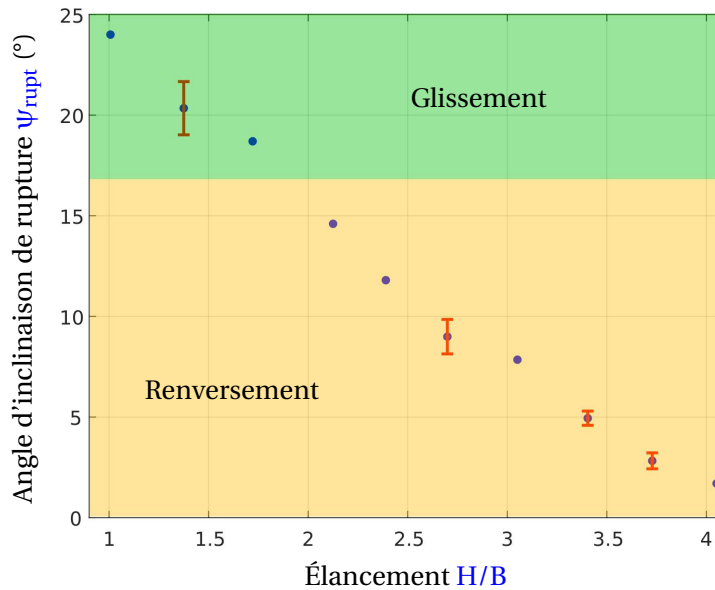


FIGURE 3.19 – Influence de l'élançement H/B sur le mode de rupture du mur : glissement ou renversement.

3.2.4.2 Mur à élançement H/B constant

Principe Après avoir identifié l'influence de l'élançement H/B sur l'angle d'inclinaison de rupture, l'effet de la taille du mur (à élançement constant) a été étudié. Le but est de voir si l'effet de géométrie a un impact sur l'angle d'inclinaison de rupture du mur Ψ_{rupt} . Pour cela des murs d'élançements identiques mais de tailles différentes (*Figure 3.20*) ont été construits, remblayés puis inclinés jusqu'à la rupture en suivant le même protocole que celui décrit précédemment (*Section 3.2.2.2*).

Trois élançements ont été considérés : un élançement de 2,0 (4 couples $B - H$ différents), un élançement de 2,7 (3 couples $B - H$ différents) et un élançement de 3,3 (2 couples $B - H$ différents). Leurs dimensions sont données dans le *Tableau 3.6*⁹.

Assemblages utilisés Du fait que les largeurs de mur B présentées dans le *Tableau 3.6* soient plus grandes que les largeurs de mur B utilisées jusqu'alors, de nouveaux assemblages ont dû être définis, en utilisant les mêmes briques à disposition. Ces assemblages ont été définis en respectant au mieux les règles de l'art (*Section 3.2.3.3*) et pouvaient nécessiter l'utilisation de demi-briques (*Section 3.2.2.3*). Le détail des assemblages utilisés pour ces murs est présenté en *Annexe A.4*. On peut aussi noter que contrairement aux murs de largeurs $B = 3,4\text{cm}$, pour les assemblages avec $B \geq 3,4\text{cm}$, il n'y a pas de boutisses traversantes dans les murs, ce qui est souvent le cas dans les MSPS, où des blocs suffisamment longs sont rares.

9. Les murs étant contraints en hauteur par le renfort supérieur de la caisse, ils ne pouvaient pas être plus grands que $H = 20\text{cm}$. C'est pourquoi, le nombre d'essais par élançement est décroissant.

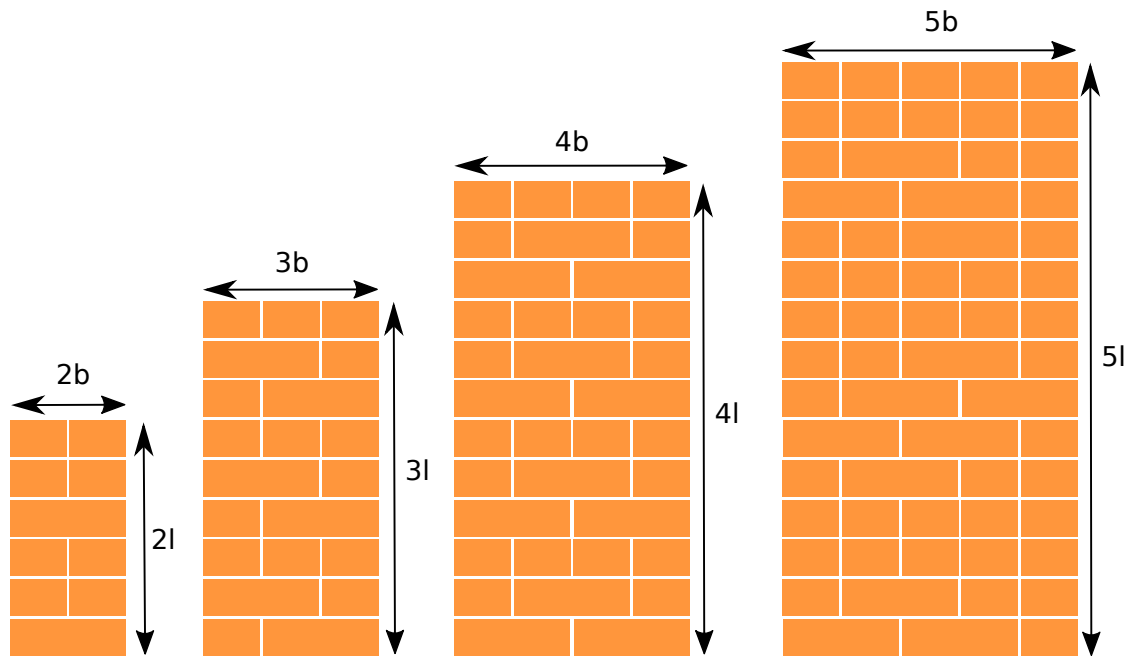


FIGURE 3.20 – Différents murs de même élancement $H/B = l/b$ mais de hauteurs H et largeurs B différentes.

TABLEAU 3.6 – Données géométriques des murs testés.

Élancement (H/B)	Hauteur H (cm)	Largeur B (cm)
2	7,2	3,4
2	10,5	5,1
2	13,6	6,8
2	17,0	8,5
2,7	9,1	3,4
2,7	13,8	5,1
2,7	18,2	6,8
3,3	11,6	3,4
3,3	17,1	5,1

Résultats Le *Tableau 3.7* résume les angles d'inclinaison de rupture des murs testés. Pour un même élancement, faire varier les dimensions du mur ne semble pas avoir d'effet sur la valeur de l'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} : il ne semble pas y avoir d'effet de la géométrie en dehors de celui lié à l'élancement. Ce résultats est valable pour les géométries étudiées.

TABLEAU 3.7 – Angles d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} obtenus pour les murs testés.

Élancement (H/B)	Hauteur H (cm)	Largeur B (cm)	Angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} (°)
2	7,2	3,4	14,6
2	10,5	5,1	14,5
2	13,6	6,8	15,5
2	17,0	8,5	13,7
2,7	9,1	3,4	9,0
2,7	13,8	5,1	8,0
2,7	18,2	6,8	8,8
3,3	11,6	3,4	4,9
3,3	17,1	5,1	4,4

On observe tout de même des différences mineures entre les différents essais. Tout d'abord, dans le cas du mur d'élancement $H/B = 2$ et de largeur $B = 68\text{mm}$, on remarque une rupture mixte glissement-renversement grâce à l'auscultation des briques stables. Sur la *Figure 3.21*, on peut voir très nettement un plan de glissement sur une épaisseur de mur d'environ 50mm ainsi qu'une rupture en renversement sur le parement aval du mur : les pierres du parement aval ont tourné (ou bien sont absentes). D'une part, cela confirme que la transition entre les deux modes de rupture (glissement et renversement) s'opère pour des murs d'élancement proche de $H/B_{crit} = 2$ et d'autre part cela montre que les ruptures des murs plus larges peuvent être plus complexes que les seuls modes de rupture en glissement et renversement. Ensuite, on observe que les ruptures traversantes des murs plus larges sont généralement plus inclinées et hétérogènes dans le cas du renversement (*Figure 3.22*). Ceci est dû à l'assemblage utilisé qui est moins régulier pour des murs plus larges, et qui est sans boutisses traversantes.

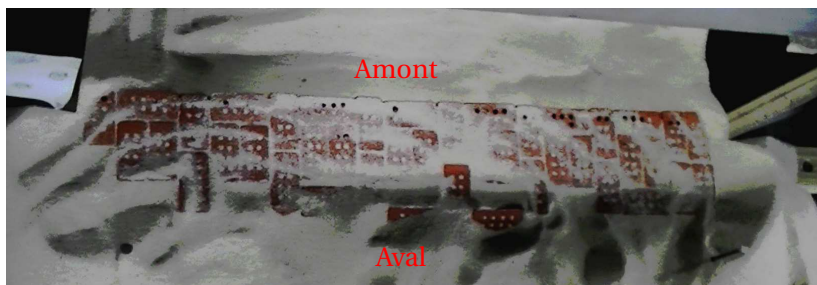


FIGURE 3.21 – Rupture mixte d'un mur de largeur $B = 68\text{mm}$: un glissement s'opère à la base du mur, sur la partie amont tandis que les briques du parement aval montrent une rupture en renversement (elles sont pour la plupart absentes ou déplacées).



(a) Mur de largeur $B = 34\text{mm}$.

(b) Mur de largeur $B = 85\text{mm}$

FIGURE 3.22 – Comparaison des ruptures en renversement pour des murs de largeurs B différentes.

À retenir : Dans cette partie, des expériences pseudo-statiques ont été présentées. Celles-ci ont consisté à incliner jusqu'à la rupture du système un mur constitué de blocs parallélépipédiques soutenant un remblai de sable d'Hostun. La réduction d'échelle par rapport à un mur réel est de 20. L'objectif était de comparer l'angle d'inclinaison provoquant la rupture du système, noté ψ_{rupt} entre les différents essais en fonction des données géométriques des murs. Les résultats, répétables, montrent que plus le mur est élancé, moins il est résistant (plus l'angle d'inclinaison de rupture est faible) et plus il a tendance à rompre en renversement. La transition entre les modes de rupture en glissement et en renversement s'opère pour un élancement autour de $H/B_{\text{crit}} = 1,9$.

3.3 Expériences dynamiques

3.3.1 Introduction

Dans les expériences pseudo-statiques présentées ci-dessus, l'action sismique a été modélisée par une action statique équivalente. Cette simplification conduit à une sous-estimation de la résistance sismique d'un mur de soutènement, comme noté par de nombreux auteurs [STEEDMAN et ZENG, 1990; NIMBALKAR et collab., 2006; CHOUDHURY et NIMBALKAR, 2006; CHOUDHURY et SUBBA RAO, 2006; NIMBALKAR et CHOUDHURY, 2008; BAZIAR et collab., 2013; BELLEZZA, 2014; PAIN et collab., 2015; NIMBALKAR et collab., 2019]. Pour compenser les limites de cette approche, il est possible de pondérer les résultats obtenus par une modélisation pseudo-statique [AFNOR, 2005c] en complétant l'étude par des essais dynamiques sur table vibrante [SHIOMI et collab., 1987; YASUDA et collab., 1992; TOWHATA et collab., 1999].

Les objectifs de ces essais sont multiples :

1. Évaluer les différences qualitatives entre des essais pseudo-statiques et des essais dynamiques,
2. Étudier l'influence des paramètres du signal (fréquence et intensité),
3. Étudier l'influence de la géométrie du mur sur sa résistance en condition dynamique,
4. Constituer un cadre de validation pour des modélisations numériques.

Dans un premier temps, le principe des expériences est décrit de même que les expériences préliminaires et les propriétés des matériaux. Ensuite, l'influence des paramètres du système (géométrie du mur de briques et type de signal utilisé) est étudiée.

3.3.2 Description des expériences

3.3.2.1 Principe expérimental

Pour les expériences dynamiques, on utilise les mêmes murs de soutènement (briques et remblai) que ceux de la *Section 3.2*. Ceux-ci, une fois remblayés, sont posés sur une table vibrante¹⁰. Ensuite, le système est soumis à une excitation mono-fréquentielle d'amplitude croissante jusqu'à la rupture du mur. L'objectif est d'effectuer des expériences suffisamment courtes (avant la rupture du mur) pour rester représentatif des durées réelles des séismes et être utilisables pour effectuer des simulations numériques dynamiques (en temps réel) des mêmes essais. Des vues en coupe et en plan du dispositif expérimental sont données sur la *Figure 3.23*.

Pour obtenir un signal incident le plus proche d'une onde de cisaillement pure, une mousse d'épaisseur 4cm est ajoutée contre la paroi verticale de l'arrière de la maquette, ce qui est classique pour les essais sur tables vibrantes [SASAKI et TANIGUCHI, 1982; SHIOMI et collab., 1987; YASUDA et collab., 1992]. Le but est d'obtenir une condition limite latérale la plus proche possible des conditions en champ libre. Au total, neuf accéléromètres (ACC sur la *Figure 3.23*) de précision minimale $10\text{mV}\cdot\text{g}^{-1}$ ont été disposés sur la maquette pour enregistrer ses mouvements. L'accéléromètre « ACC2 » est un capteur spécial basse fréquence, de précision $1000\text{mV}\cdot\text{g}^{-1}$ fixé à la base de la maquette qui sera utilisé comme référence pour les essais dynamiques. L'accéléromètre « ACC10 » est un capteur triaxial qui mesure les accélérations dans les trois directions. Tous les autres capteurs (ACC2, ACC3, ACC4, ACC5, ACC7, ACC8, ACC9 et ACC11) sont monodirectionnels et orientés dans la direction de la sollicitation (axe \vec{X} sur la *Figure 3.23*).

Pour évaluer le tassement du remblai lors du processus de vibration, un capteur LVDT (Linear Variable Differential Transducer) a été placé en surface du remblai (LVDT6 sur la *Figure 3.23*). En-

10. Les dimensions de la table vibrante (Numéro de série : Sonic S201LS3-340/SPA203) sont de $60\text{cm}\times 60\text{cm}$. Celle-ci peut supporter des accélérations de 8g pour des charges de 600N.

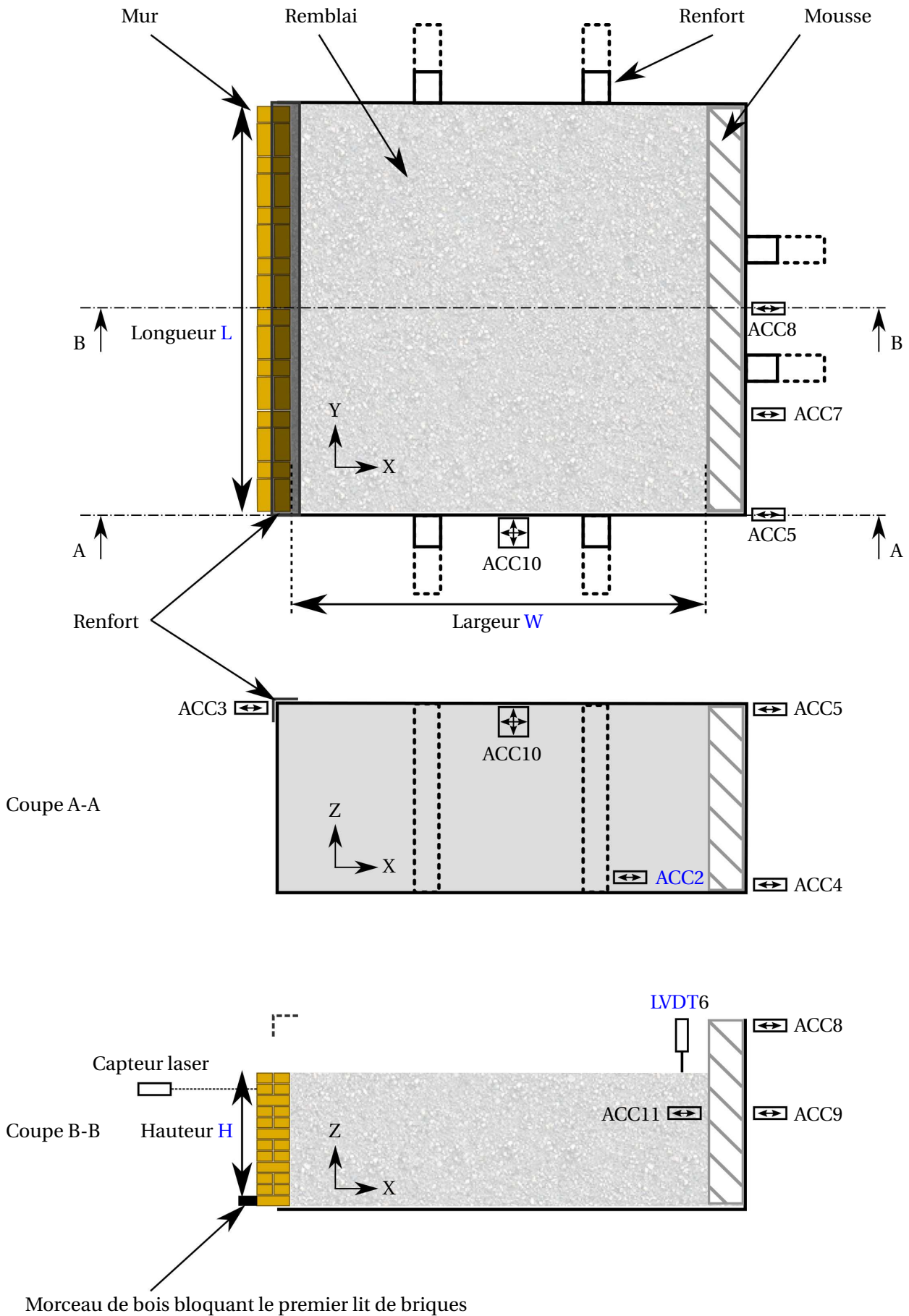


FIGURE 3.23 – Schémas de dessus et en coupe de la maquette des essais dynamiques.

fin, afin de détecter la rupture du mur expérimental, un capteur laser¹¹ est positionné devant le mur et mesure le déplacement du bloc qui se trouve au milieu (vertical et longitudinal) de l'avant dernière rangée de briques du mur (*Figure 3.24*).

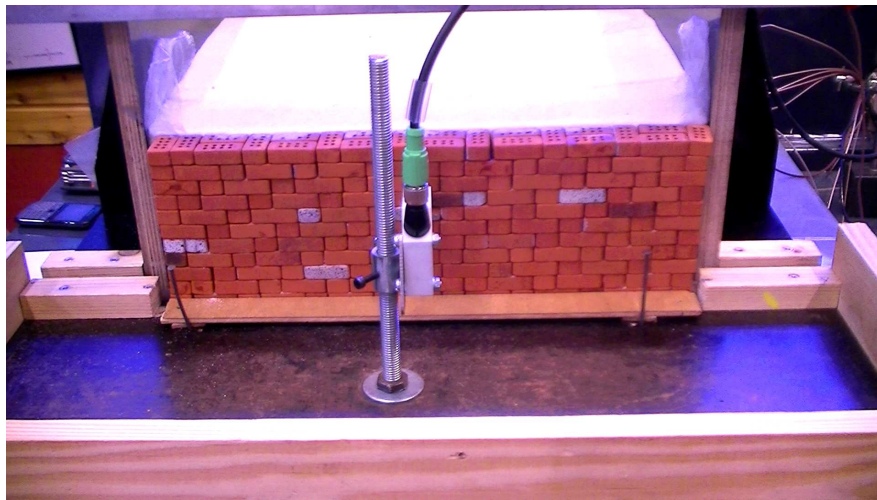


FIGURE 3.24 – Photo de la maquette de mur de soutènement expérimental posée sur la table vibrante. Le capteur pointe sur l'avant dernier lit de briques.

3.3.2.2 Essais préliminaires à la définition du protocole

Tassement du sable Afin d'éviter tout tassement du sable au cours d'un essai dynamique qui ferait évoluer la résistance au cisaillement du remblai au cours de l'essai et donc la force de poussée sur le mur, une phase préliminaire de tassement a été effectuée avant chaque essai pour amener le remblai dans un état dense avant toute expérience dynamique [ISHIBASHI et FANG, 1987; RICHARDS JR et collab., 1990]. Il a été trouvé qu'un signal préliminaire de type bruit blanc, d'intensité $0,001G^2.Hz^{-1}$, sur la bande de fréquences [3Hz; 300Hz] et d'une durée de cinq minutes permettrait d'obtenir un remblai dense non évolutif lors des essais dynamiques. L'Annexe A.3.2 présente l'ensemble des détails de cette analyse.

Modes d'excitation de la maquette Dans ce paragraphe, on s'intéresse aux modes de vibrations de la maquette. On cherche à imposer à la base de la maquette un signal le plus proche possible d'une onde de cisaillement à propagation verticale. Pour cela, il faut s'assurer que (tout ou partie de) la maquette n'entre pas en résonance avec le signal dynamique incident. En effet, les résonances peuvent :

- Augmenter localement sur la paroi verticale à l'arrière de la maquette l'amplitude des vibrations,
- Créer des modes de vibrations dans les autres directions que la direction de sollicitation (axes \vec{Y} et \vec{Z}), ce qui modifierait notablement le comportement du remblai,
- Rendre le système plus difficile à contrôler. Le signal étant réglé directement via le capteur « ACC2 », plus le système a une réponse linéaire, plus il sera aisé d'atteindre le niveau d'accélération souhaité.

Concernant les vibrations, la plage de fréquences à étudier suit des règles de changement d'échelle. D'après SHERIF et collab. [1982]; ISHIBASHI et FANG [1987]; IAI [1989]; STEEDMAN et

11. Capteur FT 50 RLA-40-F-L4S de l'entreprise SensoPart. Sa plage de variation est de 4cm et sa précision de 250mV/mm.

ZENG [1990], en notant K_e le facteur d'échelle et T_m et T_p les périodes des signaux du modèle expérimental et du modèle à échelle 1, on a :

$$K_e = \left(\frac{T_m}{T_p} \right)^2 \quad (3.1)$$

En utilisant des fréquences de signaux sismiques réels entre 1Hz et 20Hz et un facteur d'échelle de la maquette de 1/20, les fréquences intéressantes à étudier pour la maquette sont comprises entre 4,2Hz et 89Hz.

Plusieurs renforcements ont été nécessaires pour rigidifier la structure et ainsi repousser les modes de vibrations de la caisse vers les hautes fréquences. La réponse des différents accéléromètres à un signal d'entrée de type bruit blanc entre 3Hz et 70Hz (pour différentes hauteurs de remblai) est présentée sur la *Figure 3.25*. Globalement, pour les fréquences inférieures à 30Hz, il n'y a pas de résonance (ou vibrations parasites) significative. En considérant le fait que la hauteur de remblai n'a jamais été supérieure à la hauteur du capteur « ACC9 » et que tous les capteurs exceptés les capteurs ACC4 et ACC9 étaient situés en haut de la maquette, on peut considérer que pour les fréquences comprises entre 30Hz et 70Hz, les amplifications liées à la caisse sont minimales et que la sollicitation imposée sur le mur et le remblai est très proche d'une onde de cisaillement à propagation verticale.

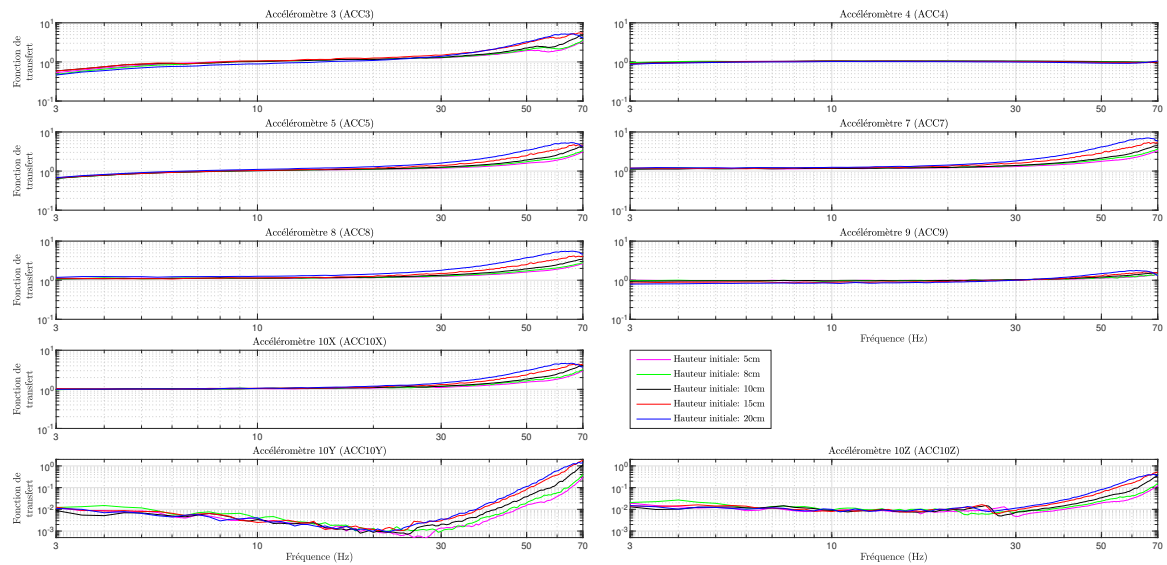


FIGURE 3.25 – Fonction de transfert de la maquette : mesure expérimentale.

Dans un second temps, les fréquences de résonance du remblai ont été étudiées. De manière très simpliste, on utilise les calculs ondulatoires classiques de couches de sol qui donne la première fréquence de résonance :

$$f_0 = \frac{V_s}{4H} = \frac{\sqrt{\frac{G_s}{\rho_r}}}{4H} \quad (3.2)$$

avec V_s , la vitesse des ondes de cisaillement dans le matériau, H , la hauteur de la couche de sol, G_s son module de cisaillement et ρ_r sa masse volumique. N'ayant que peu d'informations sur le module de cisaillement G_s , le module d'Young E_s , le coefficient de Poisson ν_s du sable d'Hostun S28 peu confiné et sachant que ces informations sont difficiles à estimer expérimentalement, on choisit de l'évaluer grossièrement. En utilisant la formule de BIAREZ et HICHER [1994] appliquée au sable d'Hostun S28, on trouve $E_s = \frac{450}{e} \times \sqrt{p'}$ = 18MPa. On note cependant que cette formule

n'a pas été validée pour des confinements si faibles. Pour cette raison, on choisit deux valeurs extrêmes pour déterminer la fréquence de résonance f_0 , correspondant à 1/3 de la valeur référence et 2 fois la valeur référence :

$$E_s = 6\text{MPa}$$

$$E_s = 36\text{MPa}$$

De même, on choisit les deux valeurs extrêmes pour la hauteur de la couche de sol H :

$$H = 5\text{cm}$$

$$H = 15\text{cm}$$

En considérant un coefficient de Poisson classique de $\nu_s = 0,3$, cela conduit à une première fréquence de résonance entre : $f_0 = 65\text{Hz}$ et $f_0 = 475\text{Hz}$.

Dans la suite, les tests qui seront effectués se concentreront sur la fréquence de sollicitation de 10Hz. L'influence de la fréquence du signal sera aussi étudiée sur quelques cas particuliers avec des tests à 30Hz, 50Hz et 70Hz. La première fréquence de résonance du système est potentiellement (même si peu probable) du même ordre de grandeur que les fréquences d'étude. Ainsi la réponse du système complet (maquette + mur + remblai) pour les quatre fréquences 10Hz, 30Hz, 50Hz et 70Hz a été analysée. Pour cela on envisage de comparer le signal d'entrée (ACC2) avec le signal de sortie, *ie* le déplacement du mur, donné par le capteur laser. Cette comparaison est effectuée dans la phase élastique de la réponse du mur pour des amplitudes relativement faibles. Malheureusement, le signal du laser est trop bruité et ne permet pas la visualisation des sinusoides, et ce même à 10Hz. Le bruit correspond à des oscillations de 0,1mm, et donc à une oscillation de 25mV dans la sortie du capteur laser. La comparaison des signaux d'entrées et de sorties pour les quatre fréquences pour un mur de hauteur $H = 11,4\text{cm}$ est présentée sur la *Figure 3.26*. De celles-ci, on remarque tout de même que l'amplitude des oscillations du bruit n'évolue pas avec la fréquence : il ne semble pas y avoir d'amplification du système mur-remblai pour une gamme particulière de fréquences.

Caractéristiques de la mousse L'ajout d'une épaisseur de 4cm de mousse à l'arrière du remblai a pour but de s'assurer que la condition limite en fond de maquette puisse se rapprocher d'une condition de milieu semi-infini : toute onde arrivant depuis le remblai sur la limite sera absorbée. Cette propriété est en général postulée [SASAKI et TANIGUCHI, 1982; SHIOMI et collab., 1987; YASUDA et collab., 1992] pour des essais sur table vibrante. Le *Tableau 3.8* synthétise les données utiles pour l'étude, issues des travaux de AMIROUCHE [2008].

TABLEAU 3.8 – Paramètres mécaniques de la mousse absorbante [AMIROUCHE, 2008].

Référence	S616D
Masse volumique	52,71kg.m ⁻³
Module d'Young	0,2301MPa
Coefficient de Poisson	0,32
Coefficient d'amortissement ξ	0,14

Des essais non concluant pour caractériser l'efficacité de la mousse ont été effectués en sus, notamment une comparaison entre le signal enregistré par l'accéléromètre ACC11, situé sur la mousse de manière symétrique au capteur ACC9 (*Figure 3.27*). La différence des réponses ne permet pas de conclure quant à l'efficacité de la mousse. On comprend donc pourquoi aucune vérification de l'efficacité des mousses absorbantes n'a été relevée dans la littérature. Pour la suite, on se contentera donc des propriétés mécaniques de la mousse pour les simulations numériques ultérieures des expériences (*Chapitre 4, Section 4.4*).

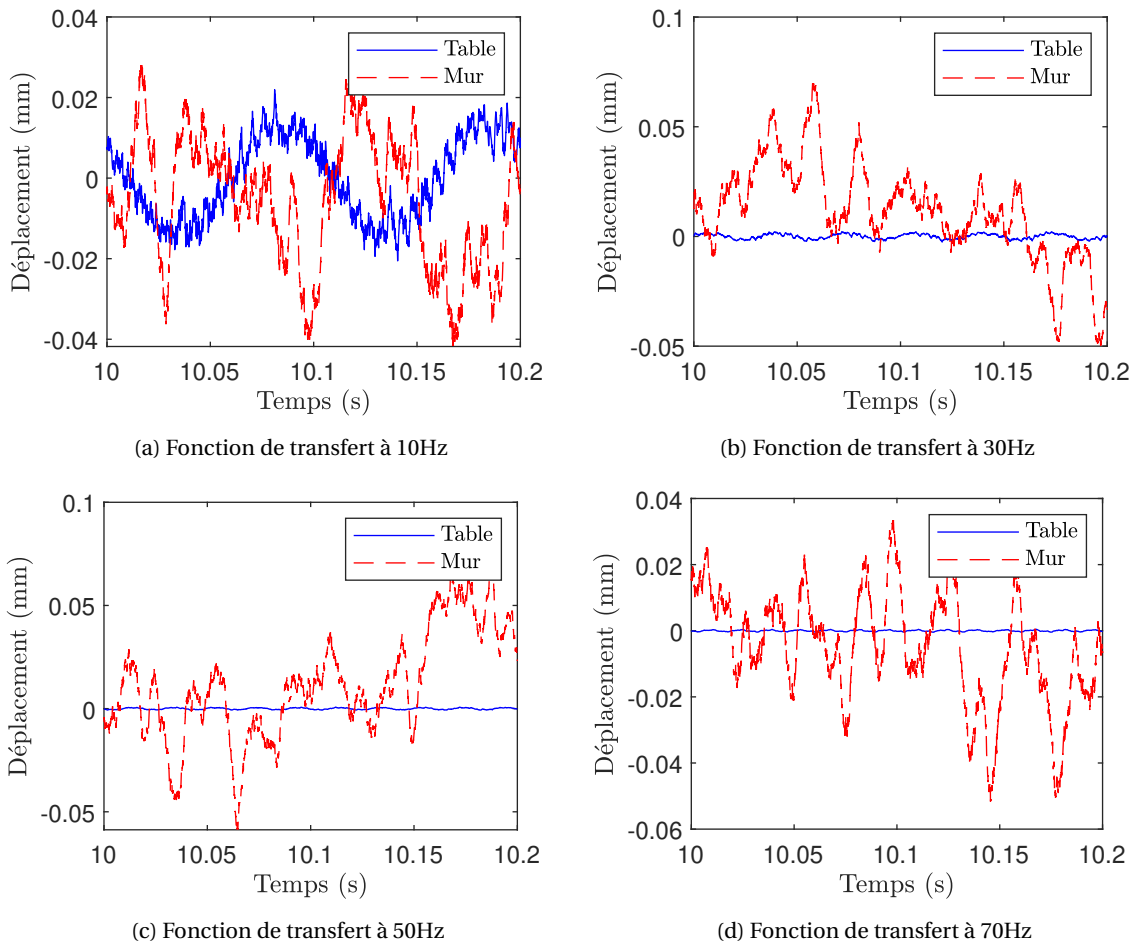


FIGURE 3.26 – Fonction de transfert du mur de soutènement expérimental, utilisant le laser. Les sinusoïdes ne sont pas visibles sur la courbe correspondant au capteur laser. L'amplitude du bruit de fond est cependant toujours constante.

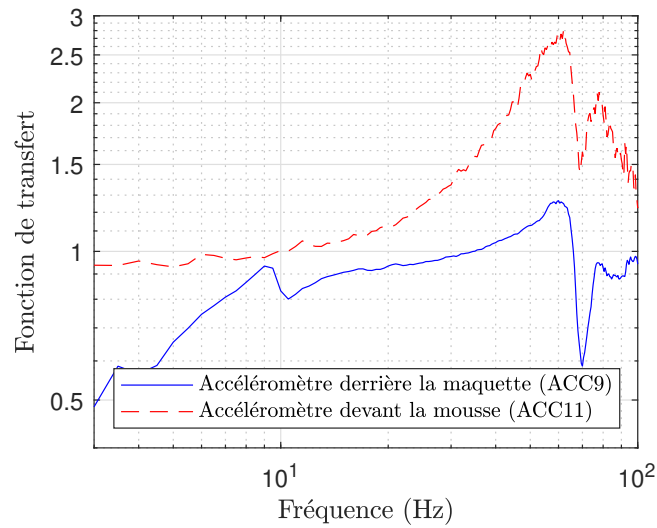


FIGURE 3.27 – Comparaison des fonctions de transfert des capteurs ACC9 et ACC11 : effet de la mousse sur le signal.

3.3.2.3 Protocole expérimental

Dans cette partie, le protocole suivi au cours de chaque essai expérimental est détaillé. Celui-ci intègre les résultats des essais préliminaires présentés dans la sous-section précédente. Il ressemble, pour beaucoup d'étapes au protocole des essais pseudo-statiques : aussi, certains points ne seront pas détaillés (voir *Section 3.2.2.2*) :

1. La maquette vide (*Figure 3.2*) est placée sur la table vibrante. Elle est fixée à la table par neuf vis (8mm de diamètre et 8cm de long).
2. Le mur (de hauteur H , de largeur B et de longueur L) est érigé dans l'ouverture de la maquette. Sa longueur L est prise égale à la longueur de l'ouverture L_0 . Les assemblages utilisés pour sa construction sont identiques à ceux présentés en *Section 3.2.3.3* et en *Annexe A.4*.
3. Des réhausses sont placées au-dessus du mur. Elles permettent de mettre du sable jusqu'à un niveau supérieur au mur avant la phase de tassement pour que le niveau final, après tassement du sable, soit équivalent à la hauteur du mur. Ces réhausses sont faites avec les briques collées utilisées pour les tests préliminaires présentés dans la section précédente (*Figure 3.10a*).
4. Une planche en bois est placée devant le mur pour empêcher tout mouvement des briques au cours de la phase de vibration préliminaire du remblai. Celle-ci est calée en bas sur les bords de la maquette et par deux serre-joints en haut. De même, deux planches en bois viennent bloquer latéralement les briques.
5. Deux films plastiques sont disposés dans l'ouverture sur les bords latéraux du mur pour éviter le déversement du sable lors des phases ultérieures.
6. Le remblai de sable est ajouté en déposant délicatement le sable depuis une hauteur de chute nulle, couche par couche. La hauteur souhaitée du remblai, avant tassement, est calculée en fonction des essais préliminaires.
7. La hauteur, avant tassement, est mesurée à l'aide de 11 mesures réparties sur la surface du remblai (*Figure 3.28*) : sept sur les bords et quatre au centre¹². Pour chaque mesure, la hauteur du remblai est déduite de la hauteur de la maquette H_0 (précisément égale à $H_0 = 24,9\text{cm}$) et de la hauteur restante au-dessus du remblai, par différence des deux valeurs. Les mesures ont été effectuées à la règle (précision de 0,5mm). La hauteur du remblai retenue correspond à la moyenne des onze valeurs.
8. Une fine planche cartonnée (3mm d'épaisseur) est ajoutée sur la surface du remblai (recouvrant quasiment totalement celui-ci) et le capteur LVDT6 y est fixé pour mesurer le tassement observé lors de la vibration préliminaire, donnant ainsi accès à la densité finale du sable.
9. Un bruit blanc de forte amplitude ($A = 5,35\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$), de densité spectrale égale à $0,001\text{G}^2\cdot\text{Hz}^{-1}$ entre 3Hz et 300Hz, est appliqué à la base de la maquette via la table vibrante pendant cinq minutes.
10. On mesure la hauteur finale du remblai à la règle (*Figure 3.28*). On en déduit le tassement du remblai de sable. Il y a donc deux mesures du tassement disponibles (via le LVDT6 et via les mesures à la règle) : on utilise la moyenne de ces deux valeurs, pour plus de précision. Les écarts relatifs entre ces deux valeurs sont en moyenne égaux à 5%, une fois les anomalies de mesure évidentes retirées¹³.
11. Les réhausses, les cales et la planche en bois sont enlevées.
12. Le capteur laser, pointant sur le centre de la brique centrale de l'avant dernier lit du mur, est fixé à la maquette. Il sert à déterminer le moment où la rupture du mur est consommée.

12. Le point de mesure n°2 présent initialement (entre les points 1 et 3) a été retiré du fait de la difficulté à mesurer la hauteur du remblai à cet endroit, à cause de la mousse.

13. On peut aussi noter que les tassements donnés par le capteur LVDT sont toujours légèrement plus faibles (-2%) que les tassements calculés via les mesures à la règle, ce qui est cohérent puisque les mesures à la règle prennent en compte le tassement des bords, plus important, contrairement à la mesure moyenne donnée par le LVDT.

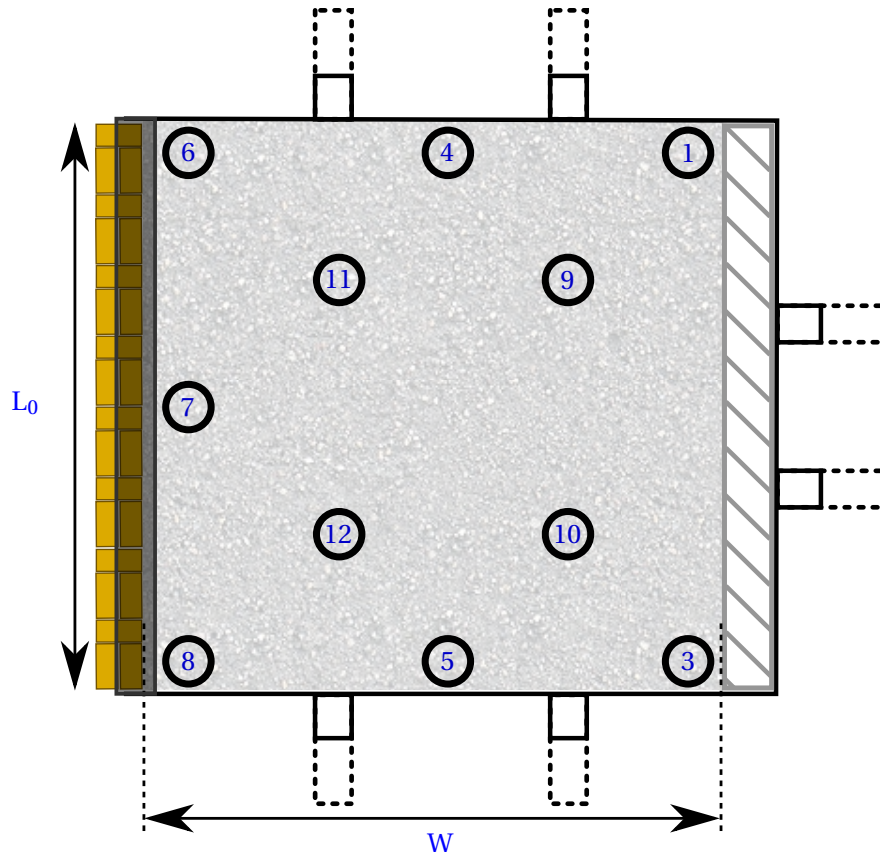


FIGURE 3.28 – Lieux des mesures de la hauteur du remblai. Sept mesures sont faites sur les bords du remblai et quatre au centre de celui-ci.

13. Une barrette en bois est fixée à la maquette à la base du mur. Elle empêche le premier lit de briques de bouger au cours d'un essai. La hauteur du mur H fait référence à la hauteur du mur libre de bouger, sans tenir compte de ce premier lit fixe.
14. L'essai dit « de rupture » peut démarrer. La plupart des essais ont consisté à travailler à fréquence fixe et à augmenter progressivement l'amplitude de manière à ce que la rupture intervienne au bout de 15-20 secondes de sollicitation (Figure 3.29). Le détail des rampes d'amplitudes utilisées est donné en Annexe A.3.1. Trois autres essais ont aussi été effectués : deux en utilisant un signal à fréquence et amplitude fixes et un avec un signal vibratoire de type bruit blanc à amplitude fixe.

3.3.2.4 Propriétés des matériaux

Les matériaux utilisés étant identiques à ceux des essais pseudo-statiques, seules les propriétés différentes sont explicitées dans cette partie. La largeur des murs expérimentaux est constante et égale à $B = 34\text{mm}$ ¹⁴. Le tassement du sable au cours de la phase préliminaire a induit une densification homogène entre tous les essais. Le poids volumique moyen du sable d'Hostun S28 dense (après tassement) a été trouvé égal à $\gamma_{r \text{ dense}} = 15,4\text{kN.m}^{-3}$. L'Annexe A.2.4 détaille les poids volumiques moyens obtenus en fonction de la hauteur du mur testé. La valeur de l'angle de frottement d'interface δ est prise identique, en proportion de l'angle de frottement ϕ'_r , par rapport aux essais pseudo-statiques.

Après la phase de vibration préliminaire, le sable d'Hostun S28 se trouve dans un état dense et son angle de frottement interne $\phi'_{r \text{ dense}}$ reste à trouver. Dans un premier temps, il faut noter

14. Ce choix a été motivé par des contraintes expérimentales : le dimensionnement de la planche en bois bloquant le mur pendant la phase de tassement préliminaire dépendait de la largeur du mur.

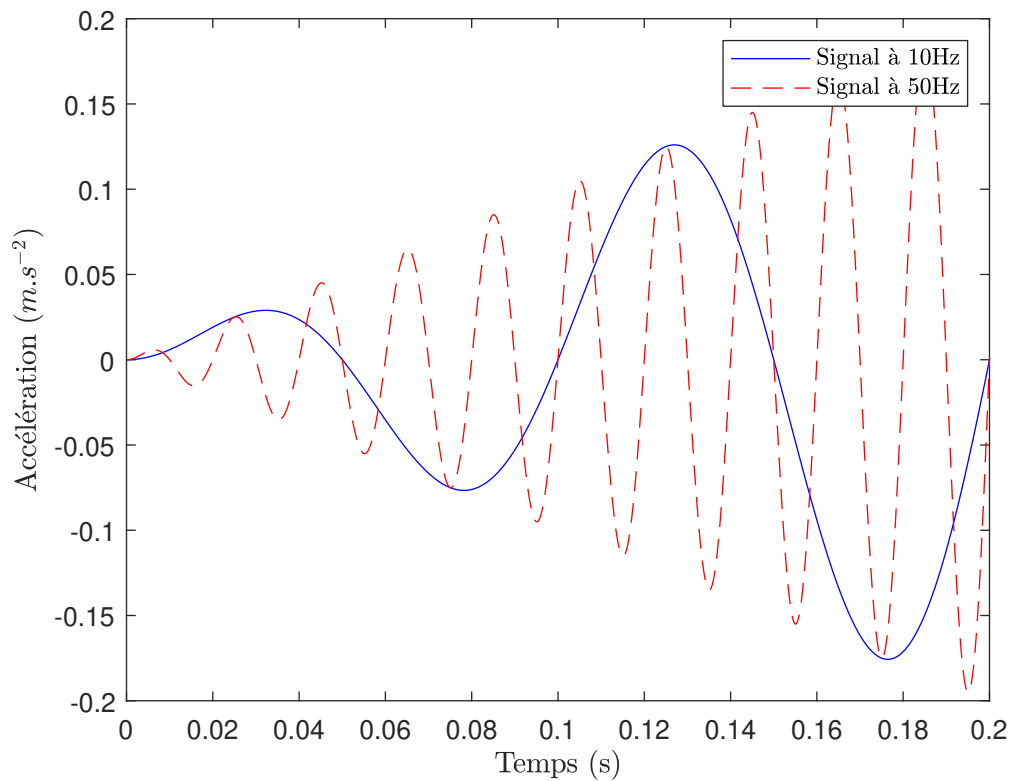


FIGURE 3.29 – Exemples de signaux dynamiques (tronqués) utilisés pour des fréquences de 10Hz et 50Hz.

que des essais en laboratoire sont difficiles à conduire sur des confinements aussi faibles (ici une pression moyenne de $p' = 0,8\text{kPa}$). Aussi, une analyse de la littérature est présentée en *Annexe A.2.3*. Elle rassemble les travaux d'identification de l'angle de frottement interne de sables très peu confinés et inclue des expériences et expressions analytiques calées sur ces mêmes expériences. En utilisant les formules analytiques basées sur ces mêmes essais, on obtient une valeur de l'angle de frottement interne de $\varphi'_{r\text{ dense}} = 55^\circ$. Cette valeur peut paraître élevée et il semble, toujours d'après l'analyse de la littérature présentée en *Annexe A.2.3*, que la phase de radoucissement (post-pic) se produit pour des petites déformations. Ainsi, la valeur de 55° est-elle sans doute une valeur limite que l'on peut considérer dans notre cas.

Deux approches expérimentales sont envisagées en complément de ce qui précède.

Identification de $\varphi'_{r\text{ dense}}$: Essais pseudo-statiques La première méthode d'identification expérimentale de l'angle de frottement interne $\varphi'_{r\text{ dense}}$ du sable de remblai utilise les essais pseudo-statiques précédemment présentés et s'appuie sur une méthode inverse.

L'essai consiste à suivre le protocole des essais dynamiques (*Section 3.3.2.3*). En fin de phase de vibration préliminaire, réhausses, cales et planches en bois sont enlevées et des essais d'inclinaison sont réalisés jusqu'à la rupture et l'angle de rupture Ψ_{rupt} est alors mesuré. Deux tests ont été réalisés pour des questions de répétabilité.

La méthode inverse s'appuie sur une méthode analytique pseudo-statique où une résolution de type essai-erreur a été menée pour identifier le seul paramètre inconnu dans la méthode, à savoir l'angle de frottement interne du sable $\varphi'_{r\text{ dense}}$ composant le remblai. L'angle de frottement $\varphi'_{r\text{ dense}}$ a été identifié égal à 43° et à $41,5^\circ$ pour les deux tests. On retiendra alors pour cet essai la valeur moyenne de $42,5^\circ$.

Identification de $\phi'_{r\ dense}$: Angle de talus du sable dense La deuxième méthode d'identification utilise toujours la même maquette, posée sur la table vibrante. Cette fois-ci, le mur est remplacé par une planche en bois verticale qui est placée dans l'ouverture de la maquette. L'idée est de voir l'angle de talus naturel du sable dense, supposé proche de son angle de frottement interne.

Pour cela, on place une planche en bois horizontale 10cm au-dessus du fond de la maquette pour faciliter l'observation. L'étanchéité est faite grâce à un ruban de scotch et de la mousse expansive (Figure 3.30). La maquette remplie de sable lâche est ensuite vibrée par le même bruit blanc qu'au cours des essais dynamiques. A la fin de l'essai, la planche en bois verticale retenant le remblai est retirée et un talus naturel est créé (Figure 3.31).

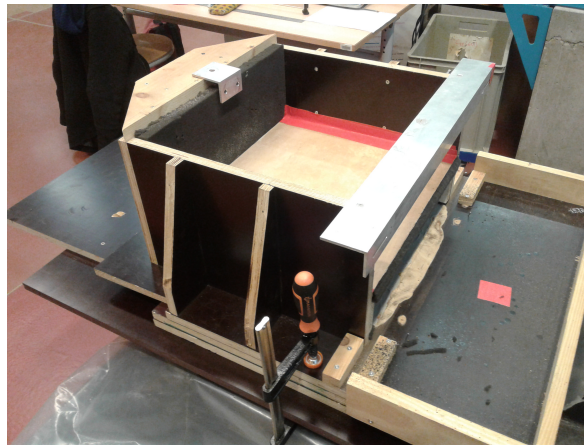


FIGURE 3.30 – Photo de la maquette utilisée pour les essais de talus naturel du sable dense. Une réhausse est ajoutée à la maquette de manière à ce que le talus naturel puisse s'observer plus facilement.



FIGURE 3.31 – Photo de la pente de talus naturel après avoir retiré la planche de l'ouverture de la maquette : le résultat n'est pas influencé par le sable qui s'est écoulé.

En mesurant la pente du talus, on obtient une valeur d'inclinaison moyenne de 35° , proche de l'angle critique du sable d'Hostun S28 (Figure 3.31). La rupture du coin supérieur du remblai, coin en rupture lors de l'ouverture de la planche en bois, a entraîné en rotation et en translation une bande de cisaillement d'une largeur non nulle qui s'est donc décompactée sous l'effet de la sollicitation et qui se retrouve en surface du talus formé (Figure 3.32). En effet, les grains de sable en rupture se sont mutuellement entraînés les uns les autres [ANDÒ et collab., 2012]. Ainsi, pour le sable d'Hostun HN31 (proche du sable d'Hostun S28), ANDÒ et collab. [2012] trouvent une largeur de la bande de cisaillement de l'ordre de 10-12 grains ($ie \approx 5\text{mm}$ pour le sable d'Hostun S28), en accord avec les largeurs de bande de cisaillement usuelles comprises entre $10 * D_{50}$ et $20 * D_{50}$ [NI

et collab., 2000; VIGGIANI et collab., 2001; ZHANG et THORNTON, 2007]. Sur la *Figure 3.33*, on peut voir la différence entre les textures du sable dense (en haut de la pente) et du sable lâche (partout ailleurs).

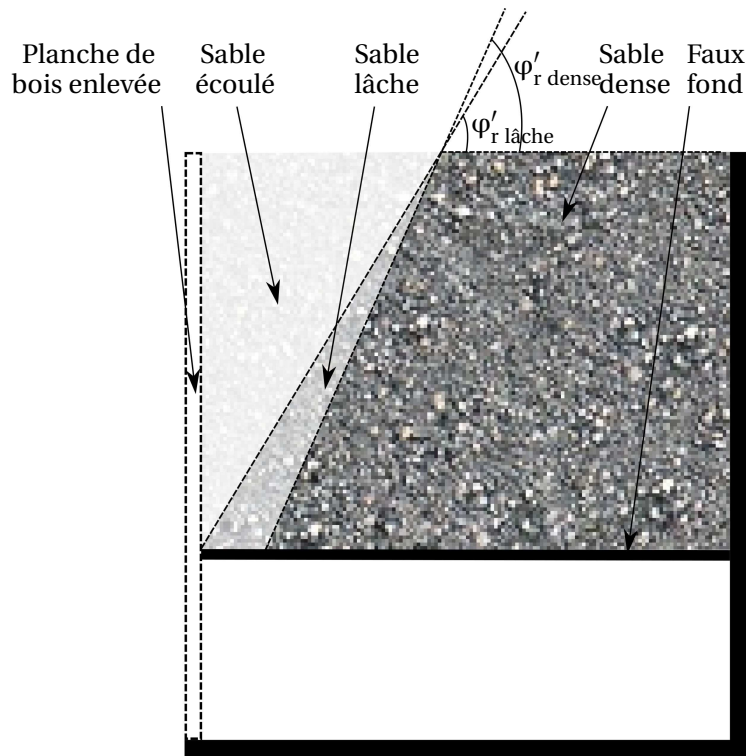


FIGURE 3.32 – Schéma en coupe du talus de sable avec une partie dense et une partie lâche. La couche supérieure de sable est composée de matériau ayant appartenu à une bande de cisaillement.

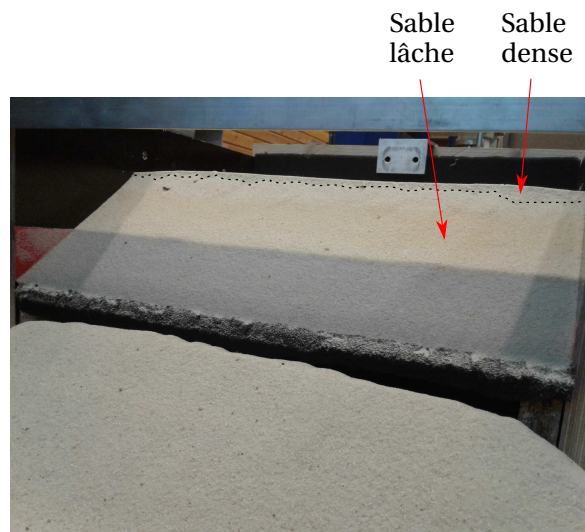


FIGURE 3.33 – Photo du talus stable et de la séparation entre sable lâche et sable dense.

Pour évaluer l'angle de frottement $\varphi'_{r \text{ dense}}$, la couche superficielle de sable lâche a été retirée délicatement au pinceau. L'objectif idéal était d'enlever tout le sable lâche. La complexité de l'opération a résidé dans le fait qu'une simple déstabilisation d'un seul grain de sable dense (*ie* non décompacté) peut entraîner en cascade la chute de tous les grains de talus dense qui reposent dessus. Ainsi, le sable lâche a été retiré petit à petit, basé sur la texture de la surface, en évitant toute déstabilisation de la partie dense du remblai. Au total, neuf mesures locales de l'inclinaison du talus sur trois essais différents ont été réalisées. Un angle de talus moyen égal à $\varphi'_{r \text{ dense}} = 45,1^\circ (\pm 2^\circ)$ a été trouvé.

En synthétisant tous ces résultats, il semble qu'une valeur égale à $\varphi'_{r \text{ dense}} = 45^\circ$ soit satisfaisante pour le sable d'Hostun S28 utilisé dans les conditions expérimentales décrites plus haut. L'angle de frottement d'interface est alors égal à $\delta = 32^\circ$.

On restera néanmoins prudent sur l'utilisation de la valeur de 45° pour l'angle de frottement interne du sable dense. En effet, VIGGIANI et collab. [2001] trouvent pour le même sable de densité relative $R_D = 80\%$ et confiné à $p' = 100\text{kPa}$ un angle de frottement au pic de 48° (pour 4% de déformation axiale au cours d'un essai triaxial). De même, COMBE [1998] trouve un angle de frottement au pic de 46° pour le sable d'Hostun S28 dans un état dense. COMBE [1998] atteint le pic pour une déformation axiale de 12%. Ces deux exemples montrent que le frottement au pic, évalué en cellule triaxiale, pourrait être bien supérieur à 45° , sachant qu'ici la pression de confinement est beaucoup plus faible que celle utilisée par ces auteurs.

Le Tableau 3.9 récapitule les propriétés expérimentales des matériaux utilisés pour les essais dynamiques.

TABLEAU 3.9 – Propriétés des matériaux pour les essais dynamiques.

	Remblai	Mur
Propriétés volumiques		
Masse volumique (kg.m^{-3})	1570	1470
Poids volumique (kN.m^{-3})	15,4	14,4
Frottement	45°	-
Cohésion (kPa)	0	-
	Interface	Mur
Propriétés des joints		
Frottement	32°	32°
Cohésion (kPa)	0	0

3.3.2.5 Traitement des données : définition de la rupture

Le capteur laser est utilisé pour mesurer le déplacement de l'avant-dernier lit du mur depuis sa base¹⁵. Un exemple de courbe de déplacement enregistré par le capteur laser au cours d'un essai dynamique est donné en Figure 3.34 où la rupture du mur est claire. Pour définir le moment précis de la rupture t_{rupt} , et donc l'accélération de rupture associée, plusieurs propositions ont été envisagées (Figure 3.34) :

- **Cas 1** : intersection des deux droites en pointillés (·) noires, qui approximent le signal loin du changement de courbure avant et après.
- **Cas 2** : intersection des deux droites en pointillés (-) bleues, qui approximent le signal proche du changement de courbure.
- **Cas 3** : moment où le déplacement du mur est plus grand que $5\% \times H$, ie dépasse la droite en tirets (-) noire.

Dans le cas de la Figure 3.34, ces trois définitions de la rupture aboutissent à des accélérations de rupture très proches (moins de 10% d'écart). Le critère en déplacement a cependant été préféré aux autres car il est cohérent avec certaines normes réglementaires. Par exemple, d'après AASHTO [2002], un déplacement maximal, avant la ruine de l'ouvrage, de $250 * a_h$ est autorisé. De même, d'après les eurocodes [AFNOR, 2005c], le déplacement maximal autorisé est de $300 * a_h$. Pour avoir une règle compatible avec les murs de soutènement modèles d'échelle réduite, la limite de

15. On choisit l'avant-dernier lit parce qu'il est situé en haut du mur donc plus sensible au mouvement d'ensemble. Le dernier lit n'a pas été sélectionné car plus sujet aux mouvements locaux : les courbes auraient potentiellement été plus bruitées.

$5\% \times H$ est utilisée, parce que proportionnelle à la hauteur du mur et non à l'accélération du séisme qui aurait permis des déplacements plus grands que la hauteur du mur, ce qui n'est pas physique [WU et PRAKASH, 1996; HUANG et collab., 2009]. Ils considèrent qu'un déplacement autorisé doit être inférieur à $2\% \times H$ et qu'un déplacement de rupture est de $10\% \times H$. On se limitera ici à $5\% \times H$ car HUANG et collab. [2010] notent, qu'à partir d'un déplacement de $5\% \times H$, des déformations importantes et irréversibles apparaissent. Pour valider ce critère de rupture, des essais complémentaires pourraient être envisager où les vibrations s'arrêtent dès que le critère $5\% \times H$ est atteint pour vérifier que le mur est effectivement encore stable à ce moment. De telles expériences n'ont pas été effectuées ici.

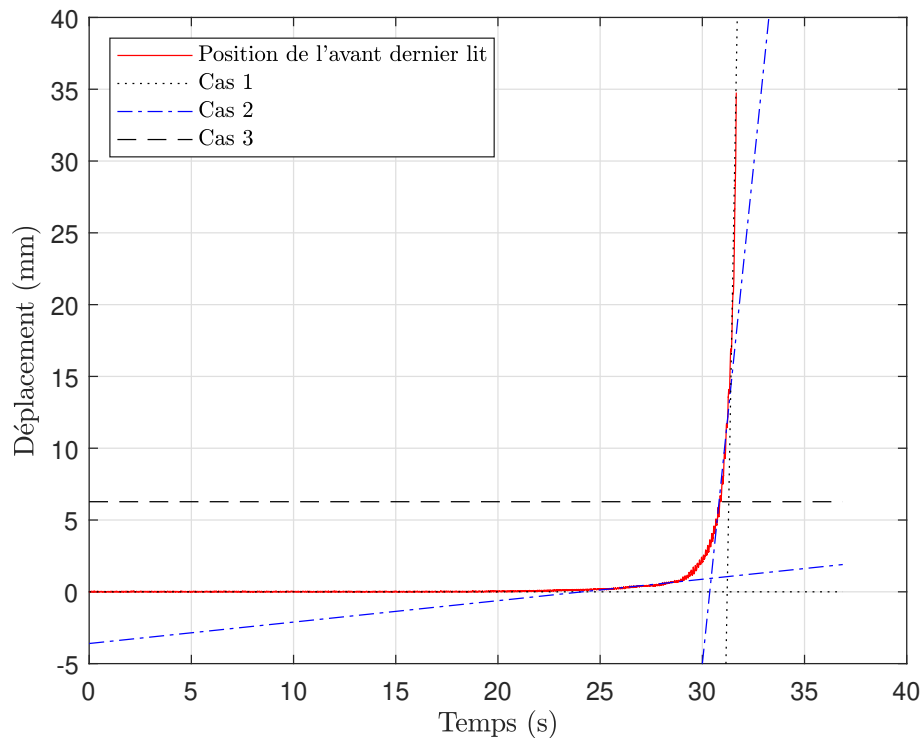


FIGURE 3.34 – Exemple de courbe de déplacement enregistrée par le capteur laser. Les différentes droites correspondent aux différentes propositions pour déclarer la rupture du mur.

Une fois déterminé le temps de la rupture t_{rupt} compatible avec un déplacement égal à $5\% \times H$, l'amplitude A_{rupt} de l'accélération correspondante est identifiée telle que :

$$A_{rupt} = \sqrt{2 * \langle a_h(t)^2 \rangle} \quad (3.3)$$

Le signal relevé par le capteur ACC2 ($a_h(t)$) est tronqué entre les temps $t_{rupt} - 0,5T$ et $t_{rupt} + 0,5T$, T étant la période du signal ($T = 1/f$).

3.3.3 Essais dynamiques sur les murs modèles en briques

Dans cette partie, les résultats des essais dynamiques sont présentés en comparant les amplitudes d'accélération de rupture pour différentes configurations. Dans tous les essais les murs ont la même largeur : $B = 34\text{mm}$.

3.3.3.1 Essais de répétabilité

Cette première partie s'intéresse à la répétabilité du protocole expérimental de manière à analyser correctement les résultats et tendances observées par la suite. Des essais de répétabilité ont

été conduits à toutes les fréquences utilisées ultérieurement (10Hz, 30Hz, 50Hz et 70Hz). Pour la fréquence 10Hz, principalement utilisée, cinq murs de hauteur $H = 7,9\text{cm}$ (élancement $H/B = 2,3$) et cinq murs de hauteur $H = 11,4\text{cm}$ (élancement $H/B = 3,4$) ont été testés. Pour les autres fréquences, les tests de répétabilité ont été effectués uniquement avec les murs les moins élancés. Les amplitudes des accélérations de rupture A_{rupt} sont données dans le *Tableau 3.10*.

TABLEAU 3.10 – Résultats des expériences de répétabilité en termes d'accélération de rupture A_{rupt} .

	H = 11,4cm à 10Hz	H = 7,9cm à 10Hz	H = 7,9cm à 30Hz	H = 7,9cm à 50Hz	H = 7,9cm à 70Hz
Test 1 (m.s^{-2})	2,23	3,34	4,66	5,53	7,92
Test 2 (m.s^{-2})	1,96	3,48	4,30	6,35	7,91
Test 3 (m.s^{-2})	1,92	3,38	4,52	5,85	6,76
Test 4 (m.s^{-2})	1,88	2,92	-	-	8,46
Test 5 (m.s^{-2})	2,19	3,49	-	-	-
Accélération moyenne (m.s^{-2})	2,04	3,32	4,49	5,91	7,76
Écart type (m.s^{-2})	0,16	0,23	0,18	0,41	0,71
Écart type (%)	7,9%	7,1%	4,1%	7,0%	9,2%

On remarque que les écarts-types sont faibles (inférieurs à 10%), pour toutes les fréquences d'étude et du même ordre de grandeur que les coefficients de variation relevés lors des essais pseudo-statiques.

3.3.3.2 Influence de l'élancement H/B

Neuf murs de largeur égale ($B = 34\text{mm}$) et de hauteur croissante ont été construits, remblayés puis vibrés jusqu'à la rupture¹⁶. Pour garantir des essais de durée équivalente (environ 20s), les rampes d'augmentation de l'accélération des vibrations ont été modifiées. Celles-ci sont données en *Annexe A.3.1*. Les accélérations de rupture sont comparées sur la *Figure 3.35*. On observe la tendance attendue, déjà notée au cours des essais pseudo-statiques : plus l'élancement du mur augmente, plus sa résistance diminue, *ie* plus il tombe pour une accélération faible. La tendance observée sur la *Figure 3.35* est évidemment corrélée avec le facteur de sécurité statique de chacun des murs, sans qu'il n'y ait de proportionnalité évidente (voir *Annexe A.3.3*).

On remarque que les murs d'élancement élevé ont tendance à rompre selon un mode de rupture en renversement monolithique qui ressemble fortement aux modes de rupture observés pour les murs élancés au cours des essais pseudo-statiques (*Figure 3.36b*). Par contre, pour les murs d'élancement faible, les ruptures obtenues sont différentes des essais pseudo-statiques. Celles-ci sont ici caractérisées par des ruptures locales (*Figure 3.36a*) : les briques des lits supérieurs commencent à se détacher et sont suivies par celles des lits inférieurs jusqu'à l'effondrement total du mur. Ainsi, la mesure locale (capteur laser) du déplacement du mur pour définir sa rupture est clairement suffisante pour le mode de rupture en renversement mais est potentiellement moins pertinente pour le mode de rupture en glissement.

On peut noter que le coefficient de frottement du mur est de $\tan(\phi_m) = 0,57$. Ainsi, pour une accélération de $9,81 * 0,57 = 5,65\text{m.s}^{-2}$, les briques peuvent subir des déplacements (pas forcément réversibles) au moment du pic d'accélération. Les ruptures locales obtenues pour les accélérations A_{rupt} supérieures à 3m.s^{-2} peuvent être liées à cette accélération limite de $5,65\text{m.s}^{-2}$.

En fait, le glissement monolithique a été observé pour un seul test sur un mur de hauteur $H = 10,2\text{cm}$ et soumis à un signal de fréquence 70Hz. Comme pour les essais pseudo-statiques,

16. L'influence de l'effet d'échelle ou de la taille relative des blocs n'a pas fait l'objet d'une étude approfondie contrairement aux essais pseudo-statiques. Néanmoins, un unique test (*Annexe A.5*) semble montrer que l'effet d'échelle n'a que peu d'impact, même en dynamique.

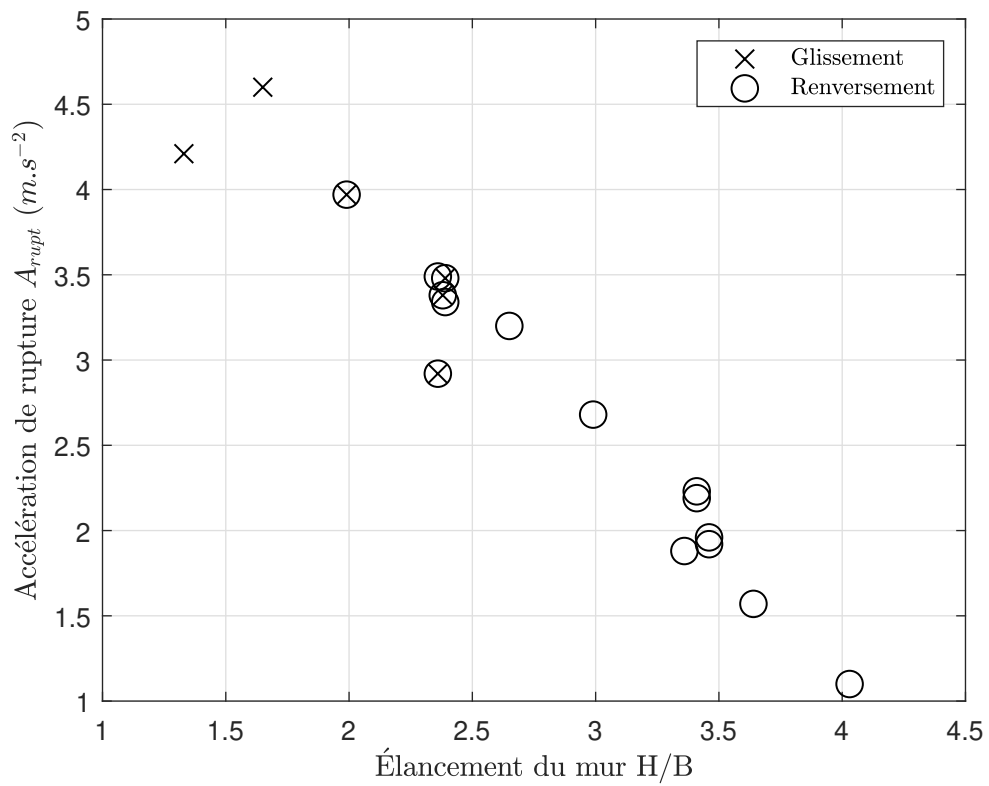
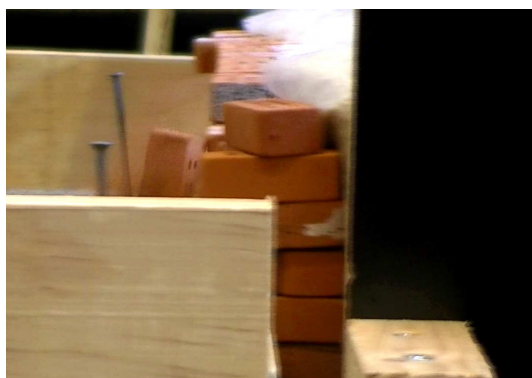
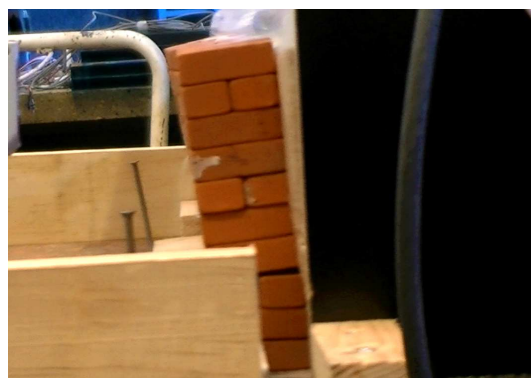


FIGURE 3.35 – Influence de l’élancement du mur sur l’accélération de rupture A_{rupt} . Plus l’élancement augmente, plus la résistance du mur diminue.



(a) Rupture en glissement



(b) Rupture en renversement

FIGURE 3.36 – Modes de rupture expérimentaux : la rupture par glissement n’est pas monolithique contrairement au renversement.

le mur commence à glisser sur sa base (en bas à droite sur la *Figure 3.37a*) et du fait du porte-à-faux ainsi créé, bascule ensuite (*Figure 3.37b*). Pour la suite du chapitre, on associera ces ruptures locales et cette rupture en glissement monolithique à des ruptures en glissement. Sur la *Figure 3.35*, les croix indiquent une rupture en glissement et les cercles une rupture en renversement. Les deux symboles confondus indiquent une rupture mixte où des briques sont d'abord tombées localement avant une rupture globale en renversement. Du fait des ruptures locales, les résultats peuvent montrer une certaine variabilité, ce qui pourrait expliquer que le point correspondant au mur d'élanement $H/B = 1,3$ n'est pas sur la même tendance que le reste des points.

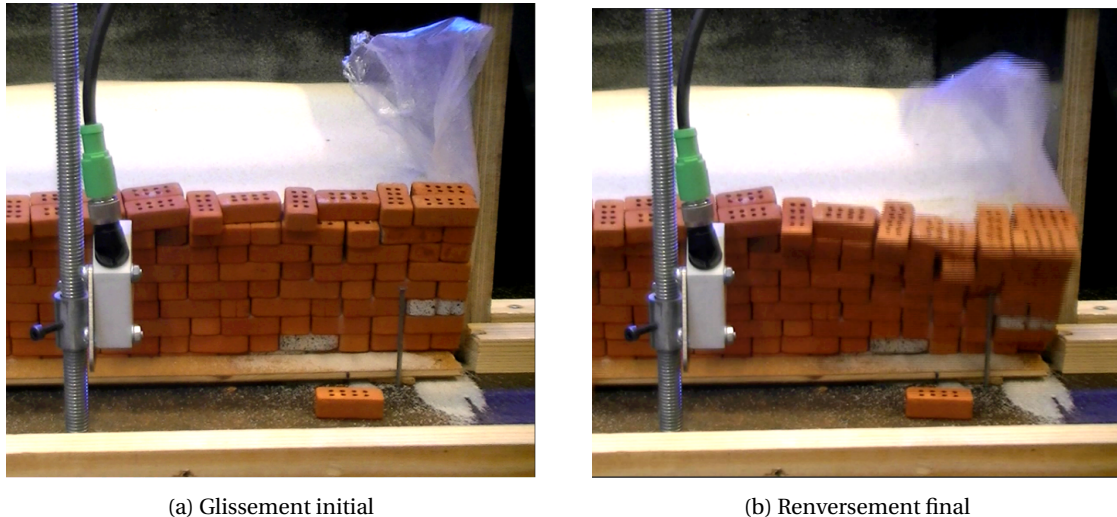


FIGURE 3.37 – Rupture en glissement monolithique. Le mur commence à glisser sur la base (coin en bas à droite du mur) puis bascule du fait du porte-à-faux créé.

Ces essais ont aussi mis en évidence le fait que la rupture en renversement passe sous les boutisses du mur. En effet, sur la *Figure 3.38*, on observe que la boutisse du premier rang de briques (au-dessus du rang fixé) subit une rotation enclenchant la rupture. Par la suite, cette dernière revient à sa position initiale. Ainsi, le schéma d'auscultation (que ce soit au cours des essais pseudo-statiques ou des essais dynamiques) semble indiquer que les boutisses du premier lit sont restées fixes au cours de l'essai, ce qui n'est en fait pas tout à fait le cas (*Figure 3.38*).



FIGURE 3.38 – Rupture en renversement : rotation de la boutisse inférieure.

3.3.3.3 Influence de la fréquence

Dans un second temps, l'influence de la fréquence sur l'accélération de rupture A_{rupt} a été étudiée. Trois murs de même épaisseur ($B = 34\text{mm}$) et de hauteurs différentes ont été testés ($H = 7,9\text{cm}$, $H = 9,1\text{cm}$ et $H = 11,4\text{cm}$). Pour faciliter les comparaisons, les rampes d'augmentation de l'accélération au cours des essais pour les murs de hauteurs $H = 7,9\text{cm}$ et $H = 11,4\text{cm}$ ont été conservées identiques quels que soient les fréquences d'excitation utilisées. Pour des questions de durée de l'essai, ce choix n'a pas été fait pour les murs de hauteur $H = 9,1\text{cm}$. Les essais aux fréquences 30Hz, 50Hz et 70Hz ont une rampe identique mais plus raide que l'essai à la fréquence 10Hz.

L'accélération de rupture A_{rupt} trouvée est donnée en fonction de la fréquence pour les trois murs d'élanements différents en *Figure 3.39*.

On remarque que plus la fréquence des vibrations augmente, plus le mur résiste à des accélérations importantes. Ainsi, ce n'est pas uniquement l'accélération d'un signal qui contrôle sa résistance, comme soulevé par RICHARDS JR et ELMS [1979]. Néanmoins, on ne trouve pas non plus de corrélation directe avec la vitesse ou le déplacement, comme RICHARDS JR et ELMS [1979] le laisse penser. En effet, si l'on trace le même type de figure que la *Figure 3.39* en utilisant en ordonnée l'amplitude de la vitesse ou du déplacement de la table au moment de la rupture, on obtient des courbes globalement décroissantes (*Figure 3.40*)¹⁷. En écrivant un module analytique de calcul de déplacement d'une brique soumise à un signal harmonique, on retrouve que lorsque la fréquence augmente, les déplacements subis par une brique en glissement sont plus faibles, ce qui permet d'expliquer qualitativement l'allure générale observée sur la *Figure 3.39*.

Sur la *Figure 3.39*, on remarque aussi que plus la fréquence est élevée, plus les murs ont tendance à rompre dans un mode de rupture en glissement plus ou moins monolithique. Par contre, en analysant les résultats des *Figures 3.35* et *3.39*, la transition entre les deux modes de rupture n'est pas uniquement liée à l'accélération du signal. En effet, le mur d'élanement $H/B = 3,3$ rompt pour un signal de fréquence $f = 70\text{Hz}$ à une accélération de $A_{rupt} = 4,5\text{m.s}^{-2}$ selon un mode de rupture en renversement alors que le mur d'élanement $H/B = 1,7$ rompt pour un signal de fréquence $f = 10\text{Hz}$ à une accélération de $A_{rupt} = 4,6\text{m.s}^{-2}$ selon un mode de rupture en glissement. La fréquence du signal incident influe elle aussi sur le mode de rupture des murs.

Pour finir, on s'intéresse aux déplacements engendrés au cours des essais utilisant différentes fréquences. Sur la *Figure 3.41*, on trace le déplacement enregistré par le capteur laser lors des tests effectués sur les murs de hauteur $H = 9,1\text{cm}$ pour les quatre fréquences d'étude. On remarque que plus la fréquence augmente, plus les déplacements sont importants : le mur de soutènement semble avoir un comportement moins rigide lorsque la fréquence augmente. Ce résultat est cohérent avec les observations de HUANG et collab. [2010] qui trouvent que dans le cas de stabilité de pente, lorsque la fréquence du signal de sollicitation augmente la résistance et la plasticité de la pente augmentent. Cette plasticité semble s'activer pour la même accélération seuil comme aussi observé sur la *Figure 3.41*.

Cette perte de comportement rigide qui apparaît avec la fréquence questionne le choix du critère de rupture, pris à 5% de la hauteur du mur. Ainsi, on compare sur la *Figure 3.42* les déplacements relevés pour un mur de hauteur $H = 12,5\text{cm}$ pour deux fréquences (10Hz et 70Hz).

17. Les vitesses et déplacements à la rupture sont calculés en intégrant le signal périodique d'entrée, ie en divisant l'accélération à la rupture A_{rupt} par $2\pi \times f$ pour la vitesse et $(2\pi f)^2$ pour le déplacement. Le choix de la représentation (accélération, vitesse ou déplacement) a un impact sur les tendances des courbes uniquement si les fréquences des essais sont différentes : c'est pourquoi les courbes en vitesse et déplacement n'ont été tracées que pour les résultats de cette partie.

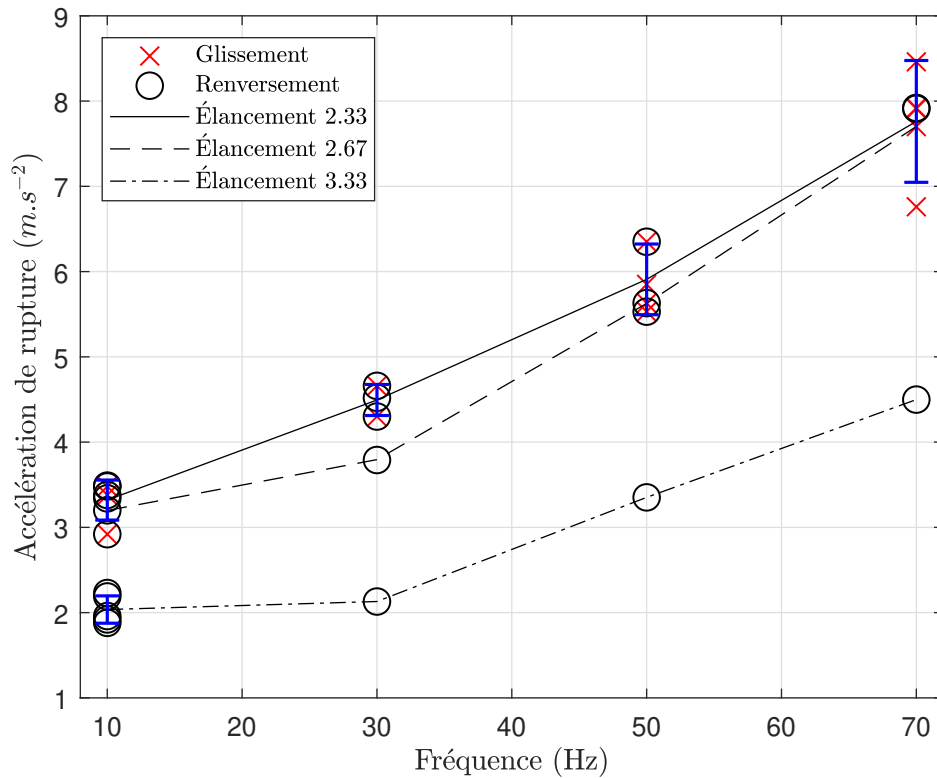


FIGURE 3.39 – Influence de la fréquence des vibrations sur l'accélération de rupture A_{rupt} des murs. Les écarts types des essais de répétabilité sont aussi représentés.

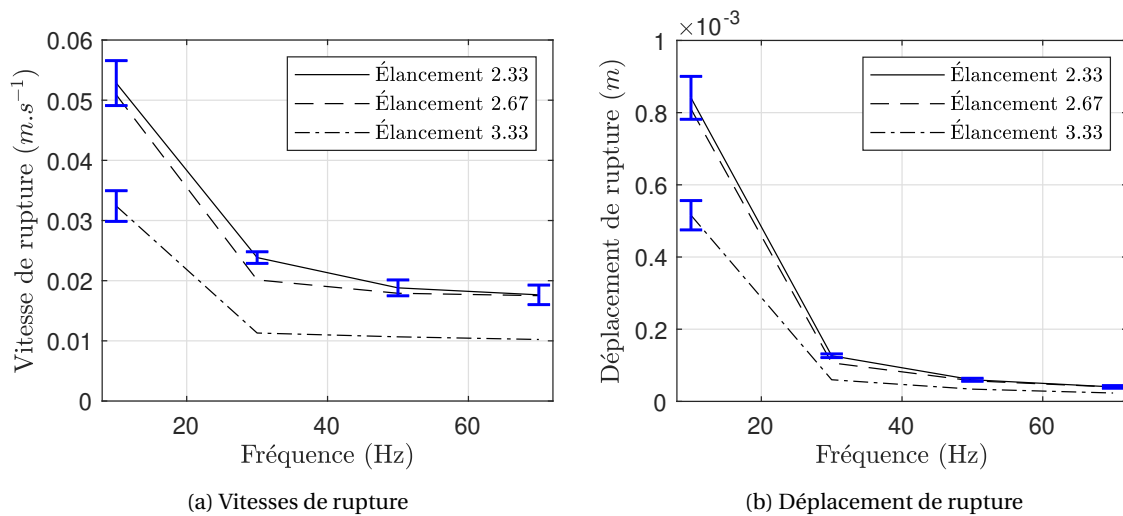


FIGURE 3.40 – Influence de la fréquence sur les vitesses et déplacements de rupture. Aucun des trois paramètres (accélération, vitesse ou déplacement) ne permet d'expliquer à lui seul la résistance d'un mur de soutènement.

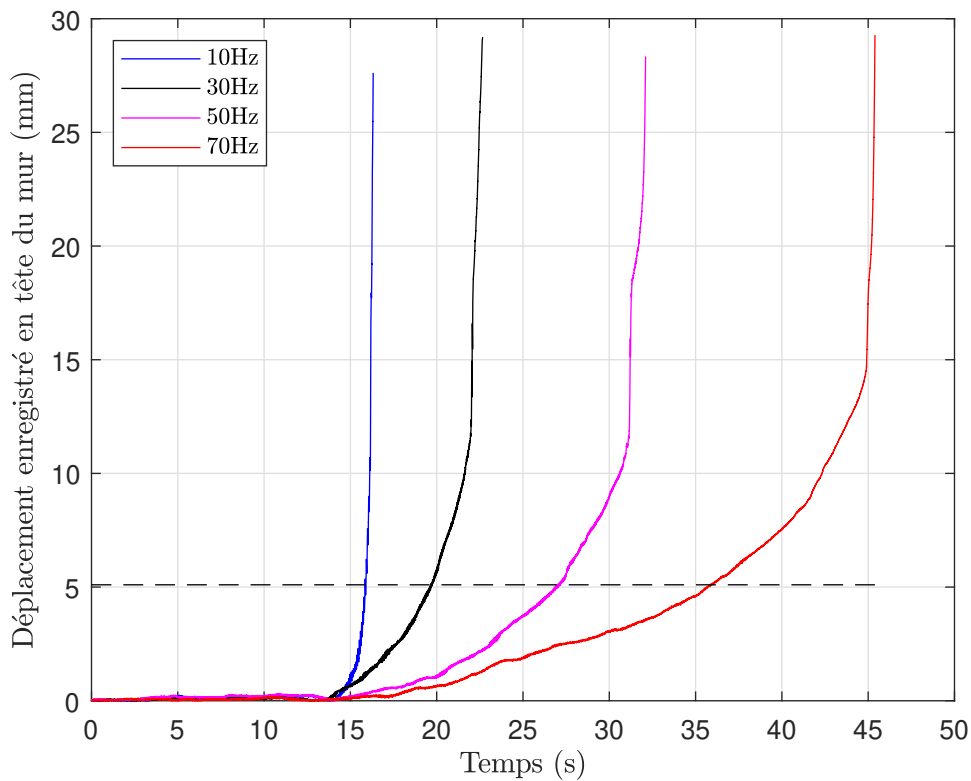


FIGURE 3.41 – Influence de la fréquence sur l'évolution temporelle du déplacement du mur ($H = 9,1\text{cm}$). Plus la fréquence augmente, plus les déplacements sont importants.

Sur cette même figure, on ajoute les seuils de déplacements correspondants à 5% et à 10% de la hauteur du mur. On remarque que si le seuil de 5% permet intuitivement de définir la rupture du mur soumis à des vibrations de fréquence $f = 10\text{Hz}$, celui-ci ne garantit pas que le mur soumis à des vibrations de fréquence $f = 70\text{Hz}$ soit effectivement à la rupture. Il semblerait en effet, que pour les murs soumis à des hautes fréquences, le critère 5% soit trop pénalisant. A titre d'exemple, l'écart relatif entre les accélérations de rupture définies pour un seuil de 5% (droite en tirets) ou pour un seuil de 10% (droite en pointillés) est de 1,4% pour les essais à 10Hz et de 19,3% pour les essais à 70Hz. Étant plus critique, le seuil de 5% sera conservé pour tous les tests suivants comme indicateur d'une possible rupture.

3.3.3.4 Influence de l'enveloppe du signal

Dans cette dernière section, des études succinctes de l'enveloppe du signal sont présentées. Dans un premier temps, la vitesse d'augmentation de l'amplitude de l'accélération au cours d'un essai est étudiée (Figure 3.43). Pour un mur de hauteur $H = 79\text{mm}$, deux essais ont été conduits en prenant une accélération qui augmente deux fois et quatre fois plus vite par rapport à ce qui a été fait précédemment. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.11. Plus l'accélération augmente rapidement, c'est-à-dire plus le temps mis pour atteindre une amplitude donnée diminue, plus le mur résiste à des amplitudes importantes. Autrement dit, la résistance d'un mur de soutènement à des sollicitations dynamiques est aussi liée à une notion de cumul des cycles dynamiques et décroît avec l'augmentation du temps de sollicitation.

Par la suite, deux tests ont été conduits sur des murs de mêmes dimensions ($H = 79\text{mm}$ et $B = 34\text{mm}$) sollicités par un signal constant en amplitude et en fréquence jusqu'à la rupture. La fréquence est prise égale à $f = 10\text{Hz}$ et l'amplitude des signaux est prise inférieure à l'accélération

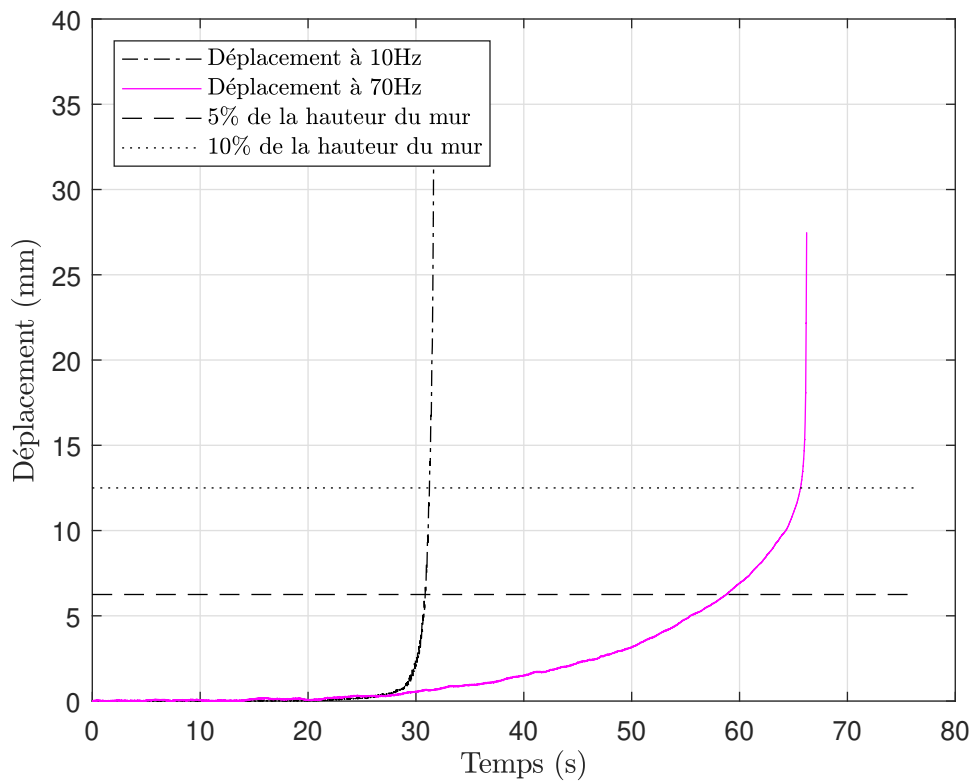


FIGURE 3.42 – Influence de la fréquence sur les déplacements du mur ($H = 12,5\text{cm}$), notamment comparée aux seuils définissant la rupture expérimentale des murs.

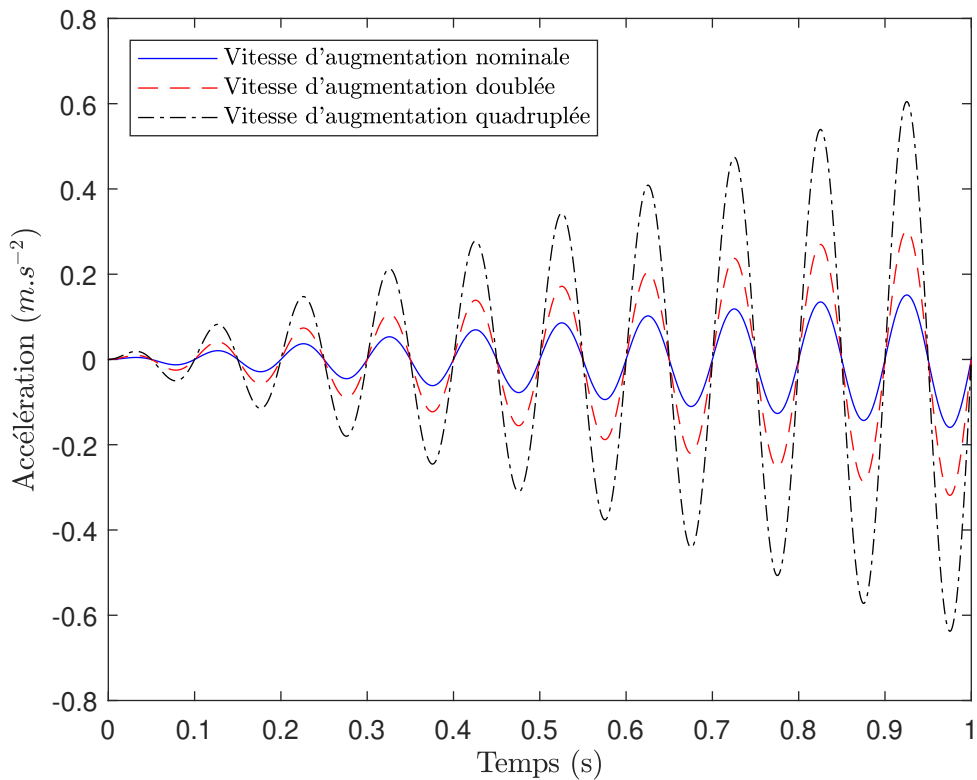


FIGURE 3.43 – Signal d'entrée en accélération avec plusieurs vitesses d'augmentation de l'amplitude.

TABLEAU 3.11 – Influence de la vitesse d’augmentation de l’accélération au cours d’un essai sur un mur de hauteur $H = 79\text{mm}$ et de largeur $B = 34\text{mm}$.

	Cas nominal (1g en 60s)	Rampe deux fois plus forte	Rampe quatre fois plus forte
Accélération de rupture (m.s^{-2})	3,32 (moyenne)	3,84	4,07
Temps de rupture (s)	24,5	16,2	11,1

de rupture ($3,32\text{m.s}^{-2}$). Les amplitudes fixes des deux tests sont respectivement $Acc = 3,0\text{m.s}^{-2}$ et $Acc = 2,5\text{m.s}^{-2}$. On relève les moments de rupture pour les deux tests que l’on reporte dans le *Tableau 3.12*. On utilise les trois durées t_0 , t_1 et t_2 qui sont définies par :

t_0 : Durée de l’enregistrement.

t_1 : Durée pendant laquelle des vibrations non nulles sollicitent la maquette ¹⁸.

t_2 : Durée de vibration avant rupture après l’atteinte par la table vibrante de la consigne d’entrée. Elle peut être à rapprocher de la phase forte d’un séisme.

Ces résultats montrent l’importance de la prise en compte de la durée d’un signal sismique et pas uniquement de son amplitude et de sa fréquence vibratoire, ce qui se rapproche de ce qui a été trouvé pour les murs de soutènement classiques [NEWMARK, 1965; RICHARDS JR et ELMS, 1979].

TABLEAU 3.12 – Effet d’un signal vibratoire d’amplitude constante sur la résistance d’un mur : deux amplitudes différentes étudiées.

	Amplitude fixe des vibrations (m.s^{-2})	t_0 (s)	t_1 (s)	t_2 (s)
Test 1	3,0	11,5	5,5	0,5
Test 2	2,5	13,0	7,0	3,0

Pour finir, un mur de dimensions ($H = 91\text{mm}$ et $B = 34\text{mm}$) a été soumis à un signal non harmonique, de type bruit blanc de densité spectrale de $0,0007\text{G}^2.\text{Hz}^{-1}$ entre 3Hz et 100Hz, ce qui fait une amplitude moyenne de $Acc = 2,56\text{m.s}^{-2}$. En gardant les mêmes conventions pour les temps t_0 , t_1 et t_2 , on trouve :

— $t_0 = 19,7\text{s}$

— $t_1 = 17,1\text{s}$

— $t_2 = 11,7\text{s}$

Ici, l’effet de durée du signal vibratoire se superpose à l’effet de la fréquence. Le mur résiste mieux à un bruit blanc qu’à un signal harmonique basse fréquence d’amplitude équivalente.

À retenir : Les essais présentés montrent que l’accélération de rupture des murs de soutènement décroît avec l’élancement du mur et la durée du signal. Le mode de rupture monolithique en renversement observé lors des essais pseudo-statiques est aussi observé lors des essais dynamiques. Le mode de rupture en glissement est ici non monolithique et donc difficilement observable. De plus, plus la fréquence de sollicitation est faible, plus la résistance du mur diminue. De même, plus une sollicitation est longue, plus la résistance du mur diminue.

18. Il y a toujours une phase d’environ 5s à faibles amplitudes de vibrations qui permet au logiciel de contrôle d’observer la réaction du système à la consigne.

3.4 Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, deux campagnes expérimentales ont été présentées. La première campagne a consisté en des tests pseudo-statiques sur des murs modèles de **MSPS** à échelle réduite soumis aux efforts provenant d'un remblai de sable. Placés sur un plan incliné, leur résistance a été évaluée en fonction de leur géométrie. Plus le mur est élancé, plus l'angle d'inclinaison de rupture est faible, donc moins il est résistant. De plus, on observe que les murs peu élancés rompent préférentiellement en glissement alors que les murs très élancés rompent en renversement. Ces deux ruptures sont totalement monolithiques. Ces essais ont aussi permis de voir que l'élancement est la principale propriété géométrique explicative de la résistance pseudo-statique d'un mur de soutènement. Enfin, la rupture en renversement a été trouvée fortement impactée par l'assemblage utilisé et notamment la présence ou non de boutisses, blocs disposés avec leur grand côté dans l'épaisseur du mur.

Dans un second temps, des essais dynamiques sur table vibrante ont été présentés. Ils permettent de compléter les essais pseudo-statiques afin de comprendre quels sont les paramètres dynamiques ayant une influence sur la résistance des **MSPS** aux séismes. On observe de même que la résistance d'un mur de soutènement à joints secs est liée à l'élancement du mur, mais aussi à la fréquence du signal vibratoire et à la durée du signal, données absentes de l'étude pseudo-statique. Plus l'élancement est faible, plus le mur est résistant; plus la fréquence est élevée, plus le mur est résistant et naturellement, plus la durée des vibrations est longue, moins le mur est résistant.

Chapitre 4

Modélisations numériques pseudo-statique et dynamique du comportement sismique des murs de soutènement à joints secs

Résumé du chapitre :

Dans ce chapitre, une méthode numérique **DEM** en déformation plane est présentée. Elle a pour but de simuler les expériences du *Chapitre 3* et d'en déduire des informations sur la résistance sismique des **MSPS** réels. Dans un premier temps, le modèle numérique est utilisé pour simuler les essais pseudo-statiques réalisés. La méthodologie numérique calcule l'angle d'inclinaison de rupture basé sur une pondération de la résistance de différentes sections du mur en lien les unes avec les autres. Cette méthodologie se trouve validée de par les résultats numériques trouvés en accord avec les essais expérimentaux. Les essais numériques ont aussi permis de valider les modes de rupture principaux des murs expérimentaux (glissement et renversement). Ils ont aussi permis de retrouver des cas de ruptures singulières observées expérimentalement avec notamment une rupture mixte glissement-renversement. Enfin, les simulations numériques pseudo-statiques ont réussi à souligner l'importance des boutisses dans un mur de soutènement à joints secs et donc d'un **MSPS**. Seules quelques boutisses placées à intervalles réguliers suffisent à augmenter significativement la résistance du mur.

Dans un second temps, les modélisations numériques dynamiques, bien que ne permettant pas de retrouver exactement les résultats expérimentaux des essais sur table vibrante, ont permis de mettre en évidence que la résistance au séisme d'un **MSPS** construit en France métropolitaine issue d'un calcul dynamique est toujours au moins 50% supérieure à celle issue d'un calcul pseudo-statique.

Sommaire

4.1	Introduction	119
4.2	Le code UDEC	119
4.3	Modèle numérique pseudo-statique	120
4.3.1	Description du modèle	120
4.3.1.1	Choix généraux de la modélisation	120
4.3.1.2	Paramètres du modèle de mur de soutènement	121
4.3.1.3	Procédure suivie	123
4.3.1.4	Calage des paramètres numériques	124
4.3.2	Simulation des expériences pseudo-statiques du <i>Chapitre 3</i>	126
4.3.2.1	Elancement variable	126
4.3.2.2	Elancement H/B constant	129
4.3.3	Importance des boutisses	132
4.3.4	Conclusions des simulations pseudo-statiques	134
4.4	Modélisation numérique dynamique	135
4.4.1	Objectifs de la modélisation	135
4.4.2	Modélisation numérique générale choisie	135
4.4.3	Modélisation des expériences dynamiques sur maquette réduite	138
4.4.3.1	Paramètres de la modélisation	138
4.4.3.2	Simulations préliminaires	141
4.4.3.3	Validation du modèle numérique	142
4.4.4	Modélisation d'un MSPS réel	144
4.4.4.1	Paramètres de la modélisation	144
4.4.4.2	Cas test particulier	148
4.4.4.3	Influence de la géométrie du système	150
4.4.4.4	Influence du signal dynamique	151
4.4.4.5	Modélisation plus réaliste du signal sismique	154
4.4.4.6	Limites de l'étude numérique effectuée	156
4.5	Conclusion du chapitre	157

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, un outil numérique, **UDEC**, basé sur la méthode aux éléments discrets (**DEM**) est utilisé pour modéliser les expériences présentées précédemment (*Chapitre 3*).

Le premier objectif de ces modélisations est de valider l'outil numérique sur la base de ces expériences. Ensuite, **UDEC** est utilisé dans un contexte pseudo-statique pour quantifier l'influence de l'assemblage sur la résistance d'un **MSPS**. Enfin, le comportement de **MSPS** soumis à des signaux harmoniques dynamiques, modèles de signaux sismiques sera étudié pour être ensuite comparé à celui obtenu par une approche pseudo-statique.

Dans un premier temps, on présente la méthode numérique utilisée. Puis on détaille l'étude pseudo-statique, basée sur les essais pseudo-statiques du *Chapitre 3, Section 3.2*. Enfin, l'étude numérique dynamique basée sur les essais dynamiques (*Chapitre 3, Section 3.3*) est présentée.

4.2 Le code UDEC

UDEC est un outil **DEM** en déformation plane, qui permet l'étude de blocs rigides ou déformables en interaction. Les blocs sont délimités par des segments et/ou des arcs de cercles et leurs coins possèdent un arrondi, plus ou moins marqué (*Figure 4.1*). Les blocs déformables sont divisés en mailles comme dans un logiciel de calcul par éléments finis, dont les nœuds peuvent se déplacer générant ainsi de la déformation. Un contact existe et est détecté entre deux blocs si leurs

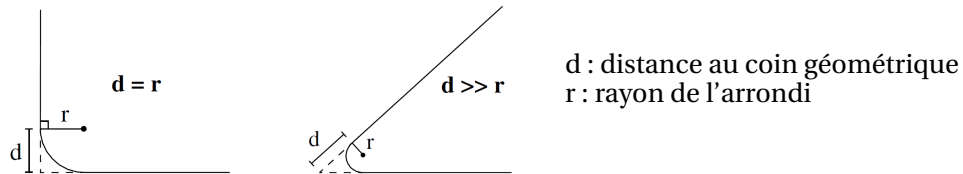


FIGURE 4.1 – Arrondi présent au niveau des coins des blocs dans **UDEC** [ITASCA, 2011]. La distance d est variable pour créer plus ou moins de congé.

contours géométriques se touchent¹. Dans le cas de blocs déformables, le contact est ensuite divisé en sous-contacts qui s'activent et se désactivent au fil du mouvement relatif des deux blocs. Cette division se fait sur la base des nœuds de calculs du maillage des éléments déformables en contact : plus il y a de nœuds de calculs, plus il y aura de sous-contacts. Au niveau du sous-contact, les blocs peuvent se chevaucher : cette interpénétration (u_n et u_s) déterminera la valeur de l'effort qui transite au niveau de ce contact (*Figure 4.2* et *Équation 4.4*). L'outil numérique résout ensuite les équations du mouvement pour chaque point de calcul (les nœuds du maillage pour les blocs déformables et les centres des blocs pour les blocs rigides) pour déterminer l'accélération \ddot{x} de chaque corps. Ensuite, l'accélération \ddot{x} est transformée en vitesse \dot{x} puis en déplacement x en suivant le schéma de différences finies centrées suivant :

$$\dot{x}^{t+\frac{\Delta t}{2}} = \dot{x}^{t-\frac{\Delta t}{2}} + \ddot{x} \times \Delta t \quad (4.1)$$

$$x^{t+\Delta t} = x^t + \dot{x}^{t+\frac{\Delta t}{2}} \times \Delta t \quad (4.2)$$

avec Δt le pas de temps de calcul, choisi suffisamment petit pour ne pas masquer des phénomènes. Pour les blocs déformables, maillés en différentes zones associées à des nœuds de calculs, à cela s'ajoute le calcul de la déformation des éléments ϵ puis de leurs contraintes σ via la loi de comportement pour aboutir aux forces appliquées aux nœuds qui serviront à déterminer l'accélération \ddot{x} des nœuds au pas de temps suivant et ainsi de suite.

1. Dans le cas d'un coin, c'est bien le contour avec l'arrondi qui est considéré ici et non le coin fictif en pointillé sur la *Figure 4.1*.

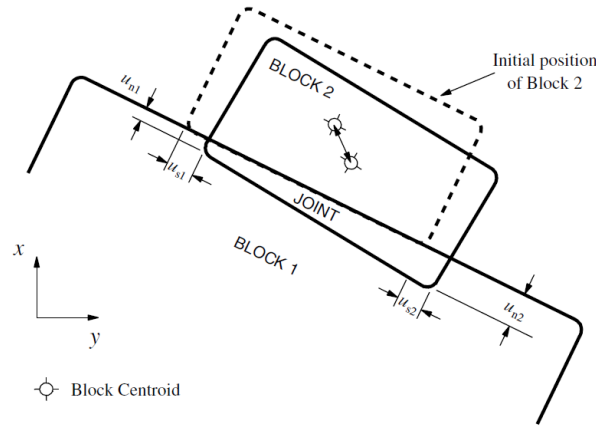


FIGURE 4.2 – Interpénétration (exagérée) de deux blocs rigides en contact. Les valeurs des déplacements u_n et u_s déterminent les efforts de contact [ITASCA, 2011].

Au niveau des contacts, à chaque étape de calcul, les incréments de déplacements relatifs Δu_n et Δu_s sont transformés en incréments d'efforts ΔF_n et ΔF_s via les équations :

$$\Delta F_n = k_n \times A_c \times \Delta u_n \quad (4.3)$$

$$\Delta F_s = k_s \times A_c \times \Delta u_s \quad (4.4)$$

avec Δu_n et Δu_s les interpénétrations (itératives) normale et tangentielle; A_c l'aire de contact et k_n et k_s les rigidités normale et tangentielle du contact. Ces rigidités doivent être assez élevées de manière à ce que l'interpénétration reste limitée. Cependant, dans certain cas, ce chevauchement peut représenter des phénomènes réels tel que le matage du contact.

Les efforts totaux sont donnés par :

$$F_n^{t+\Delta t} = F_n^t + \Delta F_n \quad (4.5)$$

$$F_s^{t+\Delta t} = \vec{F}_s^t + \Delta F_s \quad (4.6)$$

4.3 Modèle numérique pseudo-statique

4.3.1 Description du modèle

4.3.1.1 Choix généraux de la modélisation

Pour modéliser les murs expérimentaux du *Chapitre 3, Section 3.2* sous UDEC, des blocs déformables ont été utilisés. Les briques ont été modélisées chacune comme un bloc déformable purement élastique (résistance infinie) et le remblai comme un unique bloc déformable suivant un comportement élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb. Des mailles quadrangulaires, qui améliorent le calcul des déformations plastiques, sont utilisées pour créer les éléments dans le bloc de remblai². Pour limiter le temps de calcul, la taille des mailles décroît au fur et à mesure que l'on s'éloigne du mur (*Figure 4.3*). Pour faire cela dans UDEC, plusieurs blocs de remblai sont d'abord créés puis collés ensemble. Pour assurer une bonne transmission de l'information entre ces différents blocs de remblai, il faut que :

1. Les nœuds de calcul du bloc grossièrement maillé soient en contact avec des nœuds du bloc plus finement maillé.
2. Les rigidités du joint (k_n et k_s) soient suffisamment importantes. Il est conseillé qu'elles respectent le critère suivant :

$$k_n = k_s > 10 \times \frac{K + \frac{4}{3} \times G}{\Delta z_{\min}} \quad (4.7)$$

2. Une étude comparative de différents types de maille est présentée en *Annexe B.2.1*.

avec, K et G les modules d'élasticité et de cisaillement du matériau, ici du sable, et Δz_{\min} la taille du plus petit élément en contact au niveau de l'interface.

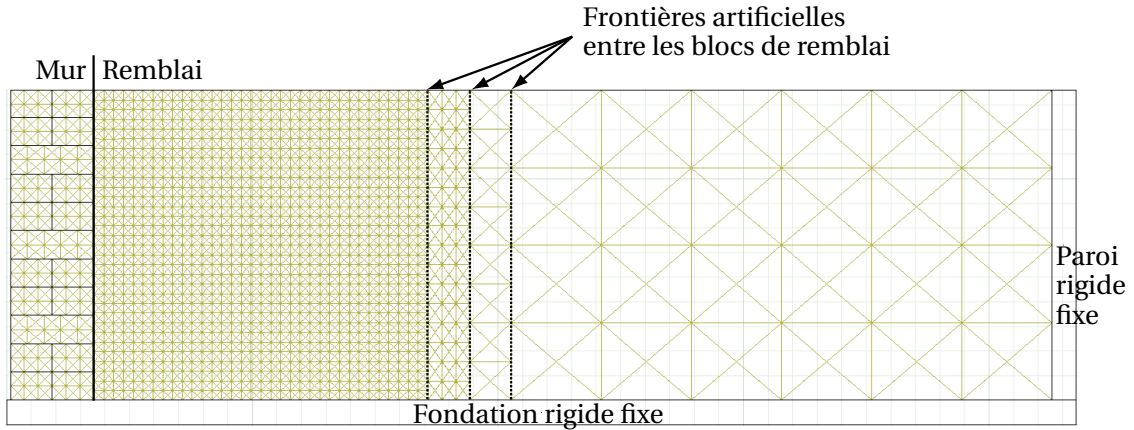


FIGURE 4.3 – Modélisation des murs de soutènement pour les simulations numériques pseudo-statiques sous UDEC. La taille des mailles du remblai augmente avec la distance du mur.

Dans le modèle choisi, la taille des mailles est divisée par deux à chaque interface dans le remblai et la rigidité est prise égale à la valeur limite conseillée par l'Équation 4.7. Par ailleurs, le nombre optimal de maille dans le remblai a été identifié dans la Section 4.3.1.4 suivante.

Au cours des simulations, il a été vérifié que les éléments de remblai en rupture (ceux qui plastifiaient) étaient bien tous compris dans le premier bloc de remblai, celui le plus finement maillé et en contact avec le mur.

Les modèles DEM utilisés pour l'étude du comportement de sols naturels ont l'habitude de définir des joints de fracture dans le milieu, souvent issus de l'histoire géologique et des éventuelles failles naturelles du site. Ces joints correspondent à des zones préférentielles de ruptures. Une étude paramétrique utilisant des séries de joints inclinés est présentée en Annexe B.2.1. Celle-ci montre que malgré des lignes de rupture préférentielles inclinées selon différents angles, les résultats des simulations ne sont pas impactés de manière significative.

Les interfaces (entre les briques, entre le remblai et les briques et entre le remblai et le support inférieur) suivent toutes des lois de comportement élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb : on calcule les efforts d'interface de manière incrémentale en suivant l'Équation 4.4. Une fois que l'on a obtenu les nouveaux efforts de contact, le critère de plasticité de Mohr-Coulomb ajoute une condition en limitant l'effort de cisaillement total F_s , en valeur absolue, par :

$$F_{s,\max} = C' \times A_c + F_n \times \tan(\varphi') \quad (4.8)$$

avec C' et φ' la cohésion et l'angle de frottement du contact. Si $|F_s^t + \Delta F_s| \geq F_{s,\max}$ alors, il y a glissement le long du contact et la nouvelle valeur de la force de cisaillement au contact est donnée par :

$$F_s^{t+\Delta t} = \text{sign}(F_s^t) \times F_{s,\max} \quad (4.9)$$

4.3.1.2 Paramètres du modèle de mur de soutènement

La plupart des paramètres matériaux utilisés pour ces simulations numériques sont issus du Chapitre 3, Section 3.2. Le Tableau 4.1 regroupe les propriétés volumiques des blocs et le Tableau 4.2 les propriétés des joints. Les propriétés appliquées sur les blocs représentant les briques correspondent aux propriétés moyennées du mur³. Les propriétés élastiques du remblai sont tirées

3. On utilise ici des propriétés moyennées (pour le mur, comme pour le remblai) puisque plus accessibles que les données locales. La faible taille des mailles utilisées permettraient d'utiliser des données locales associées à une va-

d'une étude numérique similaire [QUEZADA et collab., 2016] (même sable, même densité, même confinement, mêmes briques)⁴. En utilisant la formule de BIAREZ et HICHER [1994] (Équation 4.10 avec e l'indice des vides), validée seulement jusqu'à un confinement minimal de $p' = 100\text{kPa}$, QUEZADA et collab. [2016] trouvent un module d'Young de $E = 10\text{MPa}$.

$$E(\text{en MPa}) = \frac{450}{e} * \sqrt{p'(\text{en MPa})} \quad (4.10)$$

La formule de BIAREZ et HICHER [1994] étant fortement extrapolée depuis son domaine de validité, QUEZADA et collab. [2016] avaient utilisé, pour comparaison, d'autres valeurs de module d'Young (5MPa et 15MPa), ne relevant pas d'influence significative sur les résultats. Ceci était attendu puisque le comportement statique et pseudo-statique d'un mur de soutènement est essentiellement piloté par la résistance des matériaux (remblai, joints) et non par leur déformabilité. Cette hypothèse est par ailleurs vérifiée dans notre cas d'étude en Annexe B.2.2. Ainsi, le choix des propriétés élastiques peut être fait avec une certaine latitude, sans étude expérimentale préalable.

TABLEAU 4.1 – Propriétés volumiques des matériaux.

	Blocs du mur	Remblai
Masse volumique (kg.m^{-3})	1470	1340
Poids volumique (kN.m^{-3})	14,2	13,1
Module d'Young E (GPa)	1	0,01
Coefficient de Poisson ν	0,2	0,3
Module d'élasticité isostatique K (GPa)	0,556	0,0083
Module de cisaillement G (GPa)	0,417	0,0038
Paramètres de la loi de Mohr-Coulomb		
Frottement ($^\circ$)	-	32
Cohésion (kPa)	-	0
Dilatance ($^\circ$)	-	0

TABLEAU 4.2 – Propriétés des joints entre les matériaux.

	Contact Brique-Brique	Contact Remblai-Brique	Contact Remblai-Remblai
Frottement ($^\circ$)	32	22,7	32
Cohésion (kPa)	0	0	0
Dilatance ($^\circ$)	0	0	0
Rigidité normale (Pa.m^{-1})	5×10^{12}	10^{11}	10^{11}
Rigidité tangentielle (Pa.m^{-1})	5×10^{12}	10^{11}	10^{11}

Les lois de comportement des joints et du remblai possèdent une cohésion C' nulle puisque les matériaux en jeu sont secs et/ou purement frottants.

Qualitativement, aucune dilatance n'avait été relevée au cours des essais. De plus, une étude présentée en Annexe B.2.3 montre que l'influence de la dilatance est faible sur les résultats de la simulation. Ainsi, la dilatance dans les joints et le remblai a été considérée nulle pour les simulations numériques présentées ici.

riabilité réelle. Néanmoins, les simulations numériques menées par OETOMO [2014] montrent que l'utilisation de propriétés moyennées suffit pour retrouver des résultats expérimentaux. Le coût supplémentaire d'une telle opération de raffinement n'est donc pas pertinent ici.

4. Un coefficient de Poisson de $\nu = 0,2$ pour le mur est cohérent avec l'étude de OSOULI et ZAMIRAN [2017]. De même le coefficient de Poisson du remblai $\nu = 0,3$ considéré ici est proche de celui qu'ils ont utilisé ($\nu = 0,28$) pour leurs simulations.

Les rigidités des joints sont toutes définies suivant l'Équation 4.7. Ce choix est cohérent avec la littérature pour des modélisations numériques similaires : l'Équation 4.7 a notamment été utilisée par MARINO et collab. [2017] et ZAMIRAN et OSOULI [2018] pour des ouvrages géotechniques. De plus, ZHANG et collab. [2017b] ont utilisé des valeurs de l'ordre de $k_n = k_s = 5 \times 10^{14} \text{ Pa.m}^{-1}$, pour modéliser des ouvrages en maçonnerie. Ces valeurs sont plus élevées que celles utilisées pour la modélisation des contacts entre les blocs de MSPS réels [HARKNESS et collab., 2000; POWRIE et collab., 2002; CLAXTON et collab., 2005; OETOMO, 2014], blocs qui possèdent une rugosité très développée qui est plus déformable et fait donc diminuer la rigidité des joints. On peut noter que lorsque l'on considère des systèmes où la déformation des éléments et des joints a une réalité physique, les rigidités normales et tangentielles peuvent et doivent souvent être prises différentes l'une de l'autre [POWRIE et collab., 2002; CLAXTON et collab., 2005; LOURENÇO et collab., 2007].

Pour le cas spécifique de l'interface entre le remblai et le mur, le frottement a été évalué au cours de la campagne expérimentale présentée dans le Chapitre 3, Section 3.2 et est pris égal à $\delta = 22,7^\circ$. La rigidité de ce contact, parce qu'elle mêle deux matériaux distincts, suit toujours la valeur donnée par l'Équation 4.7 mais en considérant les propriétés élastiques du matériau le plus déformable, ici le remblai.

4.3.1.3 Procédure suivie

La méthodologie des simulations numériques est présentée ci-après : un exemple de script, écrit pour UDEC 5.0, est donné en Annexe B.4.1.

1. Le mur, les briques et le remblai sont construits. Un premier bloc englobant tout le modèle numérique est défini par ses sommets extérieurs et chaque bloc (brique ou remblai) est construit par découpage de ce premier bloc. Le découpage des briques est automatisé pour plus de rapidité. Les briques du premier lit fixé ne sont pas représentées dans le modèle, puisque n'intervenant pas dans l'expérience. C'est aussi à ce moment que l'on crée des interfaces collées dans le remblai entre les différentes parties qui seront ensuite maillées plus ou moins finement.
2. Les blocs sont ensuite maillés séparément en fonction du raffinement choisi pour chaque élément discret. Les supports du modèle numérique (partie inférieure et partie à droite) ne sont pas maillés : ils seront donc rigides, par défaut. On obtient ainsi le modèle numérique présenté sur la Figure 4.3.
3. Les propriétés définies dans la section précédente sont appliquées aux blocs correspondants. C'est à ce moment que l'on spécifie la loi de comportement des éléments déformables (élastique, Mohr-Coulomb). Les blocs rigides ne requièrent qu'une information sur leur masse.
4. Les propriétés des joints sont assignées à tous les contacts existants en fonction des blocs qu'ils relient. On précise aussi leur modèle de comportement à cette étape (ici loi de Mohr-Coulomb pour tous les joints).
5. Ensuite, on désactive le remblai pour trouver l'équilibre du mur seul vis-à-vis de la gravité. L'équilibre est atteint lorsque le ratio des forces non équilibrées, r_u , est suffisamment faible : $r_u < 10^{-5}$. Pour accélérer la simulation et pour prendre en compte les effets d'amortissement non pris en compte dans les calculs numériques, on ajoute un amortissement numérique $\xi = 5\%$ (auss appelé « local damping »). Cet amortissement réduit l'incrément de vitesse de chaque nœud de calcul $\Delta \dot{x}$, proportionnellement à la somme des forces non équilibrées, de manière à ce que la vitesse du nœud converge plus rapidement vers 0 (Équation 4.12). Ce type d'amortissement permet aussi de prendre en compte un effet de « mass-scaling », qui a pour but d'augmenter artificiellement la masse de certains points critiques, qui n'in-

fluencent pas le résultat de la simulation mais qui imposent un pas de temps faible.

$$r_u = \frac{\sum_{n\alpha\epsilon ud=1}^N |\sum_{i=1}^n F_i^{n\alpha\epsilon ud}(t)|}{\sum_{n\alpha\epsilon ud=1}^N \sum_{i=1}^n |F_i^{n\alpha\epsilon ud}(t)|} \quad (4.11)$$

$$\dot{x}^{t+\frac{\Delta t}{2}} = \dot{x}^{t-\frac{\Delta t}{2}} + \left(\sum F(t) - \xi \times \left| \sum F(t) \right| \times \text{sign}|\dot{x}^{t-\frac{\Delta t}{2}}| \right) \times \frac{\Delta t}{m} \quad (4.12)$$

6. Ensuite, on active le remblai pour obtenir l'équilibre du système complet vis-à-vis de la gravité, avec toujours la même condition d'arrêt : $r_u < 10^{-5}$.
7. Une fois le système mur-remblai stabilisé, la gravité est progressivement inclinée, par pas de $0,1^\circ$ jusqu'à la rupture du système. Pour chaque inclinaison ψ de la gravité, la stabilité du mur est vérifiée en suivant un critère en énergie cinétique similaire à celui utilisé par OETOMO [2014]⁵. Après chaque cycle de 3000 pas de calculs, l'énergie cinétique du mur est évaluée en décomposant la partie translation et rotation de chaque brique du mur (*Annexe B.4.1*). Si cinq évaluations consécutives de l'énergie cinétique donnent $E_c < E_{c\min}$, le mur est déclaré stable et la gravité est inclinée de $0,1^\circ$ supplémentaire. 200 évaluations non consécutives (une évaluation étant faite tous les 3000 pas de calculs) donnant $E_c > E_{c\max}$ ont été trouvées pertinentes pour caractériser la rupture du mur. La simulation est alors arrêtée.
8. Enfin, on relève l'énergie cinétique du mur à la rupture ainsi que son inclinaison de rupture ψ_{rupt} . Une visualisation des blocs permet d'analyser le type de rupture impliqué dans la chute du mur. De plus, un module de calcul a été construit pour séparer les énergies de translation et de rotation du mur sur la base des énergies de translation et de rotation de chaque bloc et ainsi déterminer le mode de rupture. Malgré des hypothèses qui ont dû être posées, notamment pour l'estimation du point de rotation du mur, les données retournées correspondent bien aux observations faites au moment de la rupture.

Pour finir, la plupart des simulations ont duré moins de deux heures mais quelques-unes plus de vingt-quatre heures.

4.3.1.4 Calage des paramètres numériques

La procédure numérique décrite ci-dessus requière trois étapes avant de pouvoir être utilisée pour simuler les expériences pseudo-statiques du *Chapitre 3, Section 3.2*. Il s'agit d'abord de trouver quels sont les seuils d'énergie cinétique caractérisant la stabilité et l'instabilité du mur de soutènement ($E_{c\min}$ et $E_{c\max}$). Puis, il faut définir la taille des mailles utilisées pour le remblai (et pour les briques). À ces deux éléments s'ajoute un dernier point concernant le choix d'une section représentative de mur à implémenter dans l'outil DEM de déformation plane.

Les seuils d'énergie $E_{c, \min}$ et $E_{c, \max}$ ont été calibrés par une méthode d'essai-erreur pour un mur type de dimensions $H = 7,9\text{cm}$ et $B = 3,4\text{cm}$. Dans ce cas, des valeurs égales à $E_{c\min} = 10^{-12}\text{J}$ et $E_{c\max} = 10^{-10}\text{J}$ ont été respectivement trouvées pertinentes pour définir un mur stable et un mur proche de la rupture. L'*Annexe B.1* présente un développement mathématique simplifié pour transférer les valeurs seuils identifiées pour le mur type ($H = H_C = 7,9\text{cm}$ et $B = B_C = 3,4\text{cm}$) à d'autres géométries. Cela donne :

$$E_{c\min}(H, B) = E_{c\min}(H_C, B_C) * \frac{H * B}{H_C * B_C} \quad (4.13)$$

$$E_{c\max}(H, B) = E_{c\max}(H_C, B_C) * \frac{H * B}{H_C * B_C} \quad (4.14)$$

Cette calibration devra néanmoins être refaite lorsque les caractéristiques géométriques du système sol-mur seront très différentes de celles du système étudié ici.

5. En fait, on ne choisit plus le ratio r_u des forces non équilibrées car il ne permet pas un calcul exclusif pour évaluer la stabilité du mur seul.

Maillage du système Dans ce paragraphe, il s’agit de déterminer la taille optimale des mailles, notamment du remblai. En effet, de trop grandes mailles peuvent empêcher une représentation correcte des phénomènes. À l’inverse, si de petites mailles permettent effectivement de retrouver les phénomènes réels, prendre une taille excessivement faible augmentera fortement les temps de calcul, par au moins le carré du raffinement. Un ajustement entre ces deux extrêmes est donc nécessaire.

Sur un mur type (de hauteur $H = 7,9\text{cm}$ et de largeur $B = 3,4\text{cm}$), l’influence de la taille des mailles du remblai sur l’angle d’inclinaison à la rupture du mur a été étudié. Sur la *Figure 4.4*, on trace l’angle d’inclinaison en fonction du nombre de mailles dans le bloc de remblai directement en contact avec le mur. Les autres blocs de remblai ont des tailles de mailles multipliées par deux à chaque interface fictive (*Section 4.3.1.1*) ; la taille des mailles des briques est aussi proportionnelle à celle des mailles du remblai. Après une décroissance notable de l’angle de rupture Ψ_{rupt} pour

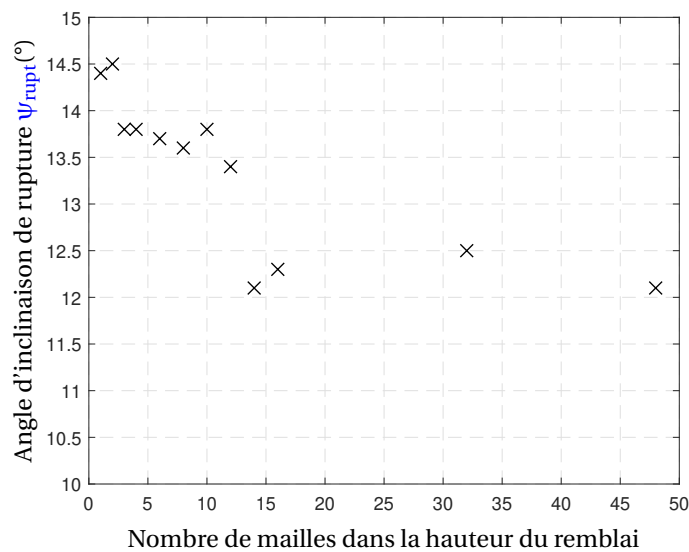


FIGURE 4.4 – Influence du nombre de mailles dans la hauteur du remblai sur l’angle d’inclinaison de rupture Ψ_{rupt} d’un mur de soutènement type.

des nombres de mailles inférieures à quatorze, l’angle d’inclinaison de rupture se stabilise autour de $12,3^\circ$. On choisit donc seize mailles dans la hauteur du remblai ; la taille des mailles est donc de $7,9/16 = 0,5\text{cm}$. C’est cette dernière valeur qui a été considérée comme valeur maximale pour la taille des mailles pour les autres simulations, impliquant des hauteurs de mur différentes, donc des nombres de mailles différents. Avec cette taille de maille, chaque brique, maillée en au moins huit éléments, est en contact avec au moins deux nœuds du remblai. Ce ratio peut être considéré légèrement faible mais semble suffisant pour les simulations statiques en jeu ici (*Figure 4.4*).

Choix d’une section représentative Vu les briques régulières utilisés pour les expériences pseudo-statiques (*Figure 3.7*), l’avantage de la modélisation sous UDEC est qu’aucune approximation n’est faite au niveau de la géométrie des blocs parallélépipédiques. Néanmoins, l’expérience montre que ces assemblages réguliers posent la question du choix de la section représentative, ce qui n’est pas le cas des murs réels où l’aléa en lien avec la taille et le positionnement des blocs crée un effet de moyenne dans l’assemblage final qui n’existe pas ici.

Pour les murs de largeurs $B = 3,4\text{cm}$, quatre sections différentes ont été identifiées dans la longueur du mur, les trois premières étant équiproportionnellement représentées dans le mur et la quatrième correspondant aux deux extrémités du mur. Celles-ci sont représentées sur la *Figure*

4.5: les trois premiers lits sont uniquement affichés, les suivants étant une répétition des premiers.

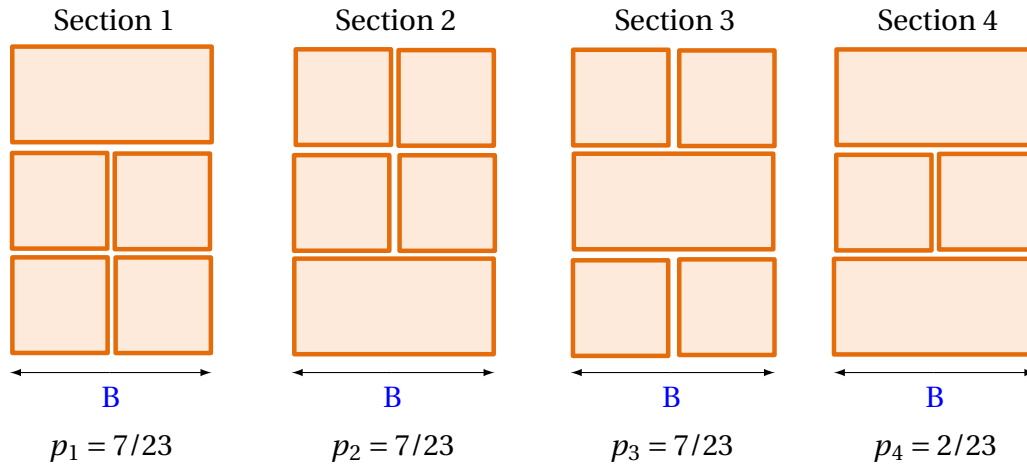


FIGURE 4.5 – Quatre différentes sections identifiées dans la longueur d'un mur de largeur $B = 3,4\text{cm}$. Les trois premières sont équiproportionnellement représentées tandis que la dernière est celle présente aux deux bords du mur.

Dans un premier temps, deux simulations ont été faites sur un même mur ($H = 7,9\text{cm}$ et $B = 3,4\text{cm}$), pour déterminer son angle d'inclinaison de rupture. La première simulation utilisait la section 1 et la seconde la section 2. Les angles d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} respectifs obtenus sont : $\psi_{\text{rupt},1} = 12,3^\circ$ et $\psi_{\text{rupt},2} = 14,4^\circ$. Les différences sont suffisamment importantes pour prendre en compte l'influence de l'arrangement de la section du mur dans la modélisation⁶. Ainsi, on propose ici une méthodologie pour calculer l'angle d'inclinaison de rupture du système ψ_{rupt} . On effectue une simulation pour chacune des différentes sections identifiées et on calcule le résultat final par pondération des résultats, notés ψ_i , en fonction de l'occurrence de chaque section dans la longueur du mur, notée p_i (Équation 4.15).

$$\psi_{\text{rupt}} = \sum_{i=1}^N p_i \times \psi_i \quad (4.15)$$

Dans le cas des murs de largeur $B = 3,4\text{cm}$, cela donne :

$$\psi_{\text{rupt}} = \frac{7}{23} \times \psi_1 + \frac{7}{23} \times \psi_2 + \frac{7}{23} \times \psi_3 + \frac{2}{23} \times \psi_4 \quad (4.16)$$

Pour les murs de largeur $B = 5,1\text{cm}$, sept sections différentes ont été identifiées; quatre sections différentes pour les murs de largeur $B = 6,8\text{cm}$ et dix-huit pour les murs de largeur $B = 8,5\text{cm}$.

4.3.2 Simulation des expériences pseudo-statiques du Chapitre 3

Dans cette section, chaque mur expérimental est simulé numériquement en suivant la méthodologie présentée jusqu'ici. L'objectif est ainsi de valider la méthodologie employée et d'obtenir plus d'informations quant aux modes de rupture des murs : leur déclenchement et leur évolution au cours du temps.

4.3.2.1 Elancement variable

Dans un premier temps, tous les essais sur les murs de largeur $B = 3,4\text{cm}$ ont été simulés. Pour chacun des dix murs de hauteurs différentes, quatre simulations, utilisant les quatre sections

6. Les écarts obtenus entre différentes sections utilisées pouvaient atteindre jusqu'à $6,6^\circ$ dans le cas des murs de plus grandes largeurs.

différentes mentionnées plus haut, ont été effectuées pour retrouver l'angle d'inclinaison moyen. Les résultats sont tracés sur la *Figure 4.6* et comparés avec les données expérimentales. L'écart maximum est de $1,7^\circ$ (13% en relatif) et l'écart moyen est de $0,9^\circ$ (8% en relatif), ce qui reste faible. La méthodologie numérique est donc validée.

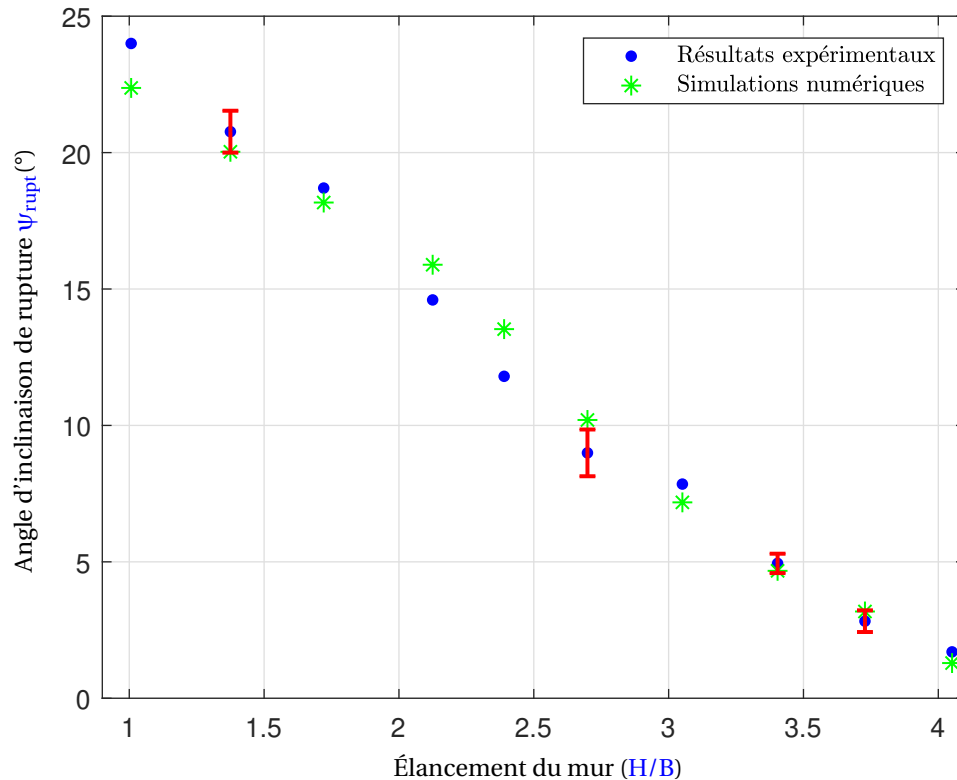


FIGURE 4.6 – Influence de l'élanement H/B sur l'angle de rupture ψ_{rupt} : comparaison entre les simulations numériques et les expériences pseudo-statiques.

La visualisation du modèle numérique du mur au moment de la rupture montre des schémas différents, en fonction de l'élanement H/B des murs : on retrouve les observations expérimentales. Les murs peu élancés tombent en suivant un mode de rupture en glissement (*Figure 4.7*). Dans ce cas, la globalité du mur mobile (excluant le lit fixe à la base du mur) se déplace à la même vitesse, ce qui avait été obtenu expérimentalement (*Figure 3.18a*).

Pour les murs plus élancés, la rupture se passe selon un mode de renversement (*Figure 4.8*). La partie supérieure du mur bascule, en ayant un champ de vitesse triangulaire, tandis que quelques briques restent quasiment immobiles à l'arrière du mur. La rupture observée sur la *Figure 4.8* est en accord avec les observations expérimentales qui montraient la présence de briques n'ayant peu ou pas bougé de leur position initiale au cours d'une rupture en renversement. À cela, on peut ajouter quatre remarques :

1. Les deux briques du mur qui ont une vitesse très faible n'ont pas une vitesse nulle. Ainsi, cela explique pourquoi au cours des expériences, il a quelque fois été observé que les blocs du second lit avaient bougé malgré une rupture en renversement évidente via l'enregistrement vidéo de l'essai.
2. La rupture en renversement pour les modélisations utilisant les sections n°2 et n°4 montrent que la rupture passe sous la boutisse : celle-ci bascule au cours de la rupture (*Figure 4.9*). Cela confirme les observations des expériences dynamiques : après une première phase de rotation, la boutisse repart en arrière pour revenir à sa position initiale. C'est pourquoi elle est présente lors de l'auscultation des ruptures en renversement.

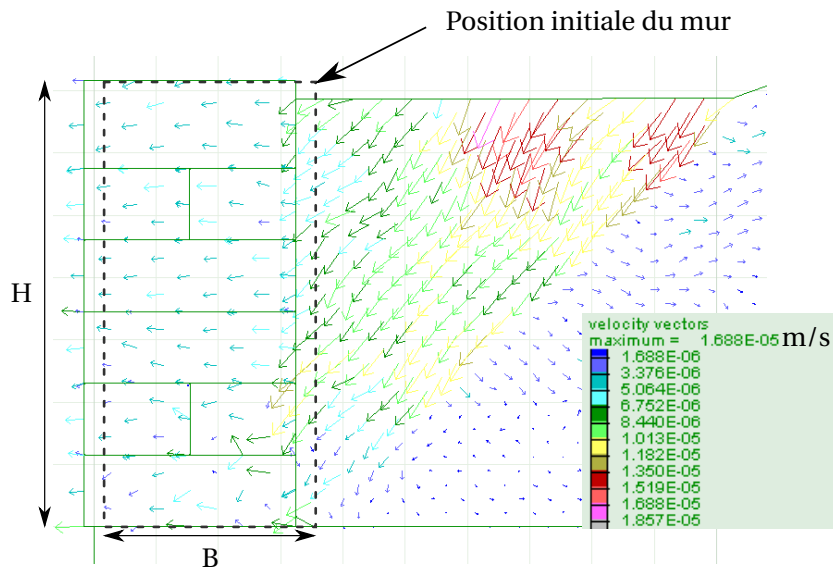


FIGURE 4.7 – Résultats de la simulation : mode de rupture en glissement. Mur de hauteur $H = 6,8\text{cm}$ et de largeur $B = 3,4\text{cm}$ avec la section n°4 (Figure 4.5).

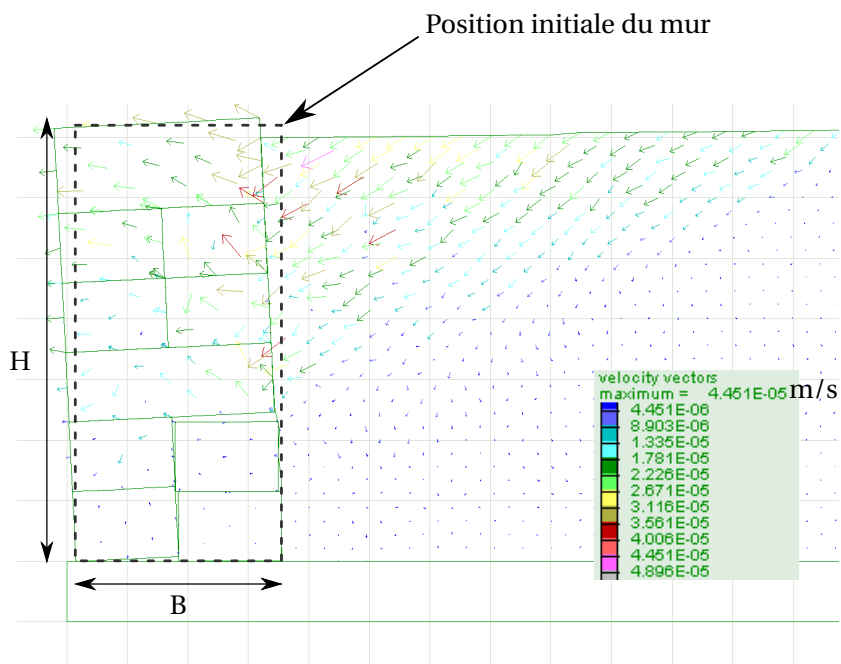


FIGURE 4.8 – Résultats de la simulation : mode de rupture en renversement. Mur de hauteur $H = 6,8\text{cm}$ et de largeur $B = 3,4\text{cm}$ avec la section n°1 (Figure 4.5).

3. Sur la *Figure 4.8*, deux blocs semblent stables alors que cela n'a été obtenu expérimentalement que très rarement. Souvent, seuls les blocs du parement amont du premier lit du mur sont restés stables lors des expériences. En fait, ce biais de visualisation vient du fait que la simulation numérique sous UDEC en déformation plane ne tient pas compte de l'imbrication des briques (ici des panneresses) entre elles. La brique du dessus est en fait entraînée par la rotation de la brique (en boutisse cette fois-ci) sur laquelle elle repose dans un autre plan (*Figure 4.9*).
4. Plus la ligne de rupture traversant le mur est inclinée, plus la résistance du mur en renversement est faible. Ce résultat est aussi retrouvé dans le cas des murs de plus grandes largeurs (*Section 4.3.2.2*) sur une plage de variation de cette inclinaison plus grande encore.

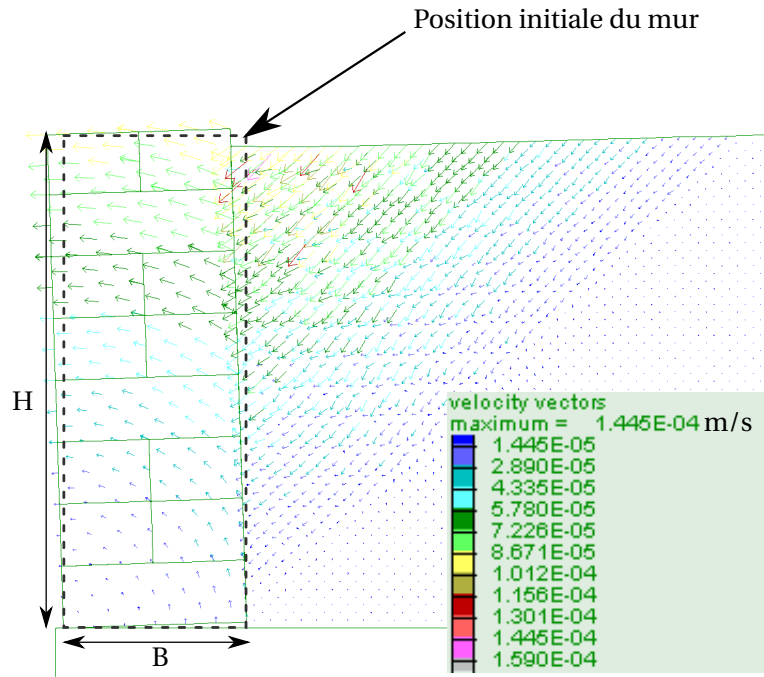


FIGURE 4.9 – Rupture numérique en renversement d'un mur. Celle-ci se produit sous la boutisse du premier lit (excluant le lit de fondation fixé). Les boutisses du premier lit, bien que présentes à l'auscultation des expériences, ont effectué un mouvement de rotation transitoire au cours de la rupture.

La transition entre les deux modes de rupture (glissement et renversement) s'opère pour les murs d'élanement $H/B_{crit} = 2, 1$. En effet, pour ce cas particulier, la simulation numérique utilisant la section n° 1 montre une rupture en renversement (*Figure 4.8*) alors que la simulation utilisant la section n°4 montre une rupture en glissement (*Figure 4.7*).

Enfin, on remarque que les angles d'inclinaison de rupture calculés à l'aide de l'Équation 4.15 sont très proches de l'angle d'inclinaison correspondant à la section n°3 de la *Figure 4.5*. Géométriquement, la section n°3 est aussi une moyenne des autres sections, notamment au niveau de la position de la première boutisse dans le mur. Elle peut donc être utilisée comme seul calcul de référence et ainsi éviter un grand nombre de calculs. Par ailleurs, dans le cas spécifique des murs rompant en glissement, les quatre simulations aboutissent au même résultat d'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} , puisque ni le poids, ni la surface de rupture ne sont modifiés en fonction des différentes sections.

4.3.2.2 Elancement H/B constant

Des simulations d'essais pseudo-statique impliquant les murs expérimentaux de largeur plus grande ($B = 5, 1\text{cm}$, $B = 6, 8\text{cm}$ et $B = 8, 5\text{cm}$) ont aussi été effectuées. Le *Tableau 4.3* résume les

angles d'inclinaison de rupture obtenus, en comparaison avec les résultats expérimentaux. Globalement, la simulation numérique est de nouveau trouvée en accord avec les résultats expérimentaux (écart moyen relatif de 12,3%). À élancement H/B fixé, les murs de soutènement semblent avoir la même résistance quelque soit la taille du système. Ce résultat est particulièrement intéressant dans la mesure où l'on souhaite appliquer les méthodes (analytiques et numériques) de calculs à des **MSPS** à échelle 1, alors qu'elles ont été validées principalement sur des essais à échelle réduite.

TABLEAU 4.3 – Comparaison des angles d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} obtenus par la simulation numérique et au cours des expériences pour des murs d'élancements H/B identiques.

Élancement (H/B)	Hauteur H	Largeur B	Ψ_{rupt} expérimental	Ψ_{rupt} numérique
2	7,2cm	3,4cm	14,6°	15,9°
	10,5cm	5,1cm	14,5°	14,7°
	13,6cm	6,8cm	15,5°	16,3°
	17,0cm	8,5cm	13,7°	13,9°
2,7	9,1cm	3,4cm	9,0°	10,2°
	13,8cm	5,1cm	8,0°	10,1°
	18,2cm	6,8cm	8,8°	8,6°
3,3	11,6cm	3,4cm	4,9°	4,7°
	17,1cm	5,1cm	4,4°	6,5°

Les différences observées entre les résultats expérimentaux et numériques peuvent s'expliquer par :

- la variabilité naturelle des résultats expérimentaux, évaluée à moins de 1°.
- les différentes approximations de la simulation numérique telles que la pondération des différentes sections, la définition des critères énergétiques d'arrêt des simulations.

Enfin, le fait que les simulations numériques ne donnent pas toutes les mêmes résultats pour un même élancement peut être dû à de légères différences d'élancement (reportée dans les essais numériques) existants entre les murs expérimentaux de largeurs différentes mais plus certainement à des assemblages utilisés pour la construction des murs qui dépendaient de leurs largeurs. Ces assemblages différents induisaient par exemple des schémas de rupture bien différents (*Figure 4.10*).

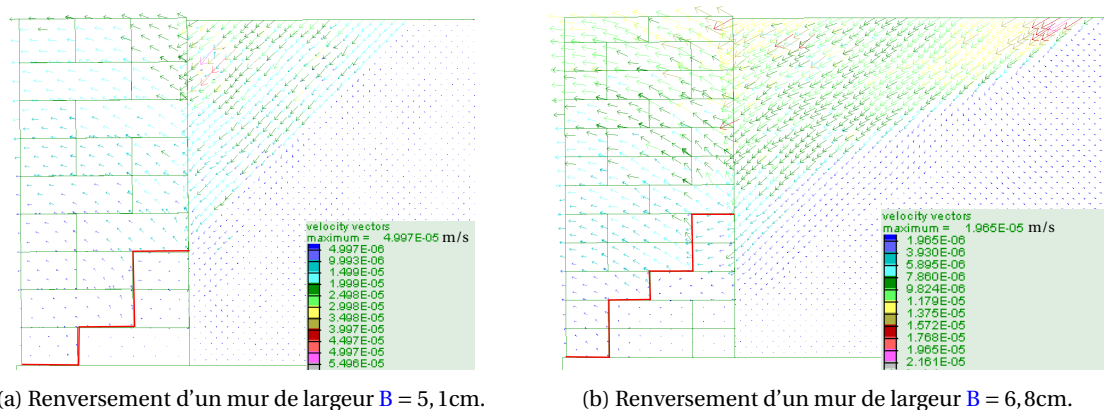


FIGURE 4.10 – Exemples de ruptures en renversement obtenues via les simulations numériques. En fonction de la taille du mur et de l'arrangement de la section, la pente moyenne de la rupture dans le mur et dans le sol est différente.

Au cours des simulations concernant les murs de largeur $B = 8,5\text{cm}$, un mode de rupture mixte glissement-renversement a été observé. L'état du champ des vitesses au moment de la rupture d'un mur de hauteur $H = 17,1\text{cm}$ et de largeur $B = 8,5\text{cm}$ (pour la section n°10) est donné en *Figure 4.11*. Sur celle-ci, on peut observer que le mur se découpe en 3 zones. La première partie (en bas à droite du mur) est stable : chaque bloc à une vitesse quasiment nulle. La seconde partie (en haut à gauche) semble avoir un mouvement de renversement avec un champ de vitesse triangulaire⁷. Enfin, dans la troisième partie (au milieu à gauche du mur), les blocs ont une vitesse non nulle, qui semble être complètement horizontale et quasiment constante : cela s'apparente à un glissement. Ce mode de rupture a été noté expérimentalement dans le *Chapitre 3* (*Figure 3.21* et affichée de nouveau sur la *Figure 4.12*). En poursuivant la simulation numérique sur ce mur particulier au delà de l'arrêt automatique pour visualiser le mur dans une situation déformée, on obtient la *Figure 4.13* : dans ce cas, on visualise mieux la façon dont la rupture se produit. La partie supérieure du mur (2) bascule en renversement, avec une rupture locale supplémentaire (voir *Section 4.3.3*). La partie inférieure (1) est bien stable et la partie du milieu (3) subit des glissements relatifs à chaque lit expliquant bien le faciès de rupture expérimental (*Figure 4.12*).

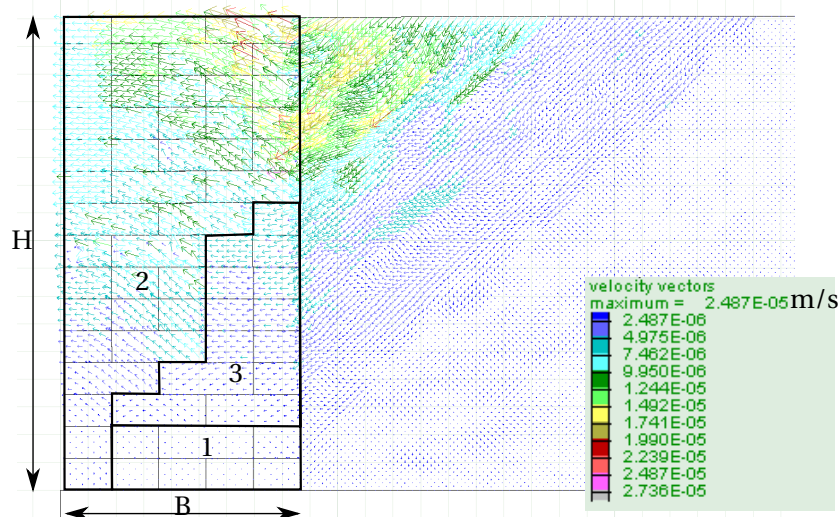


FIGURE 4.11 – Champ de vitesses ($H = 17,1\text{cm}$ et $B = 8,5\text{cm}$, section n°10) au moment de la rupture. Trois zones distinctes sont observables.

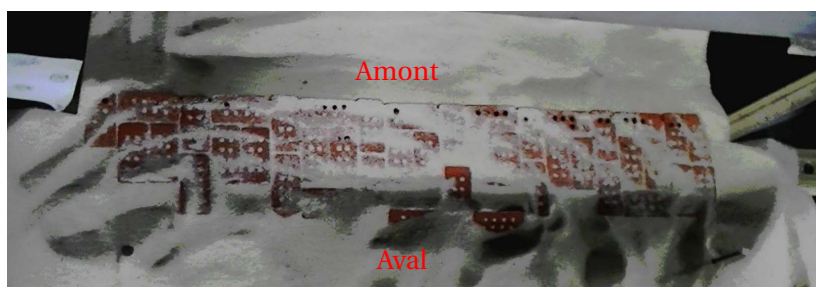


FIGURE 4.12 – Rupture mixte d'un mur expérimental de largeur $B = 68\text{mm}$: un glissement s'opère à la base du mur, sur la partie amont tandis que les briques du parement aval montrent une rupture en renversement (elles sont pour la plupart absentes ou déplacées).

Après analyse des résultats de tous les essais, on remarque que dans le cas des murs de largeurs $B = 6,8\text{cm}$, le résultat de la pondération de l'Équation 4.15 est proche de la valeur trouvée pour la section numéro 2, section moyenne (en omettant les bords) en termes de résistance. On

7. En fait, on peut aussi noter que sur la partie haute et avale du mur, il semble y avoir un mouvement de glissement qui s'opère.

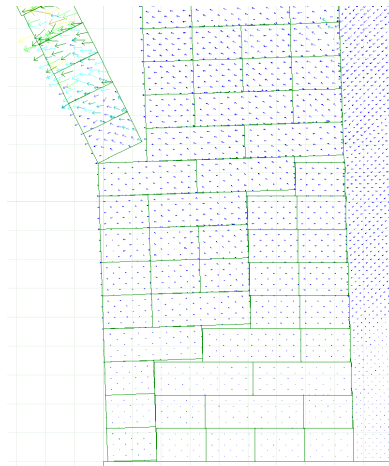


FIGURE 4.13 – Champ de vitesse ($H = 17,1\text{cm}$ et $B = 8,5\text{cm}$, section n°10) après un grand nombre de cycles. La rupture est déjà déclarée. Un bout du mur en haut se détache. Par ailleurs, les lits inférieurs du mur ont tous glissé, laissant supposer qu'à la fin, ils seront complètement tombés.

pourrait donc se contenter d'un seul calcul (par rapport aux 4 calculs effectués ici). Par contre, pour les murs de largeurs $B = 5,1\text{cm}$ et $B = 8,5\text{cm}$, qui ont des assemblages plus complexes, on ne peut pas tirer de conclusions de ce type et identifier une section moyenne (en tout cas pas parmi celles existant dans le mur expérimental). Il n'y a donc pas de méthodes alternatives pour trouver une section globale équivalente et ainsi limiter le nombre de calculs pour simuler un seul mur.

À retenir : Les simulations numériques ont mis en exergue les deux modes de ruptures classiques des MSPS (glissement et renversement). De plus, on a pu observer une rupture mixte glissement et renversement qui explique certains schémas de rupture expérimentaux (*Figure 4.12*). Ces modes de ruptures mixtes peuvent s'observer sur des murs larges comparés à la taille des modules utilisés. Un nombre de quatre modules minimum dans la largeur semble être nécessaire pour cela. De même, les simulations numériques ont permis de retrouver les angles d'inclinaison de rupture des murs expérimentaux ainsi que la transition entre les deux modes de ruptures identifiés. Par ailleurs, on note que la résistance d'un mur au renversement est fortement influencée par l'inclinaison moyenne de la rupture traversant le mur.

4.3.3 Importance des boutisses

Les modes de rupture en renversement obtenus numériquement sont assez proches des modes de ruptures traversant obtenus sur des murs de bâtiments chargés latéralement [GIUFFRÈ, 1996; DE FELICE, 2011]. En fonction de l'assemblage utilisé, les murs (composés de deux ou un bloc dans leur épaisseur) tombaient avec une rupture traversante plus ou moins inclinée. En fait, DE FELICE [2011] fait un lien, pour les murs de bâtiment soumis à un séisme, entre le nombre de boutisses dans un mur et sa résistance, identifiant un seuil critique de 7% pour la proportion minimale de boutisses dans un mur. Ainsi, on se propose d'étudier l'importance de l'assemblage utilisé, et notamment de la présence de boutisse, dans cette partie.

Dans le domaine de la maçonnerie, le croisement des joints est important car il confère à une structure sa résistance [LE MOS, 2019]. Dans le cadre des expériences étudiant l'influence de l'assemblage (*Chapitre 3, Section 3.2 Section 3.2.3.3*), ce croisement des joints n'a pas été respecté.

Ainsi, des simulations numériques sont envisagées dans cette section pour pallier les inconvénients de ces expériences et quantifier l'importance des boutisses dans les MSPS.

On mettra en perspective les résultats obtenus numériquement avec ceux de DE FELICE [2011]. Ils ont notamment montré que la résistance hors-plan d'un mur de bâtiment maçonné à sec dépend de la présence régulière de boutisse traversante. 7% de boutisses suffiraient à apporter une résistance importante (+ 69% de résistance en plus par rapport au cas sans boutisses) ; mettre plus de boutisses augmenterait encore légèrement la résistance : ne mettre que des boutisses apporte +100% de résistance par rapport au cas sans boutisses. Par contre, il relève aussi que l'emplacement des boutisses doit être bien choisi. Deux murs ayant 7% de boutisses ont des résistances très différentes (34% de différence relative).

Pour cette étude, trois assemblages différents sont considérés (dont celui précédemment utilisé) : ils sont représentés sur la Figure 4.14. Ces trois assemblages sont utilisés pour simuler un mur de mêmes dimensions ($H = 9,1\text{cm}$ et $B = 3,4\text{cm}$), jusqu'à la rupture.

Les angles d'inclinaisons de rupture ψ_{rupt} obtenus sont donnés dans le Tableau 4.4. On ob-

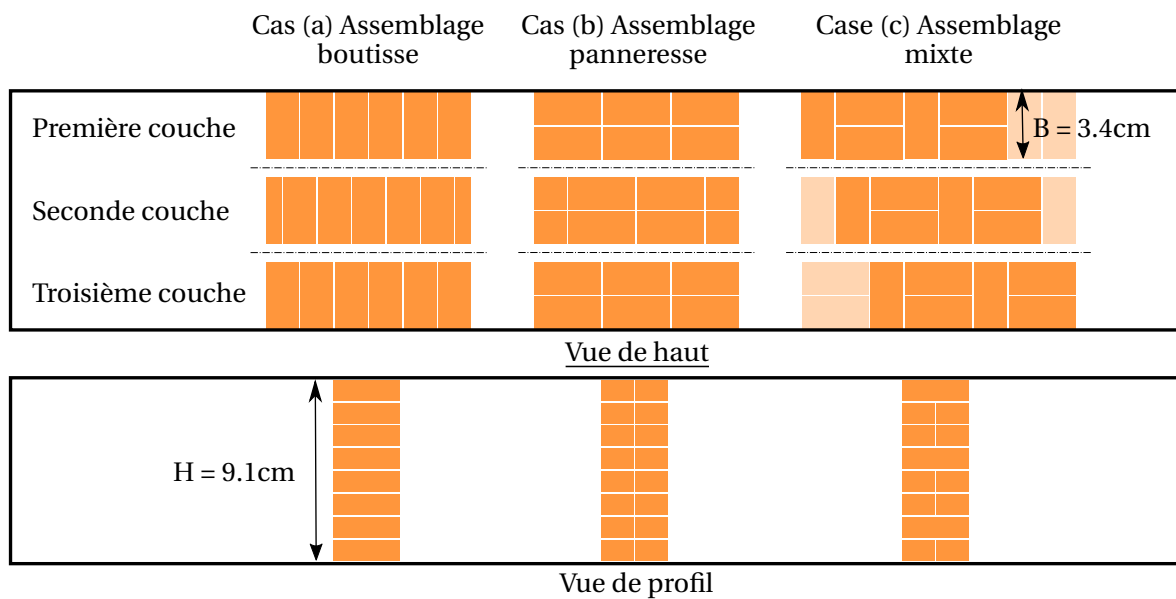


FIGURE 4.14 – Schémas du dessus et en coupe des murs d'assemblages différents testés via le modèle numérique.

TABLEAU 4.4 – Comparaison des angles d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} pour différents assemblages.

	Cas (a) Assemblage boutisse	Cas (b) Assemblage Panneresse	Cas (c) Assemblage mixte
Angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt}	11,5°	4,8°	10,2°

serve, comme attendu, que plus le mur comporte de boutisses, plus il est résistant. Comme noté par DE FELICE [2011], l'écart entre un mur sans boutisse (cas (b)) et un mur avec quelques boutisses (cas (c)) est significatif (augmentation de la résistance de 113%). Ce résultat valide l'intérêt de mettre des boutisses dans un MSPS⁸, ce qui est recommandé par les règles de l'art [CAPEB et collab., 2008; CARABBIO et collab., 2018]. De plus, en comparant le cas (a) avec le cas (c), ne mettre que des boutisses ne permet pas d'apporter un gain très important en terme de résistance (différence relative de 13%). Cette remarque est d'autant plus importante que les maçons pierre sèche ont recours à des panneresses pour liaisonner le mur entre les différentes sections et car des boutisses traversantes ne sont pas forcément disponibles et qu'elles sont lourdes à manutentionner, ce qui ne semble pas extrêmement pénalisant d'après les résultats du Tableau 4.4. Un résultat

8. Lorsque l'on n'a pas à disposition des pierres suffisamment longues pour être utilisées en tant que boutisses traversantes, on peut utiliser trois modules longs disposés en épingle.

corollaire est que la construction d'un **MSPS** suivant les règles de la maçonnerie conventionnelle (assemblage panneresse sur la *Figure 4.14*) conduit à des structures extrêmement peu résistantes.

D'après les résultats numériques de cette sous-section et de la sous-section précédente, la ligne de rupture traversant les murs de soutènement à joints secs se situe toujours dans la partie inférieure de ceux-ci. De plus, il a été noté que la résistance en renversement est liée à l'inclinaison de cette ligne de rupture : plus elle est inclinée, moins le mur est résistant. Ainsi, il semble important de mettre principalement des boutisses (qui diminuent l'inclinaison de la ligne de rupture) dans le bas du mur pour forcer cette ligne de rupture à être parallèle aux lits de pose et améliorer la résistance des murs de soutènement. Cependant, comme noté par **DE FELICE [2011]** pour les murs de bâtiments, il faut aussi en disposer régulièrement dans toute la hauteur du mur. En effet, dans le cas où le mur ne comporte des boutisses que dans la partie basse du mur, la rupture se développe dans la partie haute, là où il n'y a pas de boutisse et donc où la ligne de rupture n'est plus contrainte. Cette situation a été observée sur les murs de soutènement au cours des essais numériques (*Figure 4.13*). Pour le mur de largeur $B = 85\text{mm}$ et pour plusieurs sections particulières, le champ des vecteurs vitesse obtenu au moment de la rupture est présenté sur la *Figure 4.15* au moment de la rupture du système. On observe qu'un élément supérieur du mur se renverse par manque de boutisse et donc de liaisonnement avec le reste du mur. Ainsi, la pose de boutisse ne doit pas être négligée tout au long de la construction d'un **MSPS**.

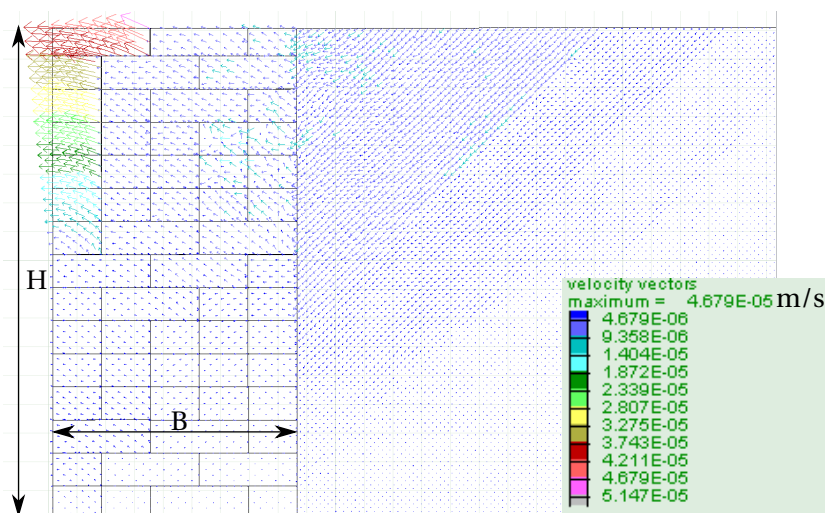


FIGURE 4.15 – Champ de vitesses d'un mur lors d'une rupture locale ($H = 17,1\text{cm}$, $B = 8,5\text{cm}$ section n°16). La partie en haut à gauche du mur bascule faute d'un ancrage suffisant dans le mur.

4.3.4 Conclusions des simulations pseudo-statiques

En conclusion, le modèle numérique pseudo-statique proposé a été validé sur la base des expériences pseudo-statiques. En particulier, la méthode d'évaluation de la rupture du mur par un critère énergétique semble être satisfaisante. De même, le découpage des simulations pour chaque mur en plusieurs simulations utilisant les différentes sections présentes dans le mur est validé. Cette méthodologie peut être utilisée pour un calcul en déformation plane lorsque le mur est composé d'un assemblage régulier de bloc identiques. Dans certains cas, il a été montré que la pondération des simulations sur les différentes sections donne le même résultat que la simulation sur une section qui peut être considérée comme une section moyenne représentative. Des simulations numériques « 3D vraie » pourraient être envisagées pour valider plus amplement la pondération choisie, basée sur l'occurrence de chaque section dans le mur.

Les simulations numériques ont aussi permis de retrouver les modes de ruptures qui se sont produits dans les murs expérimentaux. Il s'y opère des ruptures monolithiques en glissement ou

en renversement purs dans la plupart des cas. Dans quelques cas où les blocs sont petits par rapport à l'épaisseur du mur, on observe des ruptures mixtes, avec certains blocs se déplaçant en glissant et d'autres en basculant.

Ensuite, la simulation numérique a mis en évidence l'importance des boutisses : celles-ci apportent un gain de résistance conséquent. En effet, l'ajout de boutisses oblige la ligne de rupture traversant le mur d'être peu inclinée. Cependant, ce gain de résistance est valable jusqu'à un pourcentage de boutisses de l'ordre de 30%. Au delà, le gain de résistance est beaucoup plus faible. De plus, les boutisses sont importantes dans toute la hauteur d'un mur de manière à bien ancrer le parement de celui-ci dans le corps du mur.

Enfin, malgré l'accord entre les résultats expérimentaux et les résultats des simulations, le modèle numérique pseudo-statique n'est pas envisagé comme un outil de dimensionnement. Il servira de base pour la construction d'un outil analytique, plus performant en termes de temps de calcul. Tout ou partie de ces résultats ont été présentés lors de conférences internationales [SAVALLE et collab., 2018c, 2019a] et ont fait l'objet d'une publication dans une revue scientifique [SAVALLE et collab., 2019b].

4.4 Modélisation numérique dynamique

4.4.1 Objectifs de la modélisation

Relevé par de nombreux auteurs et explicité plusieurs fois dans ce manuscrit, les approches pseudo-statiques sont réputées être trop conservatives pour l'étude du comportement sismique des murs de soutènement, bien que permettant des calculs simples (*Chapitre 5*).

Afin de comprendre le comportement sismique des **MSPS**, une vraie étude dynamique doit venir compléter une approche pseudo-statique.

Au cours de ce travail de thèse, des expériences dynamiques ont été réalisées (*Chapitre 3 Section 3.3*). Les modélisations numériques dynamiques présentées dans cette partie sont la suite de ces expériences. Le séisme y est modélisé par une onde sinusoïdale monochromatique.

L'objectif de ces modélisations est de quantifier la réserve de résistance d'un **MSPS** à une sollicitation dynamique harmonique par rapport à ce que peut donner l'approche pseudo-statique. Ces résultats serviront à pondérer les recommandations données par la méthode analytique pseudo-statique présentée au *Chapitre 5*.

La section se divise en trois principales parties. Dans un premier temps, le modèle numérique est présenté : les principales différences avec le modèle numérique pseudo-statique sont soulignées. Ensuite, ce modèle numérique est utilisé pour simuler les expériences dynamiques du *Chapitre 3 (Section 3.3)*. Il s'agit dans cette partie de valider l'outil numérique. Enfin, des **MSPS** réels (échelle 1) soumis à des sollicitations dynamiques harmoniques sont modélisés numériquement pour quantifier leur résistance.

4.4.2 Modélisation générale choisie et principales différences avec le modèle numérique pseudo-statique

Le logiciel de déformation plane utilisé pour effectuer des simulations dynamiques est ici aussi **UDEEC**, développé par Itasca [ITASCA, 2011]. Les logiciels aux éléments discrets fournis par Itasca semblent être pertinents pour l'étude de système maçonnés à joints secs sollicités par une onde sismique [SAMAYOA et collab., 2018; LEMOS, 2019]. Enfin, parmi les modélisations numériques de murs de soutènement sollicités par un séisme (voir *Chapitre 2*), beaucoup d'entre elles ont montré

que le logiciel **FLAC** [ITASCA, 2008], sur lequel les schémas numériques de **UDEC** sont construits était pertinent pour étudier des sollicitations sismiques [GREEN et EBELING, 2003; GREEN et collab., 2008; ZAMIRAN et OSOULI, 2014; IBRAHIM, 2015; ZAMIRAN et OSOULI, 2015; JESMANI et collab., 2017; OSOULI et ZAMIRAN, 2017; ZAMIRAN et OSOULI, 2018]. **UDEC** semble donc pertinent pour étudier un système de soutènement soumis à une onde harmonique.

Le remblai est maillé en éléments finis, tout comme les blocs du mur, les objets étant déformables. La taille des mailles Δz dans le remblai est constante et est prise de manière à permettre la bonne propagation des ondes dans le système. Pour cela, Δz doit être plus petit que :

$$\Delta z < \frac{\lambda_{\min}}{10} = \frac{V_s}{10 \times f_{\max}} = \frac{\sqrt{\frac{G_s}{\rho_r}}}{10 \times f_{\max}} \quad (4.17)$$

avec f_{\max} , la fréquence maximale des ondes dans le système (et λ_{\min} la longueur d'onde, minimale, associée).

De plus, elle est choisie de manière à avoir au moins six nœuds du remblai en contact avec chaque bloc et ainsi assurer une bonne transmission de l'information au niveau de l'interface. On peut noter que les études précédemment citées, n'ayant qu'un mur monolithique, étaient moins contraintes pour mailler le remblai [JESMANI et collab., 2017].

En haut du remblai, sur une couche de faible épaisseur (relativement à la hauteur du remblai), une cohésion artificielle de $C' = 2\text{kPa}$ est ajoutée pour éviter d'obtenir des déformations excessives, non physiques, en surface. En effet, du fait du faible confinement des éléments situés en surface du remblai, ceux-ci plastifient (et donc se déforment) très facilement si la loi de comportement n'inclue pas une composante cohésive (Figure 4.16).

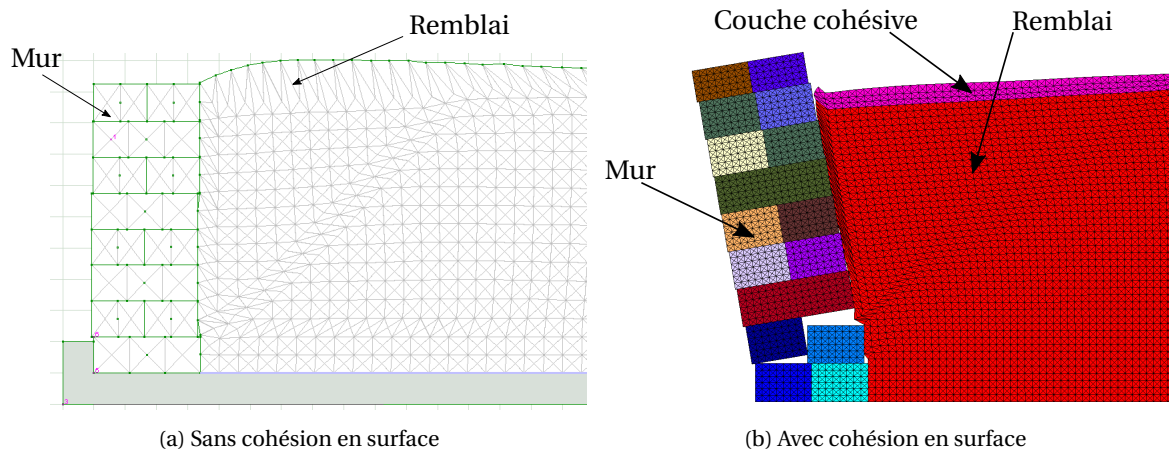


FIGURE 4.16 – Déformations obtenues en surface du remblai après une sollicitation dynamique. Alors que la rupture est bien visible à l'intérieur du remblai dans les deux cas (plastification), le remblai sans cohésion sur sa partie supérieure présente des déformations non physiques.

Les lois de comportement du remblai et des joints sont celles utilisées dans l'étude pseudo-statique : elles suivent des lois élastiques parfaitement plastiques, avec un critère de plasticité de type Mohr-Coulomb. Bien que très simplifié, cela est classiquement fait dans la littérature [GREEN et EBELING, 2003; GREEN et collab., 2008; IBRAHIM, 2015; OSOULI et ZAMIRAN, 2017; JESMANI et collab., 2017] et peut être considéré en première approche. Il est à noter que le sable du remblai étant initialement dans un état très dense, l'effet de l'écroutissage volumique continu du matériau lors de la sollicitation est ici absent.

De même, les rigidités des joints sont prises de manière forfaitaire, comme pour l'étude pseudo-

statique. Elles suivent la formule suivante, proche de celle déjà explicitée plus haut (Équation 4.7) :

$$k_n = k_s > 5 \times \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \quad (4.18)$$

On utilise ici le facteur 5 au lieu du facteur 10 initial, pour limiter au maximum l'augmentation du pas de temps de calcul Δt , en ayant vérifié que cela n'altérerait pas la qualité des calculs.

Après une phase préliminaire de stabilisation sous chargement statique, le signal dynamique harmonique est appliqué sur la frontière basse du système. La modélisation de la condition latérale droite (côté remblai) dépend des simulations effectuées et est donc explicitée dans les parties correspondantes (Sections 4.4.3 et 4.4.4). On note que, contrairement aux modélisations pseudo-statiques, le premier lit de blocs fixé est ici modélisé et reçoit la sollicitation incidente.

Contrairement aux modélisations pseudo-statiques, l'amortissement en dynamique est porteur de sens physique. Il correspond à l'amortissement des matériaux, ici le remblai, qui peut être évalué expérimentalement. Le type d'amortissement utilisé est l'amortissement de Rayleigh, puisque classiquement utilisé dans les calculs dynamiques [LEMOS, 2019], qui s'applique à chaque point de calcul. Lors du calcul des équations d'équilibre, on ajoute une matrice d'amortissement \mathcal{C} , proportionnelle aux matrices de masse \mathcal{M} et de rigidité \mathcal{K} : $\mathcal{C} = \alpha_\xi * \mathcal{M} + \beta_\xi * \mathcal{K}$. L'amortissement ξ du système pour chaque pulsation propre ω_i est donné par :

$$\xi(\omega_i) = \frac{1}{2} * \left(\frac{\alpha_\xi}{\omega_i} + \beta_\xi * \omega_i \right) \quad (4.19)$$

Une matrice d'amortissement de ce type permet d'avoir un amortissement ξ à peu près constant sur une plage de fréquence assez étendue. En effet, le minimum de l'amortissement est obtenu pour la pulsation $\omega_0 = \frac{\alpha_\xi}{\beta_\xi}$ et vaut $\xi_0 = \sqrt{\alpha_\xi \beta_\xi}$ et sur une plage de pulsation égale à $[\frac{1}{a} \omega_0; a \omega_0]$, l'amortissement ξ est compris dans l'intervalle $[\xi_0; b * \xi_0]$, avec $a = b + \sqrt{b^2 - 1}$ et $b > 1$. Pour $b = 1,1$ (plage d'amortissement constante à 10% près), cela donne un intervalle de pulsation important, égal à $[0,64 \omega_0; 1,59 \omega_0]$.

Si l'on utilise un amortissement avec une partie proportionnelle à la rigidité, le pas de temps des simulations Δt , calculé automatiquement par UDEC, devient très faible, comme noté par de nombreux auteurs [FURUKAWA et collab., 2012; LEMOS, 2019]. Pour des corps déformables où la rigidité peut être faible, il est conseillé d'utiliser un amortissement de Rayleigh avec uniquement la partie massique [FURUKAWA et collab., 2012]. Dans notre cas, le pas de temps (calculé automatiquement par UDEC⁹) est alors de l'ordre de $\Delta t = 10^{-6}$ s, ce qui est déjà très faible. De plus, comme la sollicitation du système est harmonique, seule la fréquence de sollicitation sera représentée dans le système et la notion de plage d'amortissement stable n'a pas lieu d'être ici.

Le taux d'amortissement du remblai à utiliser dépend de la déformation du sol d'après MATASOVIĆ et VUCETIC [1993]. En dessous d'une déformation cyclique de $\gamma_{\text{cyc}} = 10^{-2}\%$, ils trouvent expérimentalement, qu'un amortissement ξ maximal de $\gamma_{\text{cyc}}=5\%$ peut être utilisé. Au delà de $\gamma_{\text{cyc}} = 10^{-1}\%$, des valeurs d'amortissement jusqu'à 20% peuvent être rencontrées. Il faut noter que ce type d'expérience a été réalisée exclusivement sur des sables.

Ces commentaires généraux sont valables pour les deux modèles numériques présentés ci-après (modèle expérimental et modèle réel). Pour les deux séries de simulations, certaines particularités sont détaillées en début de sous-section en même temps que les propriétés des matériaux utilisées.

9. Du fait que le calcul du pas de temps était automatisé dans le logiciel, son influence sur les résultats numérique n'a pas été étudiée.

4.4.3 Modélisation des expériences dynamiques sur maquette réduite

4.4.3.1 Paramètres de la modélisation

La simulation des expériences dynamiques suit de fait la modélisation numérique des expériences pseudo-statiques, puisque le matériel expérimental est le même. Cette équivalence a été considérée en première approche mais pourrait faire l'objet d'améliorations sur l'évaluation des paramètres « dynamiques » de rigidités. Les *Tableaux 4.5* et *4.6* regroupent les propriétés des matériaux, issues pour la plupart de ces premières modélisations numériques. Dans les expériences,

TABLEAU 4.5 – Propriétés volumiques des matériaux.

	Blocs du mur	Remblai
Masse volumique (kg.m^{-3})	1470	1540
Poids volumique (kN.m^{-3})	14,2	15,1
Module d'Young E (GPa)	1	0,01
Coefficient de Poisson ν	0,2	0,3
Module d'élasticité isostatique K (GPa)	0,556	0,0083
Module de cisaillement G (GPa)	0,417	0,0038
Paramètres de plasticité (loi de Mohr-Coulomb)		
Frottement ($^\circ$)	-	45
Cohésion (kPa)	-	0
Dilatance ($^\circ$)	-	0

TABLEAU 4.6 – Propriétés des joints entre les matériaux.

	Contact Brique-Brique	Contact Remblai-Brique
Frottement ($^\circ$)	32	32
Cohésion (kPa)	0	0
Dilatance ($^\circ$)	0	0
Rigidité normale (Pa.m^{-1})	$2,6 \times 10^{12}$	3×10^{10}
Rigidité tangentielle (Pa.m^{-1})	$2,6 \times 10^{12}$	3×10^{10}

on peut considérer que le signal a été directement appliqué aux briques du premier lit et à la base du remblai, en supposant que le plancher de la maquette est extrêmement rigide (*Figure 4.17*). Ainsi, de même, il n'y a plus d'interface remblai-remblai à définir : il n'y a plus que deux interfaces (entre les briques et entre le remblai et le mur). Enfin, le poids volumique du sable est modifié, puisqu'il est dans un état dense au cours des essais dynamiques. De plus, l'angle de frottement du sable dense φ'_r , évalué expérimentalement à $\varphi'_r = 45^\circ$ (*Chapitre 3, Section 3.3.2.4*) possède une incertitude assez importante sur sa valeur.

La taille des mailles dans le remblai et dans les briques est de $\Delta z \approx 2\text{mm}$ et est bien inférieures à la taille maximum pour assurer la bonne propagation des ondes qui est de 7cm dans le remblai et de 80cm dans les briques pour une fréquence de sollicitation de 70Hz (*Équation 4.17*). Le pas de temps de calcul Δt , diminuant au cours d'une simulation, est égal à environ $\Delta t \approx 1 \times 10^{-6}\text{s}$.

Au cours des expériences, une mousse absorbante a été disposée contre la paroi verticale de la boîte (fond du dispositif expérimental) afin de se rapprocher le plus possible d'une condition en champ libre à cet endroit (*Figure 3.23*). Les caractéristiques de cette mousse sont tirées des travaux de thèse de AMIROUCHE [2008] et sont présentées dans le *Tableau 4.7*. Deux solutions ont été envisagées pour simuler numériquement cette mousse :

- La première consiste à ajouter un matériau, la mousse, au niveau de la condition au limite droite du système (*Figure 4.18a*) : le but étant de reproduire numériquement exactement

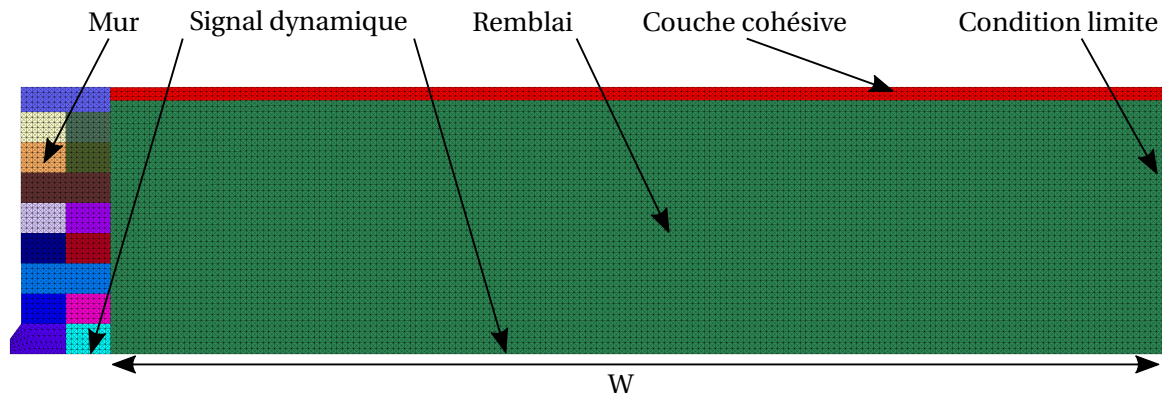


FIGURE 4.17 – Exemple de modèle numérique utilisé en dynamique. Les sollicitations sont appliquées à la base du système. La longueur W est prise égale à la valeur expérimentale : $W = 37\text{cm}$, même si son influence sur les résultats des simulations est faible (Annexe B.3.1)

TABEAU 4.7 – Propriétés mécaniques de la mousse absorbante S616D.

	Mousse absorbante
Poids volumique (kN.m^{-3})	0,52
Module d'Young E (MPa)	0,23
Coefficient de poisson ν	0,32
Amortissement ξ	14%

les conditions expérimentales. Le signal expérimental sera appliqué aux blocs inférieurs du système (Figure 4.17), mais aussi au niveau de la paroi verticale de la maquette, comme lors des expériences. La difficulté lors de la modélisation de cette première option réside dans l'application d'un amortissement adapté à tous les matériaux (notamment en terme de valeur ξ) : celui-ci est unique dans UDEC et est choisi égal à l'amortissement du remblai de sable plutôt que de la mousse.

- La deuxième solution consiste à supposer que la mousse a rempli sa fonction, qui était de reproduire une condition en champ libre. Dans ce cas, la mousse n'est pas modélisée (Figure 4.18b) mais les simulations numériques utilisent une condition en champ libre : on applique aux nœuds de la frontière une vitesse et une contrainte calculées via un calcul parallèle de propagation d'onde dans le même milieu en 1D.

L'étude comparative des deux solutions est présentée en Annexe B.3.2. La solution utilisant la frontière champ libre a été retenue puisque donnant des résultats similaires mais plus rapides.

Pour appliquer la sollicitation en vitesse, le signal en accélération enregistré expérimentalement par le capteur ACC2 est utilisé. On pourrait l'intégrer alors avec un schéma triangulaire¹⁰ (Figure 4.19a) ce qui conduirait à l'existence d'une dérive, problème classique en calcul sismique. Par exemple, la dérive du signal montré sur la Figure 4.19a conduit à un déplacement de corps rigide final de 0,7m, ce qui absolument non physique. Pour éviter ce biais, le signal harmonique est directement intégré par simple calcul analytique (Figure 4.19b) :

$$v(t) = \frac{Acc}{(2 * \pi f)^2} \sin(2\pi f t) - \frac{Acc * t}{2\pi f} \cos(2\pi f t) \quad (4.20)$$

Le signal expérimental débute pendant les cinq premières secondes par une phase de très faible amplitude permettant à la table vibrante de calibrer son asservissement (Figure 4.19). Après avoir vérifié qu'aucune plasticité n'apparaissait dans les éléments au cours d'un cycle, cette partie, purement élastique, est donc tronquée pour les simulations afin de réduire les temps de calcul.

10. $v(t + dt) = v(t) + \frac{a(t + dt) + a(t)}{2} * dt$, avec dt le pas de temps de l'enregistrement.

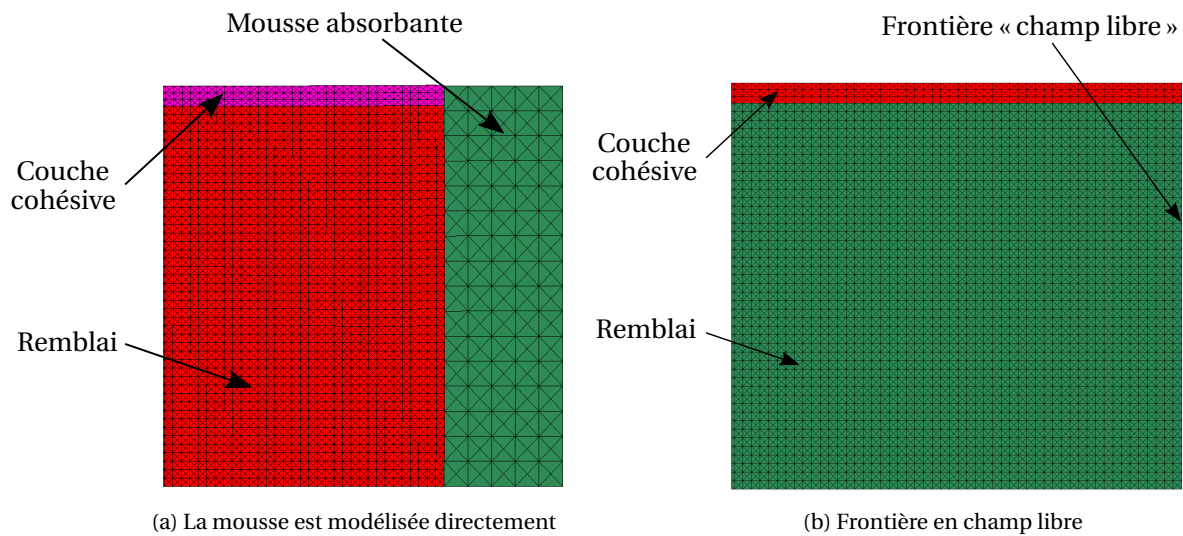


FIGURE 4.18 – Modèle numérique expérimental pour les essais dynamiques : deux modélisations possibles pour la condition aux limites au niveau de la paroi verticale en fond de remblai.

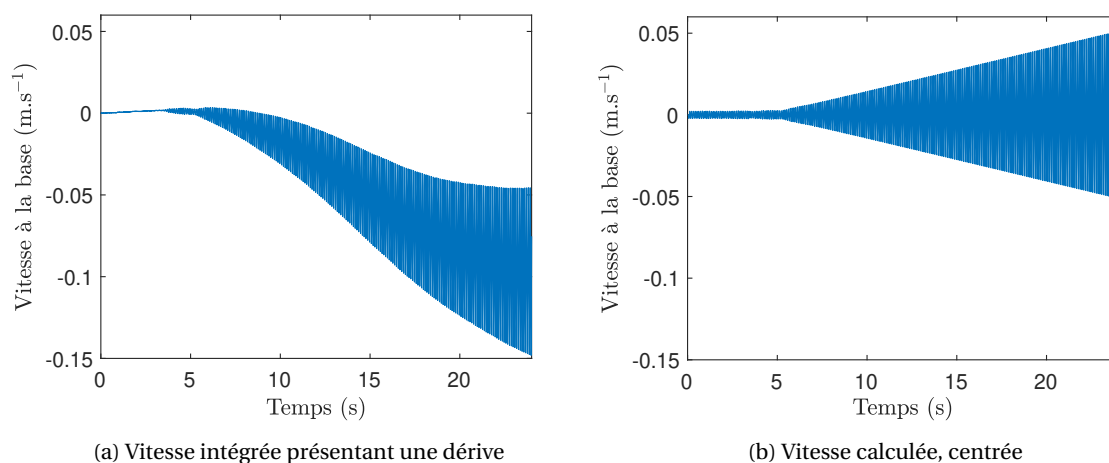


FIGURE 4.19 – Vitesse à la base du modèle. (a) Intégration de l'accélération enregistrée par le capteur ACC2 présentant une dérive. (b) Après intégration du signal théorique, celle-ci est centrée.

Enfin, on note que comme pour les simulations pseudo-statiques, il y a plusieurs sections différentes bien identifiées dans la longueur du mur. Pour l'ensemble des simulations, on utilise uniquement la section n°3 (*Figure 4.17*)¹¹, que l'on suppose représentative du comportement de tout le mur comme c'était le cas en pseudo-statique. On vérifiera cette hypothèse sur un cas test dans la partie suivante.

Pour finir, une simulation d'un mur expérimental soumis à une sollicitation harmonique a duré en moyenne 4 jours pour des durées de sollicitation expérimentales d'environ 17 secondes.

4.4.3.2 Simulations préliminaires

Estimation du taux d'amortissement approprié Les premières simulations numériques (*Annexe B.3*) ont permis de calculer les déformations que subit le remblai, de manière à choisir un amortissement ξ adéquat. En choisissant plusieurs points loin du mur, on obtient une déformation cyclique de $\gamma_{cyc} = 2,5 \times 10^{-2}\%$, ce qui est proche du seuil de $\gamma_{cyc} = 10^{-2}\%$ au delà duquel, on peut avoir des amortissements supérieurs à $\xi = 5\%$ d'après *MATASOVIĆ et VUCETIC [1993]*. Un amortissement de Rayleigh de $\xi = 5\%$ a été choisi pour la suite des simulations parce que plus probable d'après les tests de *MATASOVIĆ et VUCETIC [1993]*, en sachant qu'un amortissement de $\xi = 15\%$ conduit aux mêmes résultats qu'un amortissement $\xi = 5\%$, à 2% près. Comme seule la partie massique de l'amortissement de Rayleigh est utilisée, il faut doubler la valeur d'amortissement dans la commande *UDEC* correspondante pour obtenir l'amortissement $\xi = 5\%$ ciblé.

Déformation du remblai Au cours de ces simulations tests, on vérifie aussi que les déformations/déplacements donnés par la modélisation sont physiques. On observe notamment que le remblai se détache légèrement du mur en haut de celui-ci. Ce phénomène étant très limité, voire inexistant, au moment de la rupture du mur (5% de déplacement en tête du mur), la modélisation est considérée satisfaisante (*Figure 4.20*).

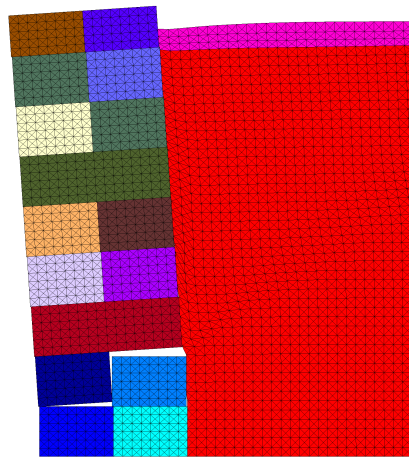


FIGURE 4.20 – Déformation en haut du remblai pour les simulations des essais dynamiques. Celles-ci est faible au moment de la rupture et valide la modélisation.

Identification d'une section représentative du mur Enfin, on compare les simulations numériques utilisant les trois principales sections identifiées dans la longueur du mur (*Figure 4.5*), pour

11. Dans les expériences pseudo-statiques, le premier lit étant absent, il n'est pas représenté sur la *Figure 4.5* mais c'est bien le même assemblage utilisé pour la section n°3 entre ces schémas et l'assemblage présent sur la *Figure 4.17*.

le même mur de dimensions $H = 9\text{cm}$ et $B = 34\text{mm}$. La quatrième section étant quasiment exactement similaire à la section n°2, ses résultats ont été considérés identiques à ceux de la section n°2. On trace sur la *Figure 4.21* le déplacement en tête du mur pour les trois sections, comparé au déplacement expérimental. Les accélérations de rupture $A_{rupt,i}$ obtenues pour ces trois simu-

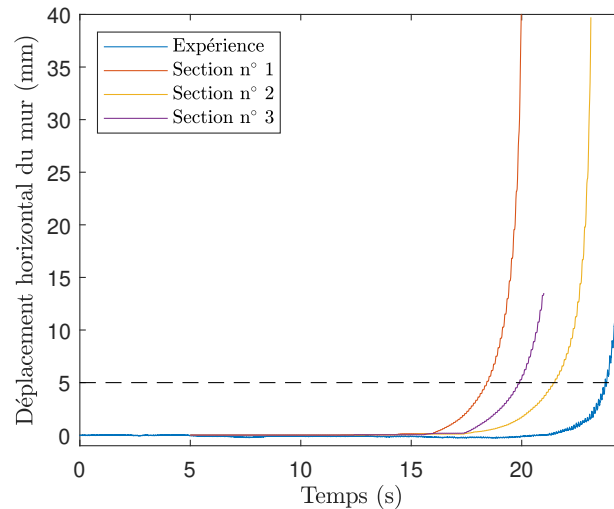


FIGURE 4.21 – Comparaisons des simulations pour différentes sections du mur. Les données expérimentales sont aussi tracées, de même que le seuil de déplacement de 5% de la hauteur du mur.

lations numériques sont données dans le *Tableau 4.8*. Celles-ci sont significativement éloignées (10% d'écart en moyenne). Dans le *Tableau 4.8*, la pondération de l'Équation 4.21 est aussi affichée : cette pondération est sensiblement identique à l'Équation 4.15 utilisée en pseudo-statique.

$$A_{rupt} = \sum_{i=1}^4 p_i \times A_{rupt,i} \quad (4.21)$$

D'après ces résultats, la section n°3 correspond effectivement à une section représentative de ce qu'il se passe dans tout le mur lors d'un essai dynamique harmonique, comme cela avait été noté dans le cadre des essais pseudo-statiques.

TABLEAU 4.8 – Comparaisons des accélérations de rupture $A_{rupt,i}$ en fonction de la section du mur. Pour le calcul de l'accélération de rupture A_{rupt} moyenne, le résultat $A_{rupt,4}$ pour la section n°4 est supposé être égal à celui de la section n°2.

Section n°	Accélération de rupture $A_{rupt,i}$
n°1	$2,44\text{m.s}^{-2}$
n°2	$2,82\text{m.s}^{-2}$
n°3	$2,64\text{m.s}^{-2}$
n°4	$2,82\text{m.s}^{-2}$
Moyenne (Équation 4.21)	$2,65\text{m.s}^{-2}$

4.4.3.3 Validation du modèle numérique

Validation quantitative Le modèle numérique a ensuite été appliqué à un mur de hauteur $H = 7,9\text{cm}$ et de largeur $B = 3,4\text{cm}$. Ce mur est choisi puisque cinq essais de répétabilité avaient été effectués expérimentalement. Lorsque l'on compare la simulation numérique avec les relevés expérimentaux, on obtient la *Figure 4.22*. Sur celle-ci, on observe que le déplacement en tête du mur est bien prédit par le logiciel. L'erreur moyenne est inférieure à 5%.

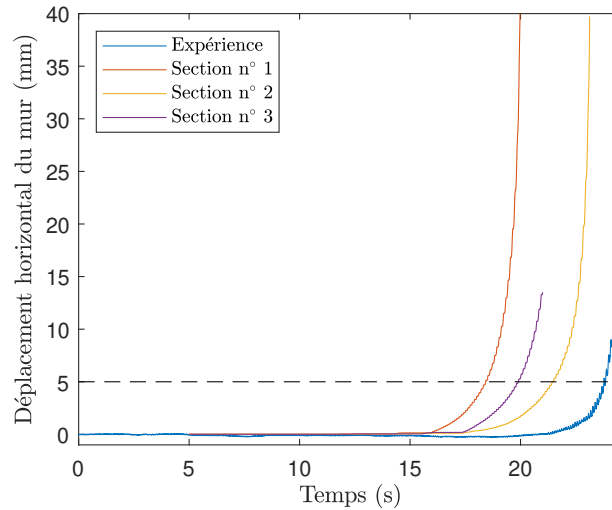


FIGURE 4.22 – Comparaisons expériences - simulation numérique pour $H = 7,9\text{cm}$.

Influence du frottement du sable φ'_r . Néanmoins, si l'on observe les résultats obtenus pour d'autres hauteurs de murs, l'accord entre les simulations numériques et les expériences est plus faible (Figure 4.21). Celle-ci, dans le cas du mur de hauteur $H = 9,1\text{cm}$, vaut 17% et est même plus importante dans le cas où la hauteur est de $H = 11,4\text{cm}$, où cinq essais expérimentaux avaient aussi été conduits. Pour nuancer ce résultat, on se propose d'étudier l'influence du frottement du sable dense φ'_r sur l'accélération de rupture A_{rupt} . En effet, la valeur prise en compte dans les calculs est de $\varphi'_r = 45^\circ$, ce qui est légèrement inférieur aux valeurs trouvées par d'autres auteurs, $\varphi'_r = 46^\circ$ [COMBE, 1998] et $\varphi'_r = 48^\circ$ [VIGGIANI et collab., 2001], pour le même sable dans une configuration à plus fort confinement. Des valeurs supérieures à $\varphi'_r = 45^\circ$ sont donc probables. Néanmoins, d'après l'analyse de la littérature de l'Annexe A.2.3 sur le sable d'Hostun RF, le frottement n'est pas supérieur à $\varphi'_r = 55^\circ$. On effectue donc deux autres simulations, utilisant la section n°3 trouvée comme étant représentative de tout le mur, avec un angle de frottement du sable égal à $\varphi'_r = 50^\circ$ et $\varphi'_r = 55^\circ$ dont les résultats sont comparés avec la simulation nominale pour $\varphi'_r = 45^\circ$ ainsi qu'avec les résultats expérimentaux dans le Tableau 4.9.

TABLEAU 4.9 – Comparaison expérience-numérique de l'accélération de rupture.

	Expérience	Numérique $\varphi'_r = 45^\circ$	Numérique $\varphi'_r = 50^\circ$	Numérique $\varphi'_r = 55^\circ$
A_{rupt}	$3,20\text{m.s}^{-2}$	$2,64\text{m.s}^{-2}$	$2,77\text{m.s}^{-2}$	$2,86\text{m.s}^{-2}$
Écart relatif à l'expérience	-	17,4%	13,3%	10,5%

L'augmentation de l'angle de frottement interne du remblai réduit l'écart entre les résultats issus des simulations numériques et issus des expériences, mais celui-ci ne permet pas à lui seul d'expliquer les différences obtenues, qui pourraient venir de l'écart naturel des essais expérimentaux. On peut cependant noter, que les simulations prévoient des résistances à la sollicitation dynamique inférieures à ce qui est trouvé expérimentalement, ce qui est conservatif.

validation qualitative Dans ce dernier paragraphe, on étudie les modes de rupture obtenus numériquement. Lors des essais utilisant la hauteur $H = 9,1\text{cm}$, ie l'élanement $H/B = 2,7$, le mode de rupture mis en jeu est clairement le renversement, alors que pour le mur de hauteur $H = 7,9\text{cm}$ ($H/B = 2,3$), le mode de rupture est le glissement au début du mécanisme de rupture. Expérimentalement, cette limite (moins nette que pour les essais pseudo-statiques) avait été observé pour

l'élanement $H/B = 2, 3$.

4.4.4 Modélisation d'un MSPS réel

Pour tirer des premières conclusions sur le comportement des MSPS réels face aux sollicitations dynamiques, une étude numérique est produite sur des MSPS (échelle 1). Ces murs sont modélisés par un assemblage de blocs parallélépipédiques à joints secs (*Figure 4.23*) produisant un mur de même masse totale que les MSPS réels. L'objectif de ces modélisations est d'estimer la résistance au séisme d'un MSPS via des sollicitations dynamiques, de la comparer à la résistance pseudo-statique (calculée via l'outil analytique présenté dans le *Chapitre 5*) et d'en déduire des règles générales pour pondérer cette même méthode analytique.

On insiste sur le fait que l'outil numérique n'arrive que grossièrement à estimer la résistance des modèles réduits de MSPS à des sollicitations harmoniques. Néanmoins, les prédictions qu'il fait sont conservatives, on peut donc l'utiliser pour guider le dimensionnement des MSPS, tout en restant du côté de la sécurité.

Dans ces simulations numériques, le séisme est de nouveau modélisé comme une onde harmonique monochromatique. L'inconvénient d'utiliser des signaux sismiques réels réside dans la difficulté de trouver un ou plusieurs types de séismes représentatifs de tous les autres. Cela n'a pas pu être envisagé dans le cadre de ce travail. De plus, l'avantage d'un signal harmonique monochromatique, est que l'on contrôle tous ses paramètres (durée, enveloppe, fréquence) et que l'on peut identifier l'influence de chacun d'eux séparément. L'inconvénient est que l'on reste encore assez loin d'un signal sismique réel.

4.4.4.1 Paramètres de la modélisation

Propriétés des matériaux Au cours des simulations, deux types de paramètres ont été variés :

- Les paramètres relatifs aux propriétés géométriques du mur (*Section 4.4.4.3*) et
- Les paramètres relatifs aux propriétés du signal harmonique (*Section 4.4.4.4*).

Lors de la variation de ces paramètres, les autres propriétés du mur ont toujours été prises identiques à celles du MSPS expérimental C3s de COLAS et collab. [2010b], mais avec un remblai horizontal (*Tableau 4.10*). Les variations des propriétés géométriques du mur consistent uniquement à modifier un ou deux paramètres par rapport à cette situation nominale.

Les dimensions des blocs (hauteur \times largeur moyenne = 10cm \times 35cm) dans UDEC sont semblables à celles des pierres utilisées par COLAS et collab. [2010b]. Leur assemblage est fait en croisant les joints (*Figure 4.23*). La section du mur est supposée être représentative du mur dans son ensemble, l'hétérogénéité des pierres et de leur positionnement ayant un effet de moyenne sur le comportement global du mur.

Paramètres numériques Les paramètres numériques de rigidité des matériaux sont présentés dans le *Tableau 4.11*. Ces paramètres sont proches de ceux employés par OETOMO [2014] lorsqu'il a étudié numériquement le même mur C3s avec un cas de chargement statique. Plus particulièrement, les propriétés de déformabilité du remblai sont tirées des relevés expérimentaux de COLAS [2009].

Les rigidités de joints suivent l'Équation 4.18. Les contacts n'étant plus plans dans le cas des MSPS réels, ces valeurs peuvent être considérées élevées [HARKNESS et collab., 2000; POWRIE et collab., 2002; CLAXTON et collab., 2005; WALKER et collab., 2007; OETOMO, 2014], mais sont utilisées ici en première approche.

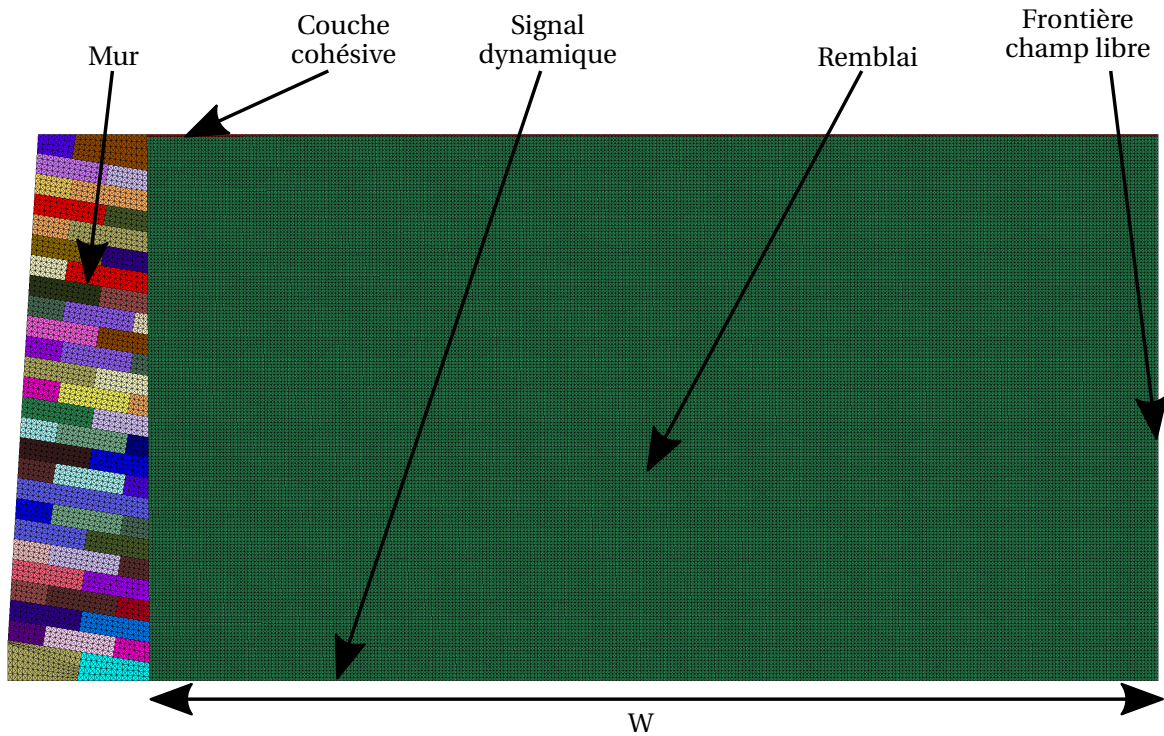


FIGURE 4.23 – Modèle dynamique d'un MSPS réel. Le signal est appliqué à la base du système (mur et remblai) et la frontière droite verticale est une frontière en champ libre. Les blocs de fondations auxquels est appliqué le signal dynamique ne sont pas comptés dans la hauteur du mur $H = 2,5\text{m}$.

TABEAU 4.10 – Paramètres du MSPS utilisé pour les simulations numériques.

Mur C3s	
Paramètres mécaniques	
Poids volumique du mur γ_m ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	20,0
Frottement des blocs ϕ'_m ($^\circ$)	25
Poids volumique du sol γ_r ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	14,9
Frottement du sol de remblai ϕ'_r ($^\circ$)	37,7
Paramètres géométriques	
Hauteur H (m)	2,5
Largeur à la base B (m)	0,7
Fruit amont f_m (%)	0
<i>Autres paramètres variables</i>	
Fruit aval f_v (%)	6%
Inclinaison des lits α ($^\circ$)	9,1
Inclinaison du remblai β ($^\circ$)	0

TABEAU 4.11 – Paramètres numériques de rigidité des blocs et des joints.

(a) Propriétés volumiques

	Pierres	Remblai
Module d'Young E	10GPa	92,7MPa
Coefficient de Poisson ν	0,3	0,22
Module d'élasticité isostatique K	5,5GPa	55MPa
Module de cisaillement G	4,2GPa	38MPa

(b) Propriétés des joints

	Contact pierre-pierre	Contact pierre-remblai
Rigidité normale	$2,8 \times 10^{12}\text{Pa}$	$2,9 \times 10^{10}\text{Pa}$
Rigidité tangentielle	$2,8 \times 10^{12}\text{Pa}$	$2,9 \times 10^{10}\text{Pa}$

La condition aux limites verticale à droite du système est naturellement modélisée par une frontière en champ libre, puisque c'est un cas réel d'un MSPS implanté sur un site que l'on cherche à étudier (Figure 4.23).

La longueur du remblai a été prise égale à $W = 5\text{m}$, c'est-à-dire deux fois la hauteur du mur. Cette longueur peut être considérée un peu faible, mais représente un bon compromis entre temps de calculs et validité de la modélisation. Pour quantifier l'erreur potentielle induite par une longueur de remblai W trop faible, deux murs identiques soumis au même signal harmonique ont été simulés numériquement, le premier avec une largeur de $W = 5\text{m}$ et le second avec $W = 10\text{m}$. Les déplacements obtenus en tête du mur pour ces deux simulations sont tracés sur la Figure 4.24. On observe que le résultat n'est que peu impacté par la longueur du remblai W , alors que les temps de simulations sont multipliés par un facteur proche de 2. On relève aussi des déformations non négligeable au niveau de la frontière champ libre, très marquées pour la simulation utilisant la faible longueur $W = 5\text{m}$. Vu la comparaison des courbes de la Figure 4.24, celles-ci, vraisemblablement liées à la proximité entre le mur et la frontière champ libre, ne semblent pas impacter les résultats de la simulation.

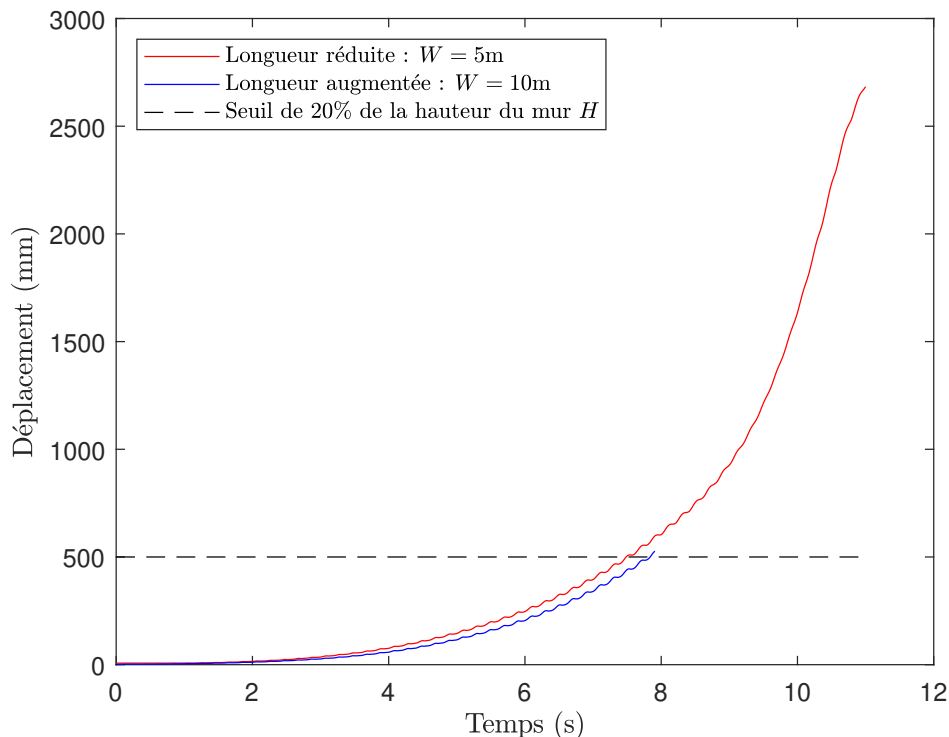


FIGURE 4.24 – Effet de la longueur du remblai sur le déplacement en tête de mur.

La taille des mailles n'a pas été optimisée pour accélérer les calculs mais prise de manière à avoir six nœuds du remblai en contact avec chaque brique, soit 1,7cm. Cette taille de maille est largement inférieure à la valeur permettant d'assurer une bonne transmission des ondes dans le système, évaluée à 1,6m grâce à l'Équation 4.17.

On note accessoirement, que les phénomènes modélisés numériquement ne font pas (ou en tout cas très peu) intervenir la propagation des ondes : le déphasage entre le bas et le haut du mur est très faible, que ce soit d'ailleurs pour les murs expérimentaux ou les modèles réels. Cela explique les très grandes tailles de mailles maximales (Équation 4.17) relativement aux tailles des systèmes. L'intérêt de telles simulations dynamiques réside dans la prise en compte de l'aspect transitoire de la sollicitation, en terme de durée totale mais aussi de période de sollicitation.

Propriétés du signal de sollicitation Puisque l'objectif de ces simulations est de pondérer le dimensionnement sismique des MSPS en France métropolitaine, celles-ci doivent produire des résultats conservatifs. Ainsi, le signal dynamique est-il choisi de manière à être représentatif des signaux sismiques les plus forts pouvant se produire en France métropolitaine. D'après une analyse de la littérature, la magnitude M des plus forts séismes de France ne dépasse pas $M = 7$ ¹². Les lois de corrélations reliant la magnitude du séisme à la durée de la phase forte donne une durée de phase forte égale à 15s pour une magnitude $M = 7$, et 3s pour une magnitude $M = 6$. Pour être conservatif, on choisit donc d'appliquer un signal sismique sur une durée de 15s, sans considérer d'éventuelles répliques suivant le séisme initial. En première analyse, la sollicitation sismique sera modélisée comme une onde de cisaillement monochromatique à propagation verticale.

Le signal modèle a une phase croissante jusqu'à atteindre l'accélération maximale A_{max} et une phase décroissante, toutes deux choisies linéaires (Figure 4.25). En analysant plusieurs signaux sismiques issus de la littérature [AKKAR et collab., 2014; DURAND, 2018; SAMAYOA et collab., 2018], des relevés sismiques du CEA (France), du SED (Suisse) et de la base de données européenne RESORCE [AKKAR et collab., 2014], on trouve que le pic du séisme se produit quelques secondes après le début du tremblement de terre, typiquement entre 1 s et 5 s. Cette dernière valeur, 5s, sera retenue, puisque plus grande donc plus conservatrice, d'après les conclusions des essais dynamiques et de leurs modélisations numériques.

Le signal qui sera appliqué à la base du modèle est présenté sur la Figure 4.25.

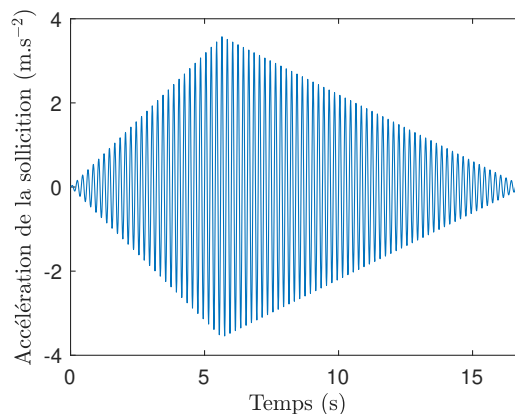


FIGURE 4.25 – Signal harmonique type utilisé pour certaines simulations numériques.

L'analyse sera menée en deux étapes : on considère d'abord que l'effet des cycles répétés n'influence pas la résistance sismique du mur ; cette dernière est supposée directement liée à l'accélération maximale du signal sismique. On se propose d'appliquer alors un signal avec une rampe croissante de durée 15s¹³ (Sections 4.4.4.2, 4.4.4.3 et 4.4.4.4), jusqu'à la rupture du mur. Les simulations sont donc moins coûteuses, dans ce cas-là. On note cette accélération de rupture A_{rupt} .

Dans un second temps, on effectue sur un cas particulier des tests essais-erreurs utilisant le signal complet (Figure 4.25) avec comme pic du signal A_{max} une fraction de A_{rupt} (par exemple 50%, 60%, 70%). Le but est de tenir compte de la phase descendante d'un signal sismique (ici, entre 10s et 15s) car l'effet des cycles répétés peut conduire le mur à la rupture alors que l'amplitude du signal est inférieure à A_{rupt} . On cherche l'accélération maximale au pic (en terme de pourcentage) permettant d'assurer que le mur soit stable après cette phase descendante. Une fois ce pourcentage déterminé, et supposant qu'il évolue peu en modifiant le cas d'étude, on l'applique aux accélérations de rupture A_{rupt} des autres simulations effectuées, pour déterminer une résistance sismique

12. Les séismes les plus forts enregistrés en France métropolitaine sont les séismes de 1909 à Lambesc de magnitude $M = 6,2$ et de 1996 à Fenouillet (Pyrénées-Orientales) de magnitude $M = 6,0$.

13. Pour rester cohérent, le taux de croissance de l'amplitude au cours de cette phase est le même que lors de la phase croissante du signal sismique complet (Figure 4.25).

de l'ouvrage plus conforme avec la réalité.

Les plages de fréquences centrales des séismes réels sont comprises entre 1Hz et 20Hz, et plus souvent entre 3Hz et 10Hz [BATHURST et HATAMI, 1998; VINCENS, 1999]. La plupart des simulations numériques ont donc utilisé une fréquence de 5 Hz et quelques-unes ont utilisé les fréquences 3 Hz.

4.4.4.2 Cas test particulier

Identification du déplacement caractérisant la rupture du mur Dans cette partie, on détermine un critère de rupture pertinent pour les essais de type « rampe », utilisant un signal sismique croissant indéfiniment. On effectue cette détermination sur un cas test, utilisant le mur C3s de COLAS et collab. [2010b] sans inclinaison du remblai : $\beta = 0^\circ$.

Dans un premier temps, il est question d'identifier la rupture du mur de soutènement pour en déduire l'accélération de rupture que l'on souhaite comparer avec la résistance pseudo-statique du mur. Pour cela, on applique au mur test un signal sinusoïdal de fréquence 5Hz et d'amplitude croissante : la résistance pseudo-statique du mur ($a_{crit} = 0,16g$) est atteinte au bout de 4,1 secondes. À chaque seconde de simulation, en utilisant les fichiers de sauvegarde, un autre calcul est mené : la stabilité du mur de soutènement est testée en enlevant la sollicitation dynamique et en laissant le mur se stabiliser (un jour de calcul a été nécessaire pour chacune des phases de stabilisation). Les courbes du ratio des forces non équilibrées r_u (Équation 4.11) correspondant aux temps $t = 12s$ et $t = 13s$ de sollicitation dynamique sont montrées sur la Figure 4.26. Sur celles-ci, on peut noter que le mur de soutènement est stable après les 12 s de sollicitations alors qu'il est instable après 13 s (Figure 4.27).

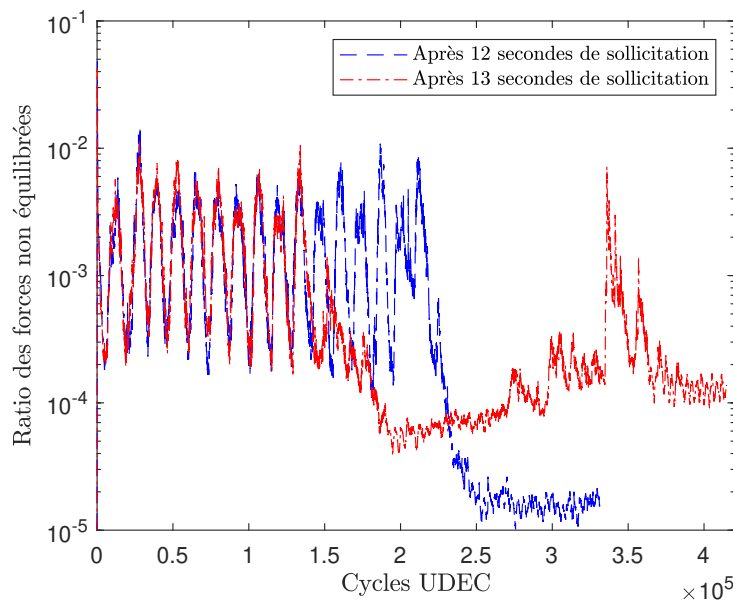


FIGURE 4.26 – Ratio des forces non équilibrées r_u après les sollicitations dynamiques : comparaison après 12 et 13 secondes de sollicitations harmoniques.

En traçant, l'évolution du déplacement en tête de ce mur type, on note qu'un seuil égal à 500mm, ie 20% de la hauteur du mur, est pertinent pour caractériser la rupture du mur de soutènement (Figure 4.28). Cette valeur seuil servira d'indicateur de la rupture pour tous les autres murs. Idéalement, une telle phase de calage devrait précéder tous les tests mettant en jeu des

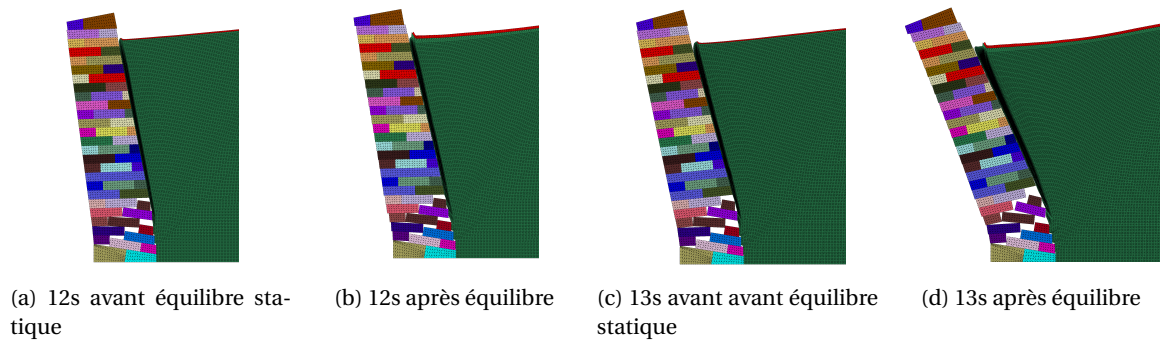


FIGURE 4.27 – Comparaison des géométries des murs de soutènement pour différents temps de simulations, avant et après une phase de stabilisation statique.

murs différents. Pour des raisons évidente de consommation de temps de calculs, cette solution n'a pas été envisagée.

On note que le critère de 20% est plus important que les seuils généralement considérés pour les murs de soutènement, plutôt situé à 10% d'après [WU et PRAKASH \[1996\]](#), qui intègrent un facteur de sécurité. Dans notre cas, on n'ajoute pas de sécurité sur ce seuil de 20% qui caractérise la rupture du mur, mais on en ajoutera sur l'estimation du gain de résistance par rapport aux approches pseudo-statiques ([Section 4.4.4.5](#)).

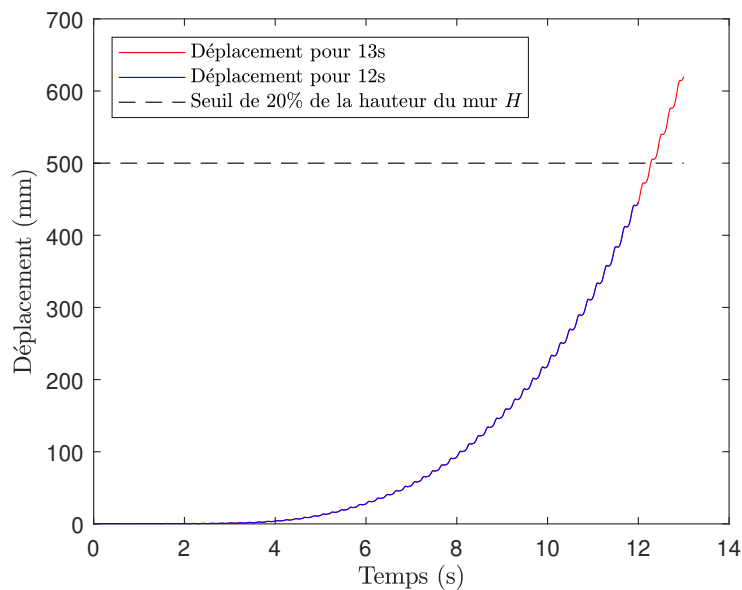


FIGURE 4.28 – Évolution du déplacement du mur en fonction du temps de sollicitation. Le seuil de 20% de la hauteur du mur H caractérise la rupture du mur test.

Vérification de la validité du modèle Précédemment, il a été noté que le remblai subissait des déformations importantes au niveau de la condition en champ libre, malgré des résultats (en termes de déplacement du mur) inchangés. On note que ces déformations semblent néanmoins assez limitées au moment de la rupture du mur, *ie* l'atteinte du seuil de 20% de la hauteur du mur par le déplacement de sa partie supérieure ([Figure 4.29a](#)).

De même, on peut noter un faible décollement du remblai par rapport au parement amont du mur d'une hauteur équivalente à la hauteur d'un bloc (10cm) au maximum ([Figure 4.29b](#)), ce qui est suffisamment faible pour ne pas être traité comme un problème numérique significatif.

Sur la base de ce même test, la déformation cyclique du remblai loin du mur a été calculée.

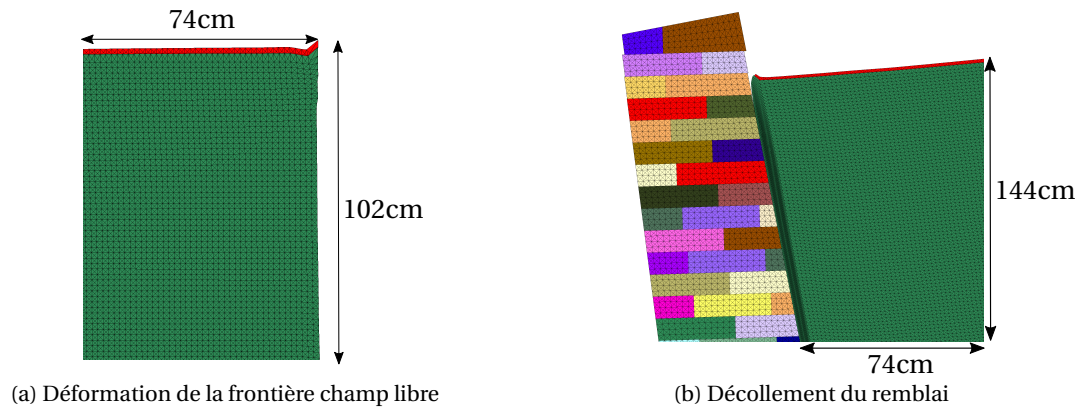


FIGURE 4.29 – Géométrie du mur au moment de la rupture. Déformation du système proche de la condition limite en champ libre et décollement du remblai par rapport au mur.

Celle-ci a été trouvée égale à $\gamma_{cyc} = 2 \times 10^{-3}\%$, ce qui permet d'appuyer l'hypothèse faite quant au choix de la valeur de l'amortissement pour le remblai pris égal à $\xi = 5\%$. On note que ces calculs de taux de déformation ont été effectués loin du mur. En prenant un point dans le remblai dans la zone en rupture, le taux de déformation cyclique reste inférieur à la valeur de $\gamma_{cyc} = 10^{-2}\%$ critique qui inciterait à augmenter l'amortissement [MATASOVIĆ et VUCETIC, 1993].

Influence des propriétés élastiques du mur On compare ici deux simulations d'un même mur soumis au même signal dynamique. La différence réside dans les propriétés élastiques du mur, et donc de la rigidité des joints entre les blocs. La première simulation utilise les propriétés du *Tableau 4.11*. La deuxième utilise des propriétés élastiques dégradées ($E = 0,18\text{GPa}$), de manière à quantifier l'importance de ces paramètres de rigidité sur la simulation numérique. La résistance pseudo-statique de ce mur, estimée à $a_{crit} = 0,16g$, est atteinte au bout de 2,5 s de simulation.

On trace sur la *Figure 4.30* le déplacement en tête du mur en fonction du temps pour ces deux simulations. Comme attendu, on note que le mur avec les blocs moins rigides montre un comportement avec plus de déplacement que l'autre. Néanmoins, les courbes restent assez proches l'une de l'autre. Le seuil des 20% (500mm) est atteint pour des valeurs d'accélération différentes de seulement 7,4%. Cet écart est resté stable pour les différents cas d'études menés dans ce travail, non montrés ici.

Pour ce mur en particulier, on retient donc une accélération de rupture égale à $A_{rupt} = 5,38\text{m.s}^{-2}$ pour le mur avec les propriétés élastiques initiales, et $A_{rupt} = 4,75\text{m.s}^{-2}$ pour le mur avec les propriétés élastiques réduites.

Les temps de simulation associés aux modèles utilisant les propriétés élastiques initiales sont deux à trois fois plus élevés que les autres. Pour cette raison, dans la suite des modélisations, lorsque l'on ne s'intéresse qu'à des tendances qualitatives de quantités en fonction d'un paramètre particulier, on utilisera les propriétés élastiques réduites. À l'inverse, lorsque les valeurs quantitatives sont primordiales, les propriétés élastiques initiales seront utilisées.

4.4.4.3 Influence de la géométrie du système

Dans cette partie, différents murs de même hauteur et largeur ont été testés pour savoir si le gain de résistance d'un mur de soutènement, par rapport à un calcul pseudo-statique est globalement constant quel que soit le mur étudié. Les propriétés des murs étudiés sont présentées dans

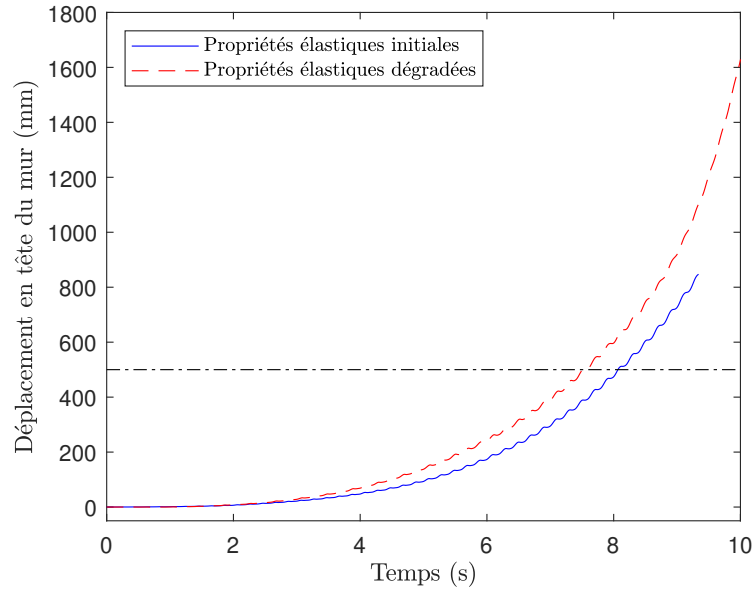


FIGURE 4.30 – Déplacement du haut du mur en fonction de la rigidité des blocs : plus la rigidité diminue, plus les déplacements augmentent.

le *Tableau 4.12*. Celles non indiquées dans ce tableau sont identiques à celles du *Tableau 4.10*. Les propriétés élastiques des murs étudiés dans cette partie correspondent aux propriétés non dégradées (*Tableau 4.11*) pour un calcul quantitatif.

TABLEAU 4.12 – Propriétés variées pour les simulations sur les murs à échelle 1.

	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4
Fruit aval f_v (%)	6%	6%	6%	0%
Inclinaison des lits α (°)	9,1°	9,1°	3,4°	0°
Inclinaison du remblai β (°)	0°	32,6°	0°	0°

Pour tous les murs étudiés, le signal a été calibré pour que la résistance pseudo-statique du mur soit atteinte par le signal dynamique harmonique de fréquence 5Hz au bout de 2,5 secondes. Dans le *Tableau 4.13*, les accélérations de rupture de ces différentes simulations sont comparées avec la résistance pseudo-statique des mêmes murs. On remarque que l'augmentation de résis-

TABLEAU 4.13 – Résistance dynamique A_{rupt} des MSPS en fonction de leur géométrie.

	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4
Résistance pseudo-statique a_{crit} (m.s ⁻²)	1,58	0,49	1,52	1,36
Résistance dynamique A_{rupt} (m.s ⁻²)	5,38	1,75	5,06	4,63
Différence relative	240%	261%	233%	240%

tance du mur entre une simulation numérique et un calcul pseudo-statique ne dépend que légèrement du mur étudié.

4.4.4.4 Influence du signal dynamique

Influence du taux d'augmentation de l'accélération et de la durée de la sollicitation Les essais dynamiques à échelle réduite avait déjà montré l'effet de la durée et de la fréquence du signal de sollicitation sur la stabilité d'un mur de soutènement. Des tests sur le modèle numérique à

échelle 1 ont été menés pour confirmer cette tendance lors du changement d'échelle. Ceux-ci ont été effectués en utilisant les propriétés élastiques réduites.

Pour cela, deux tests avec une amplitude du signal dynamique croissant plus ou moins vite ont été effectués, toujours avec une fréquence de 5Hz. L'un a atteint l'accélération pseudo-statique au bout de 5 s (*Rampe 1*) et l'autre au bout de 1,25 s (*Rampe 4*). Le cas test présenté précédemment est associée à une rampe nommée *Rampe 2*, pour lequel l'accélération pseudo-statique est atteinte au bout de 2,5 s. La *Figure 4.31* montre la comparaison du déplacement en tête du mur pour ces trois murs en fonction de l'amplitude de sollicitation, croissant au cours du temps. On retrouve la

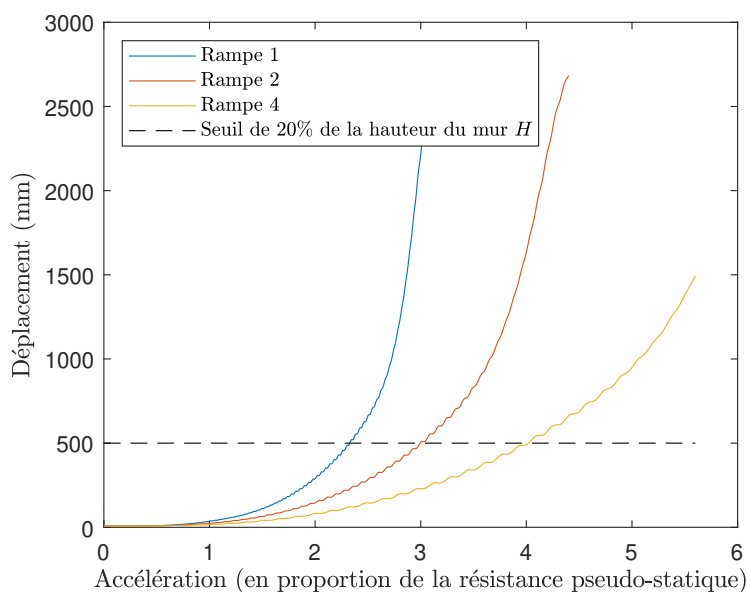


FIGURE 4.31 – Déplacement du haut du mur en fonction de la croissance de l'amplitude du signal dynamique.

conclusion des essais dynamiques : plus la sollicitation est longue, plus la résistance du mur à un signal harmonique diminue. En caractérisant la rupture du mur par le dépassement du seuil de 20% de la hauteur du mur pour le haut du mur, on obtient les accélérations de rupture présentées dans le *Tableau 4.14*. En comparant les cas *Rampe 1* et *Rampe 4*, lorsque la durée de sollicitation augmente de 130%, l'accélération de rupture A_{rupt} diminue de 42%.

TABLEAU 4.14 – Accélération de rupture pour différente amplitude de sollicitation.

Intensité du signal	Accélération de rupture
Rampe 1	$3,69m.s^{-2}$
Rampe 2	$4,75m.s^{-2}$
Rampe 4	$6,38m.s^{-2}$

Influence de la fréquence du signal Dans un second temps, la fréquence du signal a été variée. En plus du cas test à 5Hz, un test a été effectué à 3Hz et un autre à 10Hz. L'amplitude du signal dynamique a atteint la résistance pseudo-statique du mur au bout de 2,5 s pour chacun des tests. Les courbes de déplacement correspondantes sont tracées sur la *Figure 4.32*. L'influence de la fréquence du signal ne semble pas très significative : l'augmentation de la fréquence n'induit qu'une légère augmentation de la résistance. La différence relative maximale entre les accélérations de rupture est de seulement 11%.

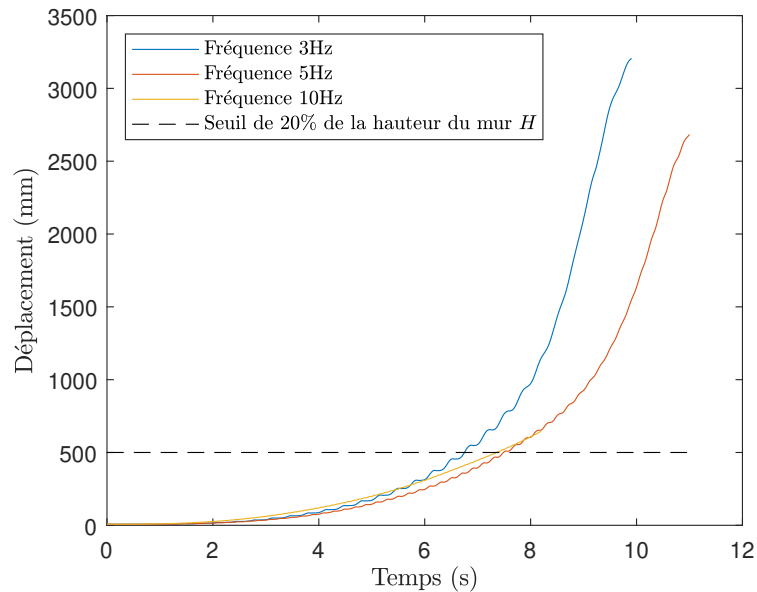


FIGURE 4.32 – Déplacement du haut du mur en fonction de la fréquence du signal dynamique.

Prise en compte de l'accélération verticale Enfin, l'effet de l'accélération verticale a été étudié, avec deux simulations numériques supplémentaires. L'intensité du signal vertical est prise égale à un tiers de l'accélération horizontale (cf *Chapitre 5*) et est directement déduit du signal horizontal via ce facteur réductif. La résistance pseudo-statique du mur, avec prise en compte des composantes horizontale et verticale, est atteinte au bout de 2,5 s. Pour la première simulation (Vert 1), les signaux horizontal et vertical sont en phase alors que pour la seconde (Vert 2), sont en opposition de phase (décalage d'une demi-période). Sur la *Figure 4.33*, on compare le déplacement enregistré en tête du mur pour ces deux simulations par rapport à celui obtenu dans le cas où l'accélération n'est qu'horizontale. Premièrement, on note que l'ajout d'une accélération

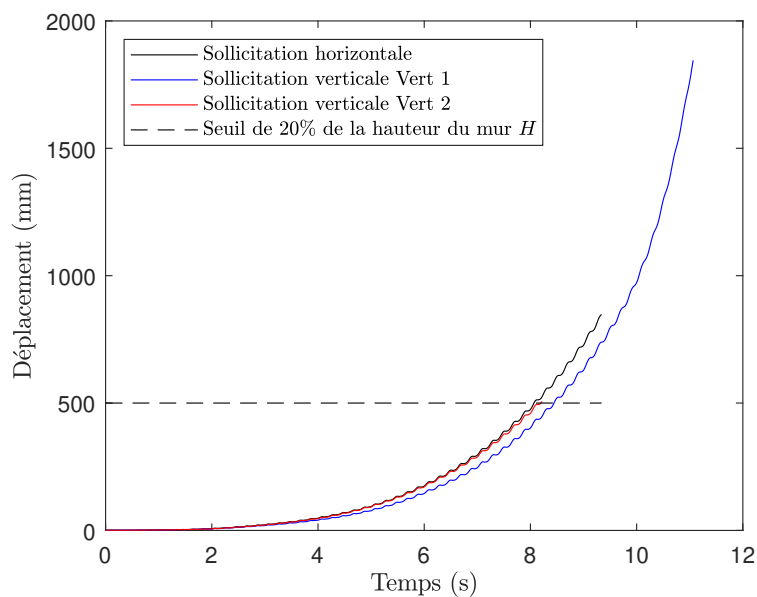


FIGURE 4.33 – Déplacement du haut du mur avec un signal dynamique horizontal et vertical : comparaison avec un signal purement horizontal.

verticale ne modifie pas fortement la résistance dynamique d'un mur de soutènement. Deuxièmement, parmi les deux simulations tenant compte d'une accélération verticale, la plus critique

correspond à celle où l'accélération verticale est en opposition de phase avec l'accélération horizontale. En effet, concernant l'accélération horizontale, c'est quand elle dirigée vers l'aval du système (négatif) que la situation est la plus critique. De même, concernant l'accélération verticale, c'est quand elle est dirigée vers le haut (positif) que la situation est la plus critique. Il est donc logique que la modélisation la plus critique soit quand ces deux cas défavorables sont concomitants, *ie* quand les signaux sont en opposition de phase.

4.4.4.5 Modélisation plus réaliste du signal sismique

Dans cette dernière partie, le signal sismique est modélisé par un signal harmonique dont l'amplitude croît et décroît pour être plus proche de la durée et de la réalité d'un signal sismique réel (*Figure 4.25*).

On veut voir ici comment corriger l'évaluation de la résistance dynamique A_{rupt} , qui pour l'instant n'a été faite que sur une rampe croissante. Or, l'effet des cycles répétés pour un niveau d'accélération au pic plus faible que l'accélération critique peut induire une rupture avant la fin de la sollicitation dynamique.

Pour cela, deux simulations ont été menées sur le mur test (*Section 4.4.4.2*) utilisant les propriétés élastiques non dégradées pour obtenir un résultat quantitatif. L'amplitude maximale du signal est prise proportionnellement à la résistance dynamique évaluée dans la *Section 4.4.4.2*. La rampe d'augmentation de l'amplitude est prise identique à celle de ces premier tests. La première simulation (Mur A) a une amplitude maximale égale à 60% de la résistance dynamique A_{rupt} ($A_{max} = 0,6 * 5,38 = 3,23m.s^{-2}$), tandis que la deuxième simulation (Mur B) a une amplitude maximale de 70% de la résistance dynamique ($A_{max} = 0,7 * 5,38 = 3,77m.s^{-2}$).

Les signaux d'amplitudes croissantes utilisés sont représentés en *Figure 4.34*. On note que la durée du signal correspondant à l'amplitude 70% est légèrement plus grande, sachant que dans les deux cas, elle vaut environ 15 s, ce qui proche de la durée des phases fortes des séismes français de forte magnitude $M \approx 7$. Les séismes en France métropolitaine, passés et prévus, ayant toujours une magnitude plus faible, cette durée de sollicitation est donc défavorable.

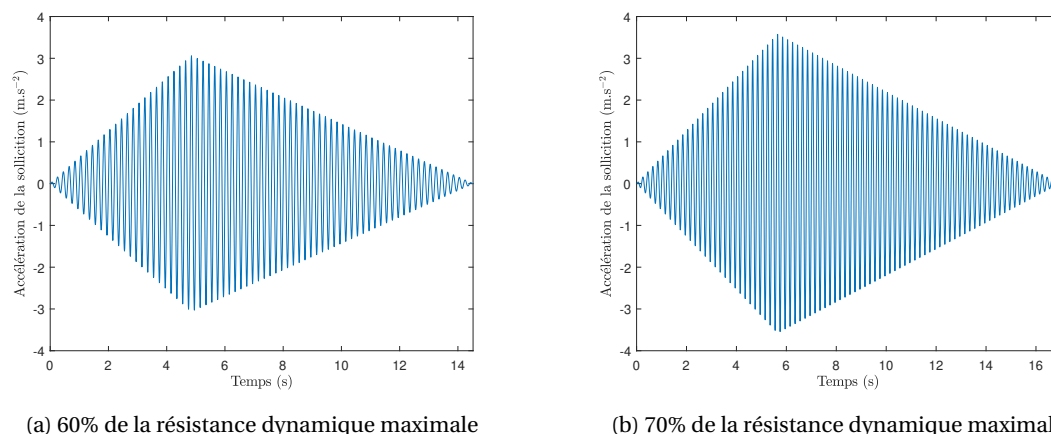


FIGURE 4.34 – Signaux dynamiques avec phases croissante et décroissante : deux pics d'accélération différents, définis comme des pourcentages de la résistance dynamique maximale (*Sections 4.4.4.4 et 4.4.4.3*).

Pour ces deux tests, la géométrie du mur a été enregistrée à trois moments différents :

- Au moment de l'atteinte du pic en accélération du signal dynamique harmonique de sollicitation
- À la fin de la sollicitation dynamique
- Après une phase de stabilisation statique suivant les sollicitations dynamiques

Ces $(3 * 2 = 6)$ états temporels sont représentés sur la *Figure 4.35*. Le mur A reste stable lors de toute la sollicitation tandis que le mur B rompt avant la fin de la sollicitation. La durée du signal sismique est donc bien un facteur déterminant de la stabilité d'un MSPS, compte tenu de la différence entre la résistance dynamique A_{rupt} obtenue sur le signal en rampe et la résistance dynamique à un signal plus réaliste égale à $A_{max} = 0,6 * A_{rupt}$.

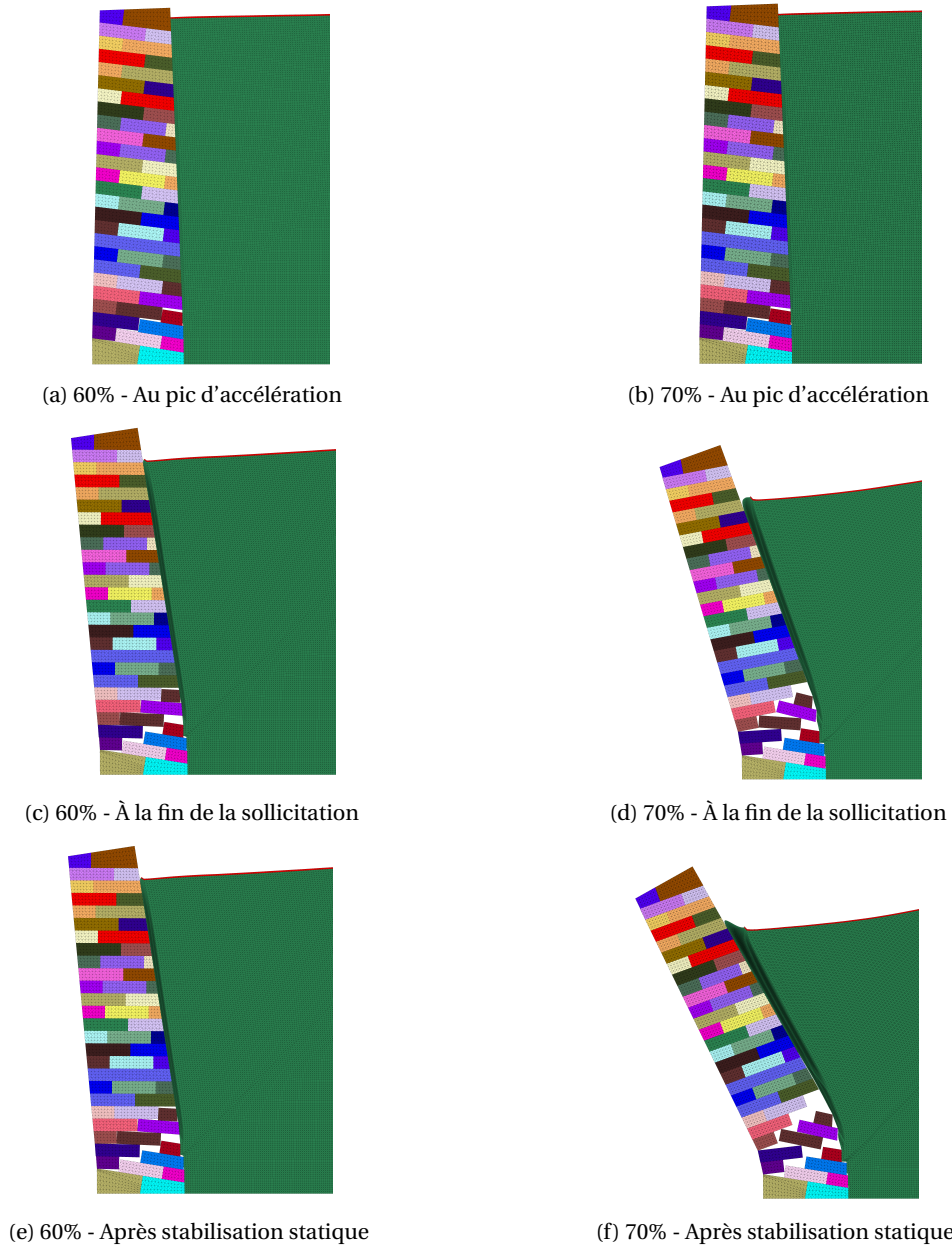


FIGURE 4.35 – Géométrie du mur au cours d'une sollicitation harmonique. Des captures photos sont faites au pic et à la fin de la sollicitation ainsi qu'après une phase de stabilisation statique pour les deux signaux de la *Figure 4.34*.

La résistance dynamique pour un signal sismique plus proche de la réalité, où l'effet de la durée joue un rôle non négligeable, est alors corrigée par le facteur 60% (qui place du côté de la sécurité). Les résultats obtenus pour les tests précédents avec des propriétés élastiques des blocs non dégradées sont rassemblées dans le *Tableau 4.15* où est notée la différence relative entre résistance dynamique corrigée et la résistance pseudo statique.

Parmi les résultats du *Tableau 4.15*, on relève que la résistance dynamique corrigée, estimée via des sollicitations harmoniques d'une durée d'environ 15 s (*Figure 4.34a*), est en moyenne au-

TABLEAU 4.15 – Résistance dynamique d’un mur de soutènement en fonction des paramètres du mur et du signal.

(a) Mur 1 avec les propriétés élastiques initiales

	Sollicitation horizontale Rampe 4	Sollicitation horizontale Rampe 2	Sollicitation verticale Vert 1	Sollicitation verticale Vert 2
Résistance dynamique A_{rupt} (m.s ⁻²)	7,03	5,38	5,32	5,12
Résistance réduite - 60% A_{max} (m.s ⁻²)	4,22	3,23	3,19	3,07
Résistance pseudo-statique a_{crit} (m.s ⁻²)	1,58		1,50	
Différence relative (%)	167%	104%	113%	105%

(b) Différentes géométries pour le mur

	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur4
Résistance dynamique A_{rupt} (m.s ⁻²)	5,38	1,75	5,06	4,63
Résistance réduite - 60% A_{max} (m.s ⁻²)	3,23	1,05	3,04	2,78
Résistance pseudo-statique a_{crit} (m.s ⁻²)	1,58	0,49	1,52	1,36
Différence relative	104%	116%	100%	104%

tour du double (+100%) de la résistance pseudo-statique.

4.4.4.6 Limites de l'étude numérique effectuée

Dans cette partie conclusive, les différentes limites des simulations numériques sont résumées, avant de donner des implications sur le dimensionnement sismique des murs de soutènement en pierre sèche.

Tout d’abord, on peut noter que la validation du modèle numérique n’est pas très satisfaisante. Bien qu’elle montre des résultats *a priori* conservatifs, les écarts doivent être expliqués pour assurer la fiabilité du modèle, notamment en ce qui concerne la validation du modèle sur les essais dynamiques à différentes fréquences et même sur celui utilisant un bruit blanc.

Ensuite, on rappelle que les signaux harmoniques utilisés sont des modèles des signaux sismiques réels. Même si les durées des signaux harmoniques utilisés pour donner des recommandations étaient de l’ordre de 15 s, et donc équivalentes aux durées des phases fortes des séismes français les plus importants de magnitude $M = 7$, ces mêmes signaux modèles n’ont pas permis de modéliser l’ensemble des mouvements sismiques (fréquence, durée) avec précision. Le signal était par ailleurs monochromatique et il est difficile de cerner si cela est plus défavorable ou non qu’un signal à large bande spectrale. Enfin, on note que la décroissance d’un signal sismique est généralement plus rapide que celle employée sur la *Figure 4.34a*, où celle-ci est linéaire.

De plus, les propriétés géométriques et mécaniques des murs étudiés n’ont pas été variées sur toute la gamme de variation des **MSPS**, et notamment la hauteur et la largeur du mur ainsi que les propriétés mécaniques du remblai et du mur (frottement, cohésion). Augmenter le nombre d’essais dans le cadre d’une étude paramétrique permettrait de mieux quadriller l’espace des propriétés des **MSPS** et ainsi avoir plus de confiance dans les conclusions générales tirées.

Lors de l’initiation de la rupture et de l’ouverture des joints, le remblai modélisé par un bloc maillé en éléments finis, ne comble pas les espaces créés, ce qui se passe vraisemblablement dans la réalité.

De même, l’influence de l’assemblage et de la taille des modules utilisés n’ont pas été étudiées au

cours des simulations numériques à échelle 1, alors que l'effet a été trouvé faible mais non négligeable au cours des simulations numériques des expériences dynamiques (*Section 4.4.3.2*).

Classiquement, en ingénierie, on pondère la résistance donnée par une approche pseudo-statique en la multipliant par un facteur r , qui vaut 1, 1,5 ou 2 en fonction de la capacité de l'ouvrage à accepter des mouvements horizontaux sans rompre [RICHARDS JR et ELMS, 1979; AFNOR, 2005c]. C'est cette approche générale qui est choisie dans le manuscrit : on utilise une méthode analytique pseudo-statique pour donner des recommandations et l'on pondère la résistance par un certain coefficient r . Au vu des résultats fournis par les simulations numériques avec leurs limites, un coefficient r de $r = 1,5$ semble être raisonnable et conservatif pour être associés au comportement dynamique des MSPS.

4.5 Conclusion du chapitre

En conclusion, un modèle numérique de murs de soutènement basé sur le logiciel d'éléments discrets UDEC a été présenté. Celui-ci a permis d'effectuer une étude numérique pseudo-statique, avec notamment une phase de validation sur la base des expériences pseudo-statiques du *Chapitre 3*. Ces simulations numériques ont permis de préciser les modes de rupture d'un mur de soutènement à joints secs : le glissement et le renversement. Ceux-ci se produisent en suivant une ligne de rupture traversant le mur. Particulièrement, les simulations ont fait le lien entre l'inclinaison de la rupture dans le mur et la résistance pseudo-statique du mur. En allant plus loin encore, on trouve un lien entre la présence de boutisses (blocs traversant complètement le mur) dans le mur et l'inclinaison de rupture du mur dans un essai pseudo-statique. Plus il y a de boutisses, plus la ligne de rupture est horizontale et donc plus le mur est résistant. Cela valide notamment les règles de l'art qui conseillent de placer régulièrement, et dans toute la hauteur du mur, des boutisses. Au-delà d'un pourcentage de 30% de boutisses, la résistance n'est plus grandement impactée.

Dans un second temps et sur la base du résultat des simulations numériques pseudo-statiques, des simulations numériques dynamiques ont été menées. Celles-ci modélisent le signal sismique par un signal sinusoïdal monochromatique appliqué à la base du système. Le modèle numérique donne des résultats plus conservatifs que les expériences sur modèles réduits présentés au *Chapitre 3*.

Le même modèle numérique a ensuite été utilisé pour modéliser le comportement dynamique de murs de soutènement en pierre sèche à échelle 1 en utilisant des signaux harmoniques monochromatique. La fréquence et la durée de ceux-ci ont été calibrés sur la base des séismes critiques susceptibles de se produire en France. En utilisant plusieurs configurations différentes pour les murs et les signaux d'études, il a été montré que la résistance dynamique d'un modèle de mur de soutènement en pierre sèche à échelle 1 est de l'ordre du double de la résistance pseudo-statique pour une durée d'un séisme d'environ 15 secondes. Ce rapport décroît lorsque la durée du signal sismique augmente. Pour tenir compte des différentes limites du travail effectué et du faible nombre de simulations numériques effectuées, on retiendra une résistance supplémentaire de seulement 50%. Ce résultat sera utilisé dans le *Chapitre 5* pour donner des premières recommandations pour le dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche au séisme.

Chapitre 5

Modélisation analytique pseudo-statique des murs de soutènement de talus en pierre sèche et recommandations sismiques

Résumé du chapitre :

Dans ce chapitre, une méthode analytique pseudo-statique pour le dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche vis-à-vis des séismes est présentée. Elle est basée sur les travaux pionniers de Mononobe et Okabe. Après avoir décrit le fonctionnement de cette méthode et présenté ses spécificités liées à son application à la pierre sèche, ce chapitre détaille sa validation sur la base des expériences pseudo-statiques du *Chapitre 3, Section 3.2* ainsi que sur la base des essais statiques sur **MSPS** réels de **VILLEMUS [2004]** et de **COLAS [2009]**. La méthode s'avère tout à fait capable de prédire les résultats expérimentaux et peut être utilisée pour donner des recommandations sur le dimensionnement sismique de ces murs. Dans un second temps, l'influence de chacun des paramètres géométriques et mécaniques d'un **MSPS** sur sa résistance sismique est étudiée. L'inclinaison des lits α correspond à la donnée géométrique qui influe le plus sur la résistance sismique d'un **MSPS** : en pratique, c'est l'augmentation de cette inclinaison α qui permettra d'augmenter la résistance de l'ouvrage. Enfin, l'application de cette méthode analytique au dimensionnement sismique des **MSPS** est présentée. Basée sur les Eurocodes 7 & 8, et tenant compte des résultats des calculs dynamiques du *Chapitre 4*, un coefficient de comportement r est proposé. Il semble ici difficile de donner des indications générales en termes de dimensionnement au séisme car les paramètres en jeu pour évaluer l'accélération maximale sur un site sont très divers. Il faudra ainsi abandonner l'usage d'abaques de dimensionnement au profit d'un module de calcul analytique. Cependant, on montre qu'en zone très faiblement sismique, les surépaisseurs à appliquer aux dimensions d'un **MSPS** pour tenir compte du séisme sont au maximum de 10%, par rapport à un dimensionnement statique. Dans le cas où les **MSPS** sont éloignés de routes et d'habitations ou s'ils sont fondés sur un rocher, les surépaisseurs maximales sont de 50% sur tout le territoire français. Enfin, pour les situations les plus critiques, en termes de conséquences de la rupture d'un mur lors d'un séisme, il est recommandé de faire appel à un bureau d'études de géotechnique qui effectuera des calculs dynamiques incrémentaux.

Sommaire

5.1	Introduction	163
5.2	Présentation de la méthode analytique	163
5.2.1	Principe de fonctionnement	163
5.2.2	Paramètres du système	164
5.2.2.1	Paramètres géométriques	164
5.2.2.2	Paramètres mécaniques	166
5.2.2.3	Paramètres sismiques	167
5.2.3	Équilibre du coin de sol	167
5.2.4	Équilibre du mur	171
5.2.5	Résolution	172
5.3	Validation de la méthode de calcul	175
5.3.1	Expériences pseudo-statiques sur modèles réduits	175
5.3.1.1	Mise en place du calcul	175
5.3.1.2	Résultats	177
5.3.1.3	Analyse paramétrique des données expérimentales	181
5.3.2	Expériences statiques sur MSPS réels	182
5.3.2.1	Introduction	182
5.3.2.2	Expériences de VILLEMUS [2004]	182
5.3.2.3	Expériences de COLAS [2009]	184
5.3.3	Conclusion	185
5.4	Influence des choix de modélisation	185
5.4.1	Influence du paramètre η	186
5.4.2	Rupture en traction du remblai	188
5.4.2.1	Poussée d'un sol cohérent	189
5.4.2.2	Estimation de h_c	189
5.4.2.3	Implémentation de h_c dans la méthode analytique	190
5.5	Perspectives de la méthode analytique	191
5.6	Analyses paramétriques utilisant le DTU - Fascicule 62	192
5.6.1	Présentation des Facteurs de Sécurité du Fascicule 62	192
5.6.2	Analyse paramétrique	193
5.6.2.1	Paramètres nominaux et plages de variations	193
5.6.2.2	Analyse paramétrique en statique	193
5.6.2.3	Analyse paramétrique en sismique	202
5.7	Recommandations sismiques utilisant les Eurocodes	209
5.7.1	Objectifs	209
5.7.2	Présentation de l'approche Eurocode	209
5.7.2.1	Modes de ruptures et états limites	209
5.7.2.2	Coefficients partiels de sécurité	210
5.7.2.3	Accélération de dimensionnement	212
5.7.3	Dimensionnement statique	216
5.7.4	Dimensionnement sismique	218
5.7.4.1	Exemple d'étude de cas	218
5.7.4.2	Influence de l'accélération de dimensionnement	219
5.8	Conclusion du chapitre	224

5.1 Introduction

Ce chapitre présente un outil de dimensionnement sismique pour les murs de soutènement de talus en pierre sèche. Cet outil est basé sur une méthode analytique pseudo-statique, proposée par l’Eurocode 8 en première approche. L’approche pseudo-statique correspond à l’approche la plus simple d’étude du comportement sismique des ouvrages de soutènement (*Chapitre 2*). L’avantage de choisir une telle méthode est qu’elle répond aux besoins de dimensionnement, à savoir : une méthode rapide et facile d’accès et de compréhension pour les personnes en charge du dimensionnement.

Tout d’abord, la méthode, ses paramètres et son fonctionnement sont présentés. Ensuite, la validation de la méthode est effectuée sur la base des expériences pseudo-statiques du *Chapitre 3, Section 3.2* ainsi que sur la base d’expériences statiques sur des MSPS réels [VILLEMUS, 2004; COLAS, 2009]. Une section suivante présente une brève étude de l’influence des choix de modélisation sur le résultat de cette méthode.

Dans un second temps, la méthode analytique développée est utilisée pour donner des recommandations pour le dimensionnement des MSPS face aux séismes, recommandations basées sur les Eurocodes. Celles-ci intègrent les spécificités de la pierre sèche relevées au cours de l’étude bibliographique et des différentes études, expérimentales, numériques et analytiques présentées dans ce manuscrit.

5.2 Présentation de la méthode analytique

5.2.1 Principe de fonctionnement

Les méthodes analytiques pseudo-statiques utilisées pour l’étude de la stabilité sismique des murs de soutènement se fondent sur les travaux pionniers de MONONOBE et MATUO [1929] et OKABE [1924] qui ont été par la suite étendus, améliorés par de nombreux autres d’autres auteurs, [MONONOBE, 1929; SARAN et PRAKASH, 1968; RICHARDS JR et ELMS, 1979; ELMS et RICHARDS JR, 1979; WHITMAN et LIAO, 1985; SEGRESTIN, 1993; MORRISON JR et EBELING, 1995; DAS et PURI, 1996; KOSEKI et collab., 1998b; TATSUOKA et collab., 1998; GNANAPRAGASAM, 2000; HUANG et CHEN, 2004; HUANG, 2005; STAMATOPOULOS et collab., 2006; FENG et collab., 2008; FU-TONG et collab., 2008; TRANDAFIR et collab., 2009; HUANG et collab., 2009; AHMADABADI et GHANBARI, 2009; GHANBARI et AHMADABADI, 2010a; YAZDANI et collab., 2013; SHAMSABADI et collab., 2013; MOGHADDAS et NOURI, 2014; XU et collab., 2015; LIN et collab., 2015; ZHANG et collab., 2017a; SHI-YU et KANANGARA, 2017]. Dans ces méthodes, on suppose que les conditions de déformation plane sont réunies : on n’étudie qu’une seule section du mur. Ensuite, on suppose qu’un coin de sol du remblai, appelé coin de Coulomb, en référence aux travaux de COULOMB [1773], est à l’équilibre limite, c’est-à-dire qu’il est à la limite de glisser sur le reste du remblai, stable (*Figure 5.1a*). Puis, la méthode consiste à appliquer le principe fondamental de la statique (PFS) sur le coin de Coulomb pour en déduire l’effort \vec{F}_8 appliqué par le coin de sol sur le mur qui le soutient (*Figure 5.1b*). Enfin, on applique le PFS sur le mur de soutènement pour statuer sur sa stabilité. Cette méthode se rapproche de celle utilisée par VILLEMUS [2004] pour les MSPS. Les différences notables résident dans l’évaluation de la poussée des terres, effectuée ici par la méthode du coin de Coulomb et non pas par l’utilisation des tables de Caquot et Kérisel [CAQUOT et KÉRISEL, 1948], et dans la prise en compte d’une action sismique pseudo-statique, horizontale et verticale.

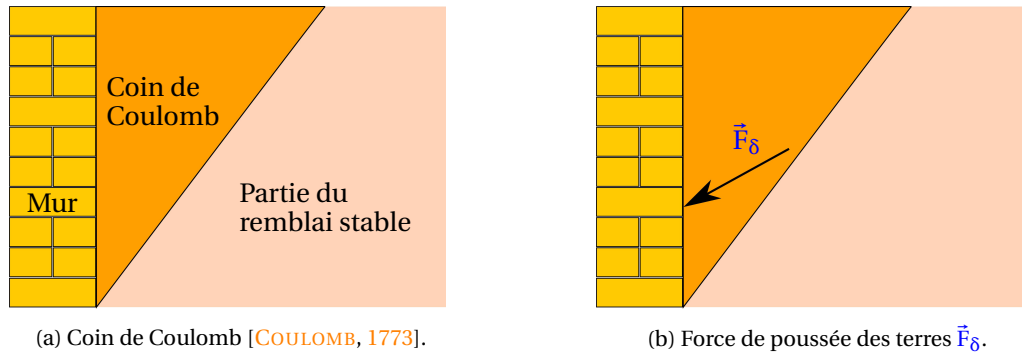


FIGURE 5.1 – Principe de l'équilibre limite d'un coin de sol [COULOMB, 1773] : effort de poussée des terres \vec{F}_δ qui s'applique sur le mur.

5.2.2 Paramètres du système

5.2.2.1 Paramètres géométriques

Le mur est décrit par la figure géométrique [ABCD] tandis que le coin de sol en rupture est donné par le triangle [FC'G] (Figure 5.2). On peut noter que les points C et C' ne coïncident pas forcément, la hauteur du remblai pouvant être différente de la hauteur du mur. La hauteur du mur H correspond à la hauteur de l'élévation du mur et sa largeur B correspond à sa largeur à la base (en suivant une ligne horizontale). Les inclinaisons des parements aval et amont, respectivement λ_v et λ_m , sont données par rapport à la verticale et sont comptées positivement dans le sens de la représentation du schéma de la Figure 5.2. L'inclinaison des lits de pierre, paramètre important dans la construction en pierre sèche, est notée α et orientée positivement dans le sens de la Figure 5.2. Elle correspond aussi, très souvent, à l'inclinaison de la base du mur de soutènement. La particularité de la construction en pierre sèche est que lors de la rupture du système, la ligne de rupture peut traverser le mur en contournant les joints (en rouge sur la Figure 5.3) Cette ligne de rupture peut donc être inclinée d'un angle ω , moyenné sur tout le mur et orienté positivement dans le sens de la Figure 5.2. De même elle peut se situer au-dessus du premier lit, à une hauteur notée h_g et ne pas forcément démarrer au niveau du point A, le coin aval inférieur du mur (Figure 5.2). h_g qui se mesure sur un axe vertical, est toujours positive. La hauteur h_g et l'angle ω caractérisent complètement les points E et F, et donc la rupture dans le mur. L'ordonnée du point A correspond à la surface du sol passif en butée devant la fondation enterrée du MSPS. Ce sol passif est considéré ici comme infiniment résistant : sa rupture n'est donc pas prise en compte ici.

Le point C' est défini par la hauteur du remblai à soutenir h_{remblai} , inférieure ou égal à la hauteur du mur H . Le coin de sol en rupture est défini par l'arête [FC'], et par le point G, intersection des deux droites (FG) et (C'G). La droite (FG) est inclinée d'un angle θ par rapport à l'horizontale et correspond à la ligne de rupture dans le sol de remblai, délimitant la partie du remblai stable (à droite) et la partie du remblai à la limite de la rupture (à gauche). La droite (C'G) est inclinée d'un angle β qui correspond à l'inclinaison de talus du remblai à soutenir. Le point H correspond au milieu du segment [C'G] et le point I correspond au centre de gravité du coin de sol [FC'G].

La méthode analytique permet aussi de prendre en compte une surcharge éventuelle q disposée au-dessus du remblai, à une distance $L_{\text{non } q}$ du mur et sur une distance L_q (Figure 5.4). Comme vu dans le Chapitre 2, la présence de surcharges, bien que souvent (et à raison) prohibée dans la pratique, est parfois prise en compte dans les méthodes analytiques pseudo-statiques. On s'intéressera surtout à son influence dans un cas de chargement statique (Section 5.6.2.2). De même, la méthode permet de considérer une pression d'eau interstitielle non nulle dans le remblai. On modélise cela par une nappe d'eau à l'équilibre, caractérisée par la hauteur de l'eau h_{eau} , comptée à partir de l'ordonnée du point A (Figure 5.4). Malgré la porosité des MSPS, des pressions d'eau interstitielle peuvent se développer si cette porosité se trouve obstruée (ce qui est le cas lorsque

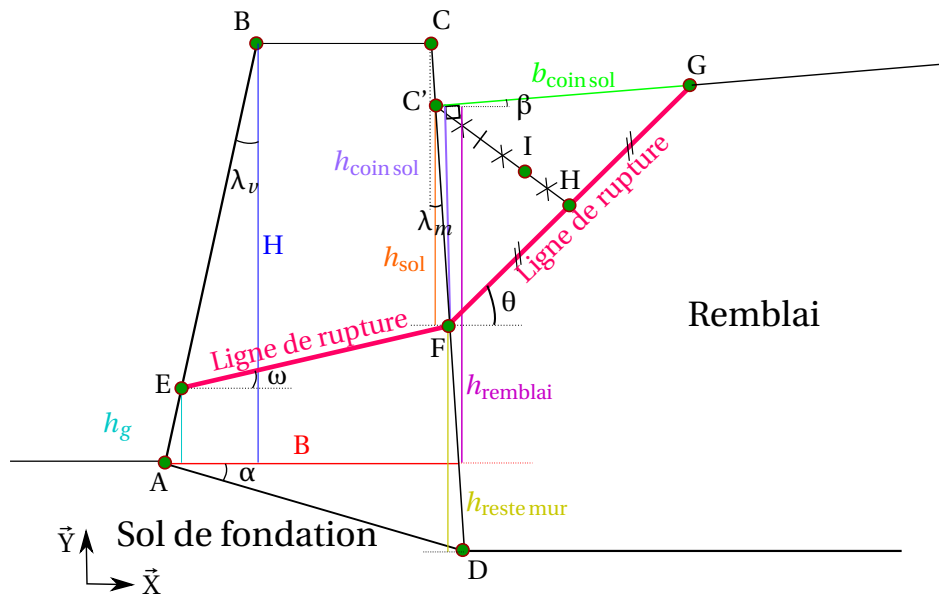


FIGURE 5.2 – Géométrie générale d'un mur de soutènement. La ligne de rupture $[EF] \cup [FG]$ délimite les parties du sol et du mur en rupture de celles stables.

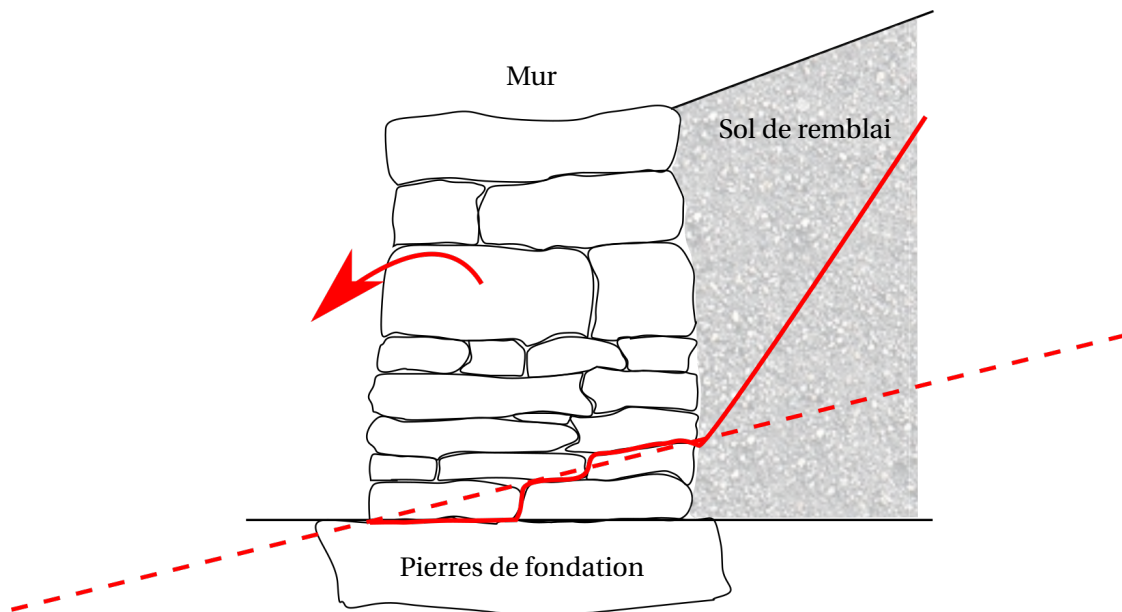


FIGURE 5.3 – Exemple de rupture traversant un mur de soutènement en pierre sèche. La ligne de rupture réelle du mur (trait plein rouge) est moyennée par la ligne en pointillés.

les interstices ont été contaminés par du terrain fin). La simplification faite en modélisant la pression interstitielle par une nappe à l'équilibre est souvent effectuée pour les murs de soutènement de talus [ALEJANO et collab., 2012b; YAZDANI et collab., 2013]. Le point I' correspond au centre de gravité du triangle [FE'E"].

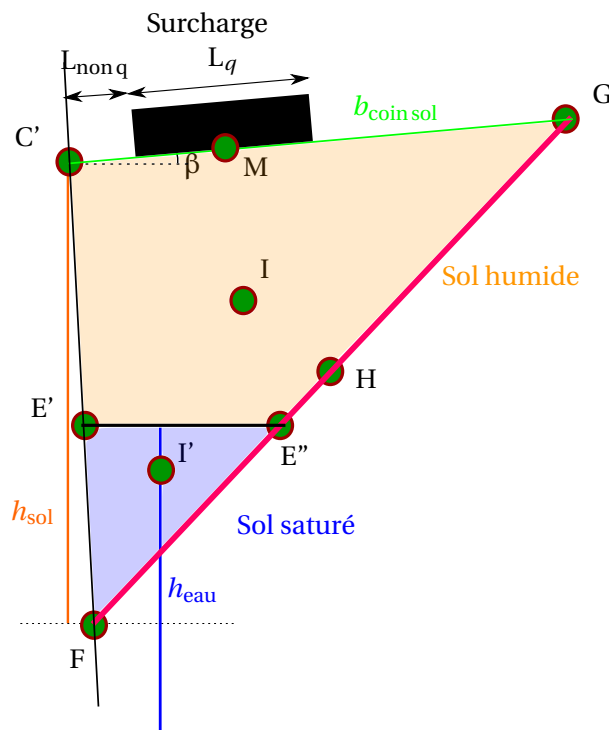


FIGURE 5.4 – Géométrie du système : zoom sur le coin de sol. I est le centre de gravité du coin de sol [FC'G] et I' celui du coin de sol [FE'E"].

Les paramètres géométriques présentés ci-dessus (H , B , λ_m , λ_v , α , $h_{remblai}$, β , h_{eau} , L_q , L_{nonq} , ω , h_g et θ) suffisent à caractériser le système dans son ensemble. Les autres données présentes sur la Figure 5.2 dépendent uniquement de ces données primaires. Par exemple, la largeur en tête du mur est donnée par :

$$b_{tete} = B - H * (\tan \lambda_m + \tan \lambda_v).$$

Le détail des formules géométriques pour ces autres paramètres est donné dans l'Annexe C.1. Les trois paramètres ω , h_g et θ sont des paramètres variables et constituent les variables clés du mécanisme de rupture. Ils ne sont pas donnés *a priori*. Le but de la méthode est de déterminer la combinaison de ces trois paramètres qui engendre la plus faible stabilité du système (Section 5.2.5).

5.2.2.2 Paramètres mécaniques

Dans ce paragraphe, on présente succinctement les paramètres mécaniques du système. Le mur possède un poids volumique, noté $\gamma_{mur} = \gamma_m$ qui est plus faible que le poids volumique des pierres γ_{pierre} du fait de la porosité, naturellement présente dans un MSPS. Les lits de pierres ont aussi une résistance au cisaillement, caractérisée par un angle de frottement $\phi'_{mur} = \phi'_m$ au niveau du contact entre les blocs, et par une cohésion nulle. Le remblai est caractérisé par son frottement $\phi'_{remblai} = \phi'_r$ et sa cohésion C' . Son poids volumique humide est donné par γ_r (pour le polyèdre [C'E'E"G]) et son poids volumique saturé par $\gamma_{r,sat}$ (pour le triangle [FE'E"]) sur la Figure 5.4). Enfin, les propriétés de résistance au cisaillement à l'interface mur-remblai (segment [FC']) sont définies par un frottement δ et une cohésion d'interface C'_{int} (Figures 5.2 et 5.4).

Pour finir, l'angle η correspond à la rotation interne des blocs lors du processus tendant vers la rupture, et est donc à mi-chemin entre un paramètre géométrique et mécanique. Il est lié au fait que, dans la construction en pierre sèche, les pierres, même si minutieusement calées, peuvent avoir une mobilité interne, soit parce que les efforts ont évolué, soit parce que le matériau, et notamment les pierres de calages, s'est érodé [VILLEMUS, 2004]. Ainsi, au fur et à mesure que la charge à supporter est modifiée, les pierres peuvent tourner pour trouver d'autres points de contacts. VILLEMUS [2004] relie la mobilité interne des pierres avec l'inclinaison des plans de glissement : plus la mobilité interne est grande, plus la résistance au cisaillement du mur est faible. L'utilisation de ce paramètre est détaillé plus tard dans ce manuscrit, ainsi que son lien mathématique avec les autres paramètres de la modélisation (Section 5.2.5 et Annexe C.1.3).

5.2.2.3 Paramètres sismiques

Enfin, les deux dernières données d'entrée du système sont les accélérations du séisme a_h et a_v (respectivement horizontale et verticale), dont les valeurs sont données en proportion de l'accélération de pesanteur g . a_h est comptée positivement lorsque l'action est dans le sens amont-aval (sens opposé de l'axe \vec{X}) et a_v est compté positivement dans le sens de la gravité. On note ψ l'inclinaison de la gravité résultante par rapport à la verticale (Figure 5.5) qui vaut donc, avec les conventions utilisées :

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1 + a_v} \right) \quad (5.1)$$

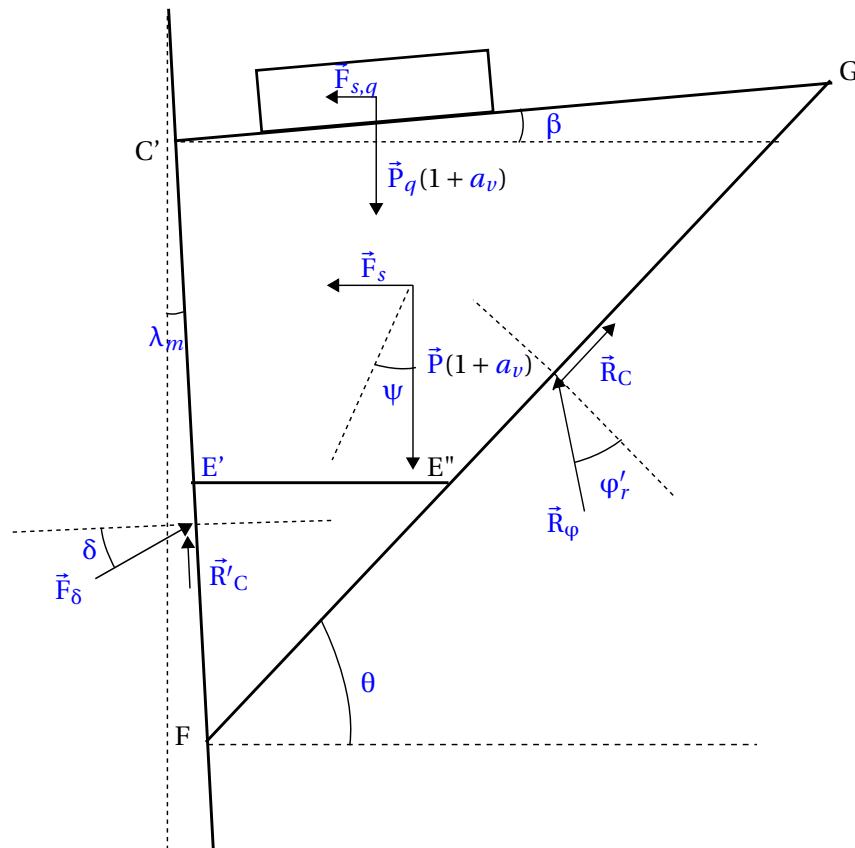


FIGURE 5.5 – Schéma simplifié des efforts agissant sur le coin de sol. C'est la poussée du sol sur le mur \vec{F}_δ qui nous intéresse principalement.

5.2.3 Équilibre du coin de sol

Sur la Figure 5.6, l'intensité et les directions de tous les efforts sont connues sauf pour \vec{F}_δ et \vec{R}_ϕ dont on ne connaît que les orientations (cf plus bas). Les descriptions suivantes s'attachent donc

à écrire analytiquement, via le Principe Fondamental de la Statique, la résolution géométrique de la *Figure 5.6*. Le calcul des intensités des différents efforts est donc aussi présenté. Par souci de lisibilité, celles-ci sont exprimées en fonction des données intermédiaires, dont les expressions sont données en *Annexe C.1.2*. Il est à noter aussi que les calculs sont faits en déformation plane, sur une section d'un mur de soutènement : les forces sont donc en kN.m^{-1} .

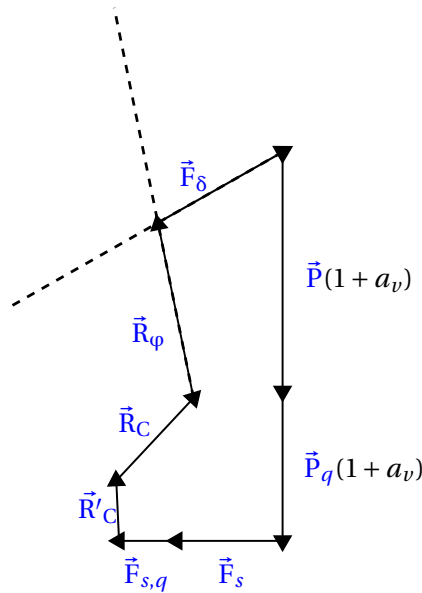


FIGURE 5.6 – Équilibre géométrique des forces dans le coin de sol (cf *Figure 5.6*). $\|\vec{F}_\delta\|$ et $\|\vec{R}_\phi\|$ sont les inconnues.

Le poids \vec{P} du coin de sol est dirigé verticalement et est proportionnel à la surface du coin de sol S_{coin} (le calcul de la surface S_{coin} est présentée en *Annexe C.1.2*). Dans le cas où la nappe d'eau n'est pas proche de l'ouvrage, on a :

$$\vec{P}_{\text{sans nappe}} = -\gamma_r * S_{\text{coin}} * \vec{y} \propto h_{\text{sol}}^2 * \vec{y} \quad (5.2)$$

Dans les cas particuliers où une nappe d'eau, supposée à l'équilibre, est présente (jusqu'à la droite (E'E")), le calcul est un peu plus complexe : en effet, la partie de sol immergée a un poids plus important que la partie non immergée ($\gamma_{r,\text{sat}}$ comparé à γ_r). De plus, lorsqu'un sol est immergé, il ne doit plus supporter son poids total mais son poids déjaugé, *ie* uniquement le poids supporté par le squelette solide du sol, qui correspond à $\gamma' = \gamma_{r,\text{sat}} - \gamma_w$ avec γ_w le poids de l'eau. Cette correction est proche de celle proposée par [ALEJANO et collab. \[2012b\]](#). Cela donne :

$$\vec{P}_{\text{avec nappe}} = \vec{P}_{\text{sans nappe}} - S_{E'E''F} * \gamma_r \vec{y} + S_{E'E''F} * (\gamma_{r,\text{sat}} - \gamma_w) \vec{y} \quad (5.3)$$

Dans le cas où une action pseudo-statique verticale est présente, la dernière équation pour obtenir le poids du coin de sol est multipliée par $(1 + a_v)$.

Le calcul de l'effort pseudo-statique horizontal est similaire à celui du poids du coin de sol (*Équation 5.3*), en multipliant l'intensité du poids par le coefficient pseudo-statique a_h et en considérant la force comme étant horizontale. Cela donne :

$$\vec{F}_s = -a_h \|\vec{P}\| \vec{x} \quad (5.4)$$

De la même manière, les efforts statiques et pseudo-statiques, s'appliquant à la surcharge s'écrivent :

$$\vec{F}_q = -(1 + a_v) * q * \min(L_q - L_{\text{nonq}}, b_{\text{coin sol}} - L_{\text{nonq}}) * \vec{y} \quad (5.5)$$

$$\vec{F}_{s,q} = -a_h * q * \min(L_q - L_{\text{nonq}}, b_{\text{coin sol}} - L_{\text{nonq}}) * \vec{x} \quad (5.6)$$

L'effort pseudo-statique correspondant à la surcharge est écrit uniquement à titre indicatif. Toute surcharge permanente (donc prise en compte dans un calcul sismique, voir *Section 5.7.2*) est à proscrire en haut d'un mur de soutènement. Dans l'utilisation ultérieure de la méthode analytique, on n'utilisera pas cette partie des calculs.

La réaction du remblai \vec{R}_φ est orientée d'un angle φ'_r par rapport à la normale à la droite (FG). En effet, le coin de Coulomb étant à la limite de glisser, on suppose que la résistance au cisaillement est complètement mobilisée le long du segment [FG]. La force \vec{R}_φ est donc orientée d'un angle $\theta - \varphi'_r$ par rapport à la verticale. Par contre son intensité $R_\varphi = \|\vec{R}_\varphi\|$ est inconnue. Toujours concernant les forces s'appliquant sur le segment [FG], à l'effort \vec{R}_φ s'ajoute la résistance au cisaillement due à la cohésion \vec{R}_C . Celle-ci est proportionnelle à la longueur de la ligne de rupture (segment [FG]) et est dirigée selon \vec{FG} .

$$\vec{R}_\varphi = -R_\varphi * \sin(\theta - \varphi'_r) \vec{x} + R_\varphi * \cos(\theta - \varphi'_r) \vec{y} \quad (5.7)$$

$$\vec{R}_C = C' * \vec{FG} = C' * L_C * \cos(\theta) \vec{x} + C' * L_C * \sin(\theta) \vec{y} \quad (5.8)$$

On peut noter qu'il est souvent considéré que la cohésion n'est pas entièrement mobilisée sur toute la hauteur du remblai [AHMADABADI et GHANBARI, 2009; GHOSH et SHARMA, 2010; YAZDANI et collab., 2013; LIN et collab., 2015], car cela conduit à supposer que le remblai retient le mur, ce qui n'est pas observé dans la réalité. Dans les calculs présentés ci-dessus et ci-après, on considère pour simplifier que la cohésion est entièrement mobilisée : une étude de l'impact de cette approximation est proposée en *Section 5.4.2*.

Les efforts qui transitent à l'interface entre le remblai et le mur sont du même type que ceux étudiés précédemment (\vec{R}_φ et \vec{R}_C). La partie cohésive (introduite par DAS et PURI [1996]), notée \vec{R}_C , s'écrit :

$$\vec{R}_C = C'_{\text{int}} * \vec{FC}' = -C'_{\text{int}} * L_{C'} \sin(\lambda_m) \vec{x} + C'_{\text{int}} * L_{C'} \cos(\lambda_m) \vec{y} \quad (5.9)$$

$$\vec{F}_\delta = \|\vec{F}_\delta\| \cos(\lambda_m + \delta) \vec{x} + \|\vec{F}_\delta\| \sin(\lambda_m + \delta) \vec{y} \quad (5.10)$$

La partie frottante, \vec{F}_δ , est dirigée par l'angle δ . À elles deux, les forces $\vec{R}_{C'}$ et \vec{F}_δ constituent l'action du mur sur le sol, *iel* l'inverse de l'action du sol sur le mur. Dans le cas de la pierre sèche, la cohésion d'interface sera toujours considérée nulle ($\vec{R}_{C'} = \vec{0}$), étant donné que l'arrière du mur est toujours constitué d'un drain en petites pierres et cailloutis, donc d'un assemblage granulaire sec sans cohésion. Néanmoins, on conserve l'effort dans l'équilibre global pour rester le plus général possible.

Ensuite, l'objectif est de faire un équilibre entre ces forces. On a deux inconnues, \vec{F}_δ et R_φ , dont on connaît les orientations. On peut donc faire un bilan sur \vec{x} (*Figures 5.5* et *5.6*) :

$$- a_h \|\vec{P}_{\text{avec nappe}}\| - a_h * q * \min(L_q - L_{\text{non q}}, b_{\text{coin sol}} - L_{\text{non q}}) - R_\varphi * \sin(\theta - \varphi'_r) + C' * L_C * \cos(\theta) - C'_{\text{int}} * L_{C'} \sin(\lambda_m) + \|\vec{F}_\delta\| \cos(\lambda_m + \delta) = 0 \quad (5.11)$$

et sur \vec{y} :

$$- (1 + a_v) * \|\vec{P}_{\text{avec nappe}}\| - (1 + a_v) * q * \min(L_q - L_{\text{non q}}, b_{\text{coin sol}} - L_{\text{non q}}) + R_\varphi * \cos(\theta - \varphi'_r) + C' * L_C * \sin(\theta) + C'_{\text{int}} * L_{C'} \cos(\lambda_m) + \|\vec{F}_\delta\| \sin(\lambda_m + \delta) = 0 \quad (5.12)$$

Ce qui nous intéresse est la valeur de $\|\vec{F}_\delta\|$: en écrivant $\cos(\theta - \varphi'_r) * (Eq. 5.11) + \sin(\theta - \varphi'_r) * (Eq. 5.12)$, on élimine R_φ et on obtient :

$$- [\|\vec{P}_{\text{avec nappe}}\| + q * \min(L_q - L_{\text{non q}}, b_{\text{coin sol}} - L_{\text{non q}})] * [a_h \cos(\theta - \varphi'_r) + (1 + a_v) \sin(\theta - \varphi'_r)] + C' * L_C * [\cos(\theta) \cos(\theta - \varphi'_r) + \sin(\theta) \sin(\theta - \varphi'_r)] + C'_{\text{int}} * L_{C'} * [\cos(\lambda_m) \sin(\theta - \varphi'_r) - \sin(\lambda_m) \cos(\theta - \varphi'_r)] + \|\vec{F}_\delta\| * [\cos(\lambda_m + \delta) \cos(\theta - \varphi'_r) + \sin(\lambda_m + \delta) \sin(\theta - \varphi'_r)] = 0 \quad (5.13)$$

Après simplifications, cela donne :

$$||\vec{F}_\delta|| = \frac{[||\vec{P}_{\text{avec nappe}}|| + q * \min(L_q - L_{\text{nonq}}, b_{\text{coin sol}} - L_{\text{nonq}})] * [a_h \cos(\theta - \varphi'_r) + (1 + a_v) \sin(\theta - \varphi'_r)]}{\cos(\lambda_m + \delta + \varphi'_r - \theta)} - \frac{[C' * L_C * \cos(\varphi'_r) + C'_{\text{int}} * L_{C'} * \sin(\theta - \varphi'_r - \lambda_m)]}{\cos(\lambda_m + \delta + \varphi'_r - \theta)} \quad (5.14)$$

On remarque dans un premier temps que plus les charges sont importantes (le poids P, l'accélération a_h et la surcharge q), plus la poussée du sol est importante. Inversement, plus les efforts cohésifs sont importants, moins la poussée sera grande. Bien que la cohésion d'interface C'_{int} a un effet faible sur l'effort \vec{F}_δ (son facteur de contribution vaut $\sin(\theta - \varphi'_r - \lambda_m) = 0,35$ avec $\theta = 50^\circ$, $\varphi'_r = 30^\circ$ et $\lambda_m = 0^\circ$) son impact sur la stabilité du mur est important : elle a un effet stabilisateur.

On connaît donc la valeur des efforts appliqués par le sol sur le mur ($||\vec{F}_\delta||$ et R'_C). L'inconnue qu'il reste à déterminer est le point d'application de ces efforts . Pour la partie R'_C , même si elle ne sera pas utilisée dans le reste du manuscrit, on connaît sa ligne d'action (droite (CD)) ce qui suffit pour l'équilibre du mur présenté dans le paragraphe suivant (*Section 5.2.4*).

Considérant maintenant l'effort \vec{F}_δ , le point d'application doit être connu ou estimé pour pouvoir par la suite effectuer l'équilibre du mur. En régime statique et sans cohésion, la force de poussée \vec{F}_δ agit à une profondeur égale à $z_{\text{poussée}} = 2/3 * H$. Quand on ajoute de la cohésion, la résultante agit à une profondeur plus importante. Une étude simplifiée de l'influence de la cohésion sur le point d'application de la force de poussée est présentée en *Annexe C.1.2.4*. Celle-ci montre un effet notable pour des valeurs de cohésion supérieures à $C' = 3\text{kPa}$. Les valeurs de cohésion considérées par la suite étant faibles, pour simplifier, l'abaissement du point d'application de la force de poussée n'est pas pris en compte. Cette approche, bien que conservative, pourrait être modifiée ultérieurement pour une applicabilité plus étendue du modèle ainsi qu'une meilleure précision.

L'ajout d'une nappe d'eau dans le sol provoque une remontée du point d'application de la force de poussée. En effet, le poids volumique déjaugé du coin de sol [FE'E"] est plus faible que celui de la partie supérieure [E'C'GE"]. Un barycentre basé sur le poids de chacune de ces deux formes géométriques est utilisé pour le calcul du point d'application global. Notons le point O (x_O et y_O ses coordonnées), le point d'application de l'effort de poussée \vec{F}_δ . On note J le point d'application de la force de poussée relative au coin [FC'G] et J' celui relatif au coin [FE'E"], tous deux situés au tiers de leur coins respectifs (*Figure 5.7a*).

$$x_O = \frac{x_J * \gamma_r * S_{[FC'G]} + x_{J'} * (\gamma_{r,\text{sat}} - \gamma_w - \gamma_r) * S_{[FE'E"]}}{\gamma_r * (S_{[FC'G]} - S_{[FE'E"]}) + S_{[FE'E"]}} * (\gamma_{r,\text{sat}} - \gamma_w) \quad (5.15)$$

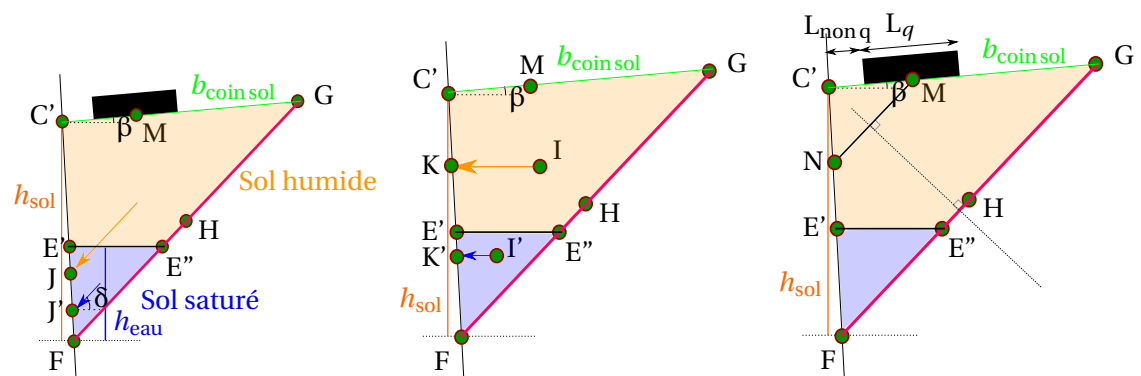
$$y_O = \frac{y_J * \gamma_r * S_{[FC'G]} + y_{J'} * (\gamma_{r,\text{sat}} - \gamma_w - \gamma_r) * S_{[FE'E"]}}{\gamma_r * (S_{[FC'G]} - S_{[FE'E"]}) + S_{[FE'E"]}} * (\gamma_{r,\text{sat}} - \gamma_w)$$

On applique ensuite ce même principe de pondérations aux autres forces : on calcule l'intensité et le point d'application de l'effort de poussée induit par chaque force du système, considérée seule. On fait ensuite une pondération globale pour estimer le point d'application de l'effort de poussée total \vec{F}_δ , un peu à la manière du principe des états correspondants de TERZAGHI [1951].

Lorsque l'on ajoute un effort horizontal pseudo-statique, on peut montrer analytiquement que le point d'application ne change pas par rapport au cas classique (*Annexe C.1.2.3*). En effet, l'action pseudo-statique étant proportionnelle au poids, les calculs de moments n'en sont pas modifiés. Cependant, l'analyse de la littérature faite au *Chapitre 2* (essais sur table vibrante ou en centrifugeuse) a montré des résultats très variables pour la position de ce point d'application (entre

0,3H et 0,7H). Ainsi, en analysant plus en détails les résultats de ICHIHARA et MATSUZAWA [1973], ISHIBASHI et FANG [1987] trouvent que le point d'application de la force dépend du mode de déplacement du mur de soutènement (contrôlé dans la réalité par la présence d'ancrage, de butée, etc). Un mode en rotation depuis la base associé à de la translation (noté RB + T) semble être celui qui est le plus proche des modes de déplacements des MSPS. Dans ce cas, d'après ICHIHARA et MATSUZAWA [1973], le point d'application de l'incrément pseudo-statique est quasiment toujours situé à la moitié de la hauteur du mur, ici égale à la hauteur du coin de sol. De manière quasiment similaire, STEEDMAN [1984] trouve sur des essais dynamiques que l'incrément pseudo-statique se situe entre $h_{sol}/3$ et $h_{sol}/2$. Dans ce travail, on se propose de définir le point d'application de l'incrément pseudo-statique de la force de poussée comme étant la projection horizontale du centre de gravité du coin de sol sur le segment [FC'] (Figure 5.7b). Dans le cas général, sans inclinaison du remblai, cela donne un point d'application de l'incrément pseudo-statique situé à une hauteur de $2/3 * h_{sol}^1$. Ensuite, les coordonnées du point d'application sont calculées en réalisant une pondération basée sur les coefficients d'actions pseudo-statiques a_h et $(1 + a_v)$. Il serait par ailleurs intéressant de relever l'influence du choix de la position du point d'application de l'incrément pseudo-statique sur les résultats de la méthode. De même, on pourrait envisager de relever numériquement sur les simulations dynamiques le point d'application de l'incrément dynamique. Néanmoins, outre le besoin de vérifier statistiquement que le choix fait est le bon, la méthode analytique étant par la suite pondérée par un coefficient de comportement r (Section 5.7.2.3), il ne semble pas être nécessaire d'avoir une évaluation précise de ce paramètre.

Enfin, l'ajout d'une surcharge q aura aussi tendance à faire remonter le point d'application de la force de poussée globale. On considère que le point d'application moyen de la force statique de surcharge N est aussi éloigné, en relatif, du point C' sur le segment [C'F] que le point M est éloigné du point C' sur le segment [C'G] (Figure 5.7c)². Le calcul de tous les points d'applications présentés ici est détaillé en Annexe C.1.2.5.



(a) Points d'application (J et J') des forces de poussée (b) Points d'application (K et K') des incréments pseudo-statiques (c) Points d'application N de l'effort de poussée statique dû à la surcharge.

FIGURE 5.7 – Points d'application des forces de poussée statiques et pseudo-statiques des coins de sol [FC'G] et [FE'E''].

5.2.4 Équilibre du mur

Dans cette partie, on s'intéressera à l'équilibre du mur, ie la partie définie par la forme géométrique [EBCF] qui correspond à la partie du mur potentiellement instable (Figure 5.2). Les actions

1. On notera bien que cette proposition n'est pas issue de calcul mais d'expériences. Elle peut d'ailleurs être contestée du fait de la non-homogénéité des résultats expérimentaux mais elle est *a priori* conservative.
2. On ne définit pas de point d'application pour l'incrément pseudo-statique dû à la surcharge car on ne considèrera jamais de surcharge permanente dans le cadre d'un calcul sismique. Une évaluation très simpliste mais conservative de ce point d'application pourrait être le point C'.

qui s'exercent sur le mur sont (Figure 5.8) :

- l'effort de poussée du sol \vec{F}_δ (et l'effort de cohésion d'interface \vec{R}'_C) déterminés dans la partie précédente³,
- son poids \vec{P}_{mur} ,
- l'action pseudo-statique horizontale $\vec{F}_{s,\text{mur}}$,
- la poussée de l'eau \vec{F}_{eau} ,
- la réaction de la partie du mur stable [AEFD], $\vec{R}_{\text{fond}} = R_T \vec{x} + R_N \vec{y}$.

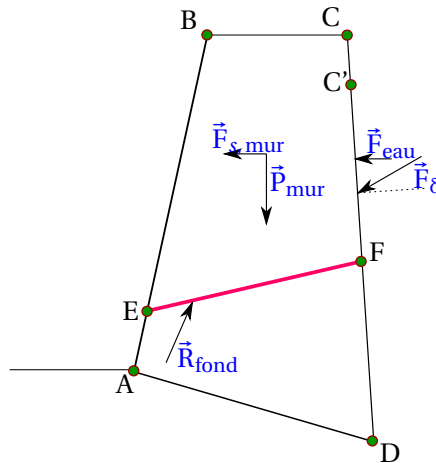


FIGURE 5.8 – Équilibre simplifiée du mur.

On rappelle qu'il n'y a pas de butée du sol passif puisque celui-ci est en-dessous du point A, donc en dehors du système d'étude. Le poids \vec{P}_{mur} s'écrit :

$$\vec{P}_{\text{mur}} = -(1 + a_v) * S_{\text{mur}} * \gamma_m \vec{y} \quad (5.16)$$

Il s'applique au centre de gravité du mur (voir Annexe C.1.2.6 pour le calcul du centre de gravité du mur). De la même façon, l'action pseudo-statique $\vec{F}_{s,\text{mur}}$ s'applique au centre de gravité du mur et vaut :

$$\vec{F}_{s,\text{mur}} = -a_h * S_{\text{mur}} * \gamma_m \vec{x} \quad (5.17)$$

La poussée de l'eau agit au point J' (Figure 5.7a) et s'écrit :

$$\vec{F}_{\text{eau}} = -\frac{1}{2} \gamma_w * h_{\text{eau}}^2 \vec{x} \quad (5.18)$$

En appliquant le PFS sur la partie du mur à l'équilibre limite (la partie [EBCF]), toutes les autres actions, ainsi que leurs points d'application, étant connues, on peut calculer R_T la projection horizontale de la réaction de la partie inférieure du mur \vec{R}_{fond} , R_N sa projection verticale et son point d'application. L'excentrement *ecc* de l'effort correspond à l'écart du point d'application de \vec{R}_{fond} avec le milieu du segment [EF].

5.2.5 Résolution

Dans les deux sous-sections précédentes (Sections 5.2.3 et 5.2.4), la technique de calcul des caractéristiques de la force d'interaction \vec{R}_{fond} entre le mur stable [AEFD] et le mur instable [EBCF] a été présentée. Cette action \vec{R}_{fond} dépend des paramètres géométriques et mécaniques du système mur-remblai mais aussi des paramètres géométriques de la rupture (h_g , ω et θ), paramètres qui sont variables.

3. Attention, les efforts \vec{F}_δ et \vec{R}'_C de la partie précédente sont orientés dans le sens opposé pour l'équilibre du mur, d'après la 3^{ème} loi de Newton.

Pour statuer sur la stabilité du système, il faut définir ses modes et critères de rupture du mur. Classiquement, en ce qui concerne les MSPS, le glissement le long du segment [EF] et le renversement (tous deux en déformation plane) autour du point E sont considérés [VILLEMUS et collab., 2006; COLAS et collab., 2008; MUNDELL et collab., 2009; ALEJANO et collab., 2012a; COLAS et collab., 2013b]. Ces deux modes de rupture ont d'ailleurs été observés expérimentalement et numériquement (Chapitres 3 et 4). On considère donc dans la suite uniquement ces deux modes de rupture. On exclut ainsi la rupture du système par le dépassement de la capacité portante du sol de fondation. Enfin, les ruptures réelles des MSPS âgés sont souvent locales et non en déformation plane. Néanmoins, un modèle en déformation plane reste pertinent dans ces cas-là où l'on peut considérer que la section qui s'est effondrée était trop chargée mais pas les autres sections (hétérogénéités locales, chargements ponctuels) : celle-ci a entraîné en rupture les sections voisines mais pas tout le reste du mur.

Analytiquement, la rupture en glissement se caractérise par une réaction \vec{R}_{fond} dont la composante parallèle aux plans de glissement R_t est trop grande par rapport à la composante perpendiculaire R_n : $R_t \geq R_n * \tan(\varphi'_m)$ avec φ'_m le frottement au contact pierre-pierre. Le plan de glissement du mur n'est pas forcément orienté par la droite [EF]. En effet, les pierres glissent selon leurs lits de pose : le plan de glissement est donc orienté par l'angle α . Cependant, VILLEMUS [2004] a noté, lors de ses essais *in situ*, que les pierres opéraient une rotation (dite interne) lors d'une rupture en glissement pur. L'angle de cette rotation est noté η . Si les pierres tournent d'un angle η , le plan de glissement devient orienté par $\alpha - \eta$. On a donc :

$$\begin{aligned} R_t &= R_T \times \cos(\alpha - \eta) - R_N \times \sin(\alpha - \eta) \\ R_n &= R_N \times \cos(\alpha - \eta) + R_T \times \sin(\alpha - \eta) \end{aligned} \quad (5.19)$$

Dans cette étude, on suppose que cette rotation interne est permise par l'excentrement de l'effort \vec{R}_{fond} qui peut se traduire par un changement de points de contact locaux au niveau des pierres. VILLEMUS [2004] a relevé que toutes les ruptures en glissement se sont faites alors que l'excentricité de l'effort \vec{R}_{fond} était de $ecc/B \approx 0,3$. Ainsi, il a été choisi de conserver l'orientation du plan de glissement égale à l'angle α jusqu'à une valeur limite de 0,25 pour l'excentrement ecc/B (pas de rotation interne des pierres). À partir d'une valeur de $ecc/B = 0,3$, la rotation totale des pierres est activée : le plan de glissement sera orienté par $\alpha - \eta$. Le mur aura donc plus de facilité à glisser⁴. Entre les deux ($0,25 < ecc/B < 0,3$), une valeur intermédiaire η_{mob} (proportionnelle à l'excentricité) sera prise. D'autres implications mineures sur le mécanisme de rupture sont présentées en Annexe C.1.3.

La rupture en renversement se caractérise par le fait que le point d'application de l'effort \vec{R}_{fond} est en dehors du segment [EF], ce qui n'est pas possible physiquement et donc entraîne le mur en rupture par basculement. On la caractérise souvent par le calcul des moments des forces stabilisantes (\vec{P}_{mur} , \vec{R}'_C) par rapport aux moments des forces déstabilisantes (\vec{F}_{eau} , $\vec{F}_{s,\text{mur}}$, \vec{F}_{δ}). Le rapport de ces deux moments ($M_{\text{stab}}/M_{\text{destab}}$) doit être supérieur à 1 (ou au facteur de sécurité choisi : voir Sections 5.6 et 5.7).

Pour calculer la stabilité d'un mur donné, il faut vérifier que, quel que soit le mode de rupture considéré et le jeu de paramètres variables définissant une rupture potentielle (h_g , ω et θ), le critère de rupture n'est pas atteint. On va donc, pour chacun des deux modes de rupture, chercher à maximiser l'instabilité du système en faisant varier h_g , ω et θ et ainsi trouver le cas dimensionnant pour l'ouvrage. Pour ce faire, on se propose d'utiliser l'outil solveur d'Excel (Pack Office). L'utilisation d'un logiciel commun permet une diffusion ultérieure plus facile, ce qui est un des objectifs d'une méthode analytique de dimensionnement de ce type, à destination des ingénieurs, et, dans une version simplifiée, des artisans. Le processus d'optimisation cherche le rapport $M_{\text{stab}}/M_{\text{destab}}$

4. En fait, cela revient à diminuer le frottement mobilisable entre les pierres.

le plus petit possible dans le cas du renversement ou le rapport $R_n * \tan(\varphi'_m)/R_t$ le plus petit possible dans le cas du glissement. Il va chercher le jeu de paramètres h_{rupt} , ω_{rupt} et θ_{rupt} qui minimise ces rapports (en fonction du mode de rupture étudié). Ces paramètres ont chacun des plages de variabilité propres qui sont relatives à la physique des phénomènes. Premièrement, la hauteur de rupture h_{rupt} doit logiquement être dans l'intervalle $[0; H]$. Deuxièmement, l'angle de rupture dans le sol θ doit être supérieur à β pour définir une intersection en G et doit être inférieur à $90 + \lambda_m$. De plus, cet angle θ a déjà été étudié par de nombreux auteurs : il vaut autour de $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_r}{2}$ (avec φ'_r le frottement du remblai) en statique et sa valeur diminue avec l'accélération pseudo-statique et avec le frottement d'interface δ . Enfin, l'angle ω est naturellement lié à l'arrangement des blocs et est limité par celui-ci (Figure 5.9). On note ω_{min} et ω_{max} les bornes physiquement admissibles pour l'angle ω . On a $\omega_{min} = -\alpha$ du fait de la compatibilité géométrique du déplacement des pierres. Et on a $\omega_{max} = -\alpha + \omega_{bloc}$, avec ω_{bloc} qui est lié à la taille et à l'arrangement des blocs⁵. D'après les résultats numériques (Chapitre 4, Section 4.3), l'estimation des valeurs de ω_{min} et de ω_{max} , et donc des valeurs possibles pour ω est importante, notamment pour le mode de rupture en renversement. Ainsi, on obtient les intervalles admissibles de variations suivants : $h_{rupt} \in [0; H]$, $\omega_{rupt} \in [-\alpha; \omega_{bloc} - \alpha]$ et $\theta_{rupt} \in [\beta; \pi/2 + \lambda_m]$. On note qu'en pratique, l'optimisation donne toujours, sauf cas très particuliers, une hauteur de rupture nulle $h_{rupt} = 0$.

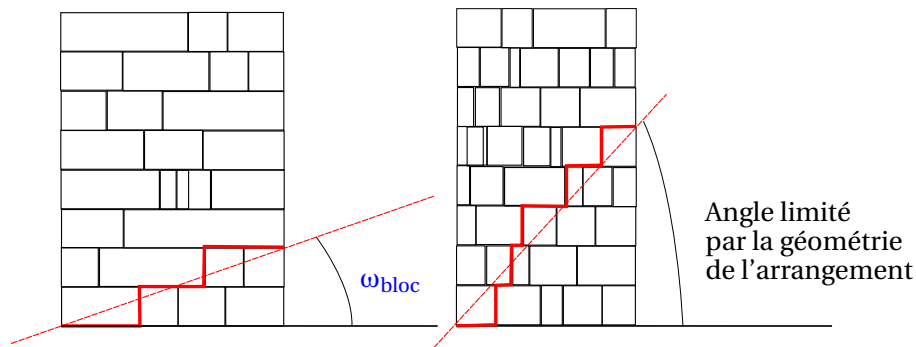


FIGURE 5.9 – La géométrie de l'arrangement contrôle les valeurs possibles que ω peut prendre. Deux cas où l'arrangement est différent et où l'angle ω est plus ou moins contraint.

La définition de ω_{bloc} est liée à l'assemblage et à la taille des blocs. On note h la hauteur moyenne des blocs et b la longueur moyenne des blocs. De plus, on note r_b et r_p les ratios définissant la proportion de boutisses traversantes et de panneresses (les boutisses non traversantes sont aussi comptées dans ce groupe) dans le mur. On a $r_b + r_p = 1$. Dans ce travail, on propose une estimation de ω_{bloc} basée sur la formule suivante :

$$\omega_{bloc} = r_p * \tan^{-1} \left(\frac{h}{b} \right) \quad (5.20)$$

Cette équation est plus facile à utiliser lors de cas de dimensionnement de MSPS neufs que l'approche proposée par ALEJANO et collab. [2012a] (Figure 1.22).

La méthode d'optimisation utilisée est propre au logiciel Excel (utilisé dans ce travail) et est nommée « Grg non linear ». Celle-ci suppose, pour trouver efficacement l'optimum, que le problème soit globalement convexe. D'après YAZDANI et collab. [2013], la dépendance de la force de poussée (et donc de la déstabilisation du mur) par rapport à l'angle θ est globalement convexe. On peut supposer que l'ajout des variables ω et h_g ne modifie pas cette propriété. Sur la Figure 5.10, les ratios de stabilité p ($p = M_{stab}/M_{destab}$ ou $p = R_n * \tan(\varphi_m)/R_t$) sont tracés en fonction des trois paramètres variables définissant la ligne de rupture du système (θ , ω et h_g), pour un MSPS donné.

5. Des raffinements de la valeur des bornes de cet intervalle $[\omega_{min}; \omega_{max}]$ sont proposés en Annexe C.1.3.

Les évolutions ont l'air effectivement globalement convexes. Cependant, pour être sûr des résultats de l'optimisation, l'option « multistart » du solveur d'Excel peut être utilisée. Ainsi, même s'il y a plusieurs minimums locaux pour le problème à optimiser, en maillant l'espace 3D avec plusieurs points de départ, le minimum global est atteint de manière plus fiable. Enfin, une analyse des résultats est faite pour en vérifier la concordance, notamment dans le cas de systèmes dégénérés (très forte cohésion, forte accélération pseudo-statique, forte inclinaison du remblai). En fonction du rapport $p = M_{stab}/M_{destab}$ (ou $p = R_n * \tan(\varphi'_m)/R_r$), le mur est considéré stable, $p > 1$, ou instable, $p < 1$, en renversement (ou en glissement).

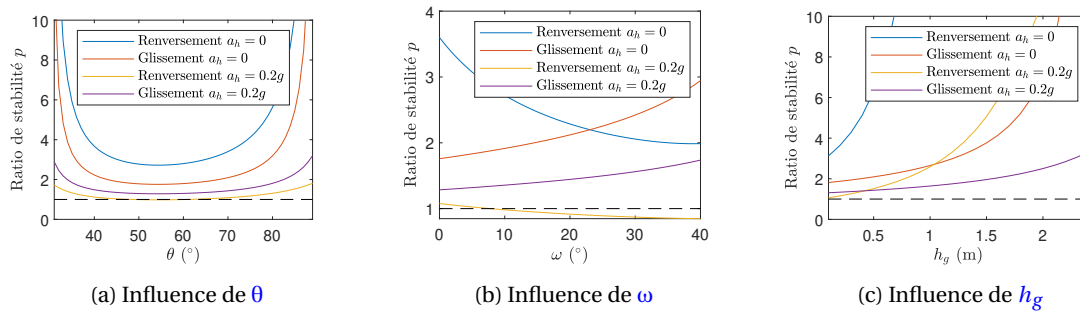


FIGURE 5.10 – Influence des paramètres variables de la définition de la rupture sur la stabilité du mur de soutènement. Cas test fait sur un mur de hauteur $H = 2,5$ m.

5.3 Validation de la méthode de calcul

Dans cette partie, le calcul analytique présenté précédemment est validé sur la base d'expériences pseudo-statiques sur modèles réduits de MSPS (Section 5.3.1) et sur la base d'expériences statiques sur des MSPS réels (Section 5.3.2).

5.3.1 Expériences pseudo-statiques sur modèles réduits

5.3.1.1 Mise en place du calcul

Premièrement, la méthode analytique est utilisée pour simuler les expériences pseudo-statiques du Chapitre 3, Section 3.2. Ces expériences ont l'avantage d'être complètement conformes à la modélisation choisie et qu'il y a peu d'incertitudes sur les paramètres ainsi que sur leur hétérogénéité dans le système. Ainsi, la méthode analytique est utilisée pour simuler l'angle d'inclinaison $\psi = \tan^{-1}\left(\frac{a_h}{1 + a_v}\right)$ provoquant la rupture des différents murs expérimentaux testés. On rappelle ici les grandes conclusions des essais expérimentaux :

- Plus le mur est élancé, plus l'angle d'inclinaison provoquant la rupture du système est faible.
- Plus le mur est élancé, plus il tendra à rompre en renversement. Moins il est élancé, plus il tendra à rompre en glissement.
- Des murs de même élancement mais de tailles différentes rompent à peu près pour les mêmes angles d'inclinaison.

Les paramètres géométriques et mécaniques des murs de soutènement modèles du Chapitre 3, Section 3.2 sont résumés dans le Tableau 5.1. Ces données sont principalement issues du Chapitre 3, Section 3.2. Plus particulièrement, l'angle de rupture dans le mur maximal, ω_{max} , est calculé via l'Équation 5.20, avec les dimensions des briques suivantes : $h = 1,13$ cm et $b = 3,4$ cm et le ratio de boutisses traversantes égal à $r_b = 9/23$ pour le cas où $B = 3,4$ cm et $r_b = 0$ pour les autres largeurs. Enfin, l'angle η est considéré nul ici du fait des briques parallélépipédiques qui empêchent toute rotation interne des blocs.

TABLEAU 5.1 – Paramètres géométriques et mécaniques de la modélisation des expériences pseudo-statiques présentées au *Chapitre 3, Section 3.2*.

Donnée	Symbole	Valeur
Hauteur du mur (m)	H	Variable
Largeur du mur (m)	B	Variable
Fruit amont (°)	λ_m	0
Fruit aval (°)	λ_v	0
Inclinaison des lits (°)	α	0
Inclinaison du remblai (°)	β	0
Poids volumique du mur (kN.m^{-3})	γ_m	14,2
Poids volumique du remblai (kN.m^{-3})	γ_r	13,1
Hauteur d'eau (m)	h_{eau}	0
Poids volumique du remblai saturé (kN.m^{-3})	$\gamma_{r,\text{sat}}$	-
Surcharge (kPa)	q	0
Longueur de la surcharge (m)	L_q	-
Longueur sans surcharge (m)	$L_{\text{non } q}$	-
Hauteur du remblai (m)	h_{remblai}	H
Frottement des briques (°)	ϕ'_m	32
Frottement du sol (°)	ϕ'_r	32
Cohésion du sol (kPa)	C'	0
Frottement d'interface (°)	δ	22,7
Cohésion d'interface (kPa)	C'_{int}	0
Angle de rupture dans le mur minimum (°)	ω_{min}	0
Angle de rupture dans le mur maximum pour $B = 3,4\text{cm}$ (°)	ω_{max}	11,2
Angle de rupture dans le mur maximum pour $B > 3,4\text{cm}$ (°)	ω_{max}	18,4
Rotation interne des pierres (°)	η	0

Pour simuler l'angle de rupture du mur expérimental, la procédure suivie par la méthode analytique utilise un script **VBA** (Visual Basic for Applications) dont les étapes sont :

- Définition et actualisation de tous les paramètres fixes (tous sauf l'angle d'inclinaison ψ).
- Calcul de l'angle d'inclinaison ψ_{rupt} provoquant la rupture du mur en renversement, pour lequel on a : $p = M_{stab}/M_{destab} = 1$.
- Calcul de l'angle d'inclinaison ψ_{rupt} provoquant la rupture du mur en glissement ($p = R_n * \tan(\varphi_m)/R_t = 1$).
- Sélection de la plus petite des deux valeurs.

Pour calculer l'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} de la maquette selon le mode de rupture en renversement ou en glissement, le script **VBA** fonctionne par dichotomie. Un premier angle d'inclinaison est choisi (ψ_{ini}). Ensuite, la stabilité est calculée (renversement ou glissement) par optimisation du ratio correspondant. Si le mur est stable, l'angle d'inclinaison est augmenté ($\psi = \psi_{ini} + pas_{\psi}$). Sinon, il est diminué ($\psi = \psi_{ini} - pas_{\psi}$). À partir du moment où l'on a un angle d'inclinaison (ψ_1) qui donne un système stable et un angle d'inclinaison (ψ_2) qui donne un mur instable, on procède par dichotomie :

- On teste la stabilité pour un angle $\psi = \frac{\psi_1 + \psi_2}{2}$,
- Si le système est stable, on remplace ψ_1 par la valeur de ψ calculée ci-dessus. Sinon, c'est ψ_2 qui est remplacé par la valeur de ψ ,
- On recommence jusqu'à ce que le mur soit tout juste stable. Concrètement, on ne peut pas atteindre un ratio de stabilité ($p = M_{stab}/M_{destab}$ ou $p = R_n * \tan(\varphi_m)/R_t$) strictement égal à 1. On cherche donc un ratio p qui vérifie : $p \in [1; 1 + \varepsilon]$, avec ε la précision du calcul. Plus ε est petit, plus le calcul sera long, et précis.

Les paramètres utilisés pour la modélisation des expériences pseudo-statiques sont :

- $\psi_{ini} = 10^\circ$,
- $pas_{\psi} = 2^\circ$,
- $\varepsilon = 0,0005^6$.

Le schéma présenté sur la *Figure 5.11* retrace les différentes étapes de la modélisation analytique. Un exemple de fichier **VBA** est donné en *Annexe C.2*.

5.3.1.2 Résultats

Les résultats de la modélisation sont présentés en deux temps. Tout d'abord, on analyse l'influence de l'élancement (H/B) du mur sur l'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} . Ensuite, on regarde l'influence du facteur d'échelle.

Influence de l'élancement H/B Pour chaque mur de largeur $B = 3,4\text{cm}$ et de hauteur H variable (de $H = 3,4\text{cm}$ à $H = 13,8\text{cm}$), la modélisation a donné :

- L'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} ,
- Le mode de rupture du système,
- La valeur des paramètres h_{rupt} , ω_{rupt} et θ_{rupt} .

On va donc comparer ces valeurs aux données expérimentales (sauf pour l'angle θ_{rupt} , non accessible durant les expériences).

L'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} est dans un premier temps étudié. Sur la *Figure 5.12*, on observe que les résultats de la méthode analytique sont proches des résultats expérimentaux : la

6. Cette valeur pour la précision est suffisamment faible pour avoir un écart inférieur à $0,01^\circ$ entre les valeurs ψ_1 et ψ_2 finales.

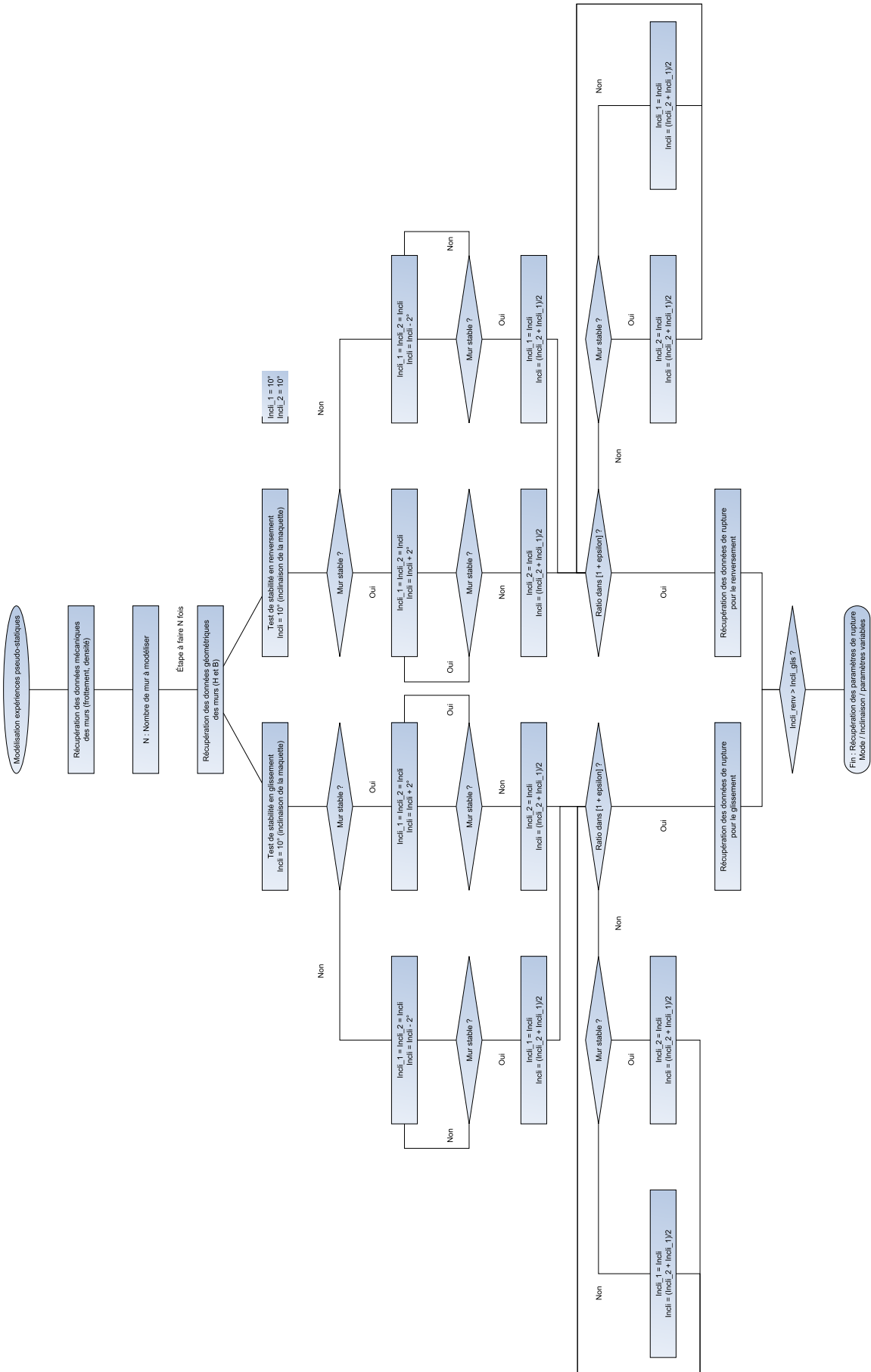


FIGURE 5.11 – Schéma de fonctionnement du script VBA utilisé pour la modélisation des expériences pseudo-statiques.

méthode est donc validée. De plus, on observe sur la courbe rouge correspondant à la modélisation analytique une rupture de pente. Celle-ci correspond à la transition entre les deux modes de rupture. Cette transition s'opère pour un élancement $H/B_{crit} = 1,9$ et un angle d'inclinaison $\psi_{crit} = 17^\circ$, ce qui est très proche des valeurs relevées au cours des expériences : $H/B_{crit} = 1,9$ et $\psi_{crit} = 17^\circ$. La méthode analytique s'en trouve validée.

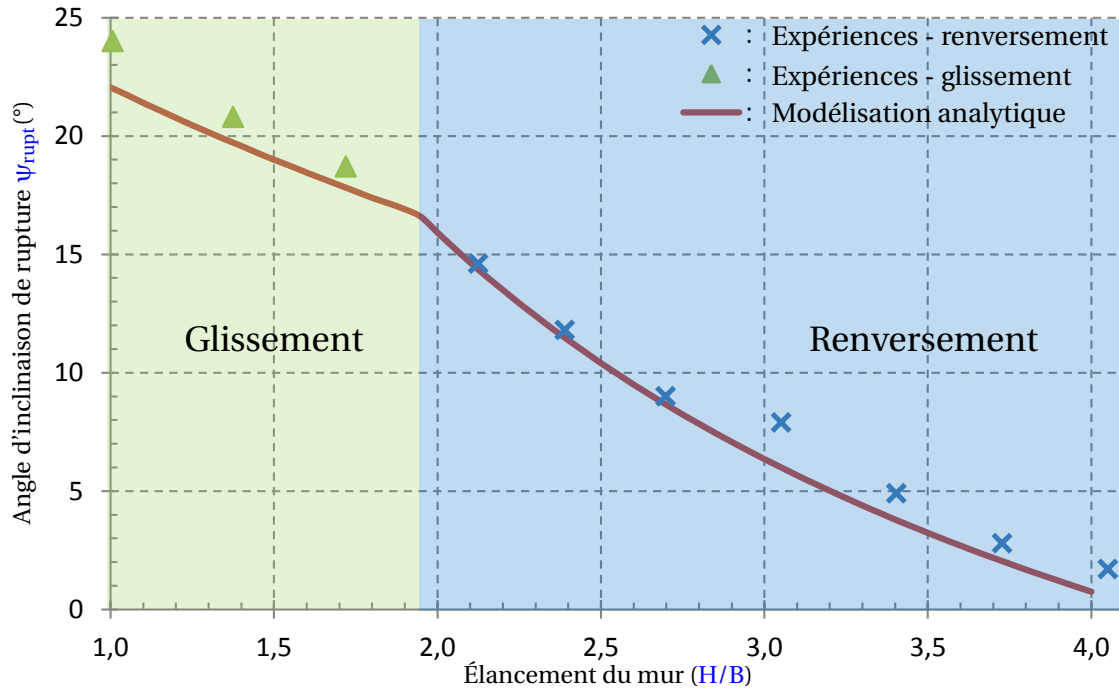


FIGURE 5.12 – Comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation analytique concernant l'angle d'inclinaison de rupture du système ψ_{rupt} .

La méthode analytique a systématiquement donné une hauteur de rupture nulle $h_{rupt} = 0$, ce qui a été observé expérimentalement. De plus, on observe qu'elle donne des valeurs d'angle de rupture ω_{rupt} qui dépendent du mode de rupture déclenché. En effet, pour les murs qui ont rompu en glissement, on a $\omega_{rupt} = \omega_{min} = 0^\circ$ et pour les murs qui ont rompu en renversement, on a $\omega_{rupt} = \omega_{max} = \omega_{bloc} = 11,3^\circ$. Ces valeurs correspondent tout à fait à ce qui a été observé expérimentalement (Figure 3.18) ⁷.

Enfin, analytiquement, on note que l'angle de rupture dans le sol θ_{rupt} est égal à environ 50° . Ce résultat est cohérent avec la littérature. Enfin, l'essai avec une prise de vue du dessus (Figure 3.12) a permis d'estimer l'angle de rupture du coin de sol à environ 50° .

Pour conclure, en comparant les résultats de la méthode analytique avec ceux fournis par le modèle numérique du Chapitre 4, Section 4.3, on remarque que la méthode analytique est aussi précise que le modèle numérique (Figure 5.13). Étant naturellement plus rapide que le modèle numérique (1 minute maximum contre 1 heure minimum pour un mur expérimental), elle est donc mieux adaptée aux besoins de dimensionnement sismique des MSPS.

Influence de l'effet d'échelle La même procédure d'analyse a été effectuée pour les essais concernant les murs de mêmes élancements mais de tailles différentes. Il avait été noté dans le Chapitre

7. Concernant le renversement, la valeur de ω_{bloc} , issue de l'Équation 5.20 a été calibrée à l'aide des schémas de rupture obtenus expérimentalement (Figure 3.18) : on retrouve donc exactement la même valeur (en moyenne). Par contre la méthode analytique a montré que c'est la situation où la rupture est la plus inclinée qui crée le maximum de déstabilisation.

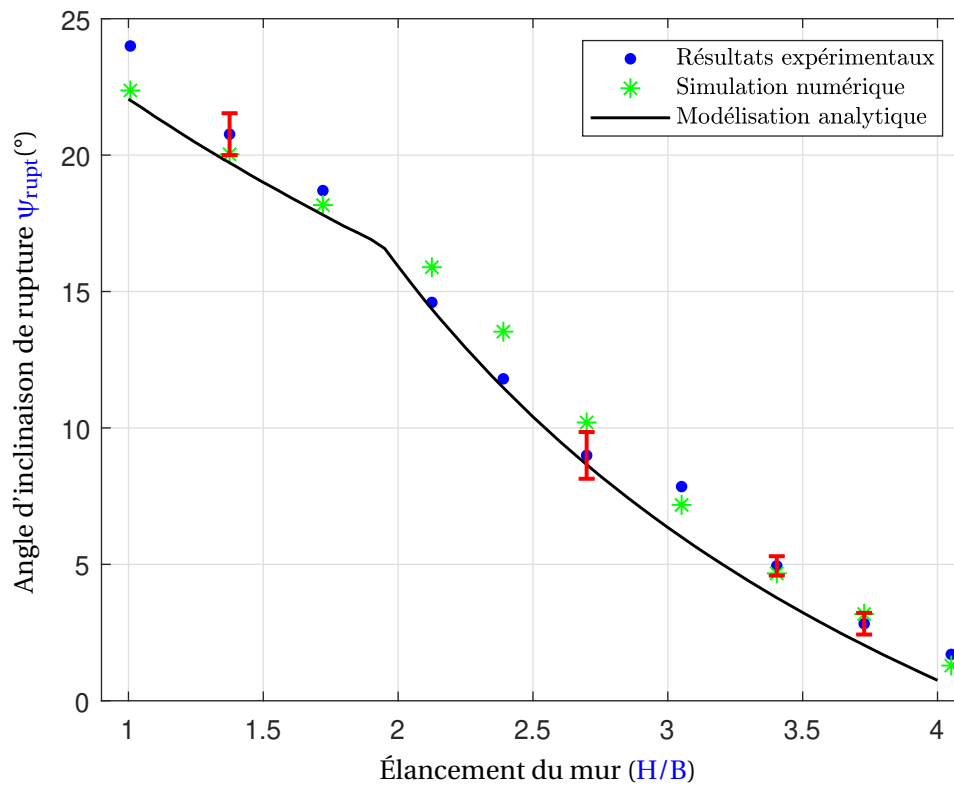


FIGURE 5.13 – Comparaison entre les résultats expérimentaux, la modélisation analytique et le modèle numérique DEM (UDEC).

3, Section 3.2, que l'effet d'échelle (pour une même valeur d'élanement H/B) ne jouait pas sur l'angle d'inclinaison de rupture du mur. Numériquement (Chapitre 4, Section 4.3.2.2), on a retrouvé aussi cette tendance, même si les simulations nécessitent de longs calculs. Avec la méthode analytique, on s'affranchit des problèmes d'identification d'une section représentative et on utilise uniquement l'approximation de l'Equation 5.20 pour estimer ω_{bloc} .

Analytiquement, on retrouve que l'angle d'inclinaison de rupture n'évolue que très peu avec l'effet d'échelle. Les différences observées sont uniquement liées à la modification de l'angle de rupture maximal dans le mur $\omega_{max} \cdot \omega_{bloc}$ est identique, mais r_b passe de 9/23 à 0. On obtient :

- 14,7° ($B = 34\text{mm}$) à 14,1° ($B > 34\text{mm}$) pour $H/B = 2,1$
- 8,6° ($B = 34\text{mm}$) à 8,2° ($B > 34\text{mm}$) pour $H/B = 2,7$
- 4,1° ($B = 34\text{mm}$) à 3,8° ($B > 34\text{mm}$) pour $H/B = 3,3$

En calculant l'angle moyen d'inclinaison de la rupture ω_{rupt} dans les murs expérimentaux de largeurs $B = 5,1\text{cm}$, $B = 6,8\text{cm}$ et $B = 8,5\text{cm}$, on trouve des valeurs moyennes très proches les unes des autres et valant environ $\omega_{rupt} \approx 20^\circ$. Cette valeur est très proche de la valeur proposée par l'Equation 5.20 qui vaut 18,4° montrant l'adéquation entre la proposition d'évaluation de ω_{bloc} et la réalité et ce, quelle que soit la taille du mur.

La plupart de ces résultats de validation de la méthode analytique (ainsi que la présentation des essais pseudo-statiques) sont présentés dans un article publié dans une revue scientifique [SAVALLE et collab., 2018B] et dans des actes de conférence [SAVALLE et collab., 2017, 2018a].

5.3.1.3 Analyse paramétrique des données expérimentales

Afin de mettre en évidence l'importance de l'angle ω_{rupt} et l'importance de sa limitation dans le cas du renversement, les expériences pseudo-statiques ont été simulées sans limiter la valeur prise par ω_{rupt} . La *Figure 5.14* montre l'évolution de l'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} en fonction de l'élançement (de manière similaire à la *Figure 5.12*, en prenant $\omega_{max} = 90^\circ$). La simulation donne des valeurs optimales pour ω_{rupt} autour de 40° , ce qui est totalement différent de ce qui a été observé dans les expériences. De plus, les résultats de la modélisation analytique sont plus éloignés des expériences que ceux présentés sur la *Figure 5.12*. Ainsi, il est important d'évaluer, au moins grossièrement, ω_{bloc} (et donc ω_{max}) pour être plus proche des cas réels.

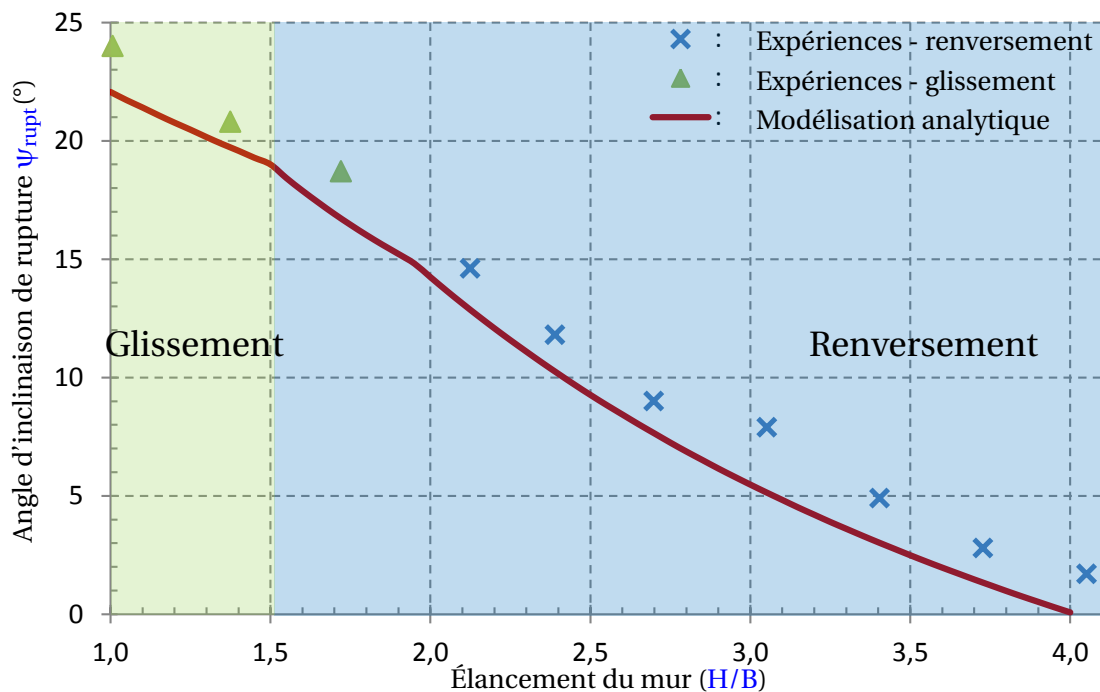


FIGURE 5.14 – Comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation analytique. Effet de la non-restriction de la plage de valeurs admissible pour ω_{rupt} .

Enfin, pour relativiser les quelques écarts observables sur la *Figure 5.12*, une analyse de la sensibilité de tous les paramètres en jeu a été menée. En effet, lors de l'évaluation de la valeur des paramètres géométriques et mécaniques, des écarts ont été observés entre les différents essais et même au cours d'un même essai, par exemple pour la hauteur H du mur, sa largeur B ou encore le poids volumique du sol. Après avoir identifié dans quel sens jouait chaque paramètre, *ie* si cela ajoutait de la résistance ou non, la modélisation a été lancée sur les configurations extrêmes, considérant non pas les valeurs moyennes des paramètres, mais les valeurs moyennes plus ou moins l'écart type des mesures du paramètre, en fonction de l'influence du paramètre sur la résistance du mur. Cela donne les résultats de la *Figure 5.15*. Ceux-ci montrent bien que les faibles écarts de la modélisation moyenne par rapport aux expériences ne sont pas significatifs et peuvent facilement s'expliquer, en plus des simplifications de la modélisation, par :

1. soit la variabilité du phénomène expérimental en lui-même (l'hétérogénéité non mesurée).
2. soit la variabilité des paramètres expérimentaux, qui pouvaient varier d'un essai à l'autre (l'hétérogénéité mesurée).

Il faut néanmoins relativiser les écarts très importants observés sur la *Figure 5.15* entre les modélisations minimales et maximales. Il est en effet très peu probable (pour ne pas dire impossible) de cumuler toutes les erreurs de mesures/protocole lors d'un même essai.

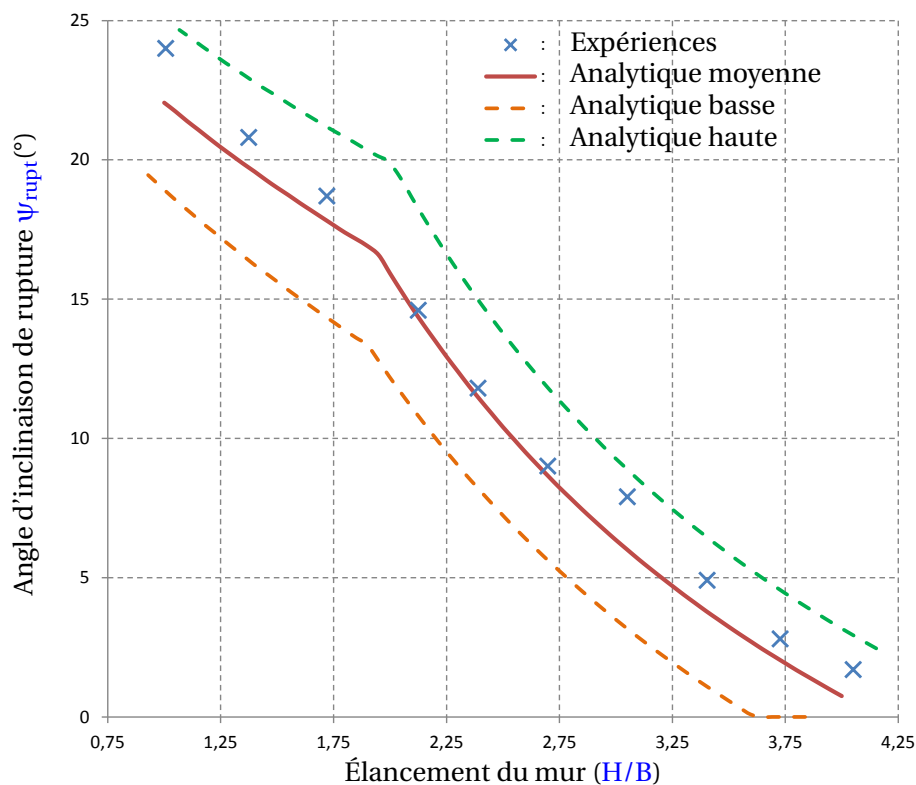


FIGURE 5.15 – Modélisation analytique et influence de la variabilité des paramètres expérimentaux sur l'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} .

5.3.2 Expériences statiques sur MSPS réels

5.3.2.1 Introduction

Dans cette partie, l'objectif est de valider l'outil analytique sur des expériences concernant des MSPS réels. Les expériences utilisées pour cette validation ont été effectuées par VILLEMUS [2004] et par COLAS [2009]. On notera que les essais de MUNDELL [2009] sont plus compliqués à utiliser pour la validation de la méthode car ceux-ci consistaient à l'ajout d'une surcharge ponctuelle sur le remblai simultanément à l'inclinaison de la fondation.

Il est à noter que, lors de ces essais expérimentaux, l'analyse de l'angle de rupture dans le mur ω_{rupt} n'a pas été faite quantitativement. On devra donc utiliser l'Équation 5.20 pour estimer la valeur de l'angle ω_{bloc} . En se basant sur les tailles des blocs utilisés par VILLEMUS [2004] et COLAS [2009], on trouve un angle de rupture maximum dans le mur de $\omega_{bloc} = 20^\circ$ ⁸. Enfin, l'angle η relatif à la rotation interne des pierres est basé sur les résultats des essais : une valeur forfaitaire de $\eta = 5^\circ$ est considérée pour tous les murs.

5.3.2.2 Expériences de VILLEMUS [2004]

Les essais de VILLEMUS [2004] ont été effectués sur des murs chargés par une bêche remplie d'eau. L'action déstabilisante est donc plus simple à caractériser. En ce qui concerne la modélisation analytique, il n'y a plus besoin de la partie « Equilibre du coin de sol » de la Section 5.2.3. Seule la partie « Equilibre du mur » de la Section 5.2.4 est utilisée. Le Tableau 5.2 regroupe les données expérimentales utilisées pour la modélisation des expériences de VILLEMUS [2004]. Les noms VII,

8. Les données géométriques des blocs donnent des valeurs entre 10° et 35° avec une moyenne de 20° . Ces écarts peuvent s'expliquer par la difficulté à établir, d'après les photos des murs (de face et en coupe), les dimensions moyennes des blocs h et b .

V2l (etc) font référence aux cinq murs testés par VILLEMUS [2004]; « l » fait référence à la pierre utilisée : le calcaire (limestone), tandis que « s » fait référence au schiste.

TABLEAU 5.2 – Paramètres des murs expérimentaux de VILLEMUS [2004] utilisés dans la modélisation analytique.

Mur n°	V1l	V2l	V3l	V4l	V5s
Paramètres géométriques					
Hauteur H (m)	2❖	1,95❖	4❖	2❖	4,25❖
Largeur à la base B (m)	0,9	0,91	1,8	0,9	1,8
Fruit aval f_v (%)	15	0	15	12	15
Fruit amont λ_m (°)	0	0	0	0	0
Inclinaison des lits de pierres α (°)	0	0	0	4	8,5
Paramètres mécaniques					
Poids volumique du mur γ_m (kN.m ⁻³)	15,4	14,9	15,7	15,7	18,0
Frottement des blocs ϕ'_m (°)	36	36	36	36	28,5
Rotation interne des blocs η (°)	★	★	11,5	7,5	9,8

★ Cette valeur n'a pas été relevée par VILLEMUS [2004].

❖ La hauteur des murs est supposée ne pas prendre en compte un éventuel premier lit de pierre, bloqué pour forcer la rupture à se développer entre les pierres et non sur la fondation.

L'expérience consistait à remplir progressivement la bêche d'eau puis à relever le niveau d'eau critique, *ie* entraînant la rupture du MSPS. Pour chacun des cinq murs, la méthode analytique a calculé cette hauteur d'eau critique théorique. Pour cela un script VBA (similaire à celui présenté en Annexe C.2) a été écrit. De même, il fonctionne par dichotomie pour trouver la hauteur d'eau critique. Le Tableau 5.3 récapitule les résultats de la méthode analytique, comparés avec les résultats expérimentaux.

TABLEAU 5.3 – Résultats des essais de VILLEMUS [2004]. Comparaison avec la méthode analytique présentée dans la Section 5.2.

Mur n°	V1l	V2l	V3l	V4l	V5s
Résultats expérimentaux					
Hauteur d'eau critique $h_{\text{eau, crit}}$ (m)	1,74	1,9	3,37	1,94	3,62
Mode de rupture ❖	G	G/R	G	G/R	G
Résultats modélisation analytique					
Hauteur d'eau glissement $h_{\text{eau, glis}}$ (m)	1,73	1,84	3,35	1,81	3,56
Valeur de η utilisée (°)	5	5	5	5	5
Hauteur d'eau renversement $h_{\text{eau, reinv}}$ (m)	1,91	1,91	3,84	1,93	4,1
Hauteur d'eau critique $h_{\text{eau, crit}}$ (m)	1,73	1,84	3,48	1,86	3,68
Mode de rupture ❖	Gl	Gl/Re	Gl	Gl/Re	Gl
Ecart vis-à-vis des expériences	-1%	-3%	+3%	-4%	+2%

❖Gl : Glissement, Re : Renversement et Gl/Re : pour un mode mixte

Les résultats de la modélisation analytique sont d'une très bonne qualité en comparaison à ceux de l'expérience. D'une part les hauteurs d'eau critiques ont été estimées à moins de 10% près, et d'autre part les modes de ruptures observés expérimentalement sont bien ceux qui sont critiques pour la méthode analytique⁹. On notera que si l'on utilise les valeurs de l'angle de rotation interne des pierres η relevées par VILLEMUS [2004] (Murs V3l, V4l et V5s), l'écart moyen entre les résultats analytiques et expérimentaux reste constant (2,5% d'erreur).

9. Pour la modélisation analytique, un mode de rupture mixte G/R a été considéré lorsque la différence relative entre les hauteurs critiques était plus faible que 5%.

5.3.2.3 Expériences de COLAS [2009]

Les expériences de COLAS [2009] ont été réalisées en utilisant un remblai (fait de gravier roulé sec) pour charger des MSPS réels. Pour le mettre en place, il était déversé depuis une benne de camion et avait donc une pente, proche de sa pente de talus naturelle. Quatre murs ont été testés (C1g en granite, C2s et C3s en schiste et C4l en calcaire). Le Tableau 5.4 résume les paramètres expérimentaux des quatre essais de COLAS [2009].

TABLEAU 5.4 – Paramètres des murs expérimentaux de COLAS [2009] utilisés pour la modélisation analytique.

Mur n°	C1g	C2s	C3s	C4l
Paramètres géométriques				
Hauteur H (m)	2,5	2,5	2,5	2,5
Largeur à la base B (m)	0,6	0,6	0,7	0,65
Fruit aval f_v (%)	6	6	6	6
Fruit amont λ_m (°)	0	0	0	0
Inclinaison des lits α (°)	3,4	3,4	9,1	9,1
Inclinaison du remblai β (°)	26,4	31,7	32,6	34,9
Paramètres mécaniques				
Poids volumique du mur γ_m (kN.m ⁻³)	21,0	20,0	20,0	21,8
Frottement des blocs φ'_m (°)	27	25	25	35
Rotation interne des blocs η (°)	★	4	4	6
Poids volumique du sol γ_r (kN.m ⁻³)	14,9	14,9	14,9	14,9
Frottement du sol de remblai φ'_r (°)	37,7	37,7	37,7	37,7

★ Cette valeur n'a pas été relevée par COLAS [2009].

Le mur C1g n'a pas pu être remblayé jusqu'à la rupture. En effet, les bords du mur se sont appuyés sur les montants du dispositif expérimental. Une décharge du remblai n'a pas suffi à lui permettre de retrouver sa forme originelle et il est tombé. Aucune hauteur expérimentale critique n'a donc été relevée pour ce mur. Cependant, il a tout de même été modélisé analytiquement pour estimer sa hauteur théorique de rupture sachant que l'essai expérimental s'est déroulé sans encombres jusqu'à une hauteur de $h_{\text{remblai}} = 2,17\text{m}$.

Les murs C3s et C4l avaient une résistance supérieure à celle estimée initialement : les murs ne sont pas tombés alors que la hauteur du remblai était maximale. Des réhausses en bois ont été disposées au-dessus du mur pour continuer son remblaiement. Le poids de ces réhausses est inconnu et ne sera pas pris en compte dans le calcul fait avec la méthode analytique. On peut néanmoins supposer raisonnablement qu'il est négligeable pour l'équilibre du mur. Le Tableau 5.5 présente la comparaison des résultats expérimentaux avec ceux de la modélisation analytique.

De la même façon que pour les résultats précédents mettant en jeu une poussée hydrostatique, la méthode analytique permet donc de dimensionner un MSPS : elle permet de prédire la hauteur à partir de laquelle il va tomber et selon quel mode de rupture il va rompre. On note que les écarts sont légèrement plus importants quand on considère un chargement par un sol graveleux, en comparaison avec une poussée hydrostatique. L'ajout d'une donnée supplémentaire, le sol, augmente les incertitudes sur les paramètres et peut expliquer la moins bonne qualité de la simulation. Enfin, on note que le mur C1g, dont la hauteur critique théorique est estimée à $h_{\text{remblai}} = 2,86\text{m}$ est effectivement stable pour la hauteur $h_{\text{remblai}} = 2,17\text{m}$, ce qui a été observé au cours des expériences de COLAS [2009].

Enfin, on note que les modes de ruptures engendrés par un chargement en remblai de graviers sont plus du type renversement que ceux engendrés par un chargement par poussée hydrostatique (qui tendent à faire rompre les murs en glissement).

TABLEAU 5.5 – Résultats des essais de COLAS [2009]. Comparaison avec la méthode analytique présentée dans la Section 5.2.

Mur n°	C1g	C2s	C3s	C4l
Résultats expérimentaux				
Hauteur de remblai critique $h_{\text{remblai, crit}}$ (m)	> 2,17	2,41	2,96	2,95
Mode de rupture *	-	G/R	R	R
Résultats modélisation analytique				
Hauteur de remblai glissement $h_{\text{remblai, glis}}$ (m)	3,21	2,76	3,45	4,63
Hauteur de remblai renversement $h_{\text{remblai, renv}}$ (m)	2,86	2,69	3,02	2,82
Hauteur de remblai critique $h_{\text{remblai, crit}}$ (m)	2,86	2,69	3,02	2,82
Mode de rupture *	Re	Gl/Re	Re	Re
Ecart vis-à-vis des expériences	-	+11%	+2%	-4%

*Gl : Glissement, Re : Renversement et Gl/Re : pour un mode mixte

5.3.3 Conclusion

En conclusion, la méthode analytique présentée dans la Section 5.2 est validée. Elle est performante pour modéliser des expériences pseudo-statiques sur des modèles réduits de MSPS et pour modéliser des essais statiques sur des MSPS réels à échelle 1. On note tout de même qu'elle requiert :

1. Les valeurs classiques de la géométrie du mur et du remblai.
2. Les données mécaniques des pierres, qui peuvent être données forfaitairement en fonction de l'origine géologique des pierres.
3. Les propriétés mécaniques du remblai, qui sont plus difficiles à évaluer à l'« œil » (frottement, cohésion notamment).
4. L'angle maximal d'inclinaison de la rupture dans le mur ω_{bloc} évaluable grâce à l'Équation 5.20 ou à l'aide d'une estimation forfaitaire de $\omega_{\text{bloc}} = 20^\circ$.
5. L'angle de rotation interne des blocs η , très difficile à estimer sans faire d'essai de rupture. Une valeur forfaitaire, issue des essais de VILLEMUS [2004] et de COLAS [2009], de $\eta = 5^\circ$ peut être considérée (du moins entre 5° et 10°).

Enfin, on note que la méthode analytique n'a pas été validée dans le cas où le sol possède de la cohésion en plus de son frottement sec¹⁰, ainsi que dans le cas où une surcharge est appliquée en haut du mur. Pour ce dernier cas de figure, les expériences taille réelle de MUNDELL [2009] où les essais échelle réduite de TERRADE [2017] pourraient constituer une première base de données expérimentales utile pour sa validation.

5.4 Influence des choix de modélisation

Dans cette section, on s'intéresse particulièrement à l'influence des choix de modélisation que sont la définition et le fonctionnement de la prise en compte de la rotation interne des pierres via le paramètre η , ainsi que l'influence de la prise en compte de la cohésion sur la rupture en traction du remblai. Le but est de vérifier que les propositions faites ici sont raisonnables et ne conduisent pas à des résultats incohérents ou non sécuritaires. L'influence des paramètres plus communs (données géométriques et mécaniques) sera étudiée plus tard dans la Section 5.6.

10. Néanmoins, la cohésion ne modifie pas beaucoup l'équilibre du coin de sol, en terme de schéma de fonctionnement. On ne s'attend donc pas à avoir de problème pour valider la méthode sur ce type de sol de remblai.

5.4.1 Influence du paramètre η

Dans la *Section 5.2.5*, la prise en compte de la rotation des pierres, caractérisée par l'angle η a été présentée. On rappelle ici que l'on considère que les pierres tournent dès que l'excentrement de l'effort transmis à travers le segment [EF] est plus grand que $ecc/B > 0,25$. Or, plus l'effort sera excentré, plus la résistance au renversement du mur sera faible. Cela veut dire que la rotation interne des blocs intervient surtout lorsque les deux modes de rupture (glissement et renversement) sont concomitants.

Pour mieux comprendre comment ce paramètre intervient et influence les résultats, on représente sur la *Figure 5.16*, les courbes de dimensionnement d'un mur type de 2,5m de haut (*Tableau 5.6*) en fonction du fruit aval f_v du mur. Le dimensionnement est représenté par la valeur de l'aire de la section de mur à mettre en œuvre pour être juste stable vis-à-vis du renversement (en bleu) et du glissement (en rouge)¹¹. Si aucun angle η n'était pris en compte, le graphique se résumerait à la courbe bleue et à la courbe noire en pointillé ($\eta = 0^\circ$). L'ajout de la prise en compte de l'angle η vient modifier l'enveloppe des courbes au niveau de la transition entre les deux modes de ruptures (zone grisée sur la *Figure 5.16*). Après la phase où le renversement est dimensionnant, on observe un premier plateau¹² ($S_{\text{mur}} = 1,8m^2$) qui correspond au fait que l'excentrement passe de $ecc/B = 0,5$ à $e/B = 0,3$: cela ne change pas la valeur de la rotation des pierres, qui est prise à son maximum ($\eta = 5^\circ$ ici). Ensuite de $f_v = 9\%$ à $f_v = 29\%$, l'excentrement passe de $ecc/B = 0,3$ à $2ecc/B = 0,25$: on s'éloigne de plus en plus de la courbe noire horizontale supérieure ($S_{\text{mur}} = 1,8m^2$) jusqu'à rejoindre la courbe noire en pointillé à $S_{\text{mur}} = 1,38m^2$: l'excentrement est plus faible que $ecc/B < 0,25$.

TABLEAU 5.6 – Paramètres géométriques et mécaniques d'un mur type de 2,5m de haut : influence du paramètre η sur le dimensionnement de la section du mur.

Paramètres géométriques	
Fruit aval λ_v (°)	0 – 16,7
Fruit aval f_v (%)	0 – 30
Hauteur H (m)	2,5
Fruit amont λ_m (°)	0
Inclinaison des lits α (°)	6
Inclinaison du remblai β (°)	0
Largeur à la base B (m)	variable à dimensionner
Paramètres mécaniques	
Poids volumique du mur γ_m (kN.m ⁻³)	16
Frottement des blocs ϕ'_m (°)	28
Poids volumique du sol γ_r (kN.m ⁻³)	20
Frottement du sol de remblai ϕ'_r (°)	28
Rotation interne des blocs η (°)	0 ou 5

Pour aller plus loin, on montre sur la *Figure 5.17*, l'évolution de la section S_{mur} de dimensionnement en fonction de l'inclinaison des lits. Sur ce graphique, on voit une courbe de dimensionnement pour le renversement quasiment horizontale. La faible décroissance est due au fait que lorsque α augmente, ω_{max} diminue et donc la résistance au renversement augmente. Conjointement, plus α augmente plus la section augmente (polyèdre [AEFD]) pour une même largeur. Les

11. Ici, on prend la section de mur pour comparer les résultats car c'est ce qui est le plus pertinent. Plus la section est importante, plus le mur résiste. De plus, l'aire de la section dépend directement de f_v et permet effectivement de voir son influence contrairement à B qui ne donne qu'une information tronquée. Par contre, lors de l'établissement de recommandations, on utilisera plus volontiers la largeur du mur B.

12. En effet, le fruit aval f_v n'apporte pas de résistance supplémentaire en glissement car il ne joue ni sur le poids du mur, ni sur le frottement des pierres, ni sur l'inclinaison des plans de glissement.

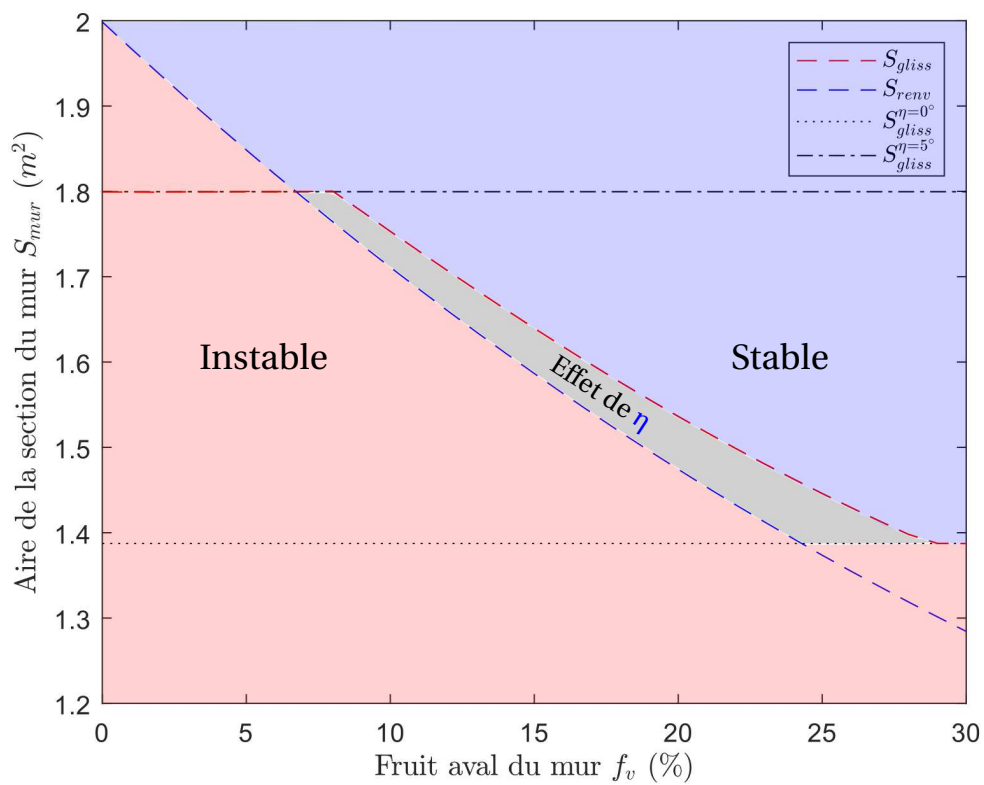


FIGURE 5.16 – Influence du fruit aval f_v sur l'aire requise pour la section S_{mur} du MSPS de talus de hauteur 2,5m. On voit notamment l'effet de l'angle η : la zone de stabilité est réduite par la zone grisée, au niveau de la transition des deux modes de rupture.

deux effets s'annulent presque. Concernant la courbe de dimensionnement au glissement, elle possède deux phases (contrairement aux trois phases de la courbe correspondante sur la *Figure 5.16*). La deuxième phase (à partir de $\alpha = 6^\circ$) correspond à un excentrement ecc/B plus grand que 0,3. La première phase correspond en fait à la phase de transition entre $ecc/B = 0,3$ et $ecc/B = 0,25$. La phase correspondant à un excentrement inférieur à $ecc/B < 0,25$ n'est pas visible sur la courbe : elle intervient pour des inclinaisons de lits vers l'aval $\alpha < 0^\circ$. Enfin, un zoom sur les aires de mur autour de $S_{mur} \in [1,7; 1,9]$, laisserait penser à une rupture de pente localement autour de $\alpha = 6^\circ$. Cela correspond en fait à un effet de discrétisation indésirable entre les phases où $ecc/B > 0,3$ et où $ecc/B \in [0,25; 0,3]$.

Ainsi, l'ajout de l'angle η modifie les allures des courbes de dimensionnement en ajoutant des ruptures de pentes. Les courbes de dimensionnement sont modifiées lorsque les deux modes de rupture sont tous deux proches de l'activation. On notera aussi que l'on conserve la monotonie des évolutions de S_{mur} avec la modélisation choisie.

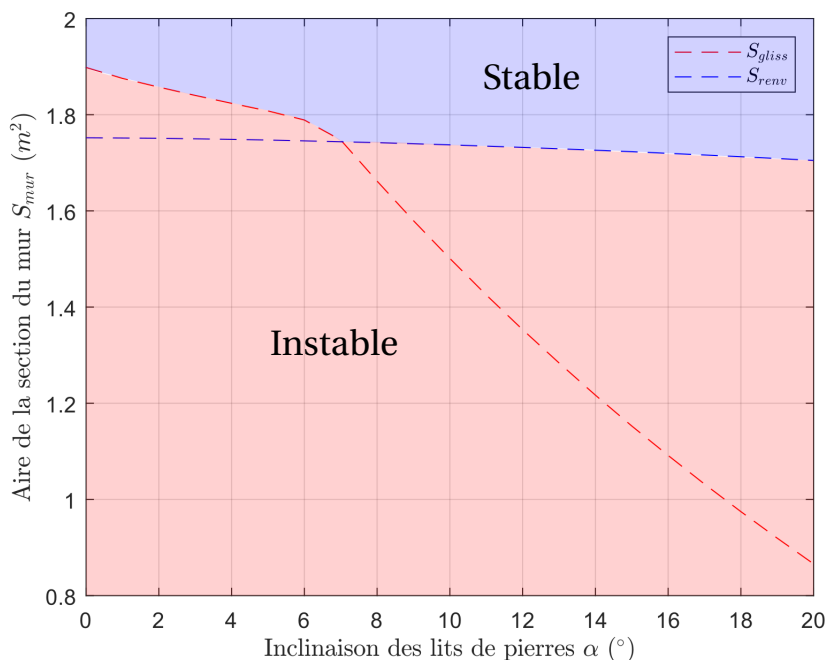


FIGURE 5.17 – Influence de l'inclinaison des lits α de pierres sur l'aire de la section du MSBS de talus en fonction du mode de rupture. On voit aussi l'effet de l'angle η .

5.4.2 Rupture en traction du remblai

La cohésion des sols implique que, sur une certaine hauteur, le sol se tient tout seul et n'a pas besoin de mur pour tenir : il ne pousse pas sur le mur. Dans la modélisation présentée ici, les calculs supposent en fait que cette partie de sol va même jusqu'à retenir le mur (a une action de traction dessus), ce qui n'est pas physique. Ne pas en tenir compte surestime la résistance réelle du mur [AHMADABADI et GHANBARI, 2009; GHOSH et SHARMA, 2010; YAZDANI et collab., 2013; LIN et collab., 2015]. Les recommandations qualitatives de la *Section 5.6* supposent, pour simplifier les calculs, que le sol retient le mur. Par contre les recommandations quantitatives de la *Section 5.7*, parce que les calculs sont moins nombreux, tiennent compte d'une réduction de la résistance du mur. La démarche suivie pour cela est détaillée dans cette partie.

5.4.2.1 Poussée d'un sol cohérent

Tout d'abord, on revient aux équations régissant les contraintes à l'intérieur d'un sol de remblai. Terzaghi a proposé le principe des états correspondants qui dit que, pour un mur lisse retenant un sol cohérent et frottant, sans surcharge, la poussée s'exerçant sur le mur est donnée par (voir *Figure 5.18*) :

$$\|\vec{E}_\delta\| = \frac{1}{2} * \gamma_r * K_a * H^2 - (1 - K_a) * \frac{C'}{\tan(\varphi_r')} * H$$

avec H , la hauteur du mur, C' et φ_r' la cohésion et l'angle de frottement du sol et K_a le coefficient actif de la poussée des terres statique. Ainsi, pour une couche de sol d'épaisseur assez faible (h_c), on se rend compte que l'on a une poussée négative ce qui n'est absolument pas physique : en réalité le sol et le mur vont se détacher, d'où le terme « rupture en traction du remblai (*tension crack* en anglais) ». Classiquement, pour compenser, on considère une poussée des terres nulle jusqu'à cette hauteur h_c . L'idée est donc de trouver une méthode pour évaluer la hauteur h_c en pseudo-statique (*Figure 5.18*).

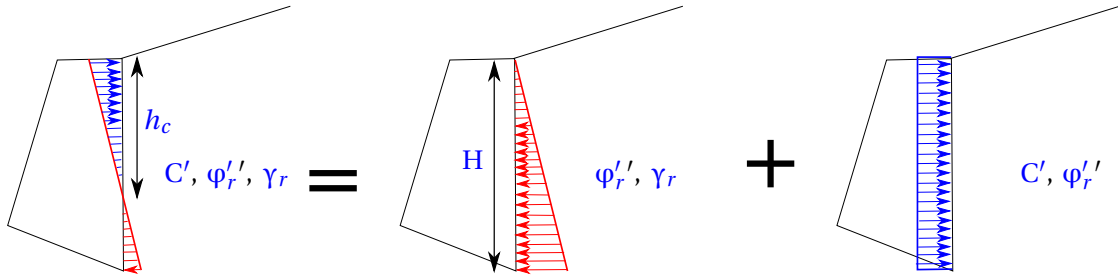


FIGURE 5.18 – Principe des états correspondants appliqué à un mur de soutènement lisse de hauteur H soutenant un remblai pesant, cohérent et frottant.

5.4.2.2 Estimation de h_c

Afin d'estimer la hauteur h_c , on peut utiliser les équations de la mécanique des sols, données par TERZAGHI [1951], qui donnent la contrainte horizontale dans le sol σ'_H en fonction des paramètres du sol (φ_r' et C') :

$$\sigma'_H = K_a * \sigma'_V - 2 * C' * \sqrt{K_a}$$

En utilisant l'évaluation de la contrainte verticale σ'_V classiquement utilisée, $\sigma'_V = \gamma_r * H$, on trouve :

$$\sigma'_H = K_a * \gamma_r * H - 2 * C' * \sqrt{K_a} \quad (5.21)$$

On en déduit la hauteur h_c , qui annule σ'_H dans l'équation précédente :

$$h_c = \frac{2 * C'}{\gamma_r * \sqrt{K_a}} \quad (5.22)$$

L'Équation 5.22 est cependant simplifiée car elle correspond à un cas très simple. L'inclinaison de l'effort de poussée δ et de l'accélération pseudo-statique a_h ne sont pas prises en compte (entre autres). Ainsi, nous proposons aussi d'estimer la valeur de h_c (la hauteur de sol qui ne pousse pas sur le mur) en utilisant les travaux de LIN et collab. [2015] où la stabilité d'un mur de soutènement en béton armé soumis à une accélération pseudo-statique est calculée. Leur méthode calcule la stabilité du remblai en le découpant en tranches orientées selon l'inclinaison du remblai β . Elle leur permet d'estimer la hauteur ne poussant pas sur le mur, h_c . On retiendra la forme abrégée, dont les termes a_1 , a_2 et a_3 sont explicités dans l'Annexe C.3.1 :

$$h_c = \frac{a_2 * C'_{\text{int}} * \cos(\psi) - a_3 * C' * \cos(\psi)}{a_1 * \gamma_r * (1 + a_y)} - \frac{q}{\gamma_r} \quad (5.23)$$

On peut aussi obtenir la valeur de h_c par une autre méthode, en utilisant la présente méthode analytique, fondée sur la théorie du coin de Coulomb. On étudie successivement les murs de hauteurs allant de $h = 0$ à $h = H$, H étant la hauteur du mur réel d'étude. Pour chacun de ces murs de hauteur variable, on s'intéresse à l'effort de poussée global du sol de remblai obtenu via la méthode du coin de Coulomb. Du fait de la cohésion, pour les hauteurs h faibles, la résultante est négative, ce qui veut dire que le talus se tient tout seul. Pour une hauteur h_0 donnée, la résultante va s'annuler. En supposant que la distribution de contrainte relative à l'effort de poussée est linéaire, ce qui n'est pas forcément le cas comme noté plus tôt, le point où la distribution s'annule, ie le point où le sol commence localement à pousser sur le mur est à la hauteur $h_0/2$ (Figure 5.19), d'où $h_c = h_0/2$.

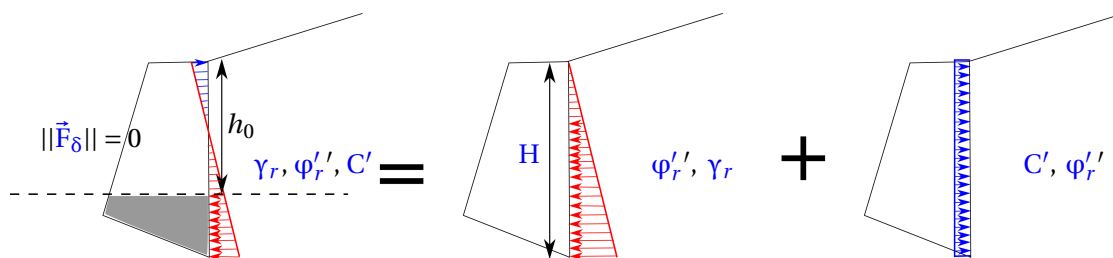


FIGURE 5.19 – Principe des états correspondants appliqué à un mur de soutènement lisse de hauteur H soutenant un remblai pesant, cohérent et frottant. La hauteur h_0 correspond à la hauteur pour laquelle l'effort global de poussée est nul. On a $h_c = h_0/2$.

5.4.2.3 Implémentation de h_c dans la méthode analytique

Une fois la hauteur de sol h_c ne poussant pas sur le mur déterminée (soit suivant Terzaghi (Équation 5.22), soit suivant LIN et collab. [2015] (Équation 5.23) ou soit encore directement via la méthode analytique), il faut intégrer cette donnée aux équations d'équilibre du coin de sol. Pour cela, on propose de réduire la cohésion par un facteur 2 sur le segment $[G^*G]$ (suivant le même principe que celui présenté sur la Figure 5.19). Sur ce segment $[G^*G]$, on suppose donc que la cohésion n'est pas entièrement mobilisée, en fait juste ce qu'il faut pour qu'il n'y ait pas de poussée, au global, sur le segment $[C^*C']$ correspondant à la hauteur h_c (Figure 5.20).

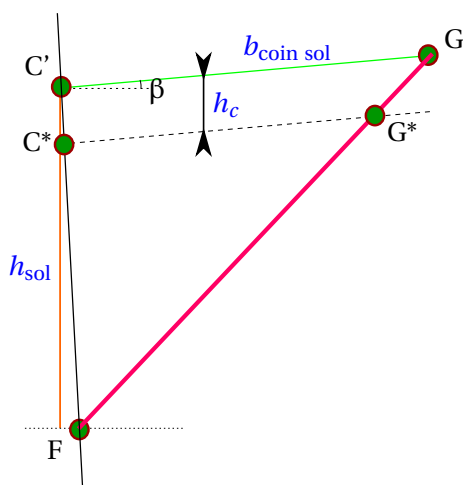


FIGURE 5.20 – Schéma du coin de sol : ajout de la hauteur h_c et des points géométriques relatifs.

En utilisant la réduction de la cohésion sur la hauteur h_c , on calcule la réduction de résistance d'un MSPS type. Les caractéristiques du mur sont basiques et volontairement simples (pas de fruits aval et amont, pas d'inclinaison des lits, pas d'inclinaison du remblai) :

- $\varphi'_m = \varphi'_r = 30^\circ$,
- $\gamma_m = \gamma_r = 20 \text{ kN.m}^{-3}$,
- $C' = 5 \text{ kPa}$,
- $H = 3 \text{ m}$.

On compare la valeur donnée pour B pour être tout juste stable (facteur de sécurité égal à 1) entre le cas avec prise en compte de h_c et le cas sans prise en compte de h_c . On trouve $B = 0,48 \text{ m}$ si l'on ne tient pas compte de la réduction de la cohésion sur la hauteur h_c et $B = 0,61 \text{ m}$ si on tient compte de h_c (évaluée à $h_c = 0,87 \text{ m}$ quel que soit la méthode parmi les trois présentées dans la *Section 5.4.2.2*). La différence est de 13 cm ou de 25% , ce qui est notable. Les recommandations qualitatives données dans la *Section 5.6* pour des valeurs de cohésion $C' = 5 \text{ kPa}$ devront donc être prise avec recul.

Une étude numérique présentée en *Annexe C.3.2* a été menée dans le but valider la prise en compte de la rupture en traction du remblai telle que décrite dans cette partie, sans néanmoins apporter de résultats permettant de conclure.

5.5 Perspectives de la méthode analytique

Cette section rassemble les différentes futures améliorations possibles de la méthode analytique, à plus ou moins long terme. Cela a aussi pour but de rappeler ce que peut faire le modèle et quelles sont ses limites.

Tout d'abord, nous rappelons certains points déjà soulevés plus haut. La hauteur du point d'application de la force de poussée ne dépend pas de la valeur de la cohésion, ni de la hauteur de rupture en traction h_c du remblai, ce qui est conservatif comme noté précédemment (*Section 5.2.3* et *Annexes C.1.2.3* et *C.1.2.4*). De même, la hauteur de sol ne poussant pas sur le mur h_c n'a pas été prise en compte de manière automatisée dans la méthode analytique. De plus, l'effet d'une surcharge sur la stabilité du **MSPS** a été pris en compte dans la modélisation mais n'a pas été validé sur des essais expérimentaux. Une validation sur la base des essais de **MUNDELL [2009]** pourrait être envisagée comme perspective.

Ensuite, nous rappelons ici que le sol de butée toujours présent devant les quelques lits de pierres de fondations enterrés n'a pas été étudié. Il est considéré infiniment rigide. La rupture (glissement ou renversement) se passe au-dessus du dernier lit de pierres enterré. On pourrait imaginer utiliser la méthode de **HUANG [2005]** pour évaluer l'effort de butée du sol devant la fondation. Il utilise une théorie basée sur l'équilibre limite qui a le défaut de supposer un coin de sol en rupture passive qui peut être assez éloigné de la rupture passive réelle. Une méthode basée sur les champs de contraintes statiquement admissible [**MYLONAKIS et collab., 2007**] pourrait permettre d'avoir des résultats plus fiables. De même la rupture de la pente globale (incluant l'ouvrage) n'est pas vérifiée en appliquant la méthode analytique.

Enfin, la stabilité du sol de fondation, sol supportant l'ouvrage, n'a pas été intégrée à cette méthode analytique. Des améliorations pourraient se baser sur les travaux de **HUANG et CHEN [2004]**; **HUANG [2005]** qui trouvent des estimations analytiques de la portance des sols proches de celles trouvées par **HANSEN [1970]** et **VESIC [1973]**. Les prémisses d'un module de vérification de la portance (segment [AD] du mur) ajouté à la méthode analytique présentée dans ce chapitre ont été testées par **DIALLO et GAMBERT [2019]**. D'après leurs résultats, il semblerait que la portance soit souvent préjudiciable. Cependant, d'après les essais de **VILLEMUS [2004]**, la distribution triangulaire des efforts classiquement utilisée pour la vérification de la capacité portante du sol de fondation n'est pas observée *in situ* sur les **MSPS** de talus.

5.6 Analyses paramétriques utilisant le DTU - Fascicule 62

L'objectif principal de la méthode analytique précédemment détaillée et validée est de donner des recommandations pour la construction des murs de soutènement de talus en pierre sèche (MSPS), en situation sismique. Ces recommandations s'appuient sur celles déjà existantes, pour les calculs statiques, proposées dans les guides de constructions pierre sèche [CAPEB et collab., 2008; ENTPE et collab., 2017], basées sur les travaux de VILLEMUS [2004] et de COLAS [2009]. C'est donc l'objet des deux sections suivantes. De manière générale, les approches de dimensionnement choisies ont pour objectif d'être suffisamment sécuritaires. Les recommandations données dans ces deux sections ont pour but de permettre le dimensionnement de nouveaux murs ou bien d'évaluer la stabilité de murs existants.

Plus particulièrement, dans la présente section, on se propose d'utiliser l'approche de dimensionnement du Fascicule 62, approche encore en application en France il y a environ cinq années. Cette approche est préférée à l'approche Eurocode, présentée dans la section suivante, du fait de sa simplicité. Basée sur celle-ci, une analyse de l'influence de chacun des paramètres (mécaniques et géométriques) sur la résistance d'un MSPS est présentée. Les tendances observées sont supposées être conservées quel que soit l'approche de dimensionnement utilisée, et donc en particulier l'approche Eurocode. L'objectif est ici de déterminer quels sont les paramètres les plus influents (en statique et en sismique) sur la stabilité d'un mur de soutènement en pierre sèche ainsi que d'extraire ceux qui sont modulables par l'artisan pierre sèche lors du dimensionnement d'un ouvrage.

5.6.1 Présentation des Facteurs de Sécurité du Fascicule 62

Dans l'approche de dimensionnement proposée par le Fascicule 62, des facteurs de sécurité globaux sont utilisés, comme présenté dans le Chapitre 1. On notera que l'application de facteurs de sécurité se fait toujours conjointement à une évaluation sécuritaire des données du problème. Pour les deux modes de rupture identifiés, le glissement et le renversement, on applique un coefficient de sécurité lors de la vérification de la stabilité de l'ouvrage. Pour le glissement, la stabilité est assurée si l'action tangentielle R_t au niveau de la fondation n'est pas trop grande et pour le renversement, elle est assurée si le moment des efforts déstabilisants $M(F)$ n'est pas trop grand :

$$\frac{R_n * \tan \varphi'_m}{R_t} \geq F_G \quad (5.24)$$

$$\frac{M(P)}{M(F)} \geq F_R$$

F_G et F_R sont respectivement les coefficients de sécurité globaux en glissement et en renversement. Dans le Fascicule 62, il est conseillé de prendre des valeurs plus grandes ou égales à $F_G = 1,2$ et $F_R = 1,5$, pour un calcul statique. Dans cette section, on considèrera ces facteurs de sécurité globaux limites pour donner des recommandations. Pour un calcul sismique, toute l'incertitude est reportée dans l'action sismique. De plus, il n'y a pas d'effet différé, tel le fluage : les coefficients de sécurité deviennent donc égaux à 1.

Cette approche est cohérente avec l'approche de dimensionnement utilisée pour la création des abaques de dimensionnement du *Guide de bonnes pratiques de la pierre sèche*, datant de 2008 [CAPEB et collab., 2008]. De plus, dans la mesure où cette section se borne à donner des recommandations qualitatives sur les paramètres influant le plus sur la résistance d'un MSPS et non des recommandations quantitatives sur les dimensions à appliquer aux MSPS, ce qui est un des objectifs de la section suivante, cette approche est amplement suffisante. On peut noter aussi en préambule que ces recommandations s'ajoutent aux règles de l'art de la pierre sèche telles que la pose régulière de boutisses et le croisement des joints [CAPEB et collab., 2008; CARABBIIO et collab.,

2018], aussi relevé comme étant important d'ailleurs pour la construction en gabion [SAMAYOA et collab., 2018].

5.6.2 Analyse paramétrique

5.6.2.1 Paramètres nominaux et plages de variations

L'influence de chacun des paramètres (géométriques et mécaniques) d'un MSPS de talus sur sa résistance est présentée ici. Le *Tableau 5.7* regroupe les valeurs nominales ainsi que les plages de variations de chacun des paramètres. Lorsqu'un paramètre est étudié, il parcourt sa plage de variation tandis que les autres paramètres sont pris égaux à leurs valeurs nominales. Les valeurs nominales ont été choisies pour être les plus générales possibles ou à défaut sont égales à des valeurs moyennes. Les plages de variations sont parfois volontairement larges pour englober toutes les situations possibles, même les plus rares. Dans certains cas, pour l'étude de l'influence d'un paramètre (par exemple le poids volumique du sol saturé $\gamma_{r,sat}$) d'autres paramètres doivent être modifiés par rapport à leur valeur nominale (la hauteur d'eau h_{eau} dans l'exemple). Ces cas particuliers sont spécifiés dans le *Tableau 5.7*.

La donnée qui permettra de tracer l'influence d'un paramètre sur la résistance d'un MSPS est l'aire de la section de mur S_{mur} nécessaire à assurer tout juste la stabilité (incluant les coefficients de sécurité F_G et F_R). Cela permet de transposer directement cette influence en terme de coût économique, puisque le volume de pierre (donc le coût en matériau et le temps de main d'œuvre) est proportionnel à la section du mur. Pour les sections constantes en terme de géométrie, cela revient au même que d'étudier l'évolution de la largeur de mur B nécessaire à assurer tout juste la stabilité (*Equation 5.24*). À l'inverse, pour l'étude des paramètres géométriques (α , f_v , f_m), l'aire S_{mur} dépend aussi du paramètre variable, donc B donne une information tronquée, voire erronée. Enfin, les tendances qui sont observées ne sont pas systématiquement à voir comme les prémisses d'une standardisation de la construction d'un MSPS de talus, à la fois en termes de technique et en termes de type de pierres utilisées. Ce serait en effet contraire à la tradition de cette technique qui a des variantes locales.

5.6.2.2 Analyse paramétrique en statique

Dans un premier temps, on étudie l'influence de chacun des paramètres dans le cadre d'un dimensionnement statique. L'idée étant par la suite de voir si ces influences sont conservées lorsque l'on passe à un dimensionnement sismique.

Influence de H : Lorsque le sol de remblai n'a pas de cohésion, la largeur de dimensionnement B est directement proportionnelle à la hauteur du mur. Ainsi, la section du mur S_{mur} varie avec H^2 . De manière similaire, le mode de rupture n'est pas modifié par les variations de la hauteur H . Par contre, si l'on ajoute une cohésion $C' = 2\text{kPa}$ au sol de remblai, le mode de rupture dimensionnant change et passe du glissement au renversement, les murs étant globalement plus fin donc plus élancés. De plus, on perd la dépendance en H^2 de S_{mur} , surtout pour les faibles hauteurs (*Tableau 5.8*).

Souvent, la hauteur du mur H est une donnée connue du problème et ne peut pas vraiment être adaptée. Les commentaires précédents permettent néanmoins de montrer, dans le cas de construction de terrasses agricoles en escalier, que plus il y a d'étages de terrasses, moins il faudra, au global, de pierres et de main d'œuvre pour la construction des MSPS. Ce dernier commentaire est évidemment à pondérer avec la culture considérée et son besoin d'espace en largeur et de protection en hauteur.

TABLEAU 5.7 – Valeurs nominales et plages de variations des paramètres mécaniques et géométriques d'un MSPS de talus utilisées pour l'étude paramétrique.

Paramètres géométriques			
	Valeur nominale	Valeur min	Valeur max
Hauteur H (m)	2,5	1	5
Inclinaison du parement aval λ_v (°)	6	0	16,7
Fruit aval f_v (%)	10	0	30
Fruit amont f_m (%)	0	0	30
Inclinaison des lits α (°)	6	0	20
Inclinaison du remblai β (°)	0	0	27 ♣
Hauteur du remblai h_{remblai} (m)	H	0,1	H
Hauteur d'eau h_{eau} (m)	0 ♦	0	H
Rotation interne des blocs η (°)	5	0	15
Angle de la rupture entre les blocs ω_{bloc} (°)	20	4	30
Longueur de la surcharge L_q (m) ♠	5	0	5
Longueur sans surcharge L_{nonq} (m) ♠	0	0	2,5
Largeur à la base B (m)	variable à dimensionner		
Aire de la section du mur S_{mur} (m ²)	variable à dimensionner		
Paramètres mécaniques			
	Valeur nominale	Valeur min	Valeur max
Poids volumique du mur γ_m (kN.m ⁻³) ♥	16	9	23
Frottement des blocs ϕ'_m (°)	28	25	45
Poids volumique du sol γ_r (kN.m ⁻³)	20 ♦	15	23
Poids volumique saturé $\gamma_{r,\text{sat}}$ (kN.m ⁻³) ♦	24	20	26
Frottement du sol de remblai ϕ'_r (°)	28	15	50
Cohésion du sol de remblai C' (kPa)	0	0	7
Frottement d'interface δ (°)	ϕ'_r	0	ϕ'_r
Surcharge q (kPa)	0kPa ♠	0	100

♣ L'inclinaison du remblai β soit toujours être inférieure au frottement du sol de remblai.

♦ Dans le cas de l'étude de l'influence de $\gamma_{r,\text{sat}}$, la hauteur nominale d'eau est prise non nulle, égale à $h_{\text{eau}} = 1,5\text{m}$ et le poids volumique humide est pris égal à $\gamma_r = 16\text{kN.m}^{-3}$.

♠ Pour l'étude de l'influence de la longueur de la surcharge L_q et de la longueur sans surcharge L_{nonq} , la valeur nominale de la surcharge est prise égale à $q = 20\text{kPa}$.

♥ Les bornes de la plage de variation du poids volumique du mur ont été calculées sur la base d'un poids volumique des pierres entre 15kN.m^{-3} et 27kN.m^{-3} et d'une porosité entre 15% et 40%.

TABLEAU 5.8 – Influence de la hauteur du mur H sur l'aire du mur S_{mur} requise en statique.

Hauteur du mur H (m)	S_{mur} avec $C' = 0\text{kPa}$	S_{mur} avec $C' = 2\text{kPa}$
1	0,29	0,16
1,5	0,64	0,46
2	1,14	0,91
2,5	1,79	1,49
3	2,58	2,21
3,5	3,51	3,08
4	4,58	4,08
4,5	5,80	5,22
5	7,16	6,50

Influence du fruit amont f_m : Lors de précédentes études, BURGOYNE [1853] avait relevé que le fruit amont f_m n'était d'aucune utilité pour augmenter la résistance d'un MSPS. En fait, en traçant sur la *Figure 5.21a* l'influence du fruit amont sur l'aire de la section S_{mur} donnée par le dimensionnement, on peut observer que cette conclusion n'est pas tout à fait vraie : il semblerait que pour les faibles fruits amonts (inférieur à 10%), l'influence soit quasiment nulle, ce qu'avait relevé BURGOYNE [1853]. Par contre, lorsque le fruit devient plus grand, il y a un gain de résistance notable : -13% pour S_{mur} lorsque le fruit passe de $f_m = 0\%$ à $f_m = 30\%$. Ce gain de résistance est lié au fait que l'action du sol sur le mur devient de plus en plus verticale au fur et à mesure que f_m augmente : il y a donc de moins en moins de déstabilisation. Cette observation peut expliquer que dans certaines régions, les MSPS soient construits avec un parement amont non vertical [ALEJANO et collab., 2012b,a].

Influence du fruit aval f_v : L'influence du fruit aval f_v sur l'aire de la section du mur S_{mur} a déjà été présentée plus haut (*Figure 5.16*). Elle est de nouveau représentée sur la *Figure 5.21b*. Lorsque le fruit aval est nul, le mode de rupture dimensionnant est le renversement. Ajouter du fruit au mur aura ainsi tendance à ajouter une sorte de renfort au mur : on augmente la base du mur et on augmente ainsi la résistance au renversement. À un moment, le glissement devient prépondérant, glissement qui est insensible au fruit aval en théorie mais comme noté plus tôt, l'angle η complexifie l'analyse que l'on peut faire de la courbe. Néanmoins, l'ajout d'un fruit aval améliore significativement la résistance d'un MSPS, et ce surtout pour des fruits faibles (contrairement au fruit amont). Le gain de résistance est aussi nettement plus important : -29% pour la section S_{mur} entre $f_v = 0\%$ et $f_v = 30\%$. Il convient aussi de noter, que l'amélioration de la résistance n'est pas pas infinie : lorsque que l'on est suffisamment loin d'une rupture en renversement ($\eta_{mob} = 0^\circ$, ie $f_v = 29\%$ dans l'exemple de la *Figure 5.21b*), augmenter le fruit aval ne sert plus à rien. Pour les cas classiques, il est raisonnable de penser que ce seuil intervient pour des fortes valeurs du fruit aval, vraisemblablement au-delà de $f_v = 15\%$.

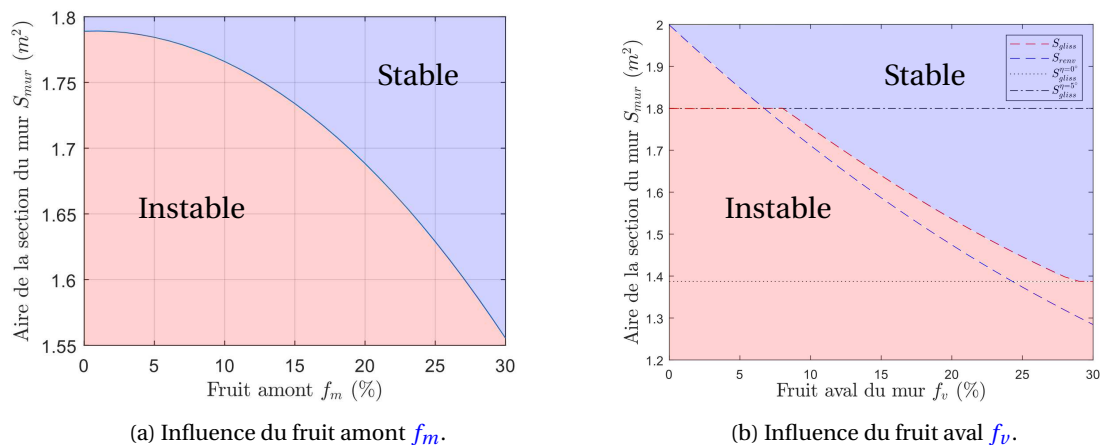


FIGURE 5.21 – Influence des fruits aval et amont sur l'aire de la section du MSPS de talus. On voit aussi l'effet de l'angle η .

Influence de l'inclinaison des lits α : De même, l'influence de l'inclinaison des lits sur l'aire de la section de mur S_{mur} à mettre en œuvre a déjà été présentée plus haut et est retracée sur la *Figure 5.22a*. Le mode de rupture initial ($\alpha = 0^\circ$) est le glissement. L'augmentation de l'inclinaison des lits va augmenter la résistance au glissement de manière significative. Cette augmentation de résistance, une fois le mode de rupture en renversement atteint, est beaucoup plus limitée. Entre $\alpha = 0^\circ$ et $\alpha = 7^\circ$, on relève une réduction de la section S_{mur} de 8% et de 10% entre $\alpha = 0^\circ$ et $\alpha = 20^\circ$.

Dans la pratique, lors de la construction d'un MSPS, les maçons pierre sèche choisissent sou-

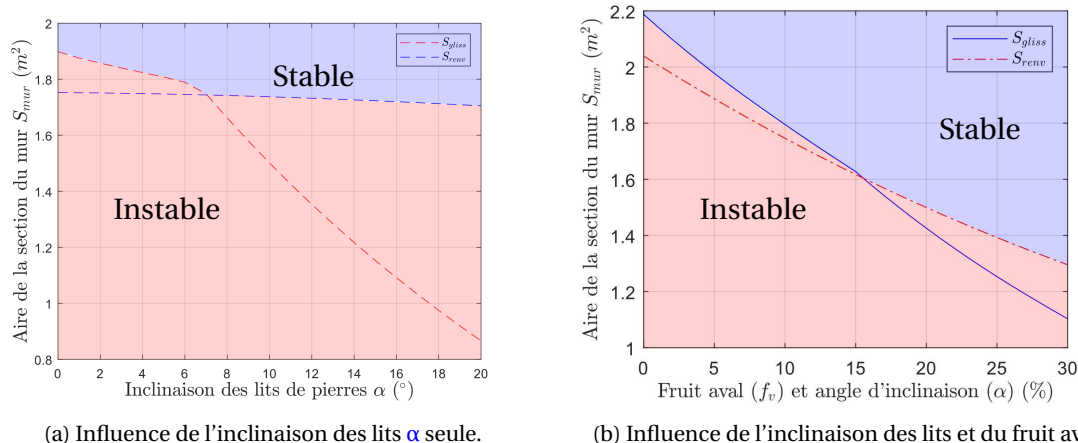


FIGURE 5.22 – Influence de l’inclinaison des lits sur l’aire de la section du MSPS de talus. On voit aussi l’effet de l’angle η .

vent un angle d’inclinaison des lits α égal au fruit aval f_v . De cette manière, les pierres de parement ont leur face de parement perpendiculaire aux deux lits de pose. Ainsi, il convient d’étudier conjointement l’effet d’un fruit aval f_v et de l’inclinaison des lits α . La plage de variation considérée est : $f_v \in [0\% : 30\%]$ (ie $\alpha \in [0^\circ : 16,7^\circ]$). On remarque qu’en augmentant conjointement ces deux paramètres, on augmente d’un côté la résistance au renversement et de l’autre la résistance au glissement. La section S_{mur} de dimensionnement est tracée sur la Figure 5.22b. On observe que les deux modes de rupture donnent des aires de section du mur du même ordre de grandeur (maximum 9% d’écart). La transition entre les deux modes de rupture se passe pour un fruit aval de $f_v = 15\%$. L’augmentation conjointe des deux paramètres donne un gain de résistance permettant de réduire la section du mur de 41%, ce qui est plus important que la réduction permise par chacun des paramètres pris séparément.

Influence de la hauteur du remblai $h_{remblai}$: La hauteur du remblai est souvent une des données d’entrées du système, étant souvent égale à la hauteur du mur $h_{remblai} = H$. Parfois, on peut imaginer avoir un mur qui soit plus haut que le remblai (pour créer un parapet, un banc, etc). Lorsque l’on fait varier la hauteur de remblai tout en gardant une hauteur de mur H fixe, le mode de rupture dimensionnant est modifié : il passe du glissement (pour les hauteurs de remblai faibles) au renversement (pour les hauteurs de remblai élevées). Par contre, comme attendu, prendre une hauteur de mur plus grande que la hauteur de remblai requière une aire de la section du mur S_{mur} plus grande. L’intérêt d’un tel dimensionnement se limite donc à des besoins fonctionnels (parapets, clôtures, bancs) et esthétiques.

Influence de la hauteur d’eau h_{eau} : Dans le cas des MSPS de talus qui sont perméables à un écoulement d’eau du fait de leur porosité naturelle, on ne s’attend pas à avoir de nappe d’eau à l’arrière du mur. Néanmoins, cette porosité peut, au fil des années, se retrouver bouchée par des particules fines transportées par l’eau et ainsi rendre l’ouvrage étanche. La Figure 5.23a montre l’évolution de la section minimale de mur S_{mur} à mettre en œuvre en fonction de la hauteur d’eau h_{eau} à l’arrière du mur (considérée comme une nappe d’eau à l’équilibre). Le mode de rupture dimensionnant est toujours le glissement. On note qu’après une première phase où l’effet de la nappe d’eau est léger, les dimensions requises augmentent fortement pour atteindre une augmentation de 183% pour S_{mur} lorsque $h_{eau} = H$. Il devient donc très important de s’éloigner tant que possible de ces situations extrêmes et garantir le bon drainage des eaux d’écoulements tout au long de la vie d’un MSPS de talus.

Influence de l'inclinaison du remblai β : Comme noté dans le *Tableau 5.7*, l'inclinaison du remblai ne peut pas être supérieure à l'angle de frottement du remblai, si la cohésion C' est nulle. L'analyse paramétrique est donc effectuée pour des inclinaisons de remblai dans l'intervalle $\beta \in [0^\circ; 27^\circ]$. Sur la *Figure 5.23b*, l'influence de l'inclinaison du remblai β sur l'aire requise pour le dimensionnement d'un MSPS de talus est tracée. Bien que le mode de rupture dimensionnant soit toujours le glissement, on observe une rupture de pente pour une inclinaison de 23° . L'augmentation de l'aire de la section est de 31% entre $\beta = 0^\circ$ et $\beta = 23^\circ$ et passe à 78% entre $\beta = 0^\circ$ et $\beta = 27^\circ$. Intuitivement, et la méthode analytique confirme ce résultat, l'ajout d'un talus en tête de mur peut permettre de limiter la hauteur du mur H et donc les sections. Par contre, il semble être judicieux de choisir une pente de talus significativement plus faible que l'angle de frottement du remblai (ici d'au moins 5° en moins).

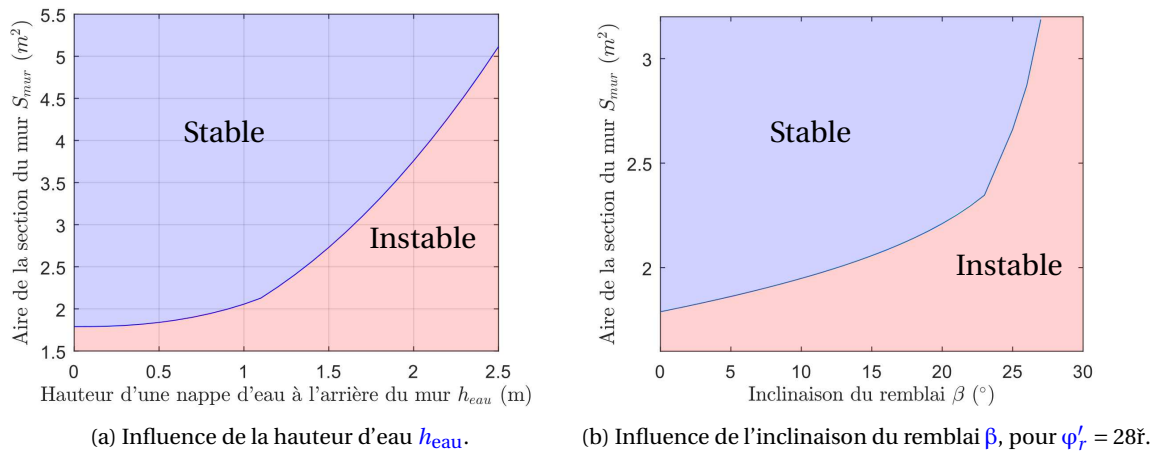


FIGURE 5.23 – Influence des paramètres géométriques du remblai sur la résistance d'un MSPS.

Influence de la rotation interne des pierres η : Dans la méthode analytique développée, la rotation interne des pierres intervient lorsque les mécanismes de rupture en glissement et en renversement sont tous deux proches de l'activation. Dans ce paragraphe, on s'intéresse à l'influence de l'augmentation de la rotation interne des pierres « maximale » η (la rotation interne mobilisée η_{mob} étant inférieure ou égale à cette valeur limite) sur le dimensionnement d'un MSPS. En pratique, cette valeur est liée à la forme et au calage des pierres : plus les pierres seront parallépipédiques, plus η sera faible. Sur la *Figure 5.24a*, on observe l'influence de l'angle η sur le dimensionnement d'un MSPS de talus. Dans un premier temps, le renversement est dimensionnant : la rotation interne des pierres n'a donc aucun effet, puisqu'elle intervient uniquement dans les calculs de l'orientation des plans de glissement. À partir d'une rotation interne de 4° , le glissement devient critique et plus cette dernière augmente, plus l'effet est important. On note qu'une asymptote se dessine sur la courbe, correspondant à la section de mur S_{mur} qui permet de garantir un excentrement de l'effort égal à $ecc/B = 0,25$. À ce moment, le renversement n'étant plus proche de l'activation, la rotation des pierres n'intervient plus. Sur la plage de variation considérée, l'augmentation de la section du mur S_{mur} est de 9%, ce qui est relativement faible. Une évaluation forfaitaire de cet angle η semble être suffisante.

Influence de l'élanement des blocs ω_{bloc} : Pour les MSPS, l'élanement des blocs et l'arrangement choisi définissent ensemble l'angle d'inclinaison ω_{bloc} qui influe sur l'inclinaison maximale que pourra prendre la ligne de rupture traversant le mur. Bien que ce paramètre soit difficile à évaluer en pratique, la *Figure 5.24b* trace l'influence de l'angle ω_{bloc} sur le dimensionnement d'un MSPS. Naturellement, l'effet de ω_{bloc} est visible uniquement sur la courbe du renversement. L'augmentation de la section du mur pour le calcul au renversement est de 13% (entre $\omega_{bloc} = 0^\circ$ et

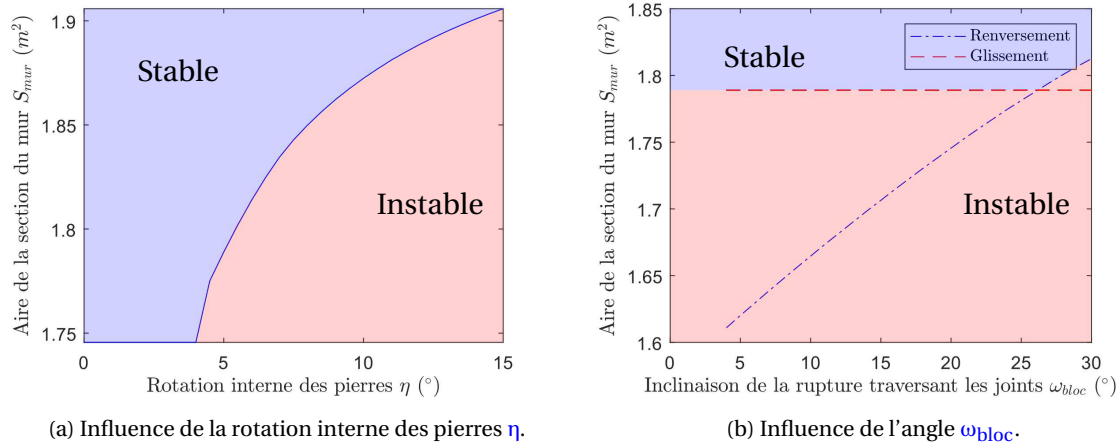
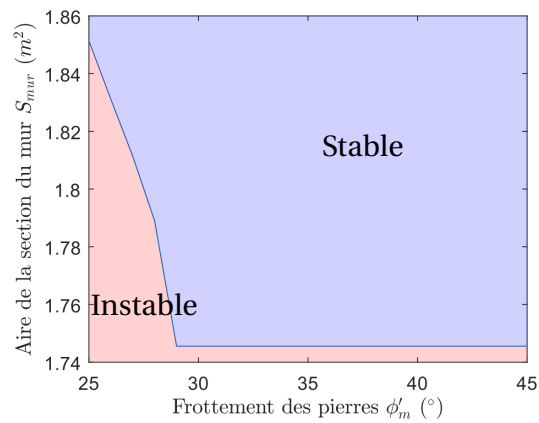


FIGURE 5.24 – Influence de la forme et de l'arrangement des pierres sur la résistance d'un MSPS. Étude de l'angle de rotation interne des pierres η et de l'angle d'inclinaison de la rupture traversant les joints ω_{bloc} .

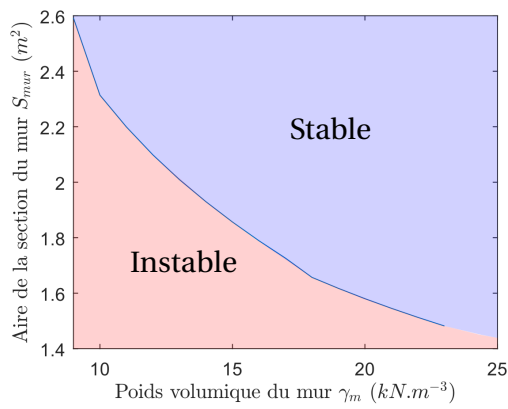
$\omega_{bloc} = 30^\circ$). Augmenter le nombre de boutisses est donc bénéfique. En pratique, dans un calcul de dimensionnement, on se contentera d'estimer cette valeur de manière conservatrice puisque son impact est relativement limité, sachant que l'effet est encore plus faible si le mur est plus sensible au glissement.

Influence du frottement entre les pierres ϕ'_m : L'origine de la résistance d'un mur de soutènement gravitaire réside dans son poids et dans le frottement entre les pierres. Ici l'influence du frottement pierre-pierre ϕ'_m est tracé sur la Figure 5.25a. Sur celle-ci, on voit clairement la transition entre le mode de rupture en glissement et celui en renversement, avec aussi un changement de pente autour de $\phi'_m = 28^\circ$ lié à la rotation interne des pierres η . En analysant de plus près les résultats, on s'aperçoit qu'une diminution de l'angle de frottement des pierres de seulement 4° entraîne une augmentation de 6% de la section de mur S_{mur} à construire. Dans un cas pratique, il est donc d'une part très important d'estimer avec précision le frottement ϕ'_m . D'autre part, si les pierres utilisées sont très peu frottantes, augmenter l'inclinaison des lits peut être une solution viable pour limiter l'augmentation des sections.

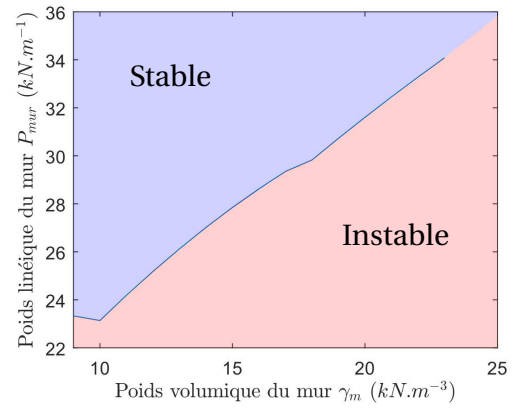
Influence du poids volumique du mur γ_m : Conjointement, on trace sur la Figure 5.25b l'influence du poids volumique du mur sur sa résistance. Comme attendu, plus celui-ci est dense, plus il sera résistant. Sur la Figure 5.25b, on note que les murs moins denses ($\gamma_m < 18\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) rompent en glissement alors que les murs plus denses rompent en renversement, avec toujours une phase intermédiaire de transition ($10\text{kN}\cdot\text{m}^{-3} < \gamma_m < 18\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) due à la prise en compte de la rotation interne des pierres η . Les écarts sont très importants et implique donc d'estimer correctement le poids volumique final d'un ouvrage, avant même d'avoir posé la première pierre, pour déterminer son bon dimensionnement. Il faut cependant noter que l'optimisation du poids du mur n'est pas forcément toujours pertinente. Cela peut en effet nécessiter de longues opérations de tailles qui vont augmenter le temps de construction et donc *in fine* le coût. De plus, on pourra se retrouver avec des ouvrages moins perméables à l'eau et donc plus sujets aux risques de création de nappe d'eau côté amont, à moins d'ajouter des barbacanes comme ce qu'il se fait pour les murs en béton, ce qui serait tout de même étonnant pour un MSPS. Enfin, on trace sur la Figure 5.25c, l'influence du poids volumique du mur γ_m sur le poids linéique total du mur \vec{P}_{mur} , obtenu par la multiplication : $\vec{P}_{mur} = S_{mur} * \gamma_m$. Ici, P_{mur} représente le poids de matériau à mettre en œuvre dans le mur pour assurer la stabilité de celui-ci, *ie* la quantité de matériau qu'il faudrait commander et « travailler ». C'est un indicateur du coût de l'ouvrage, plus pertinent d'ailleurs que la section du mur S_{mur} dans ce cas précis. Dans le cas d'un dimensionnement pratique, en utilisant le même type de pierre ayant le même poids volumique intrinsèque, un assemblage condui-



(a) Influence du frottement des pierres ϕ'_m .



(b) Influence du poids volumique du mur γ_m sur la section du mur S_{mur} .



(c) Influence du poids volumique du mur γ_m sur le poids linéique du mur $\|\vec{P}_{mur}\| = \gamma_m * S_{mur}$.

FIGURE 5.25 – Influence des propriétés mécaniques, frottement et poids volumique, d'un MSPTS sur sa résistance : sa section S_{mur} et son poids linéique total $\|\vec{P}_{mur}\|$.

sant à un poids volumique de l'ouvrage de $\gamma_m = 15\text{kN.m}^{-3}$ requerra une masse de pierres brutes de $\bar{P}_{\text{mur}} = 28\text{kN}$ par mètre linéaire de construction, là où un assemblage plus serré, avec moins de porosité, conduisant à un poids volumique de $\gamma_m = 20\text{kN.m}^{-3}$ requerra une masse de pierres de $|\bar{P}_{\text{mur}}| = 32\text{kN}$ par mètre linéaire de mur, soit 13% supplémentaire. Ainsi, l'optimisation de l'assemblage et la réduction de la porosité ne vont pas forcément dans le sens de la diminution des coûts de la construction. Toutes les pratiques de construction pierre sèche, conduisant à des porosités différentes, sont donc viables économiquement, tant qu'elles garantissent les règles de bonnes pratiques, comme le croisement des joints, le calage et le blocage des pierres [CAPEB et collab., 2008; CAGIN et NICOLAS, 2011].

Influence du poids volumique humide du sol γ_r : Naturellement, plus le sol est pesant, plus il pousse sur le mur et donc plus celui-ci a besoin d'être massif pour assurer sa stabilité comme indiqué sur la *Figure 5.26a*. Sur celle-ci, on observe une transition entre les deux modes de rupture pour $\gamma_r = 18\text{kN.m}^{-3}$, malgré une tendance globale peu modifiée. Souvent difficile à estimer en pratique, notamment du fait de la présence ou non d'eau et vu son influence relativement importante (+26% d'augmentation), une estimation conservative du poids du sol de remblai doit être systématiquement faite. Par exemple, l'estimation $\gamma_r = 20\text{kN.m}^{-3}$ faite dans les guides de construction en pierre sèche [CAPEB et collab., 2008; ENTPE et collab., 2017] est pertinente.

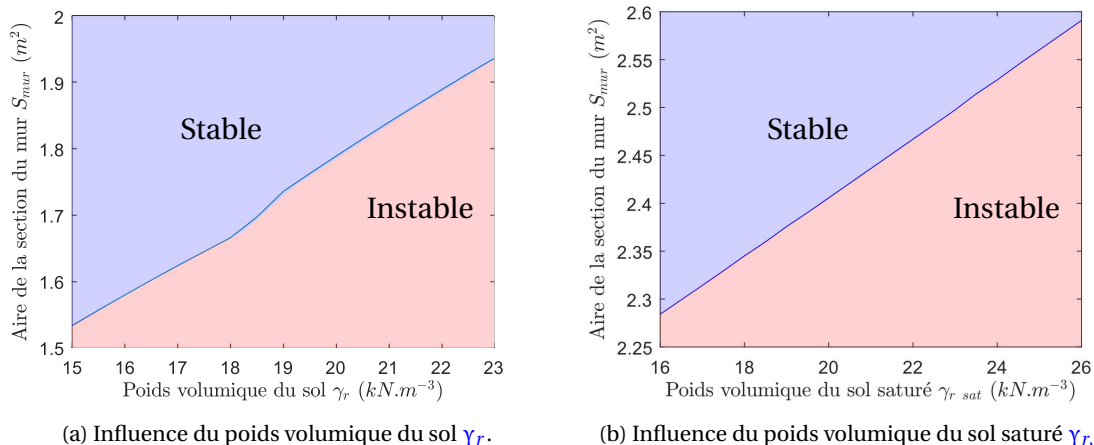


FIGURE 5.26 – Influence du poids volumique du remblai sur la résistance d'un MSPS.

Influence du poids volumique saturé du sol $\gamma_{r,\text{sat}}$: Le poids volumique saturé $\gamma_{r,\text{sat}}$ a quant à lui une influence plus faible (en proportion) sur les dimensions d'un MSPS (*Figure 5.26b*) : la poussée de l'eau est prépondérante devant l'action du squelette solide. La valeur du poids volumique du sol saturé peut donc être prise de manière forfaitaire pour les cas pratiques, mais néanmoins du côté de la sécurité. Une valeur de $\gamma_{r,\text{sat}} = 24\text{kN.m}^{-3}$ peut être choisie.

Influence du frottement du sol ϕ'_r : Le frottement du sol ϕ'_r correspond à sa résistance mécanique au cisaillement (avec la cohésion). Sur la *Figure 5.27a*, on trace l'influence du frottement ϕ'_r sur le dimensionnement d'un MSPS. En passant de $\phi'_r = 15^\circ$ à $\phi'_r = 50^\circ$ (qui sont des valeurs extrêmes pour les sols), la section du mur S_{mur} diminue de 76%. Ce paramètre a donc une très forte influence sur le dimensionnement d'un MSPS. Il faudra donc l'évaluer avec sécurité si ce n'est avec précision. La couche drainante (qui a toujours un frottement plus grand que le sol de remblai) présente à l'arrière du mur ne doit pas être considérée comme faisant partie du remblai. Son épaisseur est faible et la ligne de rupture du coin de Coulomb traversera quasiment toujours uniquement le sol de remblai. C'est donc le frottement du sol de remblai qui sera mobilisé le long de cette ligne.

Influence de la cohésion du sol C' : De même, l'influence de la cohésion C' est tracée sur la *Figure 5.27b*. On rappelle que les résultats montrés sur la *Figure 5.27b* sont obtenus sans tenir compte de la hauteur de rupture en traction du remblai h_c . Ainsi, plus particulièrement dans ce cas, on s'intéresse uniquement aux tendances. L'influence de C' est aussi importante que celle de ϕ'_r . Il faut donc s'assurer d'une évaluation sécuritaire de ce paramètre. Ainsi, on évitera de considérer des valeurs de cohésion au-dessus de $C' = 5\text{kPa}$. Aussi, on peut avoir envie d'introduire, à la place de C' , la notion de cohésion apparente, liée à la création de forces capillaires dans le sol en présence d'eau, celles-ci pouvant disparaître lorsque le matériau se trouve saturé.

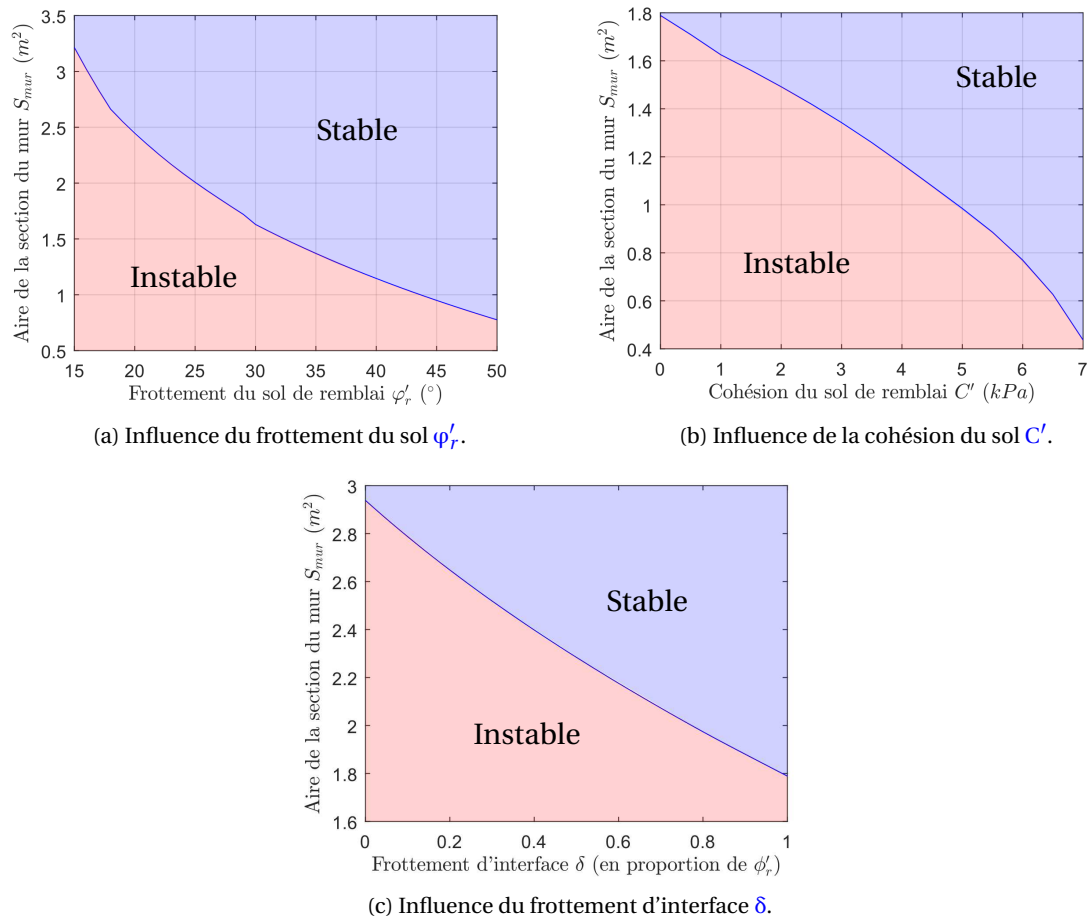


FIGURE 5.27 – Influence des propriétés de cisaillement du remblai sur la résistance d'un MSPS de talus (ϕ'_r , C' , δ).

Influence du frottement d'interface δ : L'influence du frottement d'interface δ est tracé sur la *Figure 5.27c*. Bien que l'augmentation de la résistance du mur avec le frottement d'interface soit plus faible que pour le frottement ou la cohésion du remblai, son impact n'est pas négligeable : la surface du mur S_{mur} diminue de 39% entre une interface mur-remblai lisse ($\delta = 0^\circ$) et une interface parfaitement rugueuse ($\delta = \phi'_r$). Classiquement, dans le cas des MSPS, on considère que l'interface est une interface rugueuse : $\delta = \phi'_r$, du fait de l'irrégularité géométrique du parement interne du mur. Cette estimation est suffisamment sécuritaire, dans la mesure où des petites pierres (issues des opérations de tailles) sont souvent disposées à l'arrière du mur pour former un drain, petites pierres ayant un frottement très souvent plus grand que le frottement interne du remblai ϕ'_r .

Influence de la surcharge q : Sur la *Figure 5.28*, on trace l'influence de la présence d'une surcharge sur le dimensionnement d'un MSPS de talus. Dans un premier temps, on observe que l'ajout d'une surcharge, supposée linéique, modifie grandement le dimensionnement d'un MSPS :

pour une surcharge de $q = 15\text{kPa}$, correspondant à du stockage divers sur 1,5m de haut, on augmente de 44% la section S_{mur} nécessaire à la stabilité du mur. On évitera donc d'ajouter des charges, permanentes ou temporaires, proches du mur. Dans un second temps, on s'intéresse à l'influence de la distance de la surcharge $L_{\text{non}q}$ par rapport au parement interne du mur (Figure 5.28c). Pour un mur de hauteur $H = 2,5\text{m}$, une surcharge à plus de 1,8m du mur n'a pas d'impact sur celui-ci : on retrouve environ la règle classique des 2/3 pour calculer l'influence d'une charge sur un ouvrage. Enfin, l'influence de la longueur de la surcharge L_q est particulière car c'est la seule qui laisse transparaître deux changements de modes de rupture, même si non visibles clairement sur la Figure 5.28b. Pour les longueurs de surcharge très petites $L_q < 0,2\text{m}$, la rupture s'opère en glissement, puisque c'est le mode de rupture dimensionnant pour le mur avec les paramètres nominaux. Puis, pour les longueurs L_q plus grandes ($L_q < 0,8\text{m}$), le renversement devient dimensionnant car la surcharge s'applique principalement sur le haut du mur et a donc un moment plus grand. Enfin, quand la surcharge s'applique presque partout, le mode de rupture dimensionnant redevient le glissement.

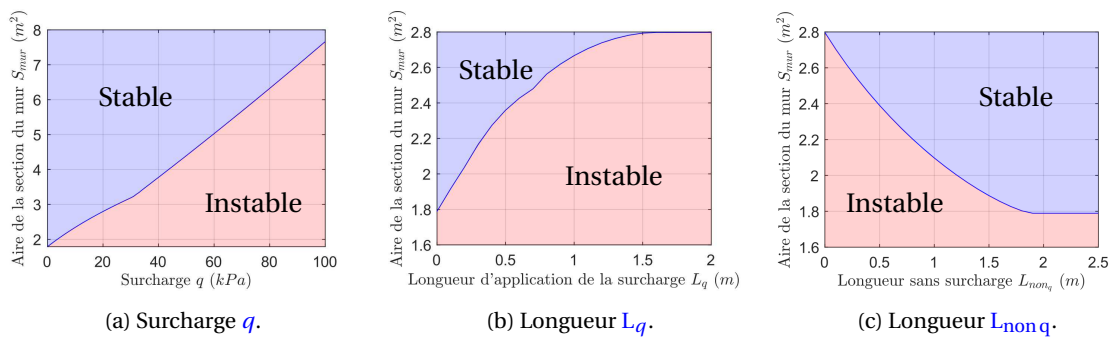


FIGURE 5.28 – Influence de la surcharge (valeur q , longueur L_q et distance du mur $L_{\text{non}q}$) sur la résistance d'un MSPS de talus.

À retenir : Pour conclure, certains paramètres des MSPS de talus ne peuvent pas être estimés précisément en pratique (η , ω_{bloc} , γ_r , $\gamma_{r,\text{sat}}$, δ). Leurs valeurs peuvent et doivent donc être prises de manière forfaitaire. D'autres (h_{eau} , β , φ'_m , γ_m , φ'_r , C' , q , L_q) doivent à tout prix être contrôlés et estimés précisément sur chaque site en restant du côté de la sécurité. Pour cette catégorie de paramètres, on pourra se référer aux abaques du guide des bonnes pratiques [CAPEB et collab., 2008] et des règles professionnelles [ENTPE et collab., 2017]. Enfin, certains paramètres (f_m , f_v , α , $L_{\text{non}q}$) peuvent être ajustés lors du dimensionnement d'un MSPS de manière à améliorer la résistance de l'ouvrage, notamment lorsque les paramètres précédents pénalisent sa stabilité. Finalement, c'est sur la dernière série de paramètres que l'artisan pierre sèche pourra jouer pour limiter le coût de son ouvrage.

5.6.2.3 Analyse paramétrique en sismique

Dans cette partie, on s'intéresse à l'influence des paramètres du système d'étude lorsque l'on active le dimensionnement sismique. Il s'agit notamment de voir si tel ou tel paramètre voit son influence sur la résistance d'un MSPS de talus s'accroître ou s'atténuer avec l'accélération de dimensionnement a_h . On notera que l'on étudie uniquement l'influence de la présence de l'accélération sismique horizontale a_h ici et non de la composante verticale a_v . Néanmoins l'étude reste exhaustive, car seule l'orientation de la gravité équivalente importe dans un calcul pseudo-statique : $\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1 + a_v} \right)$. Enfin, on note que dans cette section et dans la suivante, on appelle

dimensionnement sismique, le dimensionnement issue de la méthode pseudo-statique pour alléger les phrases. Ce détail ne doit tout de même pas être oublié.

De manière à mieux appréhender l'influence du dimensionnement sismique présentée dans cette partie, on rappelle en préambule l'ordre de grandeur des accélérations de dimensionnement, en France métropolitaine. En fonction de la zone de sismicité (*Figure 2.2*), l'accélération de dimensionnement moyenne, incluant des facteurs de sécurité explicités plus loin (*Section 5.7.2.3*) varie approximativement de :

- 0,03g à 0,11g pour la zone de sismicité très faible (Zone 1) ;
- 0,06g à 0,18g pour la zone de sismicité faible (Zone 2) ;
- 0,09g à 0,29g pour la zone de sismicité modérée (Zone 3) ;
- 0,13g à 0,42g pour la zone de sismicité modérée (Zone 4) ;

De manière générale, les tendances observées en statique sont conservées. On insistera donc uniquement sur les cas où l'influence du séisme est notable. De même, on observe que globalement, la rupture mobilisée en sismique, *ie* celle dimensionnante, est plus du type glissement, et ce d'autant plus que l'accélération horizontale a_h est grande. Se prémunir du glissement devient donc beaucoup plus important en sismique qu'en statique. Pour l'analyse des courbes présentées, on rappelle que pour le cas sismique aucun coefficient de sécurité n'est appliqué, contrairement au cas statique. Ainsi, les valeurs de S_{mur} permettant de satisfaire le dimensionnement dans un calcul statique sont comparables et parfois plus grandes que les valeurs obtenues pour un calcul sismique avec $a_h = 0,05g$.

Les paramètres qui ne voient pas ou quasiment pas leur influence changer sont :

- H : aucun changement n'est observé sur l'influence de H sur le dimensionnement du mur S_{mur} .
- ω_{bloc} : puisque ce paramètre influe sur la rupture en renversement et que la rupture en glissement est prépondérante pour les situations sismiques, son influence est négligeable. Cette remarque pourrait être différente si l'on considère un mur sensible au renversement, par exemple sans fruit aval f_v et/ou soumis à un faible séisme.
- h_{eau} : il a déjà été noté, en statique, que la présence d'eau à l'arrière d'un MSPS est à proscrire impérativement. Ce résultat est toujours valable pour les cas d'études sismiques, quoique l'augmentation relative des sections entre les cas sans nappe et avec nappe est légèrement plus faible en sismique qu'en statique.
- δ : bien que son influence en statique soit non négligeable, celle-ci n'est pas fortement impactée par l'ajout d'une sollicitation sismique.
- φ'_r : de même, bien que le frottement du sol φ'_r ait un fort impact sur le dimensionnement d'un MSPS de talus, cet impact n'est pas modifié significativement par l'ajout de la composante sismique horizontale.
- C' : dans ce cas, on ne considère des cohésions C' que jusqu'à des valeurs de $C' = 5\text{kPa}$, par sécurité. L'ajout de résistance, et donc la diminution de S_{mur} n'est cependant pas impactée par l'ajout d'une charge sismique. On note seulement quelques variations pour des accélérations sismiques entre $a_h = 0,25g$ et $a_h = 0,35g$: dans ces cas-là, l'effet de la cohésion est légèrement plus faible.

On remarque au global, que les propriétés liées à la résistance du remblai (δ , φ'_r , C') ont certes une grande influence sur le dimensionnement d'un MSPS, mais que cette influence est identique en statique et en sismique.

En ce qui concerne les paramètres relatifs à la surcharge, ils ne sont pas étudiés ici. En effet, les charges permanentes (bâtiments, cabanons) sont à proscrire proche des MSPS et les charges variables sont souvent négligées dans le cas d'un calcul sismique.

Pour le reste des paramètres, leur influence est modifiée avec l'ajout d'un séisme :

- L'inclinaison du remblai β était déjà très influente dans le cas statique, et notamment pour des pentes de remblai supérieures à un angle limite évalué à $\beta \approx \varphi'_r - 5^\circ = 23^\circ$. Dans le cas sismique, cette limite est impactée et diminuée. Elle peut être estimée à environ $\beta = \varphi'_r - \psi - 5^\circ$, avec $\psi = \tan^{-1} \frac{a_h}{1 + a_v}$. La Figure 5.29 montre bien les ruptures de pentes (et les asymptotes verticales) qui se rapprochent de l'inclinaison $\beta = 0^\circ$ à mesure que l'accélération sismique a_h augmente. Par exemple, on note que pour $a_h = 0,4g$, on a $\psi = 22^\circ$. Dans ce cas, il est donc déconseillé d'avoir $\beta \neq 0^\circ$.

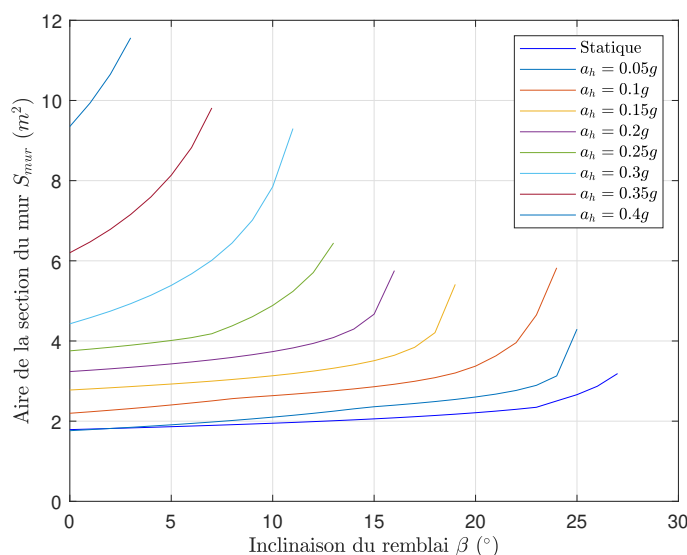


FIGURE 5.29 – Influence de l'inclinaison du remblai sur la résistance d'un MSPS de talus.

- Le fruit aval d'un MSPS f_v participe à la résistance au renversement. Ainsi, puisque l'ajout d'une accélération sismique a_h induit un mode de rupture plutôt en glissement, le fruit aval n'apporte que très peu de résistance supplémentaire et aucune dès que le mode de rupture en renversement n'est plus du tout dimensionnant, ie à partir de $a_h = 0,3g$ (Figure 5.30) ¹³. Sur la Figure 5.30, on observe, pour les très faibles accélérations ($a_h = 0,05g$), une première décroissance qui correspond à la phase où le renversement est encore dimensionnant. Ensuite, on a un palier où le glissement est dimensionnant et où l'excentricité de l'effort est comprise entre $0,3 < ecc/B < 0,5$. Puis de nouveau, la courbe diminue avec l'augmentation du fruit aval : cela correspond toujours à un mode de rupture en glissement mais avec l'excentricité qui passe de $ecc/B = 0,3$ à $ecc/B = 0,25$. Lorsque l'accélération sismique augmente ces trois phases se décalent sur la gauche laissant apparaître une dernière phase, constante, sur les courbes $a_h = 0,2g$ et $a_h = 0,25g$. Celles-ci correspondent à une rupture en glissement avec une excentricité inférieure à $ecc/B < 0,25$.
- À l'inverse du fruit aval f_v , le fruit amont f_m , d'influence moindre en statique, a un impact plus important en sismique. On passe d'une diminution de la surface S_{mur} de 13% en statique à une diminution de 40% pour une accélération de $a_h = 0,4g$ en passant par une diminution de 22% pour une accélération de $a_h = 0,2g$ (Figure 5.31). Les courbes montrent aussi que la diminution de la section du mur S_{mur} est effective même pour des valeurs faibles du fruit amont f_m pour les cas sismiques, ce qui n'était pas le cas en statique.
- L'inclinaison des lits α , puisque influant sur le mode de rupture en glissement, a un fort impact sur la résistance sismique d'un MSPS de talus. En variant l'angle α entre 0° et 20° , la diminution de la section du mur passe de 10% en statique à 76% en sismique pour $a_h = 0,4g$.

13. Néanmoins, vu les valeurs de S_{mur} nécessaires, on ira rarement jusqu'à des accélérations de $a_h = 0,3g$ en utilisant une méthode pseudo-statique.

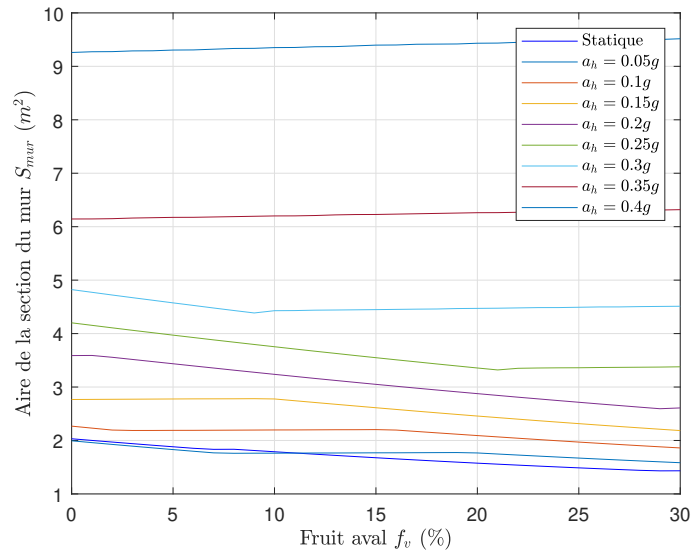


FIGURE 5.30 – Influence du fruit aval f_v sur la résistance d'un MSPS de talus.

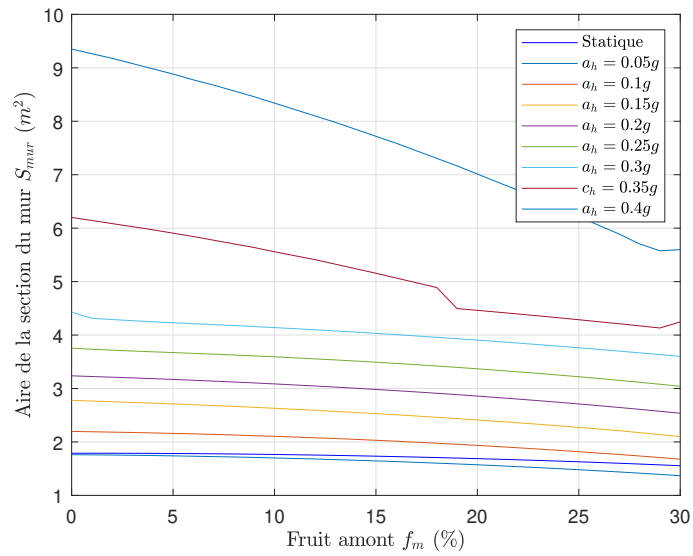


FIGURE 5.31 – Influence du fruit amont sur la résistance d'un MSPS de talus.

Les effets combinés de l'inclinaison des lits α et du fruit aval f_v correspondent uniquement à l'effet de l'inclinaison des lits en sismique, surtout pour les grandes accélérations.

- De la même manière qu'en statique, la rotation interne des pierres η intervient lorsque les modes de ruptures en glissement et en renversement sont tout deux proches de l'activation. Ainsi, pour les murs non sensibles au glissement, il n'a pas d'effet (Tableau 5.9). De même, pour les murs pas du tout sensibles au renversement cela n'a aucun effet. Par rapport au cas statique, une variation de 15° de la rotation interne des pierres peut induire une variation de la surface du mur S_{mur} de 38%, pour une accélération de $a_h = 0,15g$ contre seulement 9% en statique. L'idée, comme en statique, est de d'abord lutter contre le glissement et ensuite éventuellement de contrôler la rotation interne des pierres. Commencer par diminuer l'angle η (en taillant plus les pierres par exemple) risque d'être fort inutile pour des accélérations supérieures à $a_h = 0,25g$.

TABLEAU 5.9 – Influence de la rotation interne des pierres η sur le dimensionnement d'un MSPS de talus.

Accélération sismique horizontale a_h	Écart relatif entre $\eta = 0^\circ$ et $\eta = 15^\circ$
0g	9%
0,05g	32%
0,1g	35%
0,15g	38%
0,2g	36%
0,25g	21%
0,3g	3%
0,35g	0%
0,4g	0%

- Comme précédemment énoncé, l'angle de frottement des blocs φ'_m est relié à la résistance du mur au glissement. Lors de l'augmentation de l'accélération du séisme a_h , le mode de rupture en glissement devient de plus en plus prépondérant. Ainsi, la diminution de la surface du mur S_{mur} en passant de $\varphi'_m = 25^\circ$ à $\varphi'_m = 45^\circ$ passe de 6% en statique à 76% en sismique pour une accélération $a_h = 0,4g$ (Figure 5.32). Ainsi, lors de la construction de MSPS en zone sismique avec des pierres peu frottantes, l'augmentation, par exemple, de l'inclinaison des lits α peut permettre de limiter les surépaisseurs.

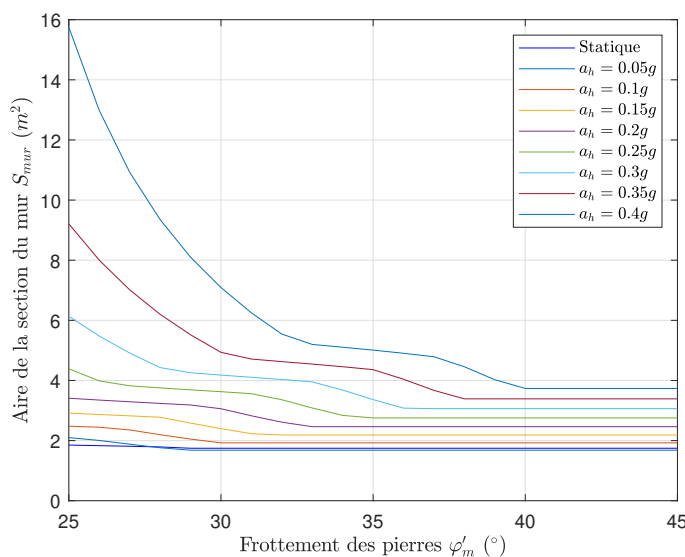


FIGURE 5.32 – Influence du frottement des pierres φ'_m sur la résistance d'un MSPS de talus.

- Le poids du remblai supporté par le mur a une influence différente en statique qu'en sismique, toujours dû au décalage des modes de ruptures. Le passage du renversement au glissement est visible pour $\gamma_r = 14 \text{ kN.m}^{-3}$ sur la courbe relative à l'accélération $a_h = 0,15g$ (Figure 5.33). Ensuite, les changements de pentes suivants, visibles pour les accélérations plus élevées, sont liés aux trois phases du mode de rupture en glissement :

- 1) excentricité $0,3 < ecc/B < 0,5$
- 2) excentricité $0,25 < ecc/B < 0,3$
- 3) excentricité $0 < ecc/B < 0,25$

En fonction de la position de ces trois changements de pente, l'influence du poids volumique du sol sur le dimensionnement S_{mur} du MSPS varie, de façon non monotone, de 53% en statique à 138% pour $a_h = 0,4g$.

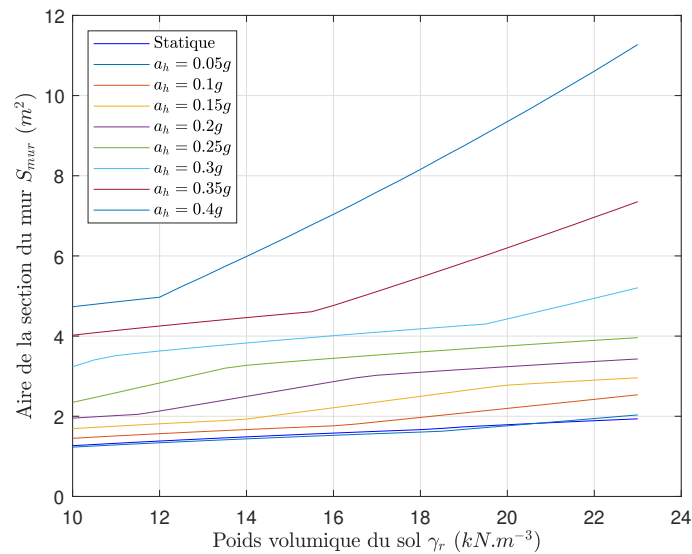


FIGURE 5.33 – Influence du poids volumique du remblai γ_r sur la résistance sismique d'un MSPS.

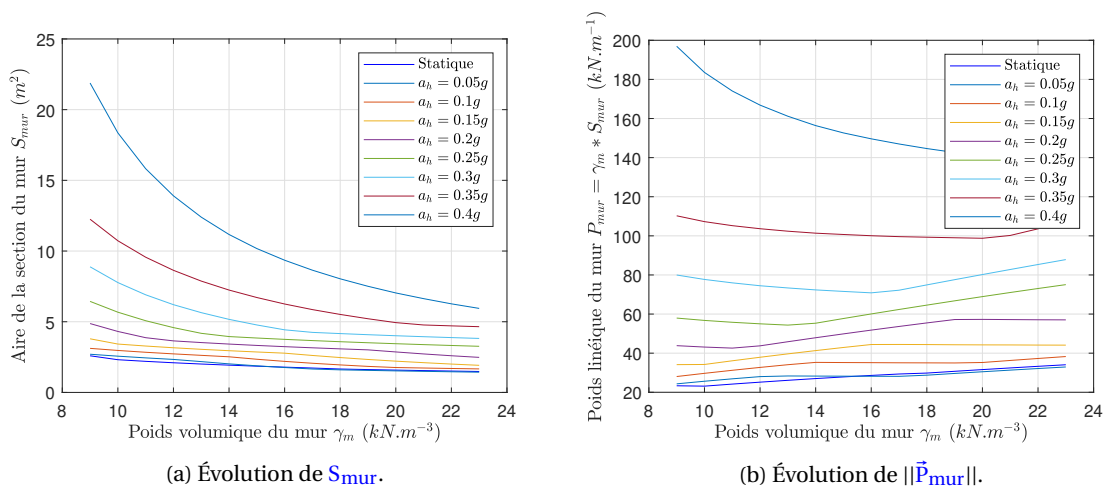


FIGURE 5.34 – Influence du poids volumique du mur sur la résistance sismique d'un MSPS : l'aire de sa section S_{mur} et son poids linéique \vec{P}_{mur} .

- Enfin, le poids volumique du mur voit son influence augmenter lorsque l'accélération du séisme augmente. Il avait été montré précédemment qu'en statique même si la section du mur S_{mur} diminuait lorsque le poids volumique du mur γ_m augmentait son poids linéique

total \bar{P}_{mur} augmentait avec le poids volumique du mur γ_m . Lorsque l'on passe à un calcul sismique ce phénomène évolue. Pour les petites accélérations ($a_h \leq 0,15g$), on observe la même chose qu'en statique. Par contre, pour les accélérations plus grandes ($a_h \geq 0,2g$), il y a un minimum pour le poids linéique du mur qui apparaît pour γ_m faible et qui se décale vers les poids volumiques plus grands avec l'augmentation de l'accélération a_h (Figure 5.34). Précédemment, il a été noté que la volonté de densifier au maximum un MSPS (en retaillant fortement les pierres par exemple) ne se justifie pas dans le cas général statique, ce qui peut être étendu directement si le MSPS est soumis à de faibles séismes¹⁴. Même pour les séismes plus fort, le minimum local correspond à des valeurs classiques pour γ_m , donc une telle optimisation n'est pas non plus nécessaire. De plus, au vu des surépaisseurs en jeu ici, ces cas-là ne seront pas rencontrés en pratique.

À retenir : En conclusion, on peut dire que les paramètres mécaniques du remblai tout comme le poids et le frottement du mur ont une forte influence sur la résistance d'un MSPS de talus, alors qu'ils ne sont pas ou que très peu modulables par l'artisan pierre sèche en pratique. Les données géométriques de la section du mur ont une influence plus faible mais tout de même marquée. C'est sur ces paramètres que l'on peut jouer lors du dimensionnement pour améliorer la résistance de l'ouvrage et ainsi réduire son coût. On notera aussi que souvent, les paramètres géométriques et mécaniques d'un MSPS jouent principalement sur un seul mode de rupture. Un couplage de deux paramètres doit être fait pour lutter contre les deux modes de rupture en glissement et en renversement. Lors de l'ajout d'une sollicitation sismique, le mode de rupture en glissement devient prépondérant, indiquant que les principaux efforts pour « optimiser » les sections se situent au niveau de ce mode de rupture. Une solution pratique dans ces cas-là peut résider dans l'augmentation de l'inclinaison des lits de pose α . Un point particulier à soulever est le fait que diminuer la porosité du mur en retaillant fortement les blocs du mur ne permet pas *a priori*, en statique comme en sismique, de réduire la masse totale de l'ouvrage et donc le coût de celui-ci, tout en nuisant à la capacité drainante de l'ouvrage, indispensable à sa tenue dans le temps. Inversement, il n'est pas conseillé de réduire la masse volumique pour limiter la masse totale de l'ouvrage, du fait de la complexité de la réalisation d'un arrangement à forte porosité et du fait de l'augmentation probable de la mobilité interne η . On rappelle aussi que pour simplifier, les paramètres ont été étudiés séparément alors que leurs influences sont interdépendantes. Enfin, on suppose que ces tendances sont applicables quel que soit l'approche de dimensionnement utilisée, et en particulier celles des Règles Professionnelles [ENTPE et collab., 2017], du Guide de bonne pratique [CAPEB et collab., 2008] et des Eurocodes [AFNOR, 2005a,c, 2014b].

14. On rappelle néanmoins que le croisement, le calage et le blocage des pierres sont cruciaux pour assurer la stabilité d'un ouvrage pierre sèche en permettant notamment la transmission des efforts et l'augmentation du frottement : des porosités supérieures à 40% sont inacceptables.

5.7 Recommandations sismiques utilisant les Eurocodes

5.7.1 Objectifs

Après avoir donné des informations qualitatives sur les résistances statique et pseudo-statique d'un **MSPS** de talus, on propose d'utiliser les réglementations issues des Eurocodes pour donner des informations :

1. Qualitatives sur les situations de calculs de l'**Eurocode 7** & 8 les plus critiques, *ie* celles dimensionnantes,
2. Qualitatives sur la validité, au sens des Eurocodes, des abaques de dimensionnement présentes dans les Règles Professionnelles pierre sèche [ENTPE et collab., 2017],
3. Quantitatives sur la surépaisseur à ajouter à un **MSPS** pour satisfaire un calcul sismique pseudo-statique par rapport à un calcul statique.

5.7.2 Présentation de l'approche Eurocode

5.7.2.1 Modes de ruptures et états limites

Les Eurocodes correspondent à un ensemble de règles et normes de construction qui s'appliquent dans la plupart des pays européens. Dans le cas des murs de soutènement, c'est l'**Eurocode 7** [AFNOR, 2014b] qui régit leur dimensionnement statique et c'est l'**Eurocode 8** [AFNOR, 2005c] qui en régit le dimensionnement sismique spécifique.

De manière générale, les recommandations des Eurocodes se basent sur trois types de vérifications. La structure ne doit pas atteindre :

Les ELU (ou États Limites Ultimes) : ils s'intéressent à la vérification de la résistance des éléments structurels afin d'assurer la sécurité des biens et des personnes.

Les ELS (ou États Limites de Services) : ils s'intéressent au calcul et à la limitation des déplacements et déformations des éléments structuraux et non structuraux de manière à assurer les besoins fonctionnels de la structure étudiée (planéité, esthétique, alignement, etc).

Les ELU Acc (ou États Limites Ultimes Accidentels) : ils sont à rapprocher des **ELU** dans le sens où ils ont pour objectif de vérifier la résistance des éléments structurels. Cette vérification est associée à un évènement exceptionnel/accidentel, comme un séisme, une inondation, une chute de neige importante, une tempête, un éboulement.

Dans chacune des catégories, il y a ensuite différents États Limites en fonction de l'élément étudié et de ses potentiels modes de rupture et de déformation. Théoriquement, toutes les vérifications doivent être effectuées. En pratique, on en omet souvent beaucoup, car non applicables ou non dimensionnantes.

Dans un premier temps, les différents modes de rupture des murs de soutènement issus de l'**Eurocode 7** [AFNOR, 2014b] sont exposés. Généralement, on considère :

- Rupture externe par glissement (**ELU**, **ELS**, **ELU Acc**). Le glissement s'opère ici entre le sol de fondation et le mur de soutènement (éventuellement via une surface fictive)¹⁵.
- Rupture externe par renversement (**ELU**, **ELS**, **ELU Acc**). Le renversement s'opère aussi à l'interface entre le sol de fondation et le mur. L'**ELS** consiste à vérifier que l'excentrement de l'effort transmis au sol de fondation n'est pas trop important, ce qui générerait des charges trop concentrées et *in fine* des tassements différentiels.
- Rupture externe par défaut de capacité portante (**ELU**, **ELS**, **ELU Acc**). Ici, l'**ELS** consiste à vérifier que le tassement du sol de fondation n'est pas trop important.

15. Dans la plupart des cas, la vérification à l'**ELS** en glissement n'est pas considérée : les déplacements engendrés étant faibles, d'autant qu'aucun alignement de précision n'est souvent requis pour les murs de soutènement.

- Rupture de l'ensemble de la pente stabilisée, autrement appelée le « grand glissement » (ELU, ELU Acc)
- Rupture interne d'un élément de la structure : ancrages, flexion d'un voile en béton armé, rupture d'un joint de mortier dans un mur maçonné, ouverture/glisement d'un joint dans un MSPS (ELU, ELS, ELU Acc).

Dans le cas particulier des MSPS, BRADY et KAVANAGH [2002] ont identifié leurs différents modes de rupture préférentiels que sont le glissement à la base, le glissement et le renversement internes (à travers les joints secs), le grand glissement du terrain en pente, un tassement du sol de fondation excessif et une trop grande distorsion du mur. À cela, on peut ajouter le défaut de capacité portante, qui se traduit souvent en pratique par un tassement et/ou une distorsion excessifs du mur. BRADY et KAVANAGH [2002] notent aussi que la vérification des ELS correspondent souvent, pour les MSPS, à des besoins esthétiques; cependant, ils sont souvent signes d'une amorce de l'atteinte d'un ELU et seront donc conservés dans la présente approche de dimensionnement.

Dans cette partie, comme on utilise l'outil analytique présenté dans les précédentes sections, on ne tient pas compte de la vérification de la capacité portante du sol de fondation, bien que celle-ci puisse sembler dimensionnante selon l'Eurocode 7 [DIALLO et GAMBERT, 2019].

De même, l'étude de la stabilité générale de la pente n'est pas effectuée. L'expérience montre néanmoins, que la stabilité de pente est souvent meilleure grâce au réseau de MSPS associé à une gestion hydraulique que sans MSPS et sans végétation dense pour retenir les terrains [TAROLLI et collab., 2014]. Enfin, comme noté précédemment, la butée du sol de fondation, devant le mur n'a pas été implémentée dans les calculs. Les ruptures externes n'ont donc pas pu être étudiées rigoureusement. On se borne donc à la stabilité interne (en glissement et en renversement) comme effectué dans les précédentes analyses du comportement des MSPS [VILLEMUS et collab., 2006; COLAS et collab., 2008; MUNDELL, 2009; ALEJANO et collab., 2012a,b; COLAS et collab., 2013b; TERRADE, 2017]. Les États Limites Ultimes (ELU) et de Services (ELS) pertinents pour ces deux modes de ruptures sont :

ELU EQU pour Équilibre (Glissement et Renversement). Il s'agit de vérifier, qu'en supposant les pierres extrêmement rigides et extrêmement résistantes, il n'y ait pas de mouvement de corps rigides possibles pour tout ou partie du mur.

ELU STR/GEO pour Structure/Géotechnique (Glissement et Renversement). Ici, il s'agit de prendre en compte le fait que les matériaux peuvent se déformer sous les efforts, notamment les efforts concentrés. Ce calcul est particulièrement adapté aux MSPS, où l'on peut imaginer que les arêtes des pierres peuvent facilement se casser du fait d'un effort trop important ou bien que les contacts entre les pierres puissent se mater et que le nouveau point de contact se déplace. Dans ce type de calcul, on vérifie que les éléments structurels ne sont pas chargés de manière trop concentrée.

ELS (Renversement) : On vérifie que, dans les conditions normales d'utilisation de l'ouvrage, l'excentrement de l'effort transmis à la fondation du mur n'est pas trop important.

ELU Sismique (Glissement et Renversement) : Dans le cas d'un séisme on vérifie que l'ouvrage résiste structurellement aux efforts qu'il subit.

5.7.2.2 Coefficients partiels de sécurité

Pour chacun des États Limites considérés dans le dimensionnement d'un mur de soutènement, les Eurocodes donnent un certain nombre de coefficients partiels de sécurité à appliquer. L'idée générale des Eurocodes est d'appliquer un facteur de sécurité sur chacun des paramètres clés du système pour séparer les contributions. Il y a donc :

1. Les coefficients d'actions, appliquées aux actions ou aux effets de actions. En fonction du caractère stabilisant ou déstabilisant de l'action considérée, on multiplie l'action par un coefficient de sécurité. L'idée est de dimensionner la structure pour qu'elle puisse supporter

des charges plus importantes, si jamais celles-ci venaient à changer. Les actions déstabilisantes auront évidemment un coefficient d'action plus grand que les actions stabilisantes.

2. Les coefficients matériaux, appliqués aux propriétés mécaniques des matériaux, ici principalement les propriétés de résistance au cisaillement, c'est-à-dire le frottement et la cohésion. Il s'agit d'assurer la stabilité de l'ouvrage même si les propriétés mécaniques des matériaux se sont dégradées au fil du temps, par exemple.
3. Les coefficients de résistance appliqués lors de la vérification de la stabilité. Il s'agit de vérifier que sous les conditions normales d'utilisation du mur de soutènement, toute la résistance potentielle de la structure n'est pas mobilisée.
4. Les coefficients de modèle (ou de méthode) qui prennent en compte les erreurs systématiques des méthodes employées pour effectuer les modélisations et calculs de dimensionnement. Dans notre cas, le coefficient de méthode est conseillé d'être pris égal à 1.

La combinaison de ces coefficients partiels de sécurité est redondante. Ainsi, les différents États Limites ont souvent toute une catégorie de coefficient partiel égale à 1. Les valeurs utilisées pour chacun des coefficients partiels de chaque État Limite sont données dans le *Tableau 5.10*. Celles-ci sont issues de l'*Eurocode 7* [AFNOR, 2014b] pour les ELU et ELS et de l'*Eurocode 8* [AFNOR, 2005c] pour les ELU Sismique. Dans le *Tableau 5.10*, on ajoute aussi les coefficients de sécurité relatifs au *Fascicule 62*, l'ancienne réglementation française, de même que ceux utilisés pour la création des abaques des règles professionnelles pierre sèche [ENTPE et collab., 2017]¹⁶. Dans le tableau, la ligne correspondant à la vérification d'excentrement de l'effort transmis à la fondation du mur est à rapprocher de la vérification en renversement. Analytiquement, le même calcul est effectué : c'est simplement l'outil de comparaison qui est différent. D'ailleurs, l'inégalité utilisée pour la vérification est inversée par rapport au glissement et au renversement. Pour l'ELU STR/GEO, cela correspond à un minimum de 10% de la fondation comprimée en utilisant une modélisation triangulaire de Terzaghi. Pour l'ELS, cela correspond à un minimum de 75% de la fondation comprimée.

TABLEAU 5.10 – Coefficients partiel de sécurité utilisés par l'approche de dimensionnement des Eurocodes [AFNOR, 2005a,b,c, 2014b]. En fonction de la vérification effectuée, les facteurs de sécurité changent.

		ELU EQU	ELU STR/GEO	ELS	ELU Sism	Fasc. 62	Règles pro
Coefficients partiels d'action	Actions pesantes favorables	0,9	1	1	1	1	1
	Actions pesantes défavorables	1,1	1,35	1	1	1	1,35
	Surcharges	1,5	1,5	1	0,8	1	NA
Coefficients partiels matériaux	Frottement drainé du sol	1,25	1	1	1,25	1	1
	Cohésion drainée du sol	1,25	1	1	1,25	1	1,25
	Frottement pierre-pierre	1	1	1	1	1	1
Coefficients partiels de résistance	Glissement	>1	>1,1	NA	>1	>1,2	>1
	Renversement	>1	NA	NA	>1	>1,5	>1
	Excentrement	NA	<7/15	<1/4	NA	NA	NA
Coefficient de méthode		1	1	1	1	1	1,2

Dans le *Tableau 5.10*, on peut noter que la colonne relative à l'ELS est remplie quasiment uniquement avec des valeurs égales à 1 : cela est dû au fait que l'on souhaite éviter qu'en condition normale, l'effort transmis à la fondation du mur soit excentré. Si ponctuellement, dû à une surcharge, à un écoulement d'eau, etc, cet excentrement est plus grand, ce n'est pas grave, d'où l'apparente absence de marge de sécurité. De même, les coefficients de sécurité associés aux vérifica-

16. Les coefficients de sécurité utilisées dans les règles professionnelles pour les calculs statiques [ENTPE et collab., 2017] semblent correspondre à la vérification ELU STR/GEO de l'Eurocode 7.

tions aux séismes sont presque tous égaux à 1. En effet, on considère souvent que toute l'incertitude est reportée dans l'estimation, par le haut, de l'accélération de dimensionnement. On ajoute cependant un coefficient de sécurité sur les matériaux pour prendre en compte la dégradation des propriétés avec la déformation sous l'effet de chargements cycliques, notamment en présence d'eau. Par contre, le frottement pierre-pierre n'est pas concerné par ce phénomène. Enfin, pour la vérification relative aux **ELU EQU**, on n'applique pas de coefficient matériau au frottement pierre-pierre car l'on considère que la réduction de cette propriété est plus relative aux coefficients de partiels de résistance, égaux à 1 pour l'**ELU EQU**, qu'aux coefficients partiels matériaux.

5.7.2.3 Accélération de dimensionnement

Dans cette partie, on détaille la démarche règlementaire proposée par l'**Eurocode 8** [AFNOR, 2005c] pour calculer l'accélération de dimensionnement horizontale a_h et verticale a_v . Cette méthode de calcul de l'accélération de dimensionnement est valable pour une étude pseudo-statique du dimensionnement d'un mur de soutènement. Dans un premier temps, l'**Eurocode 8** considère l'implantation géographique de l'ouvrage pour donner une accélération de référence a_{gR} . Les cartes géographiques correspondantes sont définies en fonction des précédents séismes dans les régions concernées [SECANELL et collab., 2004]. Ensuite, l'accélération de dimensionnement horizontale a_h est calculée selon l'équation suivante :

$$a_h = \frac{1}{r} * a_{gR} * \gamma_I * S_T * S = \frac{1}{r} \zeta * S \quad (5.25)$$

où a_{gR} est l'accélération de référence qui dépend de l'emplacement géographique (*Figure 5.35* et *Tableau 5.11*). Le facteur $\zeta * S$ est utilisé par la suite dans le *Tableau 5.15*. γ_I correspond au coefficient d'importance : plus l'ouvrage est critique pour la société, plus on ajoute de la sécurité pour la détermination de l'accélération de dimensionnement, afin d'éviter sa rupture (*Tableau 5.12*). S correspond au facteur d'amplification du sol. Il est issu de tests et de simulations numériques. Plus la couche de sol est de mauvaise qualité, ie plus la vitesse des ondes de cisaillement est faible, plus le signal sismique sera amplifié. Un cas particulier concerne les sites particuliers où une couche de sol de mauvaise qualité repose sur une couche de sol raide, les ondes sismiques sont piégées dans la couche supérieure et l'amplification est plus importante encore (*Tableau 5.13*)¹⁷. Si c'est la situation inverse qui se produit (un sol de type A ou B sur un sol de type D), DURAND [2018] note qu'aucune amplification de la couche de sol n'est présente. En fonction des zones sismiques, les coefficients S à prendre en compte sont différents. Le coefficient S_T est un coefficient d'amplification topographique issue de simulations numériques de propagation d'ondes sismiques dans un sol. En fonction de la pente du terrain naturel, les ondes vont plus ou moins s'amplifier (*Tableau 5.14*). On note que dans le cas d'un ouvrage d'importance I, il n'y a pas lieu de considérer d'amplification topographique. De plus, dans le cas d'un sol de classe E, le coefficient topographique est encore multiplié par 1,2 par sécurité. Ensuite, on peut ajouter une décroissance de l'amplification entre le sommet de la pente (amplification maximale) et le bas de la pente (amplification nulle : $S_T = 1$). On note enfin que pour les séismes forts, DURAND [2018] relève que les coefficients d'amplifications topographiques données par l'**Eurocode 8** [AFNOR, 2005b,c] sont trop importants car ils ne tiennent pas compte des dissipations non-linéaires dans le sol. Pour finir, le facteur r , appelé coefficient de comportement, réduit l'accélération de dimensionnement. L'idée est de tenir compte de la capacité de déformation irréversible de la structure : celle-ci va pouvoir se déplacer pour dissiper l'énergie, finie, du séisme sans rompre. On estime la valeur de r basé sur le déplacement permanent maximal autorisé pour la structure. Plus celui-ci est grand, plus l'accélération de dimensionnement sera faible. Le *Tableau 5.15* résume les valeurs utilisées classiquement pour r .

17. Les épaisseurs des couches doivent généralement être supérieures à 5m pour qu'elles soient considérées en tant que telles pour calculer la classe du sol support.

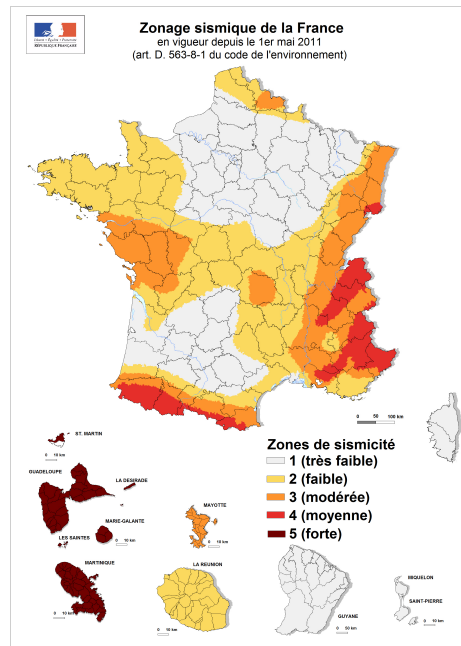


FIGURE 5.35 – Carte du zonage sismique de la France.

TABLEAU 5.11 – Accélération de référence a_{gR} en fonction de l'emplacement géographique du MSPS de talus.

Zone sismique	Principales zones géographiques	a_{gR}
1	Nord et Ouest de la France	0,04g
2	Bretagne et Massif Central	0,07g
3	Vosges, Jura Et Sud de la Loire	0,11g
4	Pyrénées et Alpes	0,16g
5	Les Antilles	0,31g

TABLEAU 5.12 – Coefficient d'importance à utiliser dans la détermination de l'accélération sismique de dimensionnement : celui-ci dépend des conséquences, plus ou moins acceptables, de la rupture du MSPS.

Classe d'importance	Type de MSPS	Coefficient γ_I
I	MSPS construit loin d'habitations et de routes	0,8
II	MSPS construit proche d'habitations ou de routes	1,0
III	MSPS construits proches d'habitations de plus de 28m de haut ou accueillant plus de 300 personnes ou encore proche d'autoroutes, routes nationales ou voies ferrées	1,2
IV	MSPS construit proche d'hôpitaux, d'installations liées à l'approvisionnement d'électricité ou proche d'autres bâtiments nécessaires à la sécurité civile (pompiers, armée)	1,4

TABLEAU 5.13 – Coefficient d’amplification du sol support en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol.

Classe de sol	Type de sol support	Vitesse des ondes de cisaillement C_s ($m.s^{-1}$)	Coefficient S Zones 1, 2, 3 et 4	Coefficient S Zone 5
A	Rocher	$C_s > 800m.s^{-1}$	1	1
B	Gravier, sable dense, argile raide	$360m.s^{-1} < C_s < 800m.s^{-1}$	1,35	1,2
C	Sable, argile moyennement raide	$180m.s^{-1} < C_s < 360m.s^{-1}$	1,5	1,15
D	Sable lâche, argile peu raide	$C_s < 180m.s^{-1}$	1,6	1,35
E	Couche de sol C ou D reposant sur un rocher	-	1,8	1,4

TABLEAU 5.14 – Amplification d’un signal sismique dû à la topographie du site. Plus les pentes sont importantes, plus il y a d’amplification.

Topographie du site	Coefficient d’amplification S_T
Pente plus douce que 15°	1
Pente entre 15° et 30°	1,2
Pente isolée (plus grande que 15°)	1,2
Pente plus forte que 30°	1,4

TABLEAU 5.15 – Coefficient de comportement r de l’accélération de dimensionnement a_h . Plus le mur de soutènement est autorisé à se déplacer, plus il dissipera de l’énergie sismique et donc plus le coefficient de comportement r est grand.

Capacité de déplacement du mur d	Coefficient de comportement r
Plus grand que d_0 (mm) = $300 * \zeta * S$ (en proportion de g)	2
Plus grand que d_0 (mm) = $200 * \zeta * S$ (en proportion de g)	1,5
Pas/peu de déplacement autorisé	1

Le facteur r et les valeurs seuils d_0 données dans le *Tableau 5.15* ont été calés pour les murs de soutènement en béton armé principalement. Il faut donc adapter ces valeurs pour les **MSPS**. La possibilité de réduire l'accélération de dimensionnement est évidemment toujours liée aux déplacements permanents admissibles des **MSPS**. Il s'agit donc de vérifier plusieurs choses :

- La structure a la capacité physique de se déplacer : rien ne l'en empêche (une autre structure par exemple). De plus, elle est autorisée à se déplacer, *ie* sa position exacte n'est pas fortement contrainte.
- La structure soumise au séisme va effectivement se déplacer pour encaisser l'énergie sismique plutôt que rompre directement en suivant un mode de rupture plus fragile.
- La structure est stable après s'être déplacée pour encaisser l'énergie sismique. Théoriquement, elle peut n'avoir qu'un facteur de sécurité global de 1 mais on préférera en pratique avoir plus de marge.

Pour évaluer ces différents points, on se base sur les résultats des expériences dynamiques à échelle réduite (*Chapitre 3*) ainsi que les résultats des simulations numériques dynamiques (*Chapitre 4*). Intuitivement, on peut penser qu'un **MSPS**, puisque souple, dissipe un maximum d'énergie sismique et donc qu'un coefficient de comportement de $r = 2$ soit approprié. Les simulations numériques sur les cas réels vont aussi dans ce sens. Celles-ci montrent que le rapport entre l'accélération pseudo-statique de dimensionnement issue de la méthode analytique et l'accélération maximale du séisme harmonique qui provoque la rupture du mur est de l'ordre de $r = 2$, et ce quelle que soit la durée du séisme, toujours réaliste néanmoins, sa fréquence et la géométrie du mur.

Néanmoins ces simulations ne sont pas représentatives de toutes les situations sismiques possibles (intensités, durées, fréquences) et de tous les systèmes mur-remblai possibles (géométrie, paramètres mécaniques). L'extension générale de ce résultat n'est donc pas forcément conservatif. De plus, lors des essais statiques de **VILLEMUS [2004]** et de **COLAS [2009]**, les déplacements « stables » obtenus avant la rupture des **MSPS** n'étaient pas de l'ordre de $d = 300 * \zeta * S$ mais plutôt de l'ordre de $d = 200 * \zeta * S$.

Enfin, lorsque l'on compare les résultats des expériences dynamiques avec les accélérations pseudo-statiques de rupture pour les mêmes systèmes en prenant $r = 1$, $r = 1,5$ et $r = 2$, on obtient la *Figure 5.36*. Dans la partie correspondant au mode de rupture en renversement, un coefficient de comportement $r = 1,5$ semble cohérent. Pour la partie correspondant au glissement, le facteur semble même être inférieur à $r = 1,5$. Les simulations numériques de ces expériences montrent des résultats équivalents voire encore plus pénalisants. Ces derniers résultats dynamiques, expérimentaux et numériques, doivent néanmoins être nuancés du fait de :

- La petitesse des essais dynamiques. Les transpositions à échelle réelle ne sont pas forcément linéaires, puisque les phénomènes physiques en jeu ne sont pas identiques.
- La durée des essais dynamiques a été au minimum de 16 secondes, et en moyenne de 30 secondes. Ces valeurs sont plus importantes que la durée des séismes les plus importants attendus en France métropolitaine (≈ 15 secondes pour une magnitude de $M = 7$, sans considérer de répliques). Or, on a pu noter que cette durée avait un impact fort sur la résistance dynamique d'un **MSPS**, via les expériences et les simulations numériques. Ainsi, les résultats des essais dynamiques sont pénalisants.
- Dans le cas des essais dynamiques, pour la rupture en glissement, les quelques blocs qui tombent du mur et entraîne la détection de la rupture ne sont pas représentatifs des vraies couvertines (ou même pierres clavées) qui se situent en haut d'un **MSPS**, certainement plus difficiles à faire tomber que ces blocs.
- Les accélérations en jeu pour la partie en glissement sont très importantes et correspondent à des situations très critiques ($a_h > 0,3g$), rarement rencontrées sur le territoire français¹⁸

18. Pour obtenir une accélération de dimensionnement supérieure à $a_h > 0,3g$ en France métropolitaine, il faut au

- En pratique, les **MSPS** classiques ont des élancements entre $H/B = 2,0$ et $H/B = 2,7$. Ces élancements se situent justement dans la zone où la courbe expérimentale commence à s'éloigner de la courbe théorique avec un coefficient de comportement $r = 1,5$. Ainsi, si le mur à construire possède un élancement élevé, plus grand que $H/B > 2,5$, le choix $r = 1,5$ est totalement pertinent et justifié. Les quelques réserves énoncées plus haut s'appliquent pour les murs d'élancement plus faible.

Compte tenu de tous ces résultats, on propose, dans une démarche de dimensionnement conservatif, d'utiliser un coefficient de comportement égal à $r = 1,5$ dans toutes les situations.

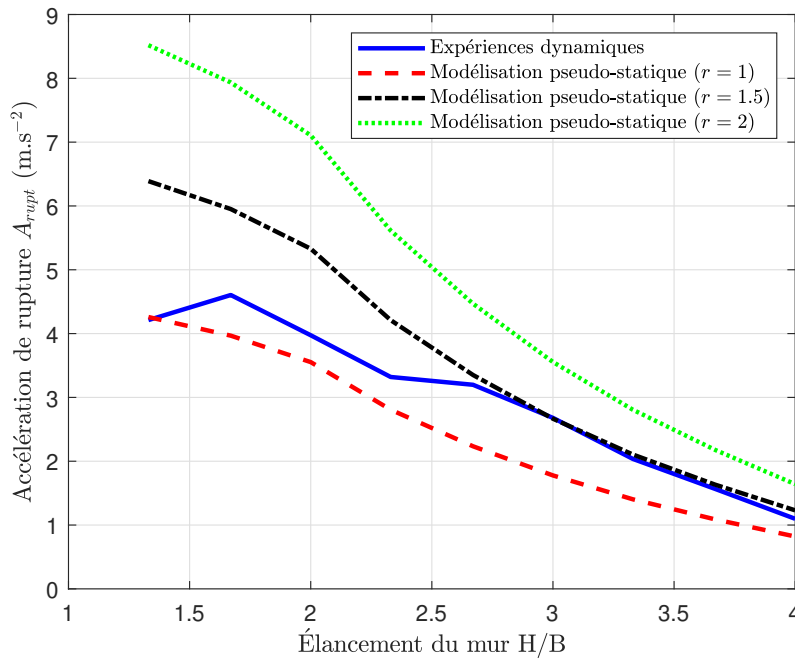


FIGURE 5.36 – Comparaison des expériences dynamiques avec la modélisation analytique pseudo-statique en termes d'accélération de rupture A_{rupt} . Étude du coefficient de comportement r pertinent.

Une fois que l'accélération horizontale pseudo-statique a_h est calculée, on calcule l'accélération verticale a_v , proportionnellement à a_h . En fonction de la valeur de a_h , la proportionnalité varie. On a :

$$a_h < 0,6g, \quad a_v = 0,33 * a_h \quad (5.26)$$

$$a_h > 0,6g, \quad a_v = 0,5 * a_h \quad (5.27)$$

5.7.3 Dimensionnement statique

Ici, l'objectif est de comparer les différents calculs de dimensionnement présentés dans le *Tableau 5.10* entre eux, afin de déterminer quelle est la situation de calcul la plus dimensionnante et aussi de vérifier la validité, au sens de l'Eurocode, des Règles Professionnelles [ENTPE et collab., 2017]. On ne s'intéresse donc ici qu'aux calculs en statique.

Pour cela, on étudie deux murs différents. Le premier, **MUR1**, est plus sensible au glissement et le deuxième, **MUR2**, est plus sensible au renversement. Leurs propriétés sont données dans le *Tableau 5.16*¹⁹. Ces comparaisons ne donneront que des données qualitatives, puisque les **MSPS**

minimum que le **MSPS** soit en zone sismique moyenne (Zone 4) et qu'il soit situé proche de routes ou d'habitations et qu'il ne soit pas directement fondé sur le rocher.

19. Le reste des propriétés non renseignées dans le *Tableau 5.16* ont leurs valeurs égales à 0.

étudiés ne sont que deux et que tous les paramètres d'un **MSPS** réel n'ont pas été introduit ou variés dans cette étude.

TABLEAU 5.16 – Paramètres géométriques et mécaniques des **MSPS** (MUR1 et MUR2), étudiés pour voir le résultat des différents calculs de dimensionnements statiques de l'**Eurocode 7** [AFNOR, 2014b].

	MUR1	MUR2
Hauteur $H = h_{\text{remblai}}$ (m)	2,5	2,5
Fruit aval f_v (%)	10	0
Fruit amont f_m (%)	0	0
Inclinaison des lits α (°)	0	0
Inclinaison du remblai β (°)	0	0
Inclinaison des joints ω_{bloc} (°)	20	20
Poids volumique du mur γ_m (kN.m ⁻³)	20	16
Frottement des pierres ϕ'_m (°)	28	36
Poids volumique du remblai γ_r (kN.m ⁻³)	20	20
Frottement du remblai ϕ'_r (°)	25	30
Cohésion du remblai C' (kPa)	0	0
Frottement d'interface δ (°)	25	30

On utilise ensuite la méthode analytique décrite précédemment pour calculer les largeurs de mur **B** minimales qui permettent de satisfaire la stabilité pour chaque situation de calcul du *Tableau 5.10*. On compare ces valeurs entre elles et aussi avec les valeurs issues des abaques des Règles Professionnelles pierre sèche [ENTPE et collab., 2017]. Les résultats sont donnés dans le *Tableau 5.17*. Les valeurs en gras correspondent aux valeurs les plus grandes.

TABLEAU 5.17 – Largeurs de mur **B** nécessaires à la vérification des États Limites considérés pour les deux murs d'étude MUR1 et MUR2. Les valeurs en gras correspondent aux vérifications dimensionnantes.

	MUR1	MUR2
ELU EQU (Glissement)	1,03m	0,57m
ELU EQU (Renversement)	0,86m	0,83m
ELU STR/GEO (Glissement)	1,00m	0,51m
ELU STR/GEO (Excentricité)	0,81m	0,76m
ELS (Excentricité)	0,90m	0,89m
Fas. 62 (Glissement)	0,85m	0,43m
Fas. 62 (Renversement)	0,82m	0,77m
ENTPE [ENTPE et collab., 2017]	1,12m	0,91m

Dans un premier temps, on remarque que le **MUR1**, d'après la méthode analytique, est effectivement plus sensible au glissement et que le **MUR2** est plus sensible au renversement. Ensuite, on peut remarquer que toutes les différentes situations de calculs donnent des valeurs **B** équivalentes. Les considérer toutes était donc pertinent. Une démarche de dimensionnement rigoureuse selon l'**Eurocode 7** devrait donc faire toutes ces vérifications. On peut ainsi noter la lourdeur d'une telle opération pour des ouvrages faisant partie du petit patrimoine, surtout quand, dans la pratique, les artisans de la pierre sèche ne disposent pas de beaucoup de temps pour effectuer le dimensionnement de leurs ouvrages. Des simplifications comme les abaques des Règles Professionnelles [ENTPE et collab., 2017] s'imposent donc. Au travers des deux **MSPS** de talus étudiés, ces abaques semblent être autant, voire légèrement plus, sécuritaires que les différentes vérifications de l'**Eurocode 7**. On note que ces résultats ont été vérifiés pour seulement deux murs, en utilisant une approche sans ajouter de coefficient de modèle, comme précisé dans l'**Eurocode 7**. La marge existante entre les recommandations de l'**Eurocode 7** et celles des Règles Profession-

nelles sur les deux murs d'étude permet d'être confiant dans l'extension de ces résultats à toutes les abaques.

En dernier lieu, on remarque, comme attendu, que les recommandations de l'**Eurocode 7** sont plus sécuritaires que celles du **Fascicule 62** qui correspond aux anciennes réglementations. On peut noter que le calcul en renversement du **Fascicule 62** est équivalent à celui en excentricité de l'**ELU STR/GEO**, ce qui n'est en fait pas un hasard : les coefficients partiels de sécurité de ce dernier (**ELU STR/GEO**) ont été calibrés pour retrouver un coefficient de sécurité global identique à l'ancienne réglementation française.

5.7.4 Dimensionnement sismique

5.7.4.1 Exemple d'étude de cas

Pour les deux murs précédents, **MUR1** et **MUR2**, on ajoute aux vérifications en statique les deux calculs (glissement et renversement) sismiques. Ces deux calculs sont effectués pour deux implantations sismiques différentes **FRS** (pour Faible Risque Sismique) et **GRS** (pour Grand Risque Sismique) dont les caractéristiques sont données dans le *Tableau 5.18*.

TABLEAU 5.18 – Caractéristiques des implantations sismiques Faible Risque Sismique (**FRS**) et Grand Risque Sismique (**GRS**) des **MUR1** et **MUR2**.

	Faible Risque Sismique FRS		Grand Risque Sismique GRS	
Zone sismique a_{gR}	I	$0,4m.s^{-2}$	3	$1,1m.s^{-2}$
Classe de sol S	A	1	C	1,5
Importance du MSPS γ_I	I	0,8	II	1,0
Amplification topographique S_T	Aucune	1	Aucune	1
Coefficient de comportement r	1,5		1,5	
Accélération horizontale a_h (g)	0,022g		0,112g	
Accélération verticale a_v (g)	0,007g		0,037g	

Dans le *Tableau 5.19*, sont présentés les résultats en termes de largeur de mur **B** à mettre en œuvre pour satisfaire tout juste les deux vérifications sismiques en glissement et en renversement. La plus grande des valeurs de **B** identifiées pour les vérifications statiques (*Tableau 5.17*) y est aussi représentée. De même, la valeur dimensionnante, ie la plus grande, est mise en gras. On observe principalement trois choses :

1. Pour la zone à sismicité très faible, le dimensionnement statique suffit largement à satisfaire les vérifications sismiques et donc à garantir la stabilité de l'ouvrage. Pour les accélérations plus grandes, le dimensionnement sismique devient prépondérant.
2. Le mode de rupture préférentiel est conservé pour les deux **MSPS** (**MUR1** et **MUR2**) en sismique : le **MUR1** a tendance à rompre en glissement et le **MUR2** en renversement. Néanmoins, comme noté dans la section précédente, ce résultat a tendance à s'effacer si on augmente l'accélération de dimensionnement : le glissement devient prépondérant quel que soient les paramètres du **MSPS**.
3. On note aussi qu'en fonction du mur (**MUR1** et **MUR2**), l'augmentation relative de largeur de mur **B** est différente. Elle est supérieure pour le **MUR1**, plus sensible au glissement. Cela confirme les conclusions de la partie précédente sur l'importance de se prémunir du glissement pour un **MSPS**.

TABLEAU 5.19 – Largeurs de murs **B** nécessaires pour les calculs sismiques pour les **MUR1** et **MUR2** : comparaison avec le dimensionnement statique. Les valeurs en gras sont les plus grandes.

B	Faible Risque Sismique FRS		Grand Risque Sismique GRS	
	MUR1	MUR2	MUR1	MUR2
Dimensionnement statique (<i>Tableau 5.17</i>)	1,03m	0,89m	1,03m	0,89m
ELU Sismique (Glissement)	0,93m	0,50m	1,32m	0,71m
ELU Sismique (Renversement)	0,84m	0,81m	1,03m	1,02m

5.7.4.2 Influence de l'accélération de dimensionnement sur l'épaisseur du mur **B**

Pour aller plus loin dans la comparaison entre les dimensionnements statique et sismique, on propose dans cette partie d'étudier cinq murs différents et trois types de pierre. L'objectif est de quantifier les surépaisseurs, par rapport à un calcul statique, à mettre en œuvre pour respecter les règles de dimensionnement sismique en fonction de l'implantation sismique du mur. Dans la partie précédente, on a vu que pour certaines configurations, un calcul statique suffisait pour dimensionner un mur en tenant compte du séisme. On s'intéresse notamment dans cette partie au seuil à partir duquel le dimensionnement statique ne suffit plus et à son évolution en fonction des paramètres des murs.

Les trois pierres étudiées sont le schiste²⁰, le calcaire et la molasse, un calcaire plus léger. Leurs caractéristiques sont données dans le *Tableau 5.20*.

TABLEAU 5.20 – Caractéristiques mécaniques des pierres de type schiste, calcaire et molasse.

	Schiste	Calcaire	Molasse
Poids volumique du mur γ_m (kN.m ⁻³)	20	20	16
Frottement des pierres ϕ'_m (°)	28	36	36

Ces trois pierres vont être testées sur cinq murs différents (**MUR1**, **MUR2**, **MUR3**, **MUR4** et **MUR5**). Les **MUR1** et **MUR2** sont les mêmes que ceux étudiés précédemment. Les paramètres géométriques des murs ainsi que les propriétés du remblai à soutenir sont donnés dans le *Tableau 5.21*. Pour le **MUR3**, les calculs de la méthode analytique tiennent compte de la hauteur de rupture en traction h_c du remblai.

Dans un tout premier temps, on calcule les valeurs de **B** données par les dimensionnements statiques (via l'approche **Eurocode 7** présentée dans la partie précédente). Pour les **MUR3b** (identique au **MUR3** en prenant $C' = 5\text{kPa}$ au lieu de $C' = 2\text{kPa}$) et **MUR5**, on peut même comparer ces valeurs avec celles recommandées dans les règles professionnelles pour les trois types de pierre considérés [ENTPE et collab., 2017]. Le *Tableau 5.22* résume les résultats obtenus. Globalement, les règles professionnelles sont toujours jugées suffisamment sécuritaires. Pour les cas où de la cohésion est ajoutée, pour les modes de rupture en renversement, un grand écart, non conservatif en sus, apparaît. L'écart s'explique par le fait que la présente méthode analytique ne tient pas compte de la diminution de l'ordonnée du point d'application de l'effort de poussée des terres avec la cohésion (*Annexe C.1.2.4*) et donc surestime le moment de l'effort.

Dans un second temps, on trace pour chacune des $3 \times 5 = 15$ situations l'évolution de la largeur de mur **B** nécessaire à la stabilité sismique de l'ouvrage en fonction de l'accélération de dimensionnement horizontale a_h (avec $a_v = 0,33a_h$). Pour chaque type de mur (**MUR1**, **MUR2**, **MUR3**,

20. D'après ENTPE et collab. [2017], le granite a les mêmes caractéristiques que le schiste. On peut donc se référer à ces résultats pour l'étude d'un **MSPS** de talus en granite.

TABLEAU 5.21 – Caractéristiques géométriques et mécaniques des murs étudiés dans le cadre de l'étude de l'influence de l'accélération du séisme sur la largeur de dimensionnement B .

	MUR1	MUR2	MUR3	MUR4	MUR5
Hauteur $H = h_{\text{remblai}}$ (m)	2,5		2,5		
Fruit amont f_m (%)	0		0		
Inclinaison des joints ω_{bloc} (°)	20		20		
Poids volumique du remblai γ_r (kN.m ⁻³)	20		20		
Fruit aval f_v (%)	10	0	10	10	0
Inclinaison des lits α (°)	0	0	0	6	0
Inclinaison du remblai β (°)	0	0	0	0	10
Frottement du remblai φ'_r (°)	25	30	25	25	30
Cohésion du remblai C' (kPa)	0	0	2	0	0
Frottement d'interface δ (°)	25	30	25	25	30
Poids volumique du mur γ_m (kN.m ⁻³)	<i>En fonction des pierres</i>				
Frottement des pierres φ'_m (°)	<i>En fonction des pierres</i>				

TABLEAU 5.22 – Comparaison entre les règles professionnelles et la présente méthode analytique associée à l'approche Eurocode 7. Largeurs de mur B données par les dimensionnements.

	Règles professionnelles [ENTPE et collab., 2017]	Présente méthode
MUR3b	Schiste	0,75m
	Calcaire	0,53m
	Molasse	0,61m
MUR5	Schiste	0,89m
	Calcaire	0,89m
	Molasse	0,96m

MUR4 et MUR5), les courbes relatives aux trois types de pierre sont affichées sur le même graphique, normalisées par la valeur du dimensionnement statique relatif (*Figure 5.37*). On réunit les MUR1, MUR3 et MUR4 ensemble pour les comparer plus facilement puisqu'ils ont la plupart des paramètres en commun. De même on réunit les MUR2 et MUR5. De manière générale, on remarque que les courbes correspondant au schiste sont systématiquement au-dessus des deux autres, pour une large plage d'accélération de dimensionnement, et de manière significative pour les fortes accélérations. Ce phénomène est dû au fait que le mode de rupture prédominant pour le schiste est le glissement et que celui-ci est très pénalisant lors d'un calcul pseudo-statique.

Si on compare les résultats pour les MUR1 et MUR3, la différence des paramètres se situe dans la présence d'une cohésion dans le remblai de $C' = 2\text{kPa}$ pour le MUR3. Même si les largeurs de mur sont plus faibles quand on ajoute de la cohésion, le rapport entre les dimensionnements sismiques et statiques pour le schiste n'est pas fortement impacté par la cohésion : les surépaisseurs à ajouter pour satisfaire un dimensionnement sismique seront toujours similaires. Par contre, la cohésion a un effet pour les MSPS en calcaire et en molasse, sensibles au renversement, où la transition entre les deux modes de rupture (la rupture de pente observable sur les *Figures 5.37a* et *5.37b*) intervient plus tard pour le MUR3. A l'inverse, en comparant les MUR1 et MUR4 où seule l'inclinaison des lits varie entre les deux configurations, on remarque que les trois courbes (schiste, calcaire et molasse) augmentent plus doucement, indiquant que les surépaisseurs nécessaires seront plus faibles. Par contre, le changement des paramètres n'a pas changé la position de l'asymptote verticale qui est liée à la résistance au cisaillement du sol de remblai.

Les MUR2 et MUR5 diffèrent par l'inclinaison du remblai qu'ils soutiennent. Il est incliné de 10° pour le MUR5 alors qu'il est horizontal pour le MUR2. Ce changement induit un décalage vers les accélérations plus faibles de l'asymptote verticale, limite au-delà de laquelle la méthode ana-

lytique pseudo-statique n'a pas de solution. Les courbes liées au calcaire et molasse ne sont par contre pas impactées, jusqu'à environ 0,2g, au contraire de la courbe relative au schiste qui croit beaucoup plus rapidement dans le cas où l'inclinaison du remblai est non nulle.

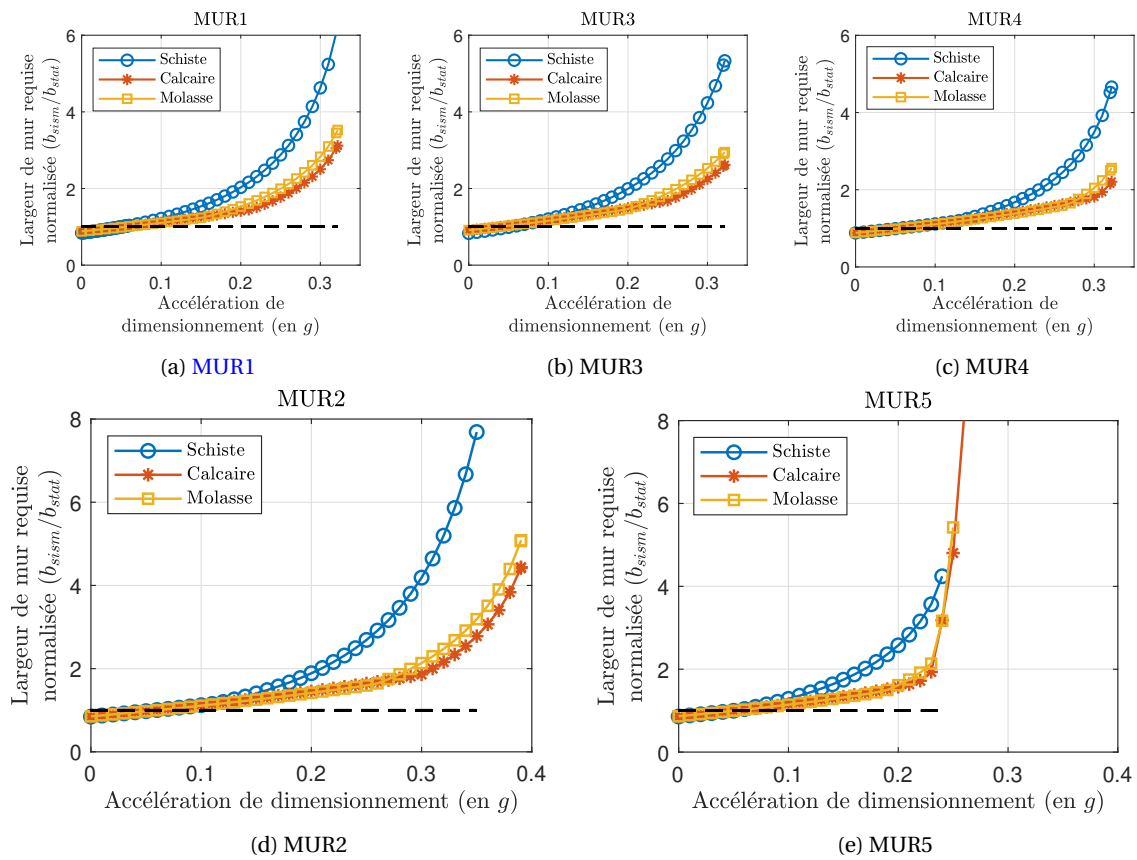


FIGURE 5.37 – Évolution de la largeur B requise pour le dimensionnement sismique. Comparaison des différents murs et types de pierre.

Sur la *Figure 5.37*, on remarque que pour des accélérations faibles, le dimensionnement statique suffit pour justifier un **MSPS** au séisme, du fait des coefficients de sécurité différents, ce qui avait déjà été noté lors de la partie précédente. Pour des accélérations plus grandes, le dimensionnement sismique est requis. La transition entre ces deux phases intervient pour des accélérations de dimensionnement seuils reportées dans le *Tableau 5.23*. On remarque que quelle que soit la configuration, les seuils sont globalement similaires et valent environ $a_{\text{seuil}} = 0,05g$. Cette valeur semble donc être constante quelle que soit le mur étudié et peut ainsi être étendue.

TABLEAU 5.23 – Évolution des seuils de transition entre calcul statique et calcul sismique dimensionnant en fonction du mur : ils se situent toujours globalement pour une accélération autour de $a_{\text{seuil}} = 0,05g$.

	MUR1	MUR2	MUR3	MUR4	MUR5
Schiste	0,050g	0,058g	0,053g	0,054g	0,051g
Calcaire	0,054g	0,058g	0,037g	0,054g	0,051g
Molasse	0,056g	0,060g	0,038g	0,056g	0,051g

Pour aller plus loin dans l'étude de la surépaisseur nécessaire à mettre en œuvre pour un mur pour qu'il soit stable vis-à-vis du séisme, on étudie plusieurs implantations sismiques types de France. Dans un premier temps, on cherche la situation la plus critique possible pour un **MSPS** de talus (noté Cas S4). Étant donné qu'ils sont très rarement placés proches d'infrastructures critiques, on se limitera donc à la catégorie d'importance II (*Tableau 5.12*). De même, le mur est situé

en France métropolitaine, la zone sismique maximale est donc la zone 4. Enfin, la pente du terrain naturel n'est pas prise à son maximum, car la concomitance de cette situation avec les autres situations critiques est extrêmement rare. La situation la plus critique est présentée dans le *Tableau 5.24*. L'accélération de dimensionnement maximale est donc :

$$a_{h \max} = \frac{1}{r} * a_{gR} * \gamma_I * S * S_T = \frac{0,16 * 1 * 1,8 * 1,44}{1,5} = 0,28g$$

$$a_{v \max} = 0,33 * a_{h \max} = 0,09g$$
(5.28)

TABLEAU 5.24 – Paramètres de la situation la plus critique pour calculer l'accélération de dimensionnement $a_{h \max}$ (Cas S4).

	Zone seismic a_{gR}	Importance γ_I	Classe de sol S	Topographie S_T	Facteur r
Classe	4	II	E	[15° ; 30°] + Sol E	-
Valeur	0,16	1,0	1,8	1,44	1,5

Pour cette situation, critique (essentiellement à cause de l'amplification géotechnique qui disparaît si l'on se fonde sur le rocher) mais probable, on calcule pour chacun des quinze *MSPS*, la surépaisseur à ajouter par rapport au dimensionnement statique pour qu'il soit stable vis-à-vis du séisme. Cela donne le *Tableau 5.25*. Pour le MUR5, l'accélération $a_{h \max}$ est en dehors des limites de la méthode (située après l'asymptote sur la *Figure 5.37e*). Ces valeurs sont très importantes et ne peuvent pas être utilisées telles quelles. On a atteint les limites pratiques de la méthode pseudo-statique : les recommandations sont beaucoup trop conservatives. Un raffinement au niveau des caractéristiques du site doit être fait pour réduire, au plus juste, l'accélération de dimensionnement. En dernier lieu, on imaginera des simulations numériques de la structure souhaitée, pour mieux estimer sa résistance réelle plutôt qu'utiliser un facteur r pris forfaitairement.

TABLEAU 5.25 – Surépaisseur (en %) à ajouter aux murs pour qu'ils soient stables vis-à-vis du séisme (cas S4).

Cas S4	MUR1	MUR2	MUR3	MUR4	MUR5
Schiste (%)	281	252	258	193	NA
Calcaire (%)	118	78	101	73	NA
Molasse (%)	146	89	125	79	NA

Pour donner des ordres de grandeur utilisables pour les artisans de la pierre sèche en fonction des situations sismiques, on s'intéresse à l'influence de la zone sismique sur la surépaisseur. Les cas S3, S2 et S1 sont identiques au cas S4 mis à part leur zones sismiques qui sont respectivement 3, 2 et 1. Le *Tableau 5.26* regroupe toutes les surépaisseurs pour ces trois cas. Pour le cas S3, les surépaisseurs sont encore très importantes. Par contre, pour les zones 1 et 2, les résultats sont exploitables tels quels. Une augmentation de maximum 10% de la largeur du mur B est nécessaire pour tous les *MSPS* construits en zone 1 (qui représente 40% du territoire français métropolitain) tandis qu'une augmentation de maximum 50% est requise pour les *MSPS* construits en zone 2 (30% du territoire français métropolitain). Ces augmentations peuvent être encore plus limitées en fonction du type de pierre (*Tableau 5.26*) et en fonction des situations selon deux critères exposés dans les deux paragraphes suivants.

La plupart des *MSPS* construits appartiennent à la classe d'importance I, c'est-à-dire très peu d'impact économique et en termes de pertes humaines en cas de rupture. Ces murs sont situés loin des routes et des habitations, la notion de proximité étant relative à l'impact potentiel de la rupture de l'ouvrage. Il est donc intéressant de voir pour ces *MSPS*-là ce que le dimensionnement sismique donne en termes de surépaisseurs. Dans le *Tableau 5.27*, on montre pour chaque type de matériau-pierre la moyenne des surépaisseurs obtenues pour les cinq MURs, en fonction de la

CHAPITRE 5. MODÉLISATION ANALYTIQUE PSEUDO-STATIQUE DES MURS DE SOUTÈNEMENT DE TALUS EN PIERRE SÈCHE ET RECOMMANDATIONS SISMIQUES

TABLEAU 5.26 – Surépaisseur (en %) à ajouter aux murs pour qu'ils soient stables vis-à-vis du séisme (Cas S1, S2 et S3).

	MUR1	MUR2	MUR3	MUR4	MUR5
	Cas S1				
Schiste (%)	8	3	7	4	10
Calcaire (%)	4	3	9	4	6
Molasse (%)	3	3	8	3	5
	Cas S2				
Schiste (%)	35	22	34	18	47
Calcaire (%)	18	19	24	18	24
Molasse (%)	16	18	22	16	22
	Cas S3				
Schiste (%)	96	82	92	62	144
Calcaire (%)	39	43	47	39	54
Molasse (%)	49	40	44	36	54

zone de sismicité. On a toujours une forte augmentation pour les **MSPS** en schiste du fait du mode de rupture en glissement prépondérant.

TABLEAU 5.27 – Surépaisseur (en %) à ajouter aux murs pour qu'ils soient stables vis-à-vis du séisme : classe d'importance I. Maximum des **MUR1** à MUR5.

	Cas S1	Cas S2	Cas S3	Cas S4
Schiste (%)	-4 (<i>ie</i> 0)	9	34	83
Calcaire (%)	-3 (<i>ie</i> 0)	8	19	37
Molasse (%)	-3 (<i>ie</i> 0)	8	18	34

De même, il n'est pas rare que les **MSPS** soient fondés directement sur un rocher. Dans ce cas, la classe du sol support est simple à évaluer : il est de classe A. Basé sur cette hypothèse, le *Tableau 5.28* présente les surépaisseurs de mur à ajouter à un dimensionnement statique (en %) pour les **MSPS** fondés sur un rocher. Ce sont les moyennes des résultats sur les cinq types de MUR étudiés jusqu'ici qui sont données. En fait, les accélérations sont très proches de celles du cas d'étude précédent (*Tableau 5.27*). Ainsi, pour les murs fondés sur rocher ou bien les murs loin de routes et d'habitations, pour les zones sismiques 1 & 2 (*ie* environ 70% du territoire français métropolitain), il n'y a pas ou très peu de surépaisseur à mettre en œuvre pour respecter le dimensionnement sismique. Pour la zone 3 (20% du territoire français), il faut compter environ 20% de surépaisseur quel que soit le type de pierre. Pour la zone 4 (10% du territoire français métropolitain), si le mur est en schiste (ou granite), il faut 50% d'augmentation de la largeur et 30% si le mur est en calcaire dur ou en molasse.

TABLEAU 5.28 – Surépaisseur (en %) à ajouter aux murs pour qu'ils soient stables vis-à-vis du séisme : classe de sol A. Maximum des **MUR1** à MUR5.

	Cas S1	Cas S2	Cas S3	Cas S4
Schiste (%)	-5 (<i>ie</i> 0)	8	32	78
Calcaire (%)	-3 (<i>ie</i> 0)	8	18	35
Molasse (%)	-3 (<i>ie</i> 0)	7	17	33

5.8 Conclusion du chapitre

Ce chapitre a présenté une méthode analytique de calcul de stabilité statique et sismique de murs de soutènement de talus en pierre sèche (MSPS) via une approche pseudo-statique. Cette méthode tient compte des modes de rupture classiques des MSPS qui sont le glissement et le renversement internes mais n'étudie pas la stabilité de l'encastrement des pierres de fondation, ni la capacité portante du sol de fondation et ni la stabilité générale du site.

La méthode tient compte des spécificités de la construction en pierre sèche via l'inclinaison de la rupture dans le mur (ω_{rupt}) et via la rotation possible des pierres à l'intérieur du mur (η). Leurs effets ont été étudiés. Les différentes géométries possibles pour le système mur-remblai sont intégrées au calcul.

La méthode analytique a été validée, en statique, sur des essais issus de la littérature mettant en jeu des MSPS réels et en pseudo-statique sur des essais de laboratoire à échelle réduite.

Cette méthode a permis de donner des recommandations sur le dimensionnement sismique des MSPS de talus. Ainsi, il a d'abord été montré qu'il était important de se prémunir d'une rupture en glissement pour améliorer la résistance sismique d'un MSPS, notamment via l'inclinaison des lits qui est la caractéristique constructive qui est la plus significative. On note aussi que le fruit amont (parement interne) a une influence notable dans un calcul sismique (pseudo-statique), contrairement à son influence mineure dans un calcul statique.

Il a aussi été montré que les Règles Professionnelles Pierre Sèche (2018) sont légèrement plus sécuritaires que les recommandations de l'Eurocode 7.

Enfin, il a été trouvé que dans des cas défavorables mais représentatifs, en zone de sismicité très faible (Zone 1), la largeur à la base du mur doit être augmentée de 10% par rapport à un dimensionnement statique. En zone de sismicité faible (zone 2), une augmentation de la largeur de mur de maximum 50% est attendue. Pour les zones à risque sismique plus élevé, des cas d'études spécifiques, concernant la sollicitation et la résistance, doivent être réalisés : la méthode pseudo-statique associée à une approche de dimensionnement généralisée donne des résultats trop conservatifs. Le modèle numérique présenté au *Chapitre 4* peut par exemple être utilisé dans ce but.

Enfin, dans certains cas particuliers (murs fondés sur un rocher ou loin de routes et d'habitations), il n'y a pas de surépaisseur à mettre pour des zones à sismicité faible à très faible et pour les zones de plus haute sismicité, les surépaisseurs attendues sont de 50% maximum en France métropolitaine.

Conclusion générale

Après un état des lieux de la connaissance scientifique concernant les Murs de Soutènement de talus en Pierre Sèche, il a été identifié un manque au niveau de la caractérisation de leur comportement sismique. Afin de guider leur dimensionnement aux séismes, des outils tirés de la littérature concernant l'étude sismique des murs de soutènement ont été utilisés.

Une approche analytique pseudo-statique a été présentée. Basée sur les précédentes études des **MSPS**, celle-ci intègre leurs spécificités :

- La rupture de l'ouvrage peut traverser le mur à travers les joints. Celle-ci s'opère en glissement ou en renversement. L'orientation de cette ligne de rupture traversant le mur ω_{bloc} est liée à l'assemblage et aux dimensions des pierres utilisées. Entrant dans l'évaluation de la résistance d'un **MSPS**, une formule a été proposée pour l'identifier. En pratique, on peut retenir une valeur forfaitaire d'environ $\omega_{\text{bloc}} = 20^\circ$.
- Les pierres peuvent tourner à l'intérieur du mur, du fait du chargement et de son excentrement. L'intégration de ce phénomène, observé dans la littérature, permet notamment de retrouver plus précisément les résultats expérimentaux sur **MSPS** réels lors d'une rupture en glissement. L'activation de cette rotation a été supposée intervenir lorsque l'effort global subit par le mur était trop excentré, *ie* lorsque le mur était proche d'une rupture en renversement.

L'outil analytique développé pour prédire la rupture des **MSPS** a été validé sur la base d'essais statiques sur des murs réels issus de la littérature et sur la base d'essais pseudo-statiques sur modèles réduits de murs, utilisant des briques parallélépipédiques à la place des pierres brutes. En statique, cet outil a été trouvé aussi performant que les outils analytiques et numériques précédemment développés [VILLEMUS, 2004; COLAS, 2009; OETOMO, 2014; TERRADE, 2017]. De même, en pseudo-statique, il est trouvé aussi performant qu'une approche numérique mixte discrète-continue (**DEM**).

Les approches pseudo-statiques expérimentales et numériques ont toutes deux mis en exergue l'importance de l'entrecroisement des pierres dans un **MSPS** et plus particulièrement l'importance des boutisses, pierres traversant tout le mur. Mettre seulement un tiers de boutisses dans un **MSPS** peut jusqu'à doubler sa résistance pseudo-statique. Inversement, n'en mettre aucune conduit à un ouvrage peu résistant.

La méthode analytique aboutit au résultat que l'effet d'échelle n'a pas d'impact sur la résistance pseudo-statique d'un **MSPS**, en considérant un remblai sans cohésion. Les essais expérimentaux et numériques pseudo-statiques confirment ce résultat pour des tailles d'ouvrages entre 5cm et 20cm.

Enfin, les simulations numériques pseudo-statiques ont permis de mieux comprendre certains mécanismes de rupture dans un **MSPS** : les pierres impliquées dans la rupture d'un **MSPS** peuvent se replacer à leur position initiale après le déclenchement de la rupture, alors même qu'elles y ont contribué. De plus, pour les murs contenant au minimum quatre modules dans leur épaisseur, les mécanismes de rupture réels peuvent être des combinaisons de glissement et

de renversement, mécanismes plus complexes que les modes de rupture en glissement et en renversement purs.

L'analyse de la littérature, tout comme l'[Eurocode 8](#) dont est issue la présente méthode analytique, a montré que les méthodes pseudo-statiques sont très conservatives et qu'elles sous-estiment la résistance des ouvrages de soutènement. Pour quantifier cette sous-estimation, une étude dynamique a été menée en utilisant des essais sur table vibrante et des simulations numériques dynamiques incrémentales.

Les essais expérimentaux sur table vibrante ont consisté à solliciter une maquette de modèle réduit de [MSPS](#), construite par un assemblage à sec de briques parallélépipédiques, par un signal sinusoïdal d'amplitude croissante jusqu'à la rupture. Il a été montré que la résistance du mur du modèle réduit augmentait avec la diminution de son élancement, comme attendu, mais aussi avec l'augmentation de la fréquence du signal et avec la diminution de la durée de sollicitation. Ces corrélations sont aussi retrouvées dans les simulations numériques.

Les résultats des simulations numériques dynamiques se décomposent en deux parties. Premièrement, basée sur les expériences sur table vibrante, la simulation a été trouvée systématiquement plus conservatrice, bien que réussissant à reproduire les tendances. Deuxièmement, des essais numériques concernant des [MSPS](#) à échelle réelle ont été menés. Ces [MSPS](#) ont été soumis à des sollicitations sinusoïdales de fréquences et de durées similaires aux séismes réels se produisant en France.

La résistance supplémentaire des murs expérimentaux lors des essais dynamiques a été trouvée égale à environ 50%, malgré les durées de sollicitation importantes. Les simulations numériques sur [MSPS](#) réels ont montrés une résistance supplémentaire de l'ordre de 100%. Pour rester conservatif, il a été proposé d'utiliser comme valeur $r = 1,5$ pour le coefficient de comportement présent dans la méthode pseudo-statique.

Basée sur cette méthode analytique, des recommandations sismiques issues d'études de cas ont pu être données. L'attention a été portée à rester dans des cas pratiques applicables, c'est à dire parfois pénalisants mais probables. Pour les zones à très faible sismicité, une augmentation de maximum 10% des largeurs de mur doit être appliquée par rapport au cas du calcul statique pour tenir compte du séisme. Pour les régions à faible sismicité, cette augmentation passe à 50%. Pour les cas plus critiques, le dimensionnement pseudo-statique avec une approche forfaitaire ne convient plus. La résistance du [MSPS](#) et l'action sismique doivent être évaluées avec plus de précision en incluant des calculs dynamiques incrémentaux sur le cas considéré.

Dans des cas courants où le [MSPS](#) est fondé sur le rocher support ou suffisamment loin de routes et d'habitations, aucune surépaisseur n'est requise pour les zones à très faible sismicité; une surépaisseur de maximum 10% est requise dans les zones à sismicité faible, 30% dans les zones à sismicité modérée et maximum 60% dans les zones à sismicité moyenne.

En sus des recommandations sismiques, il a été montré que les actuelles Règles Professionnelles de la construction en pierre sèche [[ENTPE et collab., 2017](#)] respectent les recommandations statiques de l'[Eurocode 7](#) concernant le dimensionnement statique des murs de soutènement.

Perspectives

De manière à confirmer les résultats décrits plus haut, des expériences sur table vibrante à plus grande échelle et utilisant des pierres réelles pour construire le mur pourraient être menés. De vrais signaux sismiques pourraient être utilisés pour solliciter la maquette. Enfin, dans l'idée de vérifier les hypothèses émises lors de l'intégration de la rotation interne des pierres η dans la méthode analytique, des essais spécifiques peuvent être envisagés, de manière à :

1. Obtenir des ordres de grandeur de valeur qui permettraient de compléter celles relevées par [VILLEMUS \[2004\]](#) et [COLAS \[2009\]](#).
2. Valider que c'est l'augmentation de l'excentrement de l'effort global qui déclenche la rotation interne des pierres et non par exemple, la proximité d'une rupture en glissement.
3. Quantifier à partir de quel excentrement de l'effort global la rotation interne des blocs se déclenche et à partir de quel excentrement elle est complètement mobilisée.

Parallèlement aux essais expérimentaux, d'autres simulations numériques peuvent être conduites. Premièrement, la totalité des essais expérimentaux dynamiques du *Chapitre 3* peut être modélisé. Deuxièmement, des simulations numériques de [MSPS](#) réels sont à envisagées en faisant varier les paramètres des simulations :

- La géométrie du système mur-remblai,
- Les paramètres mécaniques du système, qui n'ont pas du tout été variés dans ce travail,
- Les données du signal vibratoire et notamment l'étude de bruit blanc et de signaux sismiques réels.

De plus, la quantification de la stabilité statique d'un [MSPS](#) après un séisme peut être effectuée au travers de simulations numériques, de manière à connaître le facteur de sécurité final de l'ouvrage. Ces nouvelles simulations permettraient d'ajuster si besoin le coefficient de comportement r de la méthode pseudo-statique, pris jusqu'ici de manière très conservative.

Il a été montré que les modes de ruptures des [MSPS](#) étaient particuliers, avec notamment la rupture qui traverse le mur. À la limite d'une étude en trois dimensions, le déclenchement de la rupture d'un [MSPS](#) de talus peut être étudié numériquement (en statique ou en sismique). L'idée peut être d'étudier le rôle des boutisses dans cette rupture et de savoir si les sections du mur qui déclenchent sa rupture sont celles ne comportant pas de boutisses ou si la rupture se passe complètement en déformation plane. De même, la comparaison de la méthode analytique, de déformation plane, avec une méthode analytique en trois dimensions peut être faite en étudiant une surcharge ponctuelle, plus ou moins étendue, avec en ligne de mire la longueur, proportionnellement à la hauteur du mur, à partir de laquelle une surcharge peut être considérée comme linéique.

Il restera aussi à s'intéresser au comportement des murs courbes aux séismes, prémices de l'étude aux séismes des murs de soutènement routiers pouvant présenter des courbes dans les lacets et pour lesquels la charge d'exploitation due aux véhicules n'est pas à prendre en compte d'après les Eurocodes, puisqu'étant une charge variable.

Enfin, outre les améliorations liées au paramétrage du système mur-remblai qui peut être complexifiée, la présente méthode analytique peut être améliorée, dans le but de tenir compte de tous les modes de rupture possibles d'un mur de soutènement en pierre sèche, listés dans le

Chapitre 5 sur la base des travaux de [BRADY et KAVANAGH \[2002\]](#). Notamment, l'étude de la couche de sol en butée bloquant la fondation permettrait de valider, ou non, l'hypothèse faite jusqu'ici, d'extrême rigidité. Des simulations numériques peuvent être utilisées pour mener cette étude. De même, la stabilité du sol de fondation doit être étudiée à l'[ELU](#) et à l'[ELS](#), ainsi que son potentiel lien avec les déformations, observées fréquemment sur les [MSPS](#) âgés, présentant un ventre.

Annexes

Annexe A

Détails des expériences réalisées

Sommaire

A.1	Matériel utilisé pour les essais pseudo-statiques	233
A.1.1	Vérification de la précision du niveau numérique	233
A.1.2	Vitesse d'inclinaison de la maquette	233
A.2	Propriétés mécaniques du sable d'Hostun S28	234
A.2.1	Densité du sable d'Hostun S28 au cours des essais pseudo-statiques	234
A.2.2	Frottement critique du sable d'Hostun RF	235
A.2.3	Frottement interne du sable d'Hostun RF dense	235
A.2.4	Tassement du sable d'Hostun S28 au cours des essais dynamiques	237
A.3	Informations complémentaires relatives aux essais dynamiques	240
A.3.1	Récapitulatif des caractéristiques du signal envoyé à la table vibrante	240
A.3.2	Dimensionnement de la phase de tassement préliminaires pour le sable	240
A.3.3	Calcul des facteurs de sécurité statiques des murs expérimentaux	242
A.4	Détails des assemblages utilisés pour les murs expérimentaux	244
A.5	Essais dynamiques sur des murs modèles en pierre sèche	247
A.5.1	Propriétés mécaniques	247
A.5.2	Protocole expérimental	248
A.5.3	Résultats	248

A.1 Matériel utilisé pour les essais pseudo-statiques

A.1.1 Vérification de la précision du niveau numérique

Un niveau numérique a été utilisé pour mesurer l'inclinaison de la maquette expérimentale au cours des essais pseudo-statiques (*Chapitre 3, Section 3.2*). La précision de ce niveau numérique a été vérifiée au cours des mêmes expériences, préliminairement. Sur une table horizontale (l'horizontalité étant vérifiée avec un niveau mécanique, « à bulles »), un plan incliné en bois reposait sur deux cubes massifs. Le niveau a été directement posé sur ce plan incliné (*Figure A.1*). Les dimensions L , H et h ont été mesurées pour chaque essai. La valeur de l'angle indiquée par le niveau numérique, Ψ_{niveau} , a ensuite comparée à celle issue de l'équation de trigonométrie, Ψ_{trigo} ci-dessous :

$$\Psi_{\text{trigo}} = \tan^{-1}\left(\frac{H-h}{L}\right) \quad (\text{A.1})$$

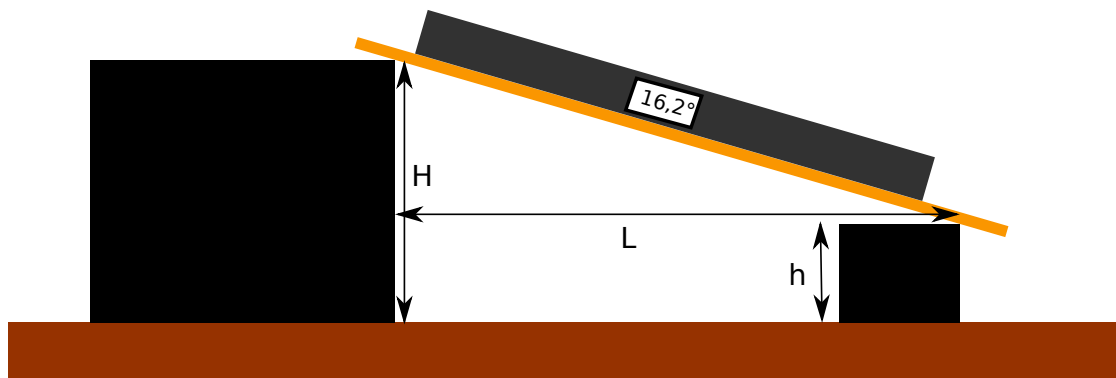


FIGURE A.1 – Schéma de la vérification de la précision du niveau numérique.

Au total, neuf mesures ont été réalisées. La comparaison entre les valeurs des angles Ψ_{niveau} et Ψ_{trigo} est présentée dans le *Tableau A.1*. L'écart moyen en valeur absolue est de $0,16^\circ$ (et de $1,28\%$). Malgré quelques écarts ponctuels importants, le niveau numérique est considéré suffisamment précis pour les besoins des expériences pseudo-statiques (*Chapitre 3, Section 3.2*). De plus, aucune tendance (positive ou négative) n'est observée dans les écarts notés dans le *Tableau A.1*, les valeurs données par le niveau n'ont pas d'erreurs intrinsèques et ne doivent pas être corrigées.

TABLEAU A.1 – Vérification de la précision du niveau numérique.

N° de mesure	Niveau numérique	Équation A.1	Écart absolu (°)	Écart relatif (%)
	Ψ_{niveau}	Ψ_{trigo}		
1	26,5°	26,35°	-0,15°	-0,57%
2	33,9°	33,8°	-0,1°	-0,29%
3	20,9°	20,94°	0,04°	0,17%
4	17,5°	17,54°	0,04°	0,21%
5	5,5°	5,43°	-0,07°	-1,34%
6	8,3°	8,43°	0,13°	1,53%
7	11°	11,31°	0,31°	2,82%
8	13,5°	14,04°	0,54°	3,97%
9	6,3°	6,34°	0,04°	0,64%

A.1.2 Vitesse d'inclinaison de la maquette

Lors des essais pseudo-statiques (*Chapitre 3, Section 3.2*), la maquette expérimentale du mur de soutènement a été posée sur le piston d'une presse hydraulique. La vitesse du piston induisait la vitesse d'inclinaison de la maquette. Le bord de la maquette (autour duquel celle-ci tournait)

étant à 55cm du piston, une vitesse du piston de 2mm/sec donne une vitesse d'inclinaison d'environ 0,2°/sec. Les essais ne sont pas allés au-delà de 25° d'inclinaison. Malgré le fait que la fonction tangente ne soit pas linéaire, sur cette plage de variation, on peut considérer que la vitesse d'inclinaison est globalement constante (erreur de moins de 20%). Lorsque la rupture du mur approche, le piston ralentit pour atteindre 0,7mm/sec (ie 0,07°/sec). La définition du moment de transition s'est basée sur une estimation de la résistance du mur de soutènement modèle, uniquement liée à son élanement H/B . Le *Tableau A.2* précise ces seuils de transitions en termes d'angle d'inclinaison.

TABLEAU A.2 – Seuils de transition de la vitesse d'inclinaison de la maquette.

Élanement du mur expérimental	Angle d'inclinaison de transition
1	16,2°
1,33	16,2°
1,67	13,3°
2	10,3°
2,33	8,3°
2,67	6,2°
3	3,1°
3,33	0°
3,67	0°
4	0°

A.2 Propriétés mécaniques du sable d'Hostun S28

A.2.1 Densité du sable d'Hostun S28 au cours des essais pseudo-statiques

La densité du sable a été mesurée au cours de chaque essai. Cependant, l'estimation du volume a été difficile à réaliser de manière précise. En effet, l'horizontalité du remblai étant vérifiée « à l'œil », il est difficile d'estimer avec précision la hauteur moyenne du remblai. C'est donc la hauteur du mur qui sert de référence.

Pour avoir une meilleure connaissance de la densité du sable, plusieurs essais de remplissage ont été effectués où le mur était remplacé par une planche en bois de coffrage. Durant ces essais de remplissage, la maquette a été remplie de sable jusqu'en haut des parois latérales, rendant plus simple l'estimation du volume de celle-ci. Le procédé de remplissage est le même que celui des expériences d'inclinaison (*Chapitre 3, Section 3.2*), par dépôt de sable à hauteur de chute nulle, couche par couche. Six essais de remplissage ont été effectués suivant ce procédé, atteignant une masse volumique moyenne de $1335\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}(\pm 8\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$, ce qui correspond à une densité relative moyenne de 3% (entre 1% et 6%) et qui confirme que le sable utilisé lors des expériences est dans un état lâche.

Trois essais supplémentaires de remplissage ont été effectués en suivant un autre protocole pour remplir la maquette : le sable a été tout simplement versé d'un seul coup depuis le contenant (seau de 10kg). Cinq seaux furent nécessaires à son remplissage complet. Les densités obtenues lors des trois essais sont similaires et égales à $1301\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}(\pm 4\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$, ce qui correspond à une densité relative moyenne de -11%. On obtient une densité encore plus faible que lors des essais avec un remplissage à hauteur de chute nulle. Ces résultats sont à relativiser du fait du petit nombre d'essais effectués (seulement trois) et doivent être confirmés par des études ultérieures mais constituent tout de même des conclusions inattendues. Néanmoins, ce protocole de remplissage n'a pas été choisi pour les expériences car il ne se faisait pas couche par couche et était susceptible de ne pas conduire à un remblai homogène.

A.2.2 Frottement critique du sable d'Hostun RF

Comme décrit dans le corps du manuscrit (*Section 3.2.2.3*), le sable d'Hostun S28 utilisé est très proche du sable d'Hostun RF, si bien qu'il est considéré comme son successeur [EZAOUI, 2008; HALL et collab., 2009; IBRAIM et collab., 2012]. Pour appuyer cette thèse, les travaux de COMBE [1998] portant sur des essais triaxiaux montrent que même en termes d'angle de frottements (ici pour un état dense, donc le frottement au pic), les sables d'Hostun RF et S28 sont très proches. Une différence inférieure à 1° est trouvée pour trois essais à des contraintes de confinement entre 100kPa et 600kPa. Dans le but de caractériser le sable d'Hostun S28 et plus particulièrement son angle de frottement critique $\varphi'_{r,crit}$, une analyse de la littérature a été réalisée. Celle-ci a été préférée à des tests (essais triaxiaux, essai à la boîte de cisaillement), car du fait du faible confinement de l'échantillon, les conditions expérimentales auraient été difficiles à reproduire dans les essais géotechniques classiques.

Comme indiqué dans le corps du manuscrit (*Section 3.2.2.3*), l'angle de frottement d'un sable sec dans un état lâche est très proche de son angle de frottement critique. Le sable d'Hostun RF ayant été intensément étudié dans les années 1990, beaucoup d'essais triaxiaux mettant en lumière son angle de frottement critique (ou post-pic) ont été réalisés¹. Basé sur ces essais et le fait que le sable d'Hostun S28 a un comportement proche du sable d'Hostun RF, plusieurs valeurs ont pu être relevées et sont présentées dans le *Tableau A.3*. Les valeurs relevées se situent entre 31° et 35° et sont proches des valeurs pour les autres sables d'Hostun [MOHKAM, 1983; BOUVARD, 1982]. Sur la base de ces données, dans les expériences pseudo-statiques, une valeur de 32° a été retenue pour la valeur du frottement interne du sable d'Hostun S28 lâche (*Section 3.2.2.3*).

TABLEAU A.3 – Analyse bibliographique du frottement critique du sable d'Hostun RF [DJEDID, 1986; COLLIAT et collab., 1986; ZIANI, 1987; FLAVIGNY et collab., 2002].

Référence de l'essai	Angle de frottement critique trouvé (°)
COLLIAT et collab. [1986]	33,7°
ZIANI [1987]	31,4°
FLAVIGNY et collab. [2002]	34,6°
DJEDID [1986]	33,4°

A.2.3 Frottement interne du sable d'Hostun RF dense

Dans cette annexe, une analyse de la littérature concernant l'angle de frottement (au pic) du sable d'Hostun RF dense à faible confinement est présentée. L'objectif est de pouvoir estimer l'angle de frottement du sable d'Hostun S28 dense, à faible confinement des expériences dynamiques du *Chapitre 3*, *Section 3.3*. Basé sur les différentes conclusions du *Chapitre 3* (*Section 3.2.2.3*), on considèrera que l'angle de frottement du sable d'Hostun S28 est très proche de celui du sable d'Hostun RF dans les mêmes conditions (densité relative et confinement). Cela permet donc d'utiliser la littérature relative au sable d'Hostun RF, beaucoup plus fournie que celle du sable d'Hostun S28.

On peut tout d'abord citer les travaux de FLAVIGNY et collab. [1990, 2002] et de COLLIAT-DANGUS [1986]. Ils ont effectué des tests triaxiaux sur des échantillons de sable d'Hostun RF dense à des pressions de confinement comprises entre $p' = 50\text{kPa}$ et $p' = 600\text{kPa}$. Le *Tableau A.4* récapitule les résultats ($\varphi'_{r,pic}$) obtenus sous forme de moyenne (et écart type) en fonction de la pression de

1. On notera tout de même que l'atteinte de l'état critique est souvent difficile à obtenir et que celui-ci, selon KONRAD et collab. [1991]; VERDUGO et ISHIHARA [1996] dépend malgré tout de l'indice des vides initial et de la pression de confinement.

confinement. On y observe que plus la pression de confinement augmente, plus l'angle de frottement au pic diminue. Dans le cas de nos expériences pseudo-dynamiques, le frottement sera donc encore plus élevé, sans que l'on sache s'il y a une limite à cette augmentation.

En dessous de $p' = 50\text{kPa}$, il y a beaucoup moins d'essais car

1. il est difficile de mettre en place un échantillon à faible confinement
2. il est difficile d'évaluer la pression de la membrane du triaxial sur l'échantillon [FARGEIX, 1986]
3. la pression n'est pas homogène dans tout l'échantillon entre le haut et le bas de l'échantillon et ces différences ne sont plus négligeables au regard de la pression de confinement.

TABLEAU A.4 – Angle de frottement au pic du sable d'Hostun RF dense [COLLIAT-DANGUS, 1986; FLAVIGNY et collab., 2002; SAIM, 1997].

Pression de confinement (p')	Angle de frottement au pic ($\varphi'_{r,\text{pic}}$)	Écart-type
50kPa	45,5°	2,5°
90kPa	45,1°	-
100kPa	44,7°	-
300kPa	40,3°	1,8°
600kPa	38,9°	0,5°

LANCELOT et collab. [1996] ont conduit des essais expérimentaux en cellule triaxiale sur du sable d'Hostun RF jusqu'à des pressions de confinement minimum de 20kPa. Ils ont trouvé, comme attendu, que plus le confinement diminue plus l'angle de frottement du sable (au pic) augmente. Basé sur ces tests, ils ont adapté une formule de MAKSIMOVIC [1989] pour calculer analytiquement l'angle de frottement du sable d'Hostun RF :

$$\varphi'_r = \varphi_{rB} + \frac{\Delta\varphi}{1 + \frac{p'}{p_N}} \quad (\text{A.2})$$

où φ_{rB} , $\Delta\varphi$ et p_N (en kPa) sont des valeurs de calibration. LANCELOT et collab. [1996] trouvent pour le sable d'Hostun RF dense :

$$\varphi'_{r,\text{dense}} = 41,5 + \frac{14}{1 + \frac{p'}{75}} \quad (\text{A.3})$$

Ils trouvent aussi l'équivalent pour le sable dans un état lâche. À titre informatif, puisque non utilisé ici :

$$\varphi'_{r,\text{lâche}} = 31,9 + \frac{9}{1 + \frac{p'}{200}} \quad (\text{A.4})$$

En utilisant les données expérimentales (pression de confinement) des expériences dynamiques (Section 3.3.2.4), on trouve un angle de frottement au pic de $\varphi'_r = 55,3^\circ$. Ce résultat est relativement élevé comparé aux valeurs obtenues dans la littérature (Tableau A.4).

De la même manière, LANCELOT et collab. [1996] ont aussi utilisé leur résultats expérimentaux pour identifier des paramètres d'une autre formule analytique, celle de BOLTON [1986] :

$$\varphi'_{r,\text{pic}} - \varphi'_{r,\text{crit}} = 3 * (R_D * (10 - \ln(p')) - 1) \quad (\text{A.5})$$

où $\varphi'_{r,\text{crit}}$ est l'angle de frottement critique du sable d'Hostun RF, ici pris égal à $\varphi'_{r,\text{crit}} = 32^\circ$ (Annexe A.2.2), R_D est la densité relative du sable et p' est la pression de confinement. LANCELOT et collab.

[1996] ont trouvé une meilleure corrélation avec leurs résultats expérimentaux en prenant un facteur 2,89 à la place du facteur 3 de l'Équation A.5. Néanmoins, les deux facteurs conduisent au même angle de frottement pour le sable dense S28 du Chapitre 3, Section 3.3 : en prenant une densité relative moyenne de $R_D = 80\%$ et une pression de confinement moyenne de $p' = 0,7\text{kPa}$, on trouve $\varphi'_{r,\text{pic}} = 53^\circ$ ou 54° en fonction du facteur 2,89 ou 3 utilisé. Ces valeurs sont similaires à celles obtenues avec la formule de MAKSIMOVIC [1989] (Équation A.3).

Pour vérifier que ces valeurs d'angle de frottement au pic $\varphi'_{r,\text{pic}}$ (qui sont aux alentours de 55°) sont valides, celles-ci ont été comparées avec les angles de frottement critiques d'autres sables. CHAKRABORTY et SALGADO [2009] ont étudié le sable de Toyoura à faible confinement, jusqu'à $p' = 4,0\text{kPa}$ lors d'essais triaxiaux et d'essais de cisaillement. Ils ont trouvé une formule analytique, validée sur leurs essais, semblable à celle de BOLTON [1986] (Équation A.5) avec un facteur 3,8 à la place du facteur 3. De plus, ce facteur 3,8 semble identique pour les deux types de tests (triaxiaux ou de cisaillement). CHAKRABORTY et SALGADO [2009] montrent que le facteur 10 de l'Équation A.5, appelé Q dans leur article dépend aussi de la pression de confinement p' . Cela donne l'Équation A.6 :

$$\varphi'_{r,\text{pic}} - \varphi'_{r,\text{crit}} = 3,8 * (R_D * (Q - \ln(p')) - 1) \quad (\text{A.6})$$

$$Q = 7,1 + 0,75 * \ln(p') \quad (\text{A.7})$$

Basé sur cette autre équation (Équation A.6), l'angle de frottement au pic $\varphi'_{r,\text{pic}}$ du sable S28 étudié (Section 3.3.2.4) serait égal à $\varphi'_{r,\text{pic}} = 53^\circ$.

Enfin, des expériences à très faibles pression de confinement ont été réalisées en utilisant l'absence de gravité dans les navettes spatiales [STURE et collab., 1998; ALSHIBLI et collab., 2003]. Ces essais ont notamment pu mettre en évidence que l'angle de frottement au pic d'un sable (ici le sable d'Ottawa) pouvait monter dans ces conditions jusqu'à 70° . Trois pressions de confinement ont été utilisées : $0,05\text{kPa}$, $0,52\text{kPa}$ et $1,3\text{kPa}$. Pour chacune des pressions de confinement, deux essais ont été réalisés. La pression de confinement $p' = 0,52\text{kPa}$ est la plus proche de la pression moyenne du sable d'Hostun S28 lors des essais pseudo-dynamiques (Chapitre 3, Section 3.3). Pour les deux tests à $p' = 0,52\text{kPa}$, des angles de frottement au pic de $\varphi'_{r,\text{pic}} = 54^\circ$ ont été trouvés pour le sable d'Ottawa, ce qui est proche des valeurs trouvées via les différentes formules ci-dessus. Cependant, STURE et collab. [1998]; ALSHIBLI et collab. [2003] notent que le frottement au pic est développé pour de très faibles déformations : la résistance au cisaillement diminue très rapidement dès 1% de déformation et se stabilise à 38° (surement proche de l'état critique) lorsque la déformation atteint 5%.

Ainsi, l'angle de frottement $\varphi'_{r,\text{pic}}$ du sable d'Hostun S28 dense faiblement confiné ne doit pas être pris supérieur à 55° , sur la base des équations analytiques et des résultats sur le sable d'Ottawa dans des conditions très similaires. Cependant, du fait des déformations certainement plus importantes que 1% au moment de la rupture du système mur-remblai, une valeur plus faible que 55° pourra être considérée.

A.2.4 Tassement du sable d'Hostun S28 au cours des essais dynamiques

Cette annexe présente des résultats relevés lors des essais préliminaires de quantification du tassement du sable. Ceux-ci ne sont pas nécessaires pour une bonne compréhension des essais dynamiques (Chapitre 3, Section 3.3.2.2). Aussi, sont-ils présentés à part dans cette partie.

Le tassement obtenu au cours de la phase préliminaire donne lieu à un remblai plus dense ayant un indice des vides plus faible. Sur la Figure A.2, on trace l'évolution de l'indice des vides

2. Le lecteur devra garder en tête que cette dernière équation (Équation A.6) a été validée pour du sable de Toyoura, qui a des angles de frottement plus faibles que le sable d'Hostun RF (ou S28).

au cours du temps pour différents remblais. On remarque que l'indice des vides final est différent pour chaque hauteur de remblai. De plus, on observe que plus le remblai est haut, plus son indice des vides final est grand : moins il tasse au cours d'un même essai³. Pour aller plus loin, on trace sur la *Figure A.3*, l'évolution de l'indice des vides normalisé e_{norm} en fonction du temps. La normalisation est faite en utilisant l'indice des vides initial e_{ini} et l'indice des vides final e_{fin} selon la formule suivante :

$$e_{\text{norm}} = \frac{e - e_{\text{fin}}}{e_{\text{ini}} - e_{\text{fin}}} \quad (\text{A.8})$$

On remarque (toujours mis à part le remblai de hauteur 20cm) que l'allure de l'évolution de l'indice des vides au cours du temps est identique quelque soit la hauteur du remblai initiale. Cela semble montrer que le processus de tassement est intrinsèquement lié au type de sable, et peut être aux types de sollicitations. Ces interrogations n'ont pas été traitées plus en avant au cours de cette thèse, car ne faisant pas partie des objectifs initiaux.

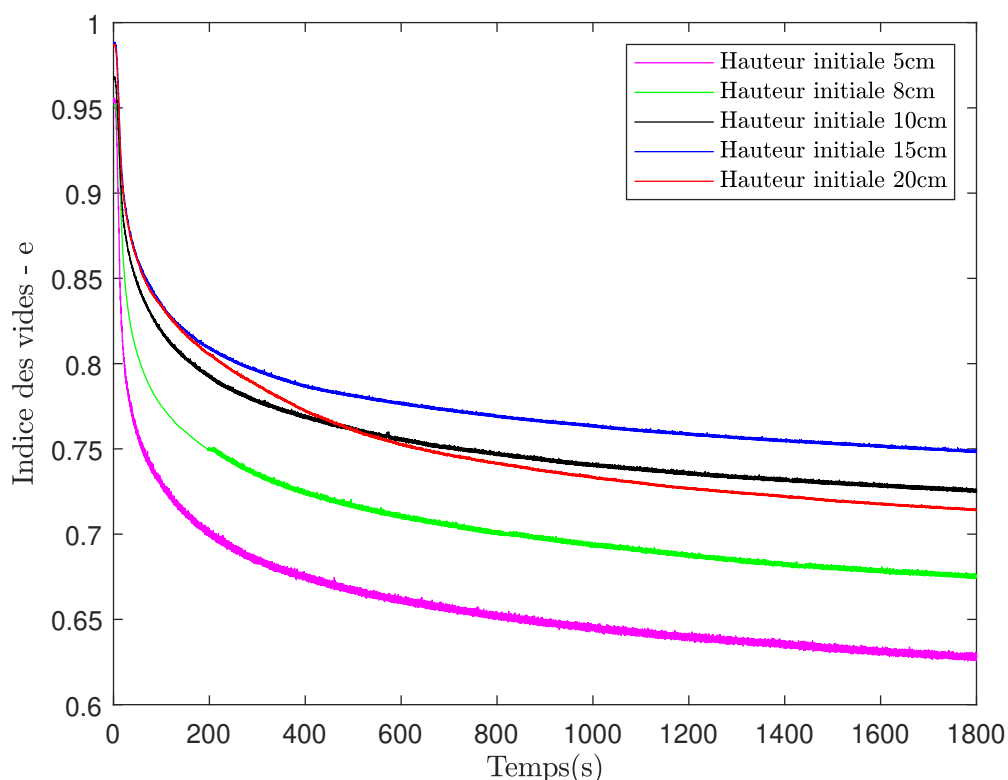


FIGURE A.2 – Évolution de l'indice des vides au cours d'un essai de tassement. Influence de la hauteur initiale du remblai.

La différence de tassement obtenu pour les différentes hauteurs de remblai est classique et assez intuitive. Elle peut tout de même poser des problèmes quant à la supposition d'homogénéité du remblai de sable dense après la phase de tassement : rien ne prouve que toutes les zones du remblai ont tassé de manière homogène. Tout d'abord, même dans une même couche les bords tassaient significativement plus que le centre. Ensuite, les essais montrés ici ne semblent pas valider que les couches de sable présentes à différentes hauteurs tassaient de manière équivalente. Il y a une deuxième problématique corollaire à celle-ci : l'état du remblai ne sera pas le même (et sera *a priori* même assez différent) en terme de densité et donc d'angle de frottement (*Section A.2.3*). La comparaison des essais entre eux en sera donc impactée. Cependant, la plage de hauteur de remblai montrée sur la *Figure A.2* est plus grande que celle utilisée au cours des essais dynamiques.

3. L'essai avec la hauteur de remblai initiale égale à 20cm est à considérer avec du recul, puisqu'au cours de l'essai de tassement, il s'est avéré que du sable s'écoulait à l'extérieur de la maquette, une des parois n'étant pas complètement étanche.

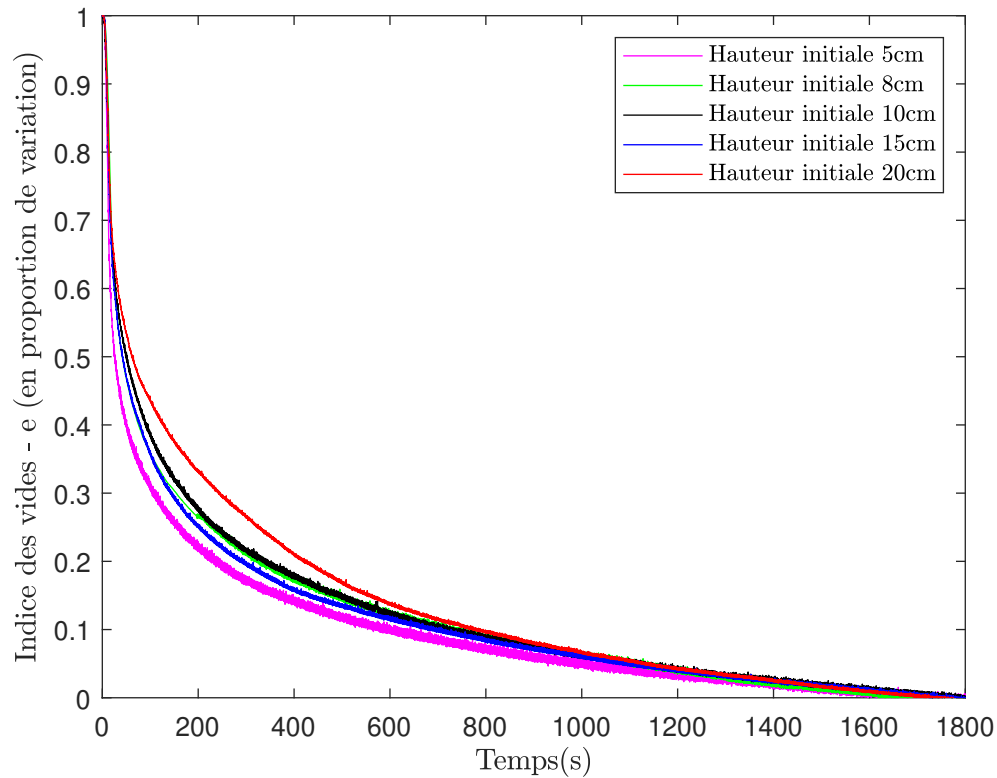


FIGURE A.3 – Évolution de l'indice des vides relatif au cours d'un essai de tassement. La hauteur du remblai ne sembla pas avoir d'impact.

En ajoutant un effet de statistique, l'état de densité moyen relevé au cours des essais dynamiques est relativement constant. Le *Tableau A.5* rassemble les moyennes des poids volumiques des remblais dense en fonction de la hauteur finale du remblai (*ie* la hauteur du mur à tester). Il n'y a pas de différence significative observée (sachant qu'un écart de $0,3\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ correspond à un écart de 0,035 pour l'indice des vides, très différents des écarts observés sur la *Figure A.2*).

TABLEAU A.5 – Poids volumique du remblai après la phase de tassement en fonction de la hauteur du remblai finale.

Hauteur finale du remblai (cm)	Valeur moyenne du poids volumique du sable dense ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)
5,7	15,6
6,8	15,5
7,9	15,6
9,1	15,4
10,2	15,3
11,3	15,4
12,5	15,4
13,6	15,4
14,8	15,5

A.3 Informations complémentaires relatives aux essais dynamiques

A.3.1 Récapitulatif des caractéristiques du signal envoyé à la table vibrante

De manière générale, les essais ont été effectués de manière à ce que la rupture intervienne au bout de 15-20 secondes de vibrations. Dans l'étude de l'influence de la fréquence, néanmoins, malgré l'augmentation de la résistance des murs de soutènement expérimentaux, la rampe d'augmentation de l'amplitude de l'accélération a été gardée constante à des fins de comparaisons. Le *Tableau A.6* récapitule toutes les données (fréquence, amplitude initiale, amplitude finale et durée) relatives aux signaux d'accélération utilisés pour tous les essais dynamiques. Les derniers essais (n° 34, 35 et 36) consistaient en un niveau constant d'accélération appliqué à la base de la maquette : les données temporelles des rampes n'ont donc pas de sens⁴.

TABLEAU A.6 – Caractéristiques des signaux vibratoires utilisés pour les expériences dynamiques.

N° des essais	Fréquence (Hz)	Hauteur H (cm)	Amplitude initiale (m.s ⁻²)	Amplitude finale (m.s ⁻²)	Durée (s)
1-5	10	11,4	0,1	5	60
6-10	10	7,9	0,1	10	60
11-13	30	7,9	0,1	10	60
14-16	50	7,9	0,1	10	60
15-18	70	7,9	0,1	15	90
19	10	4,5	0,1	15	60
20	10	5,6	0,1	10	60
21	10	6,8	0,1	10	60
22	10	9,0	0,1	10	60
23	10	10,1	0,1	5	60
24	10	12,5	0,1	3	60
25	10	13,7	0,1	2	60
26	30	9,0	0,1	15	60
27	50	9,0	0,1	15	60
28	70	9,0	0,1	15	60
29	30	11,4	0,1	10	120
30	50	11,4	0,1	10	120
31	70	11,4	0,1	10	120
32	10	7,9	0,1	20	60
33	10	7,9	0,1	40	60
34	10	7,9	4	4	-
35	10	7,9	3	3	-
36	3-100	7,9	2,6	2,6	-

A.3.2 Dimensionnement de la phase de tassement préliminaires pour le sable

Comme noté précédemment, le sable sous l'effet des vibrations a tendance à tasser. Une première étape préliminaire consiste donc à quantifier son tassement, en tenant compte de plusieurs paramètres :

- L'état initial de densité du sable (lâche, dense, mi-dense).
- Le durée de la sollicitation, comparée au temps caractéristique du tassement du sable.

4. Pour le bruit blanc l'intensité spectrale pour la bande de fréquence de 3Hz à 100Hz était de $0,0007G^2, Hz^{-1}$.

Pour mesurer ce tassement, une fine planche cartonée (de poids négligeable) est positionnée au-dessus du remblai et le capteur LVDT6 mesure l'enfoncement de cette planche. On supposera que cette mesure correspond à une moyenne du tassement du remblai⁵. Un exemple de courbe de tassement est présentée sur la *Figure A.4*. Celle-ci correspond à un remblai de sable lâche sollicité par un signal de type bruit blanc. Sur une durée de seulement trente secondes, qui est sensiblement proche de la durée des essais dynamiques, le tassement s'élève à 5mm, ce qui correspond à 7% de la hauteur initiale du remblai. Ce tassement est non négligeable et nécessite des précautions⁶.

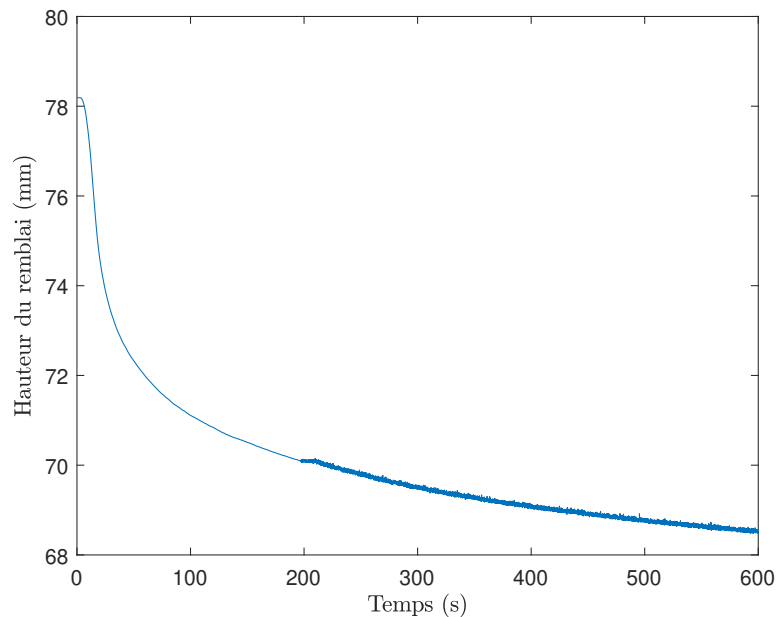


FIGURE A.4 – Exemple de courbe de tassement d'un remblai de sable lâche au cours du temps. La hauteur initiale du remblai est de 78mm.

Dans notre cas, afin de se prémunir du phénomène de tassement au cours d'un essai dynamique, une phase de tassement préliminaire a été suivie, suivant l'exemple de [ISHIBASHI et FANG \[1987\]](#) et de [RICHARDS JR et collab. \[1990\]](#). [ISHIBASHI et FANG \[1987\]](#) ont utilisé des vibrations à 6Hz d'intensité 0,45g pendant trois minutes pour densifier un sable. [RICHARDS JR et collab. \[1990\]](#) ont utilisé des vibrations horizontales ($a_h = 0,25g$) et verticales ($a_v = 0,15g$) pour densifier leur sable avant leur tests expérimentaux. Sur la même *Figure A.4*, on remarque qu'après une phase de tassement important, le sable ne tasse plus beaucoup (d'autant plus en considérant une période courte de 30 secondes).

Pour aller plus loin, on s'intéresse au tassement engendré non pas par un signal d'entrée de type bruit blanc mais par le tassement engendré par un signal mono-fréquentiel, ce qui est le signal d'entrée au cours des essais de rupture présentés en *Section 3.3.3*. Un remblai de sable lâche de hauteur initiale $H = 6\text{cm}$ est soumis dans un premier temps à un bruit blanc entre 3Hz et 300Hz d'intensité moyenne $5,35\text{m.s}^{-2}$ (intensité spectrale de $0,001\text{G}^2.\text{Hz}^{-1}$) pendant trente minutes. Ensuite, plusieurs sollicitations mono-fréquentielles à des niveaux d'intensité équivalents sont appliquées. Enfin, une dernière phase de bruit blanc est effectuée. Les courbes de tassements correspondantes sont tracées sur la *Figure A.5*. On remarque qu'après une phase de tassement de type bruit blanc, les excitations mono-fréquentielles ne provoquent pas de tassement supplémentaire du remblai alors qu'une autre phase de bruit blanc continue de le faire tasser.

5. Dans les faits, le tassement n'est pas homogène et se localise sur les bords et coins du remblai.

6. La partie initiale de la courbe présentée sur la *Figure A.4* possède un changement de courbure correspondant à la mise en route de la table vibrante pour atteindre le niveau d'accélération souhaité.

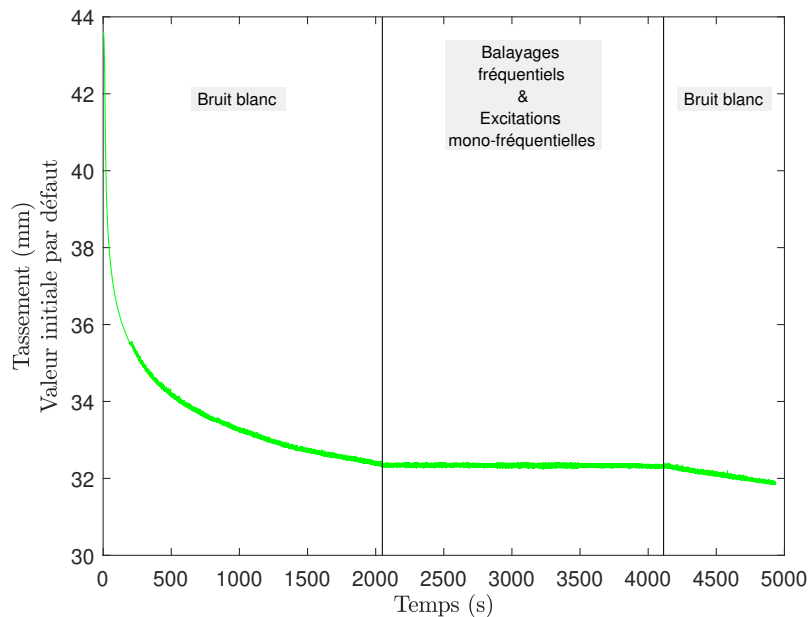


FIGURE A.5 – Tassement d’un remblai de sable en fonction du type de vibration. Les vibrations de type bruit blanc ont tendance à plus tasser le remblai que les vibrations mono-fréquentielles.

Ainsi, on choisit de déposer le sable dans un état lâche pour garantir une homogénéité du remblai à l’état initial, homogénéité qui sera supposée être conservée après la phase de tassement. Ensuite, un bruit blanc entre 3Hz et 300Hz d’intensité $5,35\text{m.s}^{-2}$ est appliqué au remblai pendant cinq minutes pour le faire tasser. Enfin, les essais dynamiques démarrent : aucun tassement résiduel n’a été observé pendant ceux-ci, montrant que la durée de cinq minutes était suffisante pour garantir un état stable du remblai après cette phase préliminaire de tassement.

A.3.3 Calcul des facteurs de sécurité statiques des murs expérimentaux

Dans cette annexe, les murs expérimentaux testés sur le plan incliné ou sur la table vibrante ont été étudiés. Leurs facteurs de sécurité statiques ont été calculés comme étant les minimums des facteurs de sécurité vis-à-vis du glissement et du renversement. L’objectif final est de comparer ces facteurs de sécurité avec les résultats expérimentaux, en terme d’angle d’inclinaison de rupture ou d’accélération de rupture. Dans le *Tableau A.7*, on affiche les facteurs de sécurité de chacun des murs testés au cours des essais pseudo-statique, en fonction de leur élancement (H/B). Ces facteurs de sécurité ont été calculés avec la méthode analytique présentée au *Chapitre 5*. Dans la troisième colonne, l’angle d’inclinaison de rupture obtenu expérimentalement est noté. Dans la dernière colonne, le rapport de ces deux valeurs est calculé. Bien que les tendances soient similaires, le lien entre le facteur de sécurité statique et la résistance pseudo-statique n’est pas constant⁷. Dans le *Tableau A.8*, le même type d’analyse est faite pour les essais dynamiques (seuls la densité du sable et le frottement du sable changent), aboutissant à la même conclusion.

7. En utilisant non pas l’angle d’inclinaison de rupture ψ_{rupt} mais l’accélération gravitationnelle « perpendiculaire au mur » A_{rupt} , on aboutit à la même conclusion.

TABLEAU A.7 – Facteurs de sécurité statiques des essais pseudo-statiques. Comparaison avec l'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} .

H/B	FoS statique	Angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} (°)	$\frac{\Psi_{rupt}}{FoS}$
1	5,57	24	4,31
1,3	4,24	20,3	4,80
1,7	3,45	18,7	5,43
2	2,92	14,6	5,01
2,3	2,54	11,8	4,65
2,7	2,25	9,0	3,99
3	2,03	7,9	3,87
3,3	1,68	4,9	2,95
3,7	1,33	2,8	2,12
4	1,08	1,7	1,57

TABLEAU A.8 – Facteurs de sécurité statiques des essais dynamiques. Comparaison avec l'accélération de rupture A_{rupt} .

H/B	FoS statique	Accélération de rupture A_{rupt} (m.s ⁻²)	$\frac{A_{rupt}}{FoS}$
1,3	6,73	4,2	0,63
1,7	5,46	4,6	0,84
2	4,61	4,0	0,86
2,3	4,01	3,3	0,83
2,7	3,56	3,2	0,90
3	3,21	2,7	0,84
3,3	2,92	2,0	0,70
3,7	2,69	1,6	0,58
4	2,14	1,1	0,51

A.4 Détails des assemblages utilisés pour les murs expérimentaux

Dans cette partie, les différents assemblages utilisés pour construire les murs de soutènement modèles sont détaillés. De manière générale, seuls les premiers lits sont montrés, les lits supérieurs étant une répétition des lits inférieurs. De même, pour plus de clarté, les figures seront principalement sous forme de schémas : quelques photos des assemblages réels permettent de se représenter la réalité. Sur la *Figure A.6* sont présents les trois premiers lits de l'assemblage utilisé pour la construction des murs de largeur $B = 3,4\text{cm}$. Pour les murs de largeurs plus grandes (utilisés notamment dans la *Section 3.2.4.2* du manuscrit, les schémas des assemblages sont présentés sur les *Figures A.7, A.8 et A.9*. On peut noter que pour ces murs, les joints sur les parements sont bien croisés : il n'y a pas de coup de sabre⁸. Par contre, du fait des briques, des « coups de sabre » à l'intérieur des murs n'ont pu être évités. De plus, pour les murs de largeurs $B = 5,1\text{cm}$ et $B = 8,5\text{cm}$, des demi-briques (des briques coupées en deux (*Section 3.2.2.3*)) ont été utilisées pour compléter les assemblages.



FIGURE A.6 – Schéma de l'assemblage utilisé pour les murs de largeur $B = 3,4\text{cm}$: vue du dessus. Le quatrième lit est identique au premier et ainsi de suite.

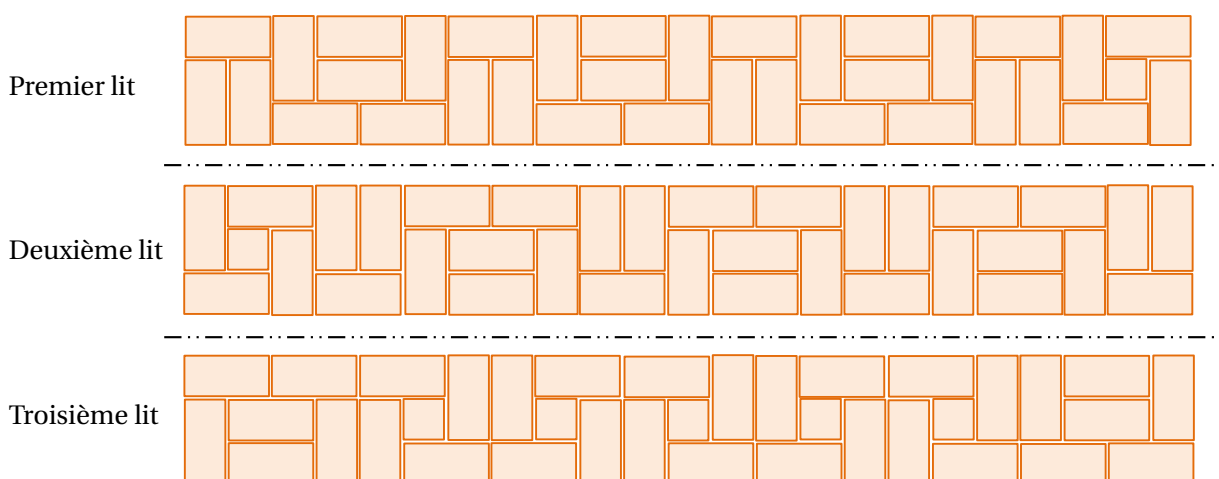


FIGURE A.7 – Schéma de l'assemblage utilisé pour les murs de largeur $B = 5,1\text{cm}$: vue du dessus. Le quatrième lit est identique au premier et ainsi de suite.

8. Les coups de sabre étant définis par des joints ininterrompus sur plus de deux lits

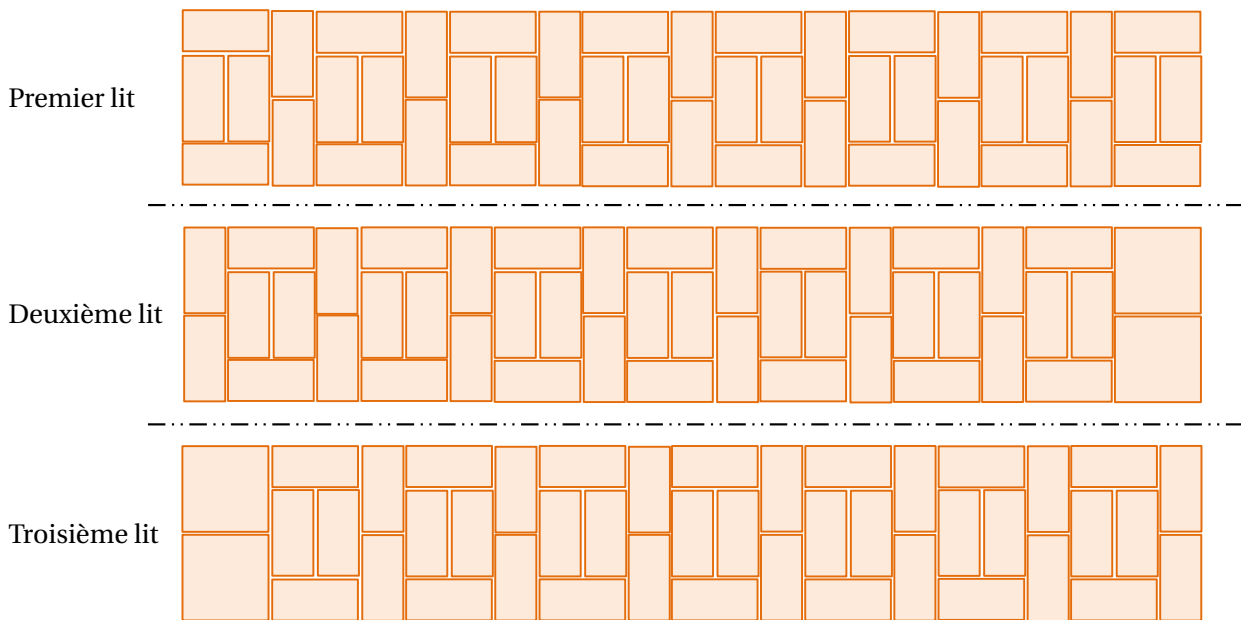


FIGURE A.8 – Schéma de l'assemblage utilisé pour les murs de largeur $B = 6,8\text{cm}$: vue du dessus. Le quatrième lit est identique au premier et ainsi de suite.

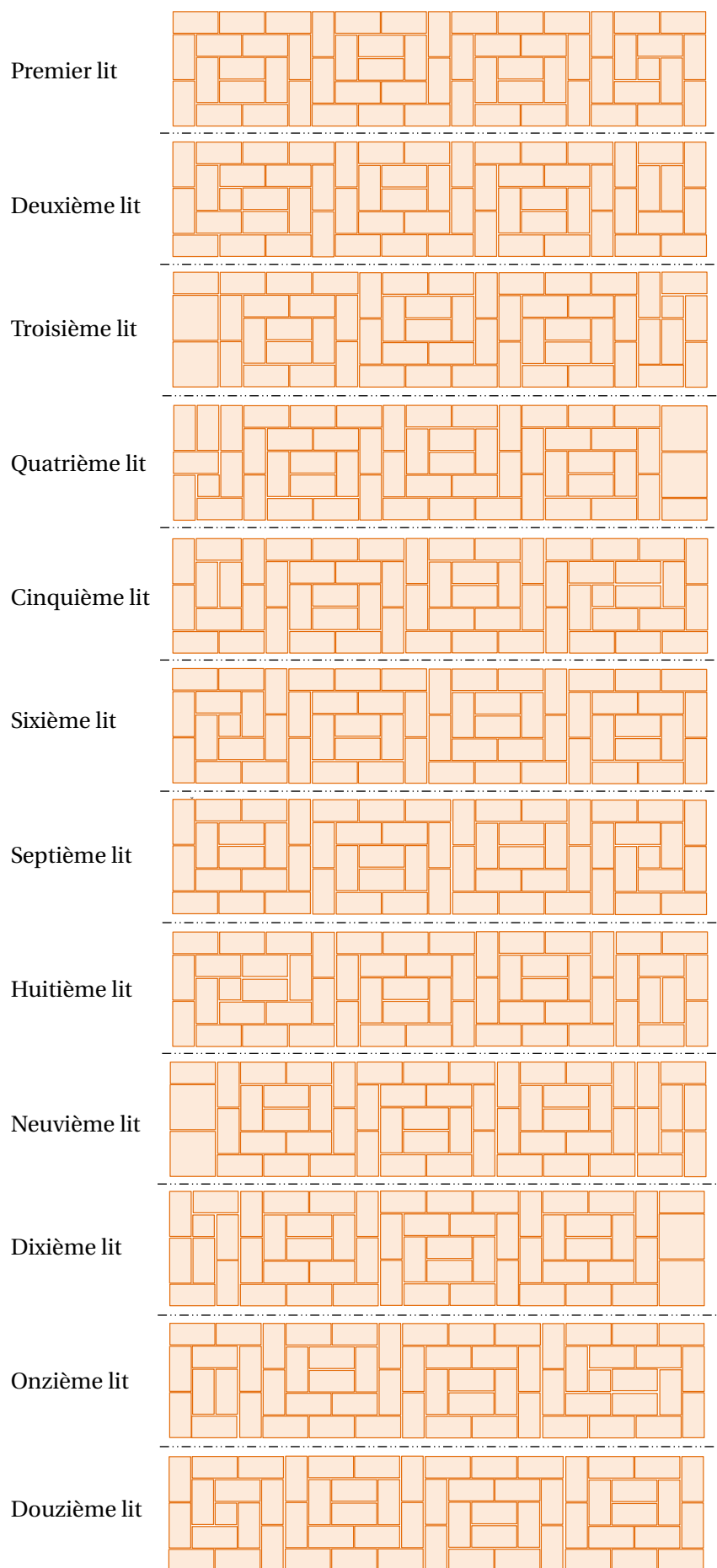


FIGURE A.9 – Schéma de l'assemblage utilisé pour les murs de largeur $B = 8,5\text{cm}$: vue du dessus. Le treizième lit est identique au premier et ainsi de suite.

A.5 Essais dynamiques sur des murs modèles en pierre sèche

Dans cette partie, on se propose d'étudier qualitativement l'influence de la forme des blocs sur la résistance d'un mur de soutènement. Ce questionnement est guidé par le fait que les briques utilisées précédemment sont très régulières contrairement aux pierres utilisées dans les **MSPS**. Cette comparaison est effectuée en utilisant le dispositif expérimental des essais dynamiques, présenté au *Chapitre 3 Section 3.3*.

A.5.1 Propriétés mécaniques

Deux **MSPS** à échelle réduite ont été construits par un artisan de la pierre sèche⁹ à l'aide de cailloux de dimensions : hauteur×largeur×longueur = 2×4×5cm. Du fait de l'irrégularité des blocs et de l'absence de face plane sur les pierres, un fruit aval de 5% a été donné aux murs pour permettre leur stabilité. Le premier mur en pierre sèche a une hauteur de $H = 12,0$ cm, une épaisseur à la base de $B = 6,5$ cm et une épaisseur moyenne de $B = 6,1$ cm. Le second mur en pierre sèche a une hauteur de $H = 12,6$ cm, une épaisseur à la base de $B = 6,9$ cm et une épaisseur moyenne de $B = 6,7$ cm. À ces deux murs, on ajoute un troisième mur modèle en brique, de hauteur 10,4cm et d'épaisseur constante 5,1cm. Ce dernier test a pour objectif de vérifier qualitativement et pour un seul test que l'effet d'échelle n'a pas d'influence sur la rupture d'un mur de soutènement en brique. Les résultats seront comparés à ceux obtenus pour des murs en briques de même élancement.

Les pierres ont été choisies de manière à retrouver un poids volumique des **MSPS** proche de celui des murs en briques. On trouve un poids volumique de $\gamma_{\text{MSPS}} = 12,9 \text{ kN.m}^{-3}$. L'angle de frottement du contact pierre-pierre a été mesuré via 42 essais sur plan incliné (une pierre mobile posée sur une pierre fixe). Une valeur moyenne de 37° (écart-type de 2°) a été trouvée. Cette évaluation reste qualitative et aurait nécessité d'effectuer l'essai sur un lit composé de quelques pierres assemblées pour plus de précision. Enfin, de par la rugosité élevée du mur vis-à-vis du remblai, l'angle de frottement mobilisé à l'interface avec le remblai est pris égal à l'angle de frottement interne du remblai. Le *Tableau A.9* synthétise les données géométriques et mécaniques des deux **MSPS** à échelle réduite, en comparaison avec celles des tests sur les murs en briques de la section précédente.

TABLEAU A.9 – Propriétés géométriques et mécaniques des **MSPS** réels.

	MSPS 1	MSPS 2	Murs en briques fins	Mur en briques épais
Propriétés géométriques				
Hauteur du mur (cm)	12,0	12,6	variable	10,4
Fruit aval du mur (%)	5,2%	2,9%	0%	0%
Largeur moyenne du mur (cm)	6,1	6,7	3,4	5,1
Dimensions des blocs (cm)	2 × 4 × 5		1,1 × 1,7 × 3,4	
Élancement (H/B)	2,0	1,9	variable	2,0
Propriétés mécaniques				
Poids volumique (kN.m^{-3})	12,9	12,8	14,4	
Angle de frottement (°)	37		32	
Frottement d'interface (°)	45		32	

9. Loys Ginoul

A.5.2 Protocole expérimental

Afin que le sable ne pénètre pas dans le mur, un film plastique a été ajouté sur tout le parement interne du mur. De plus, les MSPS 1 et 2 n'ont pas été construits de la même manière : le MSPS 1 a d'abord été construit puis ensuite remblayé. Pour le second MSPS, le remblaiement a été réalisé au fur et à mesure de sa construction. Ensuite, la maquette a été soumise à un signal de fréquence $f = 10\text{Hz}$.



FIGURE A.10 – Photo d'un MSPS à échelle réduite.

A.5.3 Résultats

Les résultats des essais sont donnés en *Figure A.11*. On distingue les essais faits sur les murs de soutènement à joints secs d'épaisseur $B = 34\text{mm}$ et d'épaisseur $B = 51\text{mm}$ réalisés avec des briques de ceux faits en pierre sèche de largeur moyenne $B = 64\text{mm}$. On ne remarque pas d'influence significative ni de l'effet d'échelle (triangle sur la *Figure A.11*), ni de la forme des blocs (étoiles sur la *Figure A.11*). On peut noter que le MSPS 1 est moins résistant que le MSPS 2. Cela peut être en partie lié à la différence de construction des deux murs. Néanmoins, il semblerait que la variabilité des essais est plus grande que pour les murs modèles en briques. Le mode de rupture mis en jeu dans la ruine des MSPS à échelle réduite est le même que pour les murs en briques de même élancement : les pierres des lits supérieurs ont commencé à tomber avant un basculement plus ou moins monolithique du mur (*Figure A.12*).

Enfin, des phénomènes de résonance de vibrations ont été observés sur les essais concernant les MSPS à échelle réduite par l'utilisation d'une caméra haute fréquence. La *Figure A.13* montre notamment une résonance de deux pierres en opposition de phase¹⁰. Ces oscillations semblent qualitativement plus importantes que celles observées pour les essais sur les murs en briques. Les vibrations des pierres permettent ainsi à la structure de dissiper de l'énergie vibratoire plus facilement.

10. Seuls les 10cm supérieurs du mur sont donnés sur la *Figure A.13*.

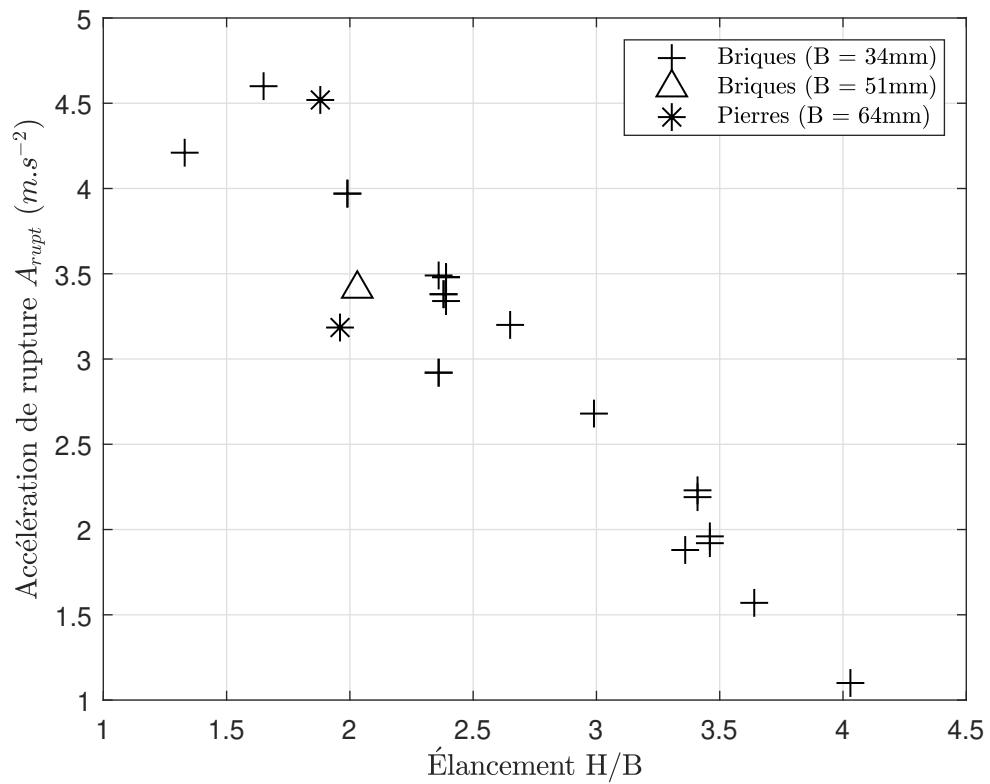


FIGURE A.11 – Comparaison de l'accélération de rupture A_{rupt} entre **MSPS** et murs de soutènement à joints secs en briques.



FIGURE A.12 – Photo de la rupture du second **MSPS** : des pierres des lits supérieurs sont déjà tombées, tout comme une partie centrale du mur tombée en renversement.

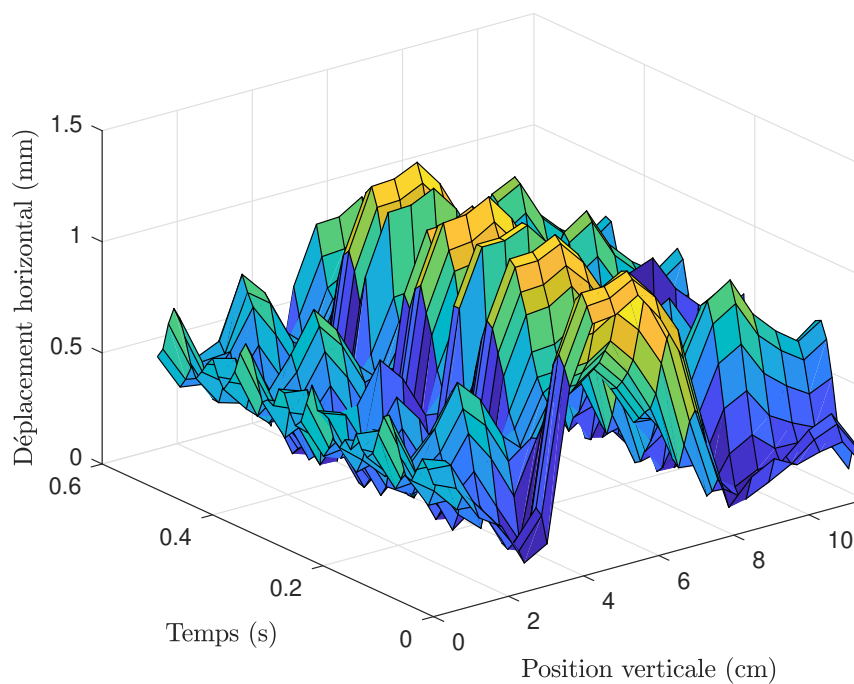


FIGURE A.13 – Résonance et oscillation des pierres dans un profil vertical d'un [MSPS](#). Le mouvement horizontal à la position $y = 6\text{cm}$ est en opposition de phase avec ceux à la position $y = 2\text{cm}$ et $y = 10\text{cm}$.

Ces résultats, bien que qualitatifs, incitent à conclure que la forme des blocs n'intervient qu'au second ordre sur la résistance d'un mur de soutènement à joints secs vis-à-vis des vibrations. On retrouve en cela les conclusions trouvés par [OETOMO \[2014\]](#).

À retenir : Malgré le faible nombre d'essais effectués et les nombreuses propriétés non strictement identiques, il semblerait que la forme des blocs n'ait pas d'impact significatif sur la résistance d'un mur de soutènement vis-à-vis de sollicitations dynamiques.

Annexe B

Modélisations numériques

Sommaire

B.1	Calcul des valeurs énergétiques seuils pour la modélisation pseudo-statique . . .	253
B.2	Influence des paramètres numériques sur les simulations pseudo-statiques . . .	254
B.2.1	Influence de la modélisation du remblai	254
B.2.1.1	Différents type de maillage utilisés	254
B.2.1.2	Ajout de joints inclinés dans le remblai	255
B.2.2	Influence de la déformabilité des matériaux et des joints	256
B.2.3	Influence de la dilatance	257
B.3	Simulations dynamiques annexes	258
B.3.1	Condition aux limites en champ libre	258
B.3.2	Condition limites expérimentales	258
B.3.3	Propriétés élastiques du mur	260
B.4	Exemples de Script UDEC	260
B.4.1	Script UDEC version 5.00.228	260
B.4.2	Script UDEC version 7.00.022	263

B.1 Calcul des valeurs énergétiques seuils pour la modélisation pseudo-statique

Dans cette annexe, la méthode pour calculer les seuils d'énergie critiques $E_{c,min}$ et $E_{c,max}$ est détaillée. On se base sur la connaissance de ces seuils pour un mur type de géométrie $H = H_C = 7,9\text{cm}$ et $B = B_C = 3,4\text{cm}$ (la section étant toujours considérée rectangulaire). Le but est de transférer, sans refaire d'identification des seuils, les valeurs des seuils pour un mur de section $H_C \times B_C$ à d'autres géométries $H \times B$. On se base donc sur une étude très simplifiée de l'énergie cinétique d'un mur en rupture pour en déduire une formule qui fait le lien entre les seuils d'énergie et les dimensions d'un mur, approche considérée comme satisfaisante au vue des résultats de la simulation numérique pseudo-statique présentés en *Section 4.3.2* du corps du manuscrit.

En effectuant un simple équilibre d'un mur en rupture suivant un mode de glissement, les équations du mouvement s'écrivent ¹ :

$$\begin{aligned} M_m \vec{a} &= \sum \vec{F}_{ext} \\ &= \vec{P}_{mur} + \vec{F}_\delta + \vec{R}_{fond} \\ &= (||\vec{P}_{mur}|| \cos \psi + ||\vec{F}_\delta|| \sin \delta) \vec{y} + (||\vec{P}_{mur}|| \sin \psi + ||\vec{F}_\delta|| \cos \delta) \vec{x} + \vec{R}_{fond} \end{aligned} \quad (B.1)$$

avec la masse M_m du mur et son poids \vec{P}_{mur} , la force de poussée des terres \vec{F}_δ , la réaction de la fondation \vec{R}_{fond} , l'inclinaison de la gravité ψ et l'inclinaison de la poussée des terres δ . Le mur est en train de glisser, donc on a à l'équilibre limite :

$$\begin{aligned} \vec{R}_{fond} &= - (||\vec{P}_{mur}|| \cos \psi + ||\vec{F}_\delta|| \sin \delta) \vec{y} - (||\vec{P}_{mur}|| \cos \psi + ||\vec{F}_\delta|| \sin \delta) \tan \phi'_m \vec{x} \\ &= - (||\vec{P}_{mur}|| \cos \psi + ||\vec{F}_\delta|| \sin \delta) \vec{\phi}'_m \end{aligned} \quad (B.2)$$

avec \vec{x} , \vec{y} les directions horizontales et verticales et $\vec{\phi}'_m$, la direction de la réaction de la fondation. En utilisant le coefficient de poussée K_a , l'Équation B.1 devient :

$$M_m \vec{a} = \left(\gamma_m H \times B \times g (\sin \psi - \cos \psi \tan \phi'_m) + K_a \frac{\gamma_r H^2}{2} (\cos \delta - \sin \delta \tan \phi'_m) \right) \vec{x} \quad (B.3)$$

où γ_r et γ_m sont respectivement le poids volumique du sol et celui du mur et H et B sa hauteur et sa largeur. La longueur du mur est ignorée puisque les calculs dans UDEC sont fait en déformation plane et manipulent des données linéiques, pour un mètre de mur linéaire. On introduit ici l'élanement du mur défini par $AR = H/B$. En combinant toutes ces équations, on obtient :

$$\vec{a} = \left(g \times (\sin \psi - \cos \psi \tan \phi'_m) + K_a \frac{\gamma_r * AR}{2 * \gamma_m} \times (\cos \delta - \sin \delta \tan \phi'_m) \right) \vec{x} \quad (B.4)$$

A ce stade, on suppose que la dépendance de l'Équation B.4 avec l'élanement AR peut être négligée ². Cela permet de faire des transpositions simples, puisque linéaires. On suppose donc que l'accélération d'un mur en glissement ne dépend pas de ses paramètres géométriques. Il en va donc de même, par simple intégration, pour la vitesse du mur. Enfin, on peut calculer l'énergie cinétique du mur qui ne dépendra donc uniquement de sa masse et donc du produit $H \times B$.

$$\begin{aligned} E_c &= \frac{1}{2} * M_m * ||\vec{v}||^2 \\ &= \frac{1}{2} \gamma_m \times H \times B \times L \times ||\vec{v}||^2 \end{aligned} \quad (B.5)$$

1. Un raisonnement similaire peut s'appliquer pour un mur en rupture selon un mode de renversement avec l'équation d'équilibre en moment.

2. C'est ici que se situe l'hypothèse forte de la proposition faite ici : la partie équilibre du mur est-elle prépondérante par rapport à l'action du sol? Ici on suppose que c'est le cas. En fait, on pourrait faire la même chose en supposant que c'est la partie constante qui est négligeable devant la partie proportionnelle à l'élanement AR . Cela conduirait à des formules semblables néanmoins.

où \bar{v} est la vitesse du mur et L sa longueur qui est la même pour toutes les simulations dans UDEC. On peut donc déduire les énergies cinétiques de seuils $E_{c\min}$ et $E_{c\max}$ pour le cas général par un simple rapport de proportionnalité :

$$E_{c\min}(H, B) = \frac{H * B}{H_C * B_C} * E_{c\min}(H_C, B_C) = \frac{H * B}{7,9 * 3,4} * 1e - 12 \quad (B.6)$$

$$E_{c\max}(H, B) = \frac{H * B}{H_C * B_C} * E_{c\max}(H_C, B_C) = \frac{H * B}{7,9 * 3,4} * 1e - 10 \quad (B.7)$$

B.2 Influence des paramètres numériques sur les simulations pseudo-statiques

B.2.1 Influence de la modélisation du remblai

B.2.1.1 Différents type de maillage utilisés

Dans ce paragraphe, on présente une étude de l'influence du type de maille utilisée pour le remblai. Dans le corps du manuscrit, les mailles quadrangulaires ont été privilégiées car elles représentent plus correctement la plasticité des milieux et permettent des calculs plus rapides. Comme on le verra dans la sous-section suivante, ce type de maillage ne peut pas être utilisé tout le temps. Ainsi, quatre autres types de maillage ont été étudiés (appelés dans UDEC : *edge*, *edge match*, *edge mixed*, *edge single*). Les modèles numériques correspondants sont représentés sur la Figure B.1.

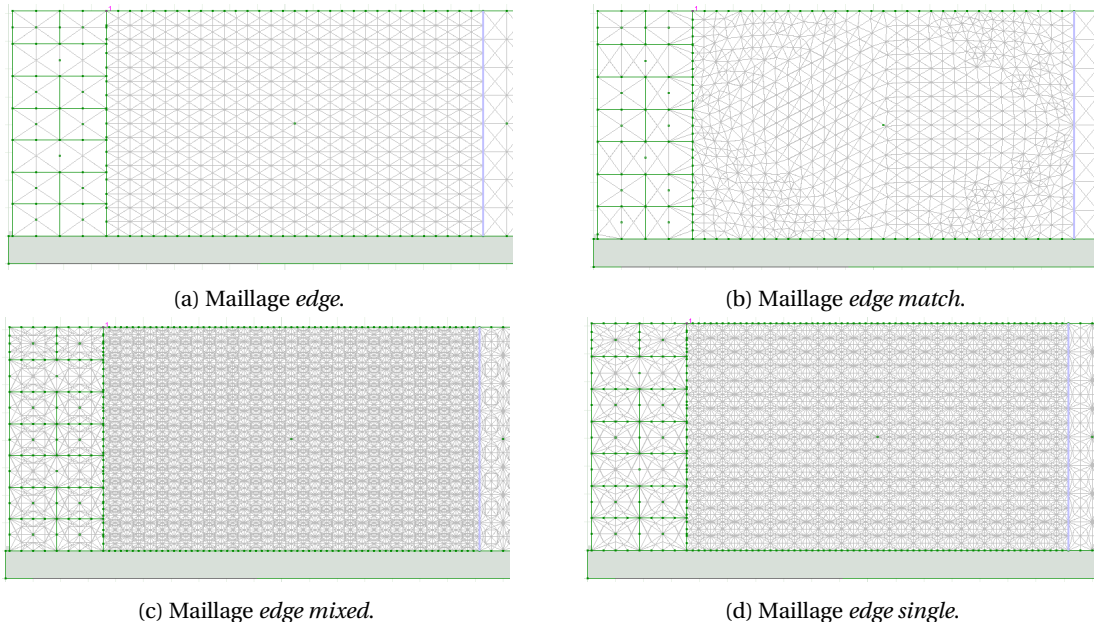


FIGURE B.1 – Différents type de maillage utilisés pour le modèle numérique UDEC.

Ces quatre types de modélisation ont été utilisées pour un cas test de mur de soutènement expérimental de hauteur $H = 7,9\text{cm}$ et de largeur $B = 3,4\text{cm}$ et section n°1 (Figure 4.5). Pour rappel, la simulation avec les mailles quadrangulaires donnait un angle d'inclinaison de rupture de $\psi_{\text{rupt}} = 12,3^\circ$. Le Tableau B.1 récapitule les angles d'inclinaisons de rupture trouvés pour les quatre maillages différents. Seuls les maillages *edge mixed* et *edge single* permettent de modéliser correctement les expériences et de retrouver une valeur de ψ_{rupt} proche de la valeur expérimentale : $\psi_{\text{rupt}} = 11,8^\circ$

TABLEAU B.1 – Influence du type de maillage sur l'angle d'inclinaison de rupture (Ψ_{rupt}).

Type de Maillage	Angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt}
Quadrangulaire	12,3°
Edge	15,1°
Edge Match	15,5°
Edge Mixed	12,5°
Edge Single	12,4°

B.2.1.2 Ajout de joints inclinés dans le remblai

Dans cette section, le système mur-remblai expérimental du *Chapitre 3, Section 3.2* est modélisé de la même façon que dans le corps du manuscrit (*Chapitre 4, Section 4.3*) sauf que des joints inclinés sont ajoutés dans le remblai. L'idée était de voir l'influence de ceux-ci sur les résultats de la modélisation. En effet, les outils **DEM** sont très performants pour simuler des systèmes avec des joints, ceux-ci pouvant représenter des faiblesses naturelles du matériau. Dans un matériau comme le sable, les faiblesses naturelles sont présentes selon tous les plans. Pour tenir compte de cette hétérogénéité, on définit deux séries de joints, inclinés selon les angles α_1 et α_2 et espacés régulièrement de 1cm). Les joints orientés par α_1 sont comptés trigonométriquement par rapport à l'horizontale et les joints orientés par α_2 sont comptés par rapport à la verticale. Cela donne la modélisation présentée en *Figure B.2*. Pour chacun des deux angles (α_1 et α_2), quatre valeurs ont été considérées : 15°, 35°, 55° et 75° pour balayer globalement toutes les configurations d'inclinaisons possibles. Au total, seize modèles ont donc été testés. Les propriétés de joints sont semblables à celles entre les blocs de remblai dans le corps du manuscrit (même frottement que le sable et rigidités données par l'Équation 4.7).

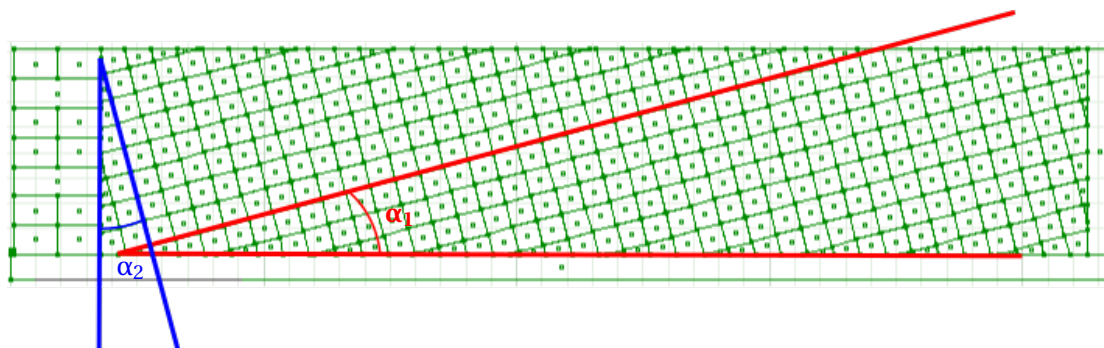


FIGURE B.2 – Schéma du remblai avec des joints inclinés. Les angles d'inclinaison des joints α_1 et α_2 sont variables. La représentation est faite avec des valeurs d'inclinaison égales à $\alpha_1 = \alpha_2 = 15^\circ$.

Le maillage de ces systèmes ne peut pas être fait en utilisant des mailles quadrangulaires : en effet, celles-ci requièrent des blocs avec un nombre pair de côtés, ce qui n'est pas le cas pour tous les blocs de remblai : le maillage devient dégénéré (*Figure B.3*). D'après la sous-section précédente, les maillages *edge mixed* et *edge single* donnent les mêmes résultats que le maillage quadrangulaire sur le cas test étudié. Le maillage *edge single* sera donc utilisé pour les essais présentés ici.

Le *Tableau B.2* présente les angles d'inclinaisons de rupture Ψ_{rupt} pour chacune des seize simulations, en comparaison avec l'angle d'inclinaison de rupture sans joints dans le remblai évaluée à $\Psi_{rupt} = 12,4^\circ$ dans la sous-section précédente. Il n'y a pas de différence significative (0,36°) entre la moyenne des seize essais et l'essai de référence sans joints dans le remblai. De plus, aucun écart significatif entre les différentes inclinaisons est observable : l'ajout de joints inclinés dans le remblai ne modifie pas significativement les résultats de la simulation, tout en augmentant les

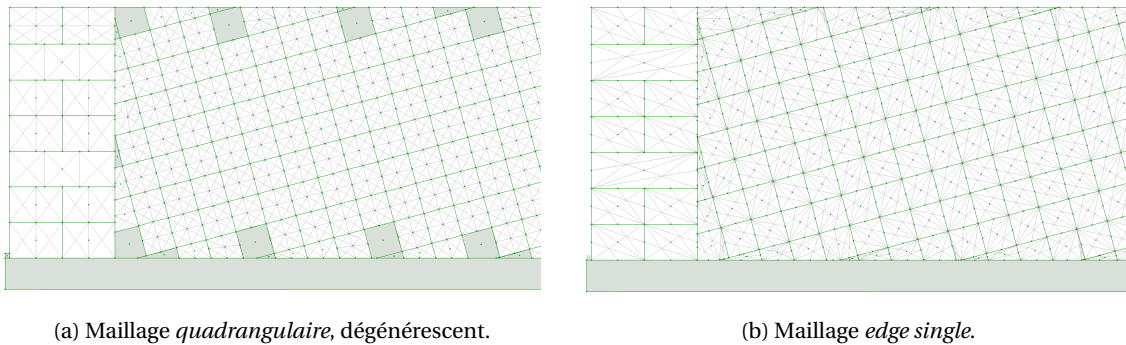


FIGURE B.3 – Maillage du modèle UDEC avec des joints inclinés dans le remblai. Le maillage quadrangulaire n'a pas abouti pour les blocs de remblai grisés, ayant un nombre impair de côtés. Il est inutilisable pour les simulations.

temps de calculs : on ne considèrera donc pas cette solution de modélisation pour les expériences pseudo-statiques du *Chapitre 3, Section 3.2*.

TABLEAU B.2 – Influence de la présence de joints (fractures) inclinées dans le remblai sur l'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} .

Angle α_1	Angle α_2	Angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt}
Pas de joints		12,4°
15°	15°	12,5°
	35°	12,5°
	55°	12,7°
	75°	12,8°
35°	15°	13,4°
	35°	12,5°
	55°	12,4°
	75°	12,6°
55°	15°	13,5°
	35°	12,9°
	55°	12,4°
	75°	12,3°
75°	15°	13,2°
	35°	12,9°
	55°	12,8°
	75°	12,7°
Moyenne		12,8° ($\pm 0,36^\circ$)

B.2.2 Influence de la déformabilité des matériaux et des joints

Comme présenté dans le corps du manuscrit, les propriétés élastiques des matériaux (modules d'Young, coefficients de Poisson) et des joints (rigidités normales et tangentielles) ont été prises de manières forfaitaires, en étant tout de même basées sur la littérature mais sans études expérimentales de celles-ci. Cependant, ce choix forfaitaire n'est pas censé impacter grandement la modélisation numérique étant donné que le système, mur de soutènement poids, est piloté par l'équilibre des contraintes entre celles déstabilisatrices venant du sol et celles stabilisatrices venant du mur et non par les déplacements relatifs des blocs/éléments. Pour vérifier ce point, une étude paramétrique est présentée dans cette annexe, dans laquelle les influences des propriétés élastiques du remblai, du mur et des joints sont étudiées séparément. Dans le cas des propriétés

élastiques des joints, étant donné que les joints n'ont pas tous les mêmes rigidités, on se référera au rapport t défini comme étant la proportion des rigidités considérées par rapport aux rigidités nominales utilisées dans le corps du manuscrit.

Pour un mur type ($H = 7,9\text{cm}$, $B = 3,4\text{cm}$ et section n°1), plusieurs simulations ont donc été conduites en variant les propriétés élastiques. Les plages de variations de ces données sont choisies volontairement très étendues pour s'assurer de la non-influence (ou du moins petite influence) des paramètres. Le *Tableau B.3* rassemble les résultats de ces simulations. On supposera que ceux-ci sont extensibles à tous les autres murs, dont ceux dont le mode de rupture n'est pas le renversement, ce qui est le cas pour le mur type considéré ici. On observe que les propriétés élastiques n'ont que très peu d'impact sur la rupture du mur de soutènement. Cela confirme d'une part que les murs de soutènement poids sont des systèmes pilotés en contraintes et d'autre part que le choix des propriétés élastiques n'a pas besoin d'être précis et fait sur la base d'expériences de caractérisation mais peut très bien uniquement utiliser des valeurs classiques forfaitaires issues de la littérature.

TABLEAU B.3 – Influence des propriétés élastiques du remblai, des briques et des joints sur l'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} . Les valeurs en gras correspondent aux valeurs nominales.

Module d'Young du remblai E_{remblai} (MPa)	Angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} (°)	Module d'Young des briques E_{briques} (GPa)	Angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} (°)	Rigidité des joints : Proportion par rapport au cas cas nominal t	Angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} (°)
0,1	13,4	0,001	11,1	0,0002	12,6
0,5	12,4	0,01	11,9	0,002	12,7
1	12,9	0,05	11,9	0,01	12,7
2	12,3	0,1	12,3	0,02	12,5
5	12,5	0,2	13,2	0,1	12,1
10	12,3	0,5	12,6	0,2	12,3
20	12,3	1	12,3	1	12,3

B.2.3 Influence de la dilatance

Dans cette partie, est présenté une analyse de l'influence de la dilatance sur les résultats de la simulation numérique. Pour rappel la dilatance caractérise la capacité d'un matériau cisailé à augmenter son volume au cours d'une sollicitation. C'est particulièrement observé dans le cas de sables denses. Cela peut aussi s'observer au niveau de contacts ayant une rugosité basse fréquence. Dans la mesure où l'on utilise du sable lâche, on s'attend à avoir une dilatance nulle. Par ailleurs, les surfaces lisses des briques nous laissent penser que la dilatance de contact est aussi nulle. Néanmoins, parce qu'aucune identification expérimentale rigoureuse de la valeur de la dilatance n'a été menée au cours de cette thèse, plusieurs tests ont été réalisés en ajoutant de la dilatance dans les lois de comportement des matériaux et des joints pour voir son influence sur le résultat des simulations : l'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} .

La potentielle dilatance du sable et la potentielle dilatance des joints ont été étudiées séparément et conjointement. Trois séries de tests ont donc été effectuées. Les valeurs de dilatance considérées sont : 0° (cas initial du corps du manuscrit), 2° , 5° , 10° , 20° et 30° . La plage de valeur est prise si grande volontairement pour étendre les conclusions à des situations où la dilatance est effectivement non nulle (cas de sable dense). Pour chacune des situations, un mur type ($H = 7,9\text{cm}$, $B = 3,4\text{cm}$ et section n°1) a été modélisé et conduit à la rupture. Le *Tableau B.4* récapitule les résultats de toutes les simulations, en terme d'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} , en fonction de la dilatance. Malgré des variations parfois importantes ($+1,1^\circ$ pour une dilatance de 5° et $-1,2^\circ$ pour

une dilatance de 30°), la dilatance n'a globalement pas un impact significatif sur l'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} , et ce même pour des dilatances très importantes.

TABLEAU B.4 – Influence de la dilatance sur l'angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt} . La dilatance est appliquée séparément aux joints et au remblai, puis aux deux. La valeur en gras correspond à l'angle Ψ_{rupt} trouvé sans dilatance.

Angle de dilatance (°)	Angle d'inclinaison de rupture Ψ_{rupt}		
0	12,3°		
	Dilatance seulement dans le remblai	Dilatance seulement dans les joints	Dilatance dans les joints et dans le remblai
2°	-	13,1°	13,1°
5°	12,4°	13,4°	13,4°
10°	12,1°	12,2°	12,7°
20°	12,1°	11,7°	12,5°
30°	12,3°	11,1°	11,6°

En fait ce résultat était légèrement prévisible. En effet, la dilatance caractérise la déformation et le déplacement des blocs (briques) et des éléments (mailles) du remblai. Comme noté précédemment, dans la mesure où les murs de soutènement poids sont largement pilotés par les contraintes et les résistances, les déplacements/déformations engendrées jouent seulement au second ordre.

B.3 Simulations dynamiques annexes

B.3.1 Condition aux limites en champ libre

Lorsque l'on modélise la frontière latérale verticale en fond de remblai par une frontière de type champ libre, on peut se poser la question de la profondeur de remblai W à utiliser dans les simulations. En effet la frontière champ libre absorbe les ondes de type « champ libre » mais pas les ondes provenant du mur. Pour vérifier que cette frontière numérique joue effectivement son rôle, on étudie l'influence de la longueur W du remblai sur les résultats de la simulation pour un mur type de hauteur $H = 9,1$ cm et de largeur $B = 3,4$ cm. Trois longueurs sont utilisées³ :

- $W = 37$ cm, qui correspond à la longueur expérimentale;
- $W = 18$ cm, qui est plus petite et
- $W = 80$ cm, qui est plus grande.

Le déplacement obtenu en tête du mur pour chacune des trois simulations est tracé sur la *Figure B.4*. On remarque que les trois courbes sont quasiment superposées : la condition en champ libre est donc suffisamment éloignée du mur pour fonctionner correctement.

B.3.2 Condition limites expérimentales

Dans cette annexe, on compare deux modèles numériques différents soumis à des sollicitations sinusoïdales à la base : l'un utilisant la frontière en champ libre et l'autre modélisant la frontière droite côté remblai en ajoutant un matériau, la mousse. Pour le cas du remblai ayant une longueur égale à $W = 37$ cm, on trace sur la *Figure B.5*, les déplacements en tête du mur obtenus pour ces deux simulations. La courbe expérimentale est aussi tracée, à titre informatif. Les deux courbes issues de la modélisation numérique sont proches l'une de l'autre⁴. Puisque les simulations mettant en jeu la mousse sont deux à trois fois plus longues que celles utilisant la frontière

3. Ces simulations ont été effectuées avec un mur aux propriétés élastiques dégradées (*Annexe B.3.3*).

4. En quantifiant l'écart entre les courbes par la différence de l'accélération du signal au moment de l'atteinte du seuil critique de 5% de déplacement, on obtient une différence relative de seulement 1% entre les deux courbes.

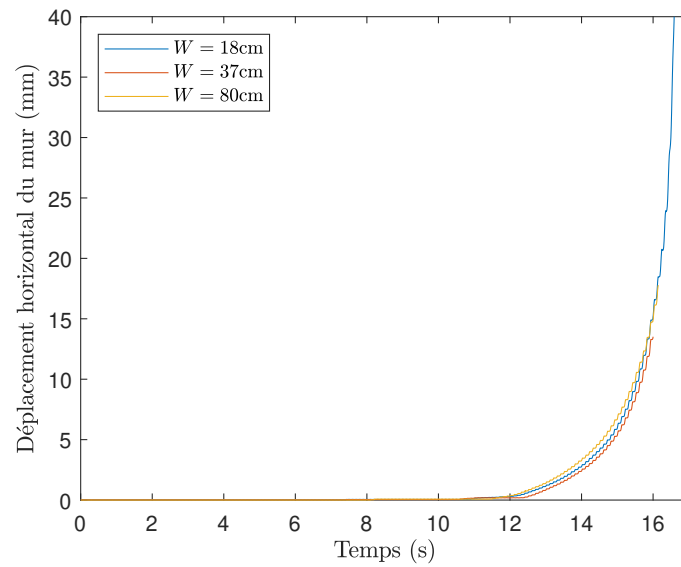


FIGURE B.4 – Frontière champ libre et influence de la longueur W du remblai. Les trois courbes sont très proches les unes des autres.

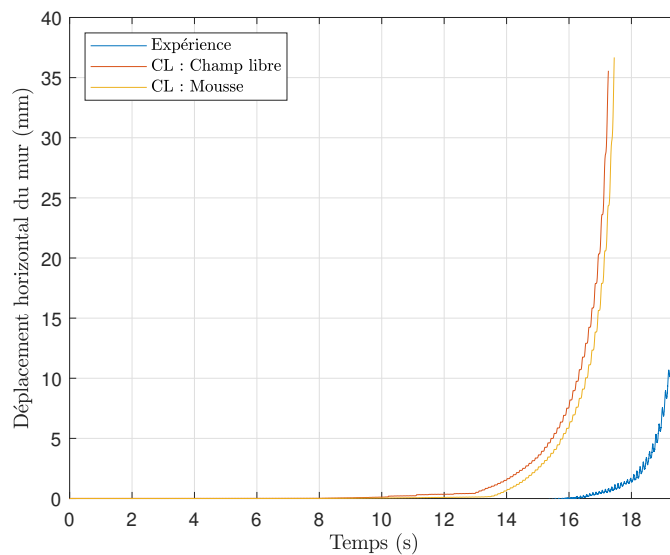


FIGURE B.5 – Comparaison de la condition limite pour les modèles numériques : modélisations par une mousse absorbante et par une frontière champ libre. Les courbes sont proches l'une de l'autre.

en champ libre, les frontières de type champ libre seront utilisées pour la suite de l'étude. La longueur expérimentale du remblai $W = 37\text{cm}$ est toujours utilisée ci-après.

B.3.3 Propriétés élastiques du mur

Enfin, deux simulations ont été effectuées pour voir l'influence des propriétés élastiques du mur sur les résultats numériques. En effet, augmenter la rigidité des éléments diminue le pas de temps des calculs numériques et donc augmente le temps d'une simulation. La première utilise les propriétés élastiques initiales (*Tableau 4.5*) et la seconde utilise des propriétés réduites, en considérant notamment un module d'Young égal à $E = 24\text{MPa}$ au lieu du module d'Young initial $E = 1\text{GPa}$. Les déplacements obtenus en tête du mur sont tracés sur la *Figure B.6*. Diminuer

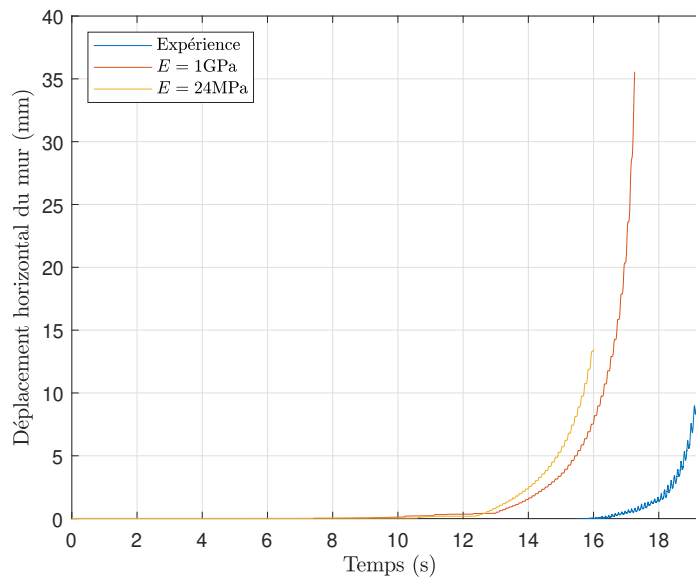


FIGURE B.6 – Effet des propriétés élastiques des blocs du mur sur le déplacement en tête du mur : diminuer la rigidité élastiques des blocs ne modifie pas significativement la réponse du système.

la rigidité des blocs du mur semble modifier significativement la réponse du modèle numérique (Écart de 7%). L'idée ici était de pouvoir potentiellement diminuer la rigidité des blocs pour diminuer le temps de calcul, mais d'après les résultats, cela conduirait à des erreurs trop importantes.

B.4 Exemples de Script UDEC

B.4.1 Script UDEC version 5.00.228

On présente ici deux exemples des scripts UDEC (version 5.00.228) qui ont été utilisés pour mener à bien les calculs du *Chapitre 4, Section 4.3*. Le premier script correspond à la routine utilisée pour calculer l'énergie cinétique du mur et le second correspond à la routine utilisée pour trouver l'angle d'inclinaison de rupture.

```
DEF kinetic_energy
nb_block = 0 ; Initialiser le nombre de blocs du mur
Ec_tra_pur = 0.0 ; Comptabiliser la quantité d'énergie cinétique de translation
Ec_rot_pur = 0.0 ; Comptabiliser la quantité d'énergie cinétique de rotation
Ec_rot = 0.0 ; Comptabiliser la quantité d'énergie cinétique de rotation d'ensemble du mur
Ec_tot = 0.0 ; Comptabiliser la quantité d'énergie cinétique totale
bi = block_head
```

```

loop while bi # 0
  if b_group(bi) = 'wall' then
    x_bi = b_x(bi) ; Centre du bloc bi
    y_bi = b_y(bi) ; Centre du bloc bi
    I_bi = b_moi(bi) ; Moment d'inertie du bloc bi
    m_bi = b_mass(bi) ; Masse du bloc bi
    Vx_bi = 0. ; Initialisation de la vitesse du bloc bi
    Vy_bi = 0. ; Initialisation de la vitesse du bloc bi
    Ec_rot_bi = 0. ; Energie cinetique de rotation du bloc bi
    Ec_tra_bi = 0. ; Energie cinetique de translation du bloc bi

    Sum_velx_gp = 0. ; Initialisation de la vitesse des noeuds du bloc
    Sum_vely_gp = 0. ; Initialisation de la vitesse des noeuds du bloc
    Sum_rot_gp = 0.
    _nb_of_gridpoint = 0
    gi = b_gp(bi)
    loop while gi # 0
      _nodes=_nodes+1 ; Compter le nombre total de noeuds dans le mur
      _nb_of_gridpoint = _nb_of_gridpoint + 1
      x_gp = gp_x(gi)
      y_gp = gp_y(gi)
      Vx_gp = gp_xvel(gi)*gp_mass(gi) ; Quantite de mouvement du noeud
      Vy_gp = gp_yvel(gi)*gp_mass(gi)
      m_gp = gp_mass(gi)
      Sum_velx_gp = Sum_velx_gp + Vx_gp ; Somme de la quantite de mouvement
      Sum_vely_gp = Sum_vely_gp + Vy_gp ; Somme de la quantite de mouvement
      l_gp = max(1e-5,sqrt((x_gp-x_bi)^2+(y_gp-y_bi)^2)) ; Distance du noeud au
      ; centre du bloc. Limitation pour eviter une energie de rotation infinie
      Sum_rot_gp=Sum_rot_gp+((x_gp-x_bi)*Vy_gp-(y_gp-y_bi)*Vx_gp)/l_gp^2 ; Vitesse de rotation
      gi = gp_next(gi)
    end_loop
    Vx_bi = Sum_velx_gp/m_bi ; Vitesse moyenne du bloc en x
    Vy_bi = Sum_vely_gp/m_bi ; Vitesse moyenne du bloc en y
    Ec_rot_bi = 0.5*I_bi*(Sum_rot_gp/m_bi)^2 ; energie de rotation du bloc

    Ec_rot_pur = Ec_rot_pur + Ec_rot_bi ; Vitesse de rotation de tous les blocs
    Ec_tra_pur = Ec_tra_pur + 0.5*m_bi*(Vx_tra_bi^2+Vy_tra_bi^2) ; Energie de translation
    Ec_tot = Ec_tra_pur + Ec_rot_pur ; Energie totale

    ; Separer la partie translation du mur de la partie rotation du mur
    ; On suppose que le mur tourne (en rotation) autour de son point inferieur aval.
    rot_orient=-(x_bi-x_botleft_corner_wall)/(y_bi-y_botleft_corner_wall)
    ; rot_orient est la tangente de l'angle fait entre l'orientation de la vitesse si le mur etait
    ; en rotation pure par rapport a son coin aval inferieur, et l'horizontale
    ; On decompose les vitesses V_x et V_y selon l'horizontale et la droite orientee par rot_orient
    Vx_rot_bi = (Vy_bi)/(rot_orient) ; permet de s'affranchir d'un arctangente, impossible dans \gls{UDEO}
    Vy_rot_bi = Vx_rot_bi * rot_orient
    ; Calcul de l'energie de rotation
    Ec_rot = Ec_rot + 0.5*m_bi*(Vx_rot_bi^2+Vy_rot_bi^2)
  end_if
  bi = b_next(bi)
end_loop
END
;-----
DEF stable_energy
  if Ec_tot < Ec_min_criterium then
    _nb_stab = _nb_stab + 1
    _nb_unstab = 0
  else
    _nb_stab = 0 ; Rend la consecutetivite des etapes de stabilite obligatoire
  end_if
END
;-----

```

```

DEF unstable_energy
    if Ec_tot >= Ec_max_criterium then
        _nb_unstab = _nb_unstab + 1
        _nb_stab = 0 ; Redondant mais mis ici tout de meme
    end_if
END
DEF incline_mockup
;vertical_gravity = -9.81 On le rappelle ici, mais la gravite est definie avant pour la phase statique
;horizontal_gravity = 0.
Ec_min_criterium = Ec_min_criterium_begin ; Au debut, le seuil de stabilite est plus grand (1e-10)
_stab = 1 ; initialisation pour rentrer dans la boucle
_i_save = 1 ; Sauvegarde automatisee

loop while _stab = 1
    vertical_gravity_new = vertical_gravity*cos(_inclination*degrad) ; new gravity
    horizontal_gravity_new = vertical_gravity*sin(_inclination*degrad)
    _stab = 0 ; Apres avoir change l'inclinaison, on est considere instable par default
    command
        gravity horizontal_gravity_new vertical_gravity_new
    end_command
    _increment = 1 ; utilise pour les sauvegardes
    section
    loop while _stab = 0 ; Tant que l'on instable on continue a calculer
        command
            cycle _cycle_calc
        end_command
        _cycle_tot = _cycle_tot + _cycle_calc ; nombre de cycle total
        kinetic_energy ; Calcul de l'energie du mur
        i = i+1 ; enregistrement des donnees pour l'exploitation future
        xtable(6,i) = _cycle_tot
        ytable(6,i) = Ec_tot
        xtable(7,i) = _cycle_tot
        ytable(7,i) = _inclination
        stable_energy ; Compter le nombre de fois que le mur a ete trouve stable (concecutivement)
        unstable_energy ; Compter le nombre de fois que le mur a ete trouve instable

        if Ec_tot>=Ec_threshold_begin_end then
            Ec_min_criterium = Ec_min_criterium_end ; On approche de la rupture, on prend le critere
            ; energetique de 1e-12
        end_if

        if _nb_stab >= _nb_min_stable then ; le mur est trouve 5 fois de suite stable
            _stab = 1 ; On va sortir de la seconde boucle while et incliner davantage la gravite
            _nb_stab = 0
        end_if

        if _nb_unstab >= _nb_max_unstable then ; Le mur est considere a la rupture
            _nb_unstab = 0
            exit section ; on sort de la boucle (autrement qu'en etant considere stable)
        end_if
        command
            print _nb_unstab ; Suivi de la modelisation en direct
            print _nb_stab
            print ec_tot
        end_command
        _save ; sauvegarde automatique tous les 200 000 cycles
    end_loop
    _inclination = _inclination + _inclination_rate ; Augmentation de l'inclinaison
end_section
end_loop
command
    print _inclination
    save 'Failure_of_the_wall.SAV' ; sauvegarde
end_command
_proportion_overturning = 100*Ec_rot/(Ec_tot); (en %) ; calcul de l'energie de translation et de rotation

```

```

_proportion_sliding = 100*(Ec_tot-Ec_rot)/Ec_tot; (en %)

if _proportion_overturning > _proportion_sliding then
    oo = out('Toppling failure')
else
    oo = out('Sliding failure')
end_if
out1 = string(_proportion_overturning) ; Pour contourner un probleme de taille d'affichage dans \gls{UDECE}
out2 = '% of kinetic energy in rotation'
out3 = string(_proportion_sliding)
out4 = '% of kinetic energy in translation'
oo = out(out1 +out2) ; Affichage du pourcentage d'energie de rotation
oo = out(out3 + out4) ; Affichage du pourcentage d'energie de translation
END

```

B.4.2 Script UDEC version 7.00.022

Pour les simulations dynamiques, la version la plus récente du logiciel a été utilisée. La syntaxe est fortement modifiée mais le fonctionnement est similaire. On détaille ici le script utilisé pour effectuer la sollicitation dynamique, après la phase de stabilisation sous gravité, appelé *dynamic.dat*.

```

model new
model restore '02_1_static.sav' ; chargement du systeme stabilise sous gravite
call '../fish/Dynamic_load.FIS' ; chargement d'une fonction interne \gls{UDECE} (@vel_x_ramp)

; generate free-field (16 nodes on right)
block prop mat 5 dens @_bf_rho bulk @_bf_bulk shear @_bf_shear
block dynamic free-field gen right yrange @y_H @y_G npoints 128
block dynamic free-field change material 5
;
; fix bottom
block dynamic free-field base velocity-x 0
block dynamic free-field base velocity-y 0
;

block mechanical time 0 ; Initialisation du temps de la simulation
block gridpoint init velocity-x 0 ; Initialisation des vitesses du modele
block gridpoint init velocity-y 0

block gridpoint apply free-x

; bound. cond. at base of free-field
block dynamic free-field base vel-x 1 hist @vel_x_ramp
;
; apply dynamic input
block gridpoint apply vel-y 0 range pos-y 0
block gridpoint apply vel-x 1 hist @vel_x_ramp range pos-y 0 ; Application du signal sollicitant
;
; apply free-field conditions
block edge apply dynamic-free-field range position-x [x_H-0.01] [x_H+0.01] ; application de la frontiere champ libre
;
block mechanical damping 0.10 5 mass ; Choix de l'amortissement du modele

; Enregistrement de la vitesse du modele en differents points
block gridpoint history velocity-x @x_A,@y_A ; A la base du modele (signal d'entree)
block gridpoint history velocity-x @x_H,@y_H ; A la base du modele (signal d'entree)
block gridpoint history velocity-x @x_E,@y_E ; En haut du mur
block gridpoint history velocity-x @x_displ,@y_displ ; Sur le parement aval du mur
block gridpoint history velocity-x 0.8, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x 1, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x 1.3, @y_F ; En haut du remblai

```

```

block gridpoint history velocity-x 1.6, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x 2.0, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x 2.5, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x 3, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x 3.5, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x 4.0, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x 4.5, @y_F ; En haut du remblai
block gridpoint history velocity-x @x_H, @y_F ; En haut du remblai

; Enregistrement des déplacements du modele en differents points
block gridpoint history displacement-x @x_midl,@y_midl ; Sur le parement aval du mur
block gridpoint history displacement-x @x_H, @y_H ; A la base du modele (signal d'entree)

model history time-total ; Enregistrement du temps de simulation

; Simulation par pas de 1 seconde (environ 1 jour de calcul) avec sauvegarde entre chaque
block cycle time 1
model save 'dynamic_1s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_2s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_3s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_4s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_5s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_6s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_7s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_8s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_9s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_10s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_11s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_12s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_13s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_14s.sav'
block cycle time 1
model save 'dynamic_15s.sav'

```

Le précédent script nécessite la définition d'une fonction FISH, langage interne à UDEC, qui est la fonction @vel_x_ramp. Celle-ci contient le signal à appliquer en bas du modèle numérique. Elle est définie dans le script Dynamic_load.FIS ci-dessous.

```

; Definition de la fonction "vel_x_ramp" qui depend du temps t de la simulation et des parametres du sign
fish define vel_x_ramp
  freq = 5
  acc_h = 1
  a_max = 2*acc_h*9.81 ; A_h pseudo-stat atteinte au bout de 5/2 = 2.5s
  v_max = a_max/2/math.pi/freq
  time = 5
  t = block.mechanical.time.total ; temps numerique
  if t > 4*time
    vel_x_ramp = 0.0
  else
    vel_x_ramp = v_max*t/time*math.sin(2.0*math.pi*freq * t)

```

```
        end_if
end

; Definition de la fonction "vel_x_wave" qui depend du temps t de la simulation et des parametres du s
; Celle-ci est utilise pour les essais numerique utilisant un signal plus proche d'un seisme reel,
; avec notamment une phase de decroissance de la sollicitation
fish define vel_x_wave
    freq = 5
    acc_h = 5.105903
    a_max = 0.60*acc_h ; 60 pourcent de la resistance a un signal de type rampe
    v_max = a_max/2/math.pi/freq
    time = 0.60*8.06694682 ; 60 pourcent de la resistance a un signal de type rampe
    t = block.mechanical.time.total ; temps numerique
    if t > time
        if t > 3*time ; descente 2 fois plus lente que la montee
            vel_x_wave = 0.0
        else
            vel_x_wave = v_max*(1-(t-time)/2/time) *math.sin(2.0*math.pi*freq * t)
        end_if
    else
        vel_x_wave = v_max*t/time *math.sin(2.0*math.pi*freq * t)
    end_if
end
```


Annexe C

Détails de la méthode analytique

Sommaire

C.1	Données géométriques du système mur-remblai	269
C.1.1	Génération de la géométrie	269
C.1.2	Calculs des surfaces et des points d'application des forces	271
C.1.2.1	Surface du coin de sol [FC'G]	272
C.1.2.2	Surface du coin de sol [FE'E"]	272
C.1.2.3	Point d'application de F_{δ} sans cohésion	272
C.1.2.4	Point d'application de F_{δ} sans cohésion	273
C.1.2.5	Points d'application des différentes forces de poussée.	274
C.1.2.6	Calculs du centre de gravité du mur (partie [EBCF])	274
C.1.3	Utilisation et implication de l'angle η	275
C.2	Exemples de codes sources VBA du modèle analytique.	277
C.3	Influence de h_c , hauteur de sol ne poussant pas sur le mur.	283
C.3.1	Estimation de h_c d'après LIN et collab. [2015]	283
C.3.2	Analyse de la stabilité d'un mur sous UDEC : influence de h_c	283

C.1 Données géométriques du système mur-remblai

Cette section présente le détail des données géométriques du système de mur de soutènement. Il s'agit ici de préciser les dépendances entre les différents paramètres géométriques du système. Dans un second temps, on présente les calculs effectués pour trouver les points d'application des différents efforts.

C.1.1 Génération de la géométrie

On se basera dans toute cette partie sur les *Figures C.1* et *C.2*, présentes aussi dans le corps du manuscrit. On rappelle que les données d'entrées du système sont : $H, B, \lambda_m, \lambda_v, \alpha, \beta, h_{\text{remblai}}, h_{\text{eau}}, q, L_q, L_{\text{nonq}}, \omega, h_g$ et θ . Le point A est défini comme la référence du système ($x_A = 0, y_A = 0$). Ensuite le *Tableau C.1* récapitule les coordonnées (x_i, y_i) des points. Pour le calcul des coordonnées du point D, on se base sur le fait qu'il est sur les droites (AD) et (CD), dont les équations sont :

$$(AD) : y = -x * \tan(\alpha) \quad (C.1)$$

$$(CD) : x = -y * \tan(\lambda_m) + B \quad (C.2)$$

L'intersection se situe donc (substituant C.2 dans C.1 et inversement) pour :

$$y_D = - \frac{B * \tan(\alpha)}{1 - \tan(\alpha) * \tan(\lambda_m)} \quad (C.3)$$

$$x_D = \frac{B}{1 - \tan(\alpha) * \tan(\lambda_m)} \quad (C.4)$$

Pour le calcul des coordonnées du point E, on se base sur le fait qu'il est sur les droites (EF) et (CD), dont les équations sont (*Équation C.2*) :

$$(EF) : y = (x - x_E) * \tan(\omega) + y_E \quad (C.5)$$

L'intersection se situe donc (substituant C.2 dans C.5 et inversement) pour :

$$y_F = - \frac{y_E + \tan(\omega) * (B - x_E)}{1 + \tan(\omega) * \tan(\lambda_m)} \quad (C.6)$$

$$x_F = \frac{B - \tan(\lambda_m) * (y_E - x_E \tan(\omega))}{1 + \tan(\omega) * \tan(\lambda_m)} \quad (C.7)$$

On préférera la version de l'*Équation C.7* plus simple pour x_F , donnée par :

$$x_F = x_C + (y_C - y_F) * \tan(\lambda_m) \quad (C.8)$$

Pour le calcul des coordonnées du point G, on se base sur le fait qu'il est sur les droites (C'G) et (FG), dont les équations sont :

$$(C'G) : y = y_{C'} + (x - x_{C'}) * \tan(\beta) \quad (C.9)$$

$$(FG) : y = y_F + (x - x_F) * \tan(\theta) \quad (C.10)$$

L'intersection se situe donc (égalisant les *Équations C.9* et *C.10*) pour :

$$x_G = \frac{y_{C'} - y_F - x_{C'} * \tan(\beta) + x_F * \tan(\theta)}{\tan(\theta) - \tan(\beta)} \quad (C.11)$$

$$y_G = y_F + (x_G - x_F) * \tan(\theta) \quad (C.12)$$

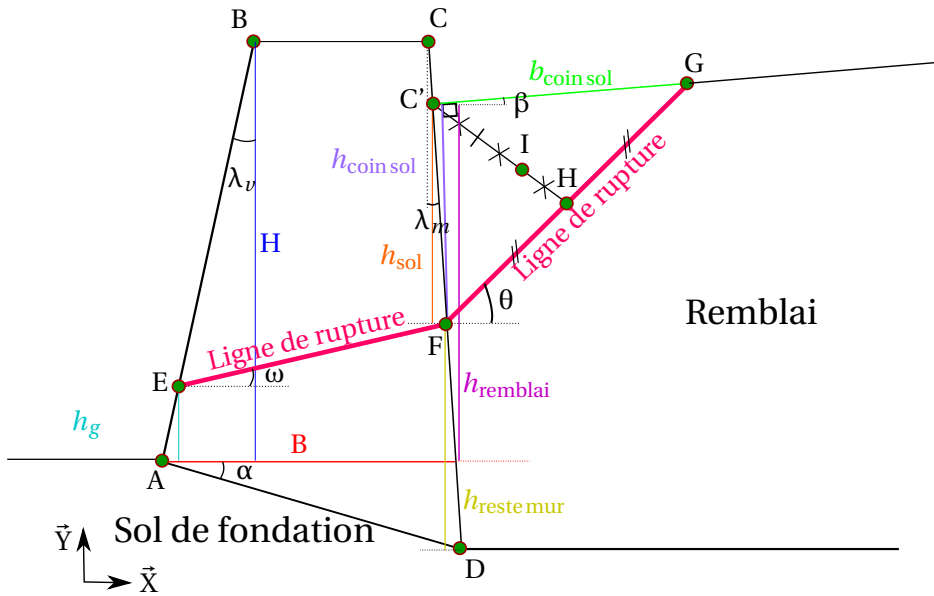


FIGURE C.1 – Géométrie générale d'un mur de soutènement.

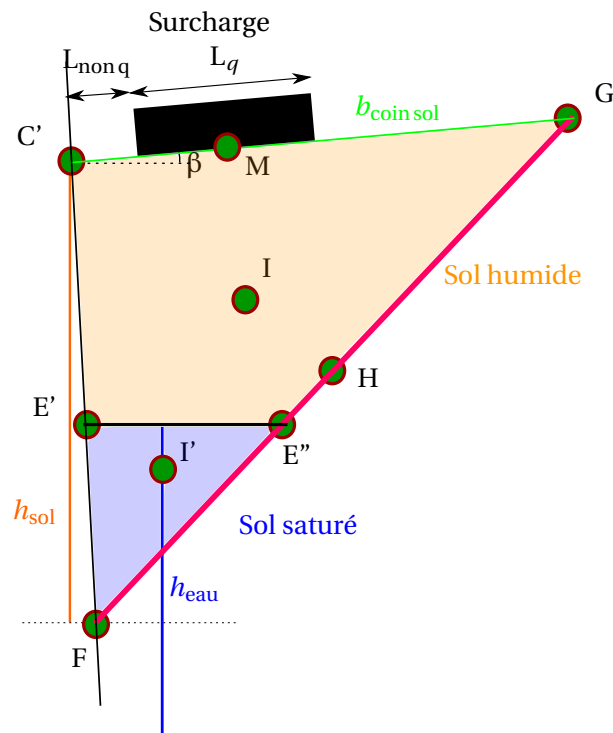


FIGURE C.2 – Géométrie du système : zoom sur le coin de sol.

TABLEAU C.1 – Calculs des données géométriques du système mur-remblai (Figures C.1 et C.2).

Point	Abscisse	Ordonnée
A	$x_A = 0$	$y_A = 0$
B	$x_B = H * \tan(\lambda_v)$	$y_B = H$
C	$x_C = B - H * \tan(\lambda_m)$	$y_C = H$
C'	$x_{C'} = B - h_{\text{remblai}} * \tan(\lambda_m)$	$y_{C'} = h_{\text{remblai}}$
D	$x_D = \frac{B}{1 - \tan(\alpha) * \tan(\lambda_m)}$	$y_D = -\frac{B * \tan(\alpha)}{1 + \tan(\alpha) * \tan(\lambda_m)}$
E	$x_E = h_g * \tan(\lambda_v)$	$y_E = h_g$
F	$x_F = x_C + (y_C - y_F) * \tan(\lambda_m)$	$y_F = \frac{y_E + \tan(\omega) * (B - x_E)}{1 + \tan(\omega) * \tan(\lambda_m)}$
G	$x_G = \frac{y_{C'} - y_F - x_{C'} * \tan(\beta) + x_F * \tan(\theta)}{\tan(\theta) - \tan(\beta)}$	$y_G = y_F + (x_G - x_F) * \tan(\theta)$
H	$x_H = \frac{x_G + x_{C'}}{2}$	$y_H = \frac{y_G + y_{C'}}{2}$
I	$x_I = \frac{2x_H + x_{C'}}{3}$	$y_I = \frac{2y_H + y_{C'}}{3}$
E'	$x_{E'} = x_F - (h_{\text{eau}} - y_F) * \tan(\lambda_m)$	$y_{E'} = h_{\text{eau}}$
E''	$x_{E''} = x_F - (h_{\text{eau}} - y_F) * \tan(\theta)$	$y_{E''} = h_{\text{eau}}$
I'	$x_{I'} = \frac{x_F + x_{E'} + x_{E''}}{3}$	$y_{I'} = \frac{y_F + y_{E'} + y_{E''}}{3}$
M	$x_M = x_{C'} + L_{\text{non q}} * \cos(\beta)$ $+ \min(L_q, b_{\text{coin sol}} - L_{\text{non q}}) * \cos(\beta)$	$y_M = y_{C'} + L_{\text{non q}} * \sin(\beta)$ $+ \min(L_q, b_{\text{coin sol}} - L_{\text{non q}}) * \sin(\beta)$
L	$x_L = y_L * \tan(\lambda_v)$	$y_L = y_F$

Dans ce dernier paragraphe, on détaille les longueurs relatives au coin de sol et au mur qui serviront dans la Section C.1.2 (Figure C.1).

$$\begin{aligned}
 h_{\text{reste mur}} &= y_F - y_D \\
 h_{\text{sol}} &= y_{C'} - y_F \\
 L_{C'} &= \frac{h_{\text{sol}}}{\cos(\lambda_m)} \\
 h_{\text{coin sol}} &= h_{\text{sol}} * \frac{\cos(\beta - \lambda_m)}{\cos(\lambda_m)} \\
 b_{\text{coin sol}} &= \frac{x_G - x_{C'}}{\cos(\beta)} \\
 &= \frac{y_{C'} - y_F - x_{C'} \tan(\beta) + x_F \tan(\theta) - x_{C'} (\tan(\theta) - \tan(\beta))}{(\tan(\theta) - \tan(\beta)) * \cos(\beta)} \\
 &= \frac{y_{C'} - y_F - (x_{C'} - x_F) \tan(\theta)}{(\tan(\theta) - \tan(\beta)) * \cos(\beta)} \\
 &= \frac{h_{\text{sol}} - h_{\text{sol}} \tan(\lambda_m) \tan(\theta)}{(\tan(\theta) - \tan(\beta)) * \cos(\beta)} \\
 &= h_{\text{sol}} * \frac{1 - \tan(\lambda_m) \tan(\theta)}{(\tan(\theta) - \tan(\beta)) * \cos(\beta)} \\
 L_C &= |\vec{FG}| \\
 &= \sqrt{(y_G - y_F)^2 + (x_G - x_F)^2}
 \end{aligned} \tag{C.13}$$

C.1.2 Calculs des surfaces et des points d'application des forces

On détaille ici plus particulièrement le calcul des surfaces et des points d'applications des forces.

C.1.2.1 Surface du coin de sol [FC'G]

L'aire d'un triangle est donnée par la formule :

$$\text{Aire} = \frac{\text{base} * \text{hauteur}}{2} \quad (\text{C.14})$$

Cela donne dans notre cas :

$$\begin{aligned} S_{\text{coin}} &= \frac{b_{\text{coin sol}} * h_{\text{coin sol}}}{2} \\ &= \frac{1}{2} * h_{\text{sol}}^2 * \frac{\cos(\beta - \lambda_m)}{\cos(\lambda_m)} * \frac{1 - \tan(\lambda_m) \tan(\theta)}{(\tan(\theta) - \tan(\beta)) * \cos(\beta)} \end{aligned} \quad (\text{C.15})$$

C.1.2.2 Surface du coin de sol [FE'E"]

L'aire du triangle est calculée plus simplement dans ce cas (la droite (E'E") étant toujours horizontale) :

$$\begin{aligned} S_{E'E''F} &= \frac{1}{2} * (h_{\text{eau}} - y_F) * (h_{\text{eau}} - y_F) * [\tan(\frac{\pi}{2} - \theta) + \tan(\lambda_m)] \\ &= \frac{1}{2} * (h_{\text{eau}} - y_F)^2 * [\cot(\theta) + \tan(\lambda_m)] \end{aligned} \quad (\text{C.16})$$

C.1.2.3 Calcul du point d'application de \vec{F}_δ dans un cas simple sans cohésion

Dans ce paragraphe, on calcule le point d'application de l'effort de poussée \vec{F}_δ dans un cas simple. On se base sur la méthode analytique présentée dans le *Chapitre 5* à partir de laquelle on calcule l'effort $d\vec{F}_\delta$ correspondant à une couche dh de remblai (toujours inclinée d'un angle θ). On peut ensuite calculer le moment de cette distribution d'effort (trapèze [TUVW] sur la *Figure C.3*) pour en déduire le point d'application de l'effort \vec{F}_δ . En simplifiant le modèle en ne considérant que les paramètres φ'_r , θ , δ et H la hauteur du mur, on peut écrire l'équilibre du système [TUVW] :

$$\vec{X} : dF_\delta * \cos(\delta) - (R_\varphi(h + dh/2) - R_\varphi(h - dh/2)) * \sin(\theta - \varphi'_r) = 0 \quad (\text{C.17})$$

$$\vec{Y} : dF_\delta * \sin(\delta) + (R_\varphi(h + dh/2) - R_\varphi(h - dh/2)) * \cos(\theta - \varphi'_r) - P(h) = 0 \quad (\text{C.18})$$

$$P(h) = \frac{h}{\sin(\theta)} * dh * \gamma_r \quad (\text{C.19})$$

De la même façon que dans le corps du manuscrit, on combine les équations selon $\cos(\theta - \varphi'_r) * \vec{X} + \sin(\theta - \varphi'_r) * \vec{Y}$ et on trouve :

$$\begin{aligned} dF_\delta &= \frac{h * dh * \gamma_r * \sin(\theta - \varphi'_r)}{\sin(\theta) * \cos(\delta + \varphi'_r - \theta)} \\ &= K(\theta, \varphi'_r, \delta) * h * dh \end{aligned} \quad (\text{C.20})$$

De là, on peut calculer le moment de l'effort total \vec{F}_δ (devant s'annuler) autour du point A, situé à une profondeur $z_{\text{poussée}}$, qui est le point d'application de la force de poussée \vec{F}_δ :

$$M(A) = K(\theta, \varphi'_r, \delta) * \left[\frac{H^3}{3} - z_{\text{poussée}} * \frac{H^2}{2} \right] = 0 \quad (\text{C.21})$$

$$(\text{C.22})$$

Cela donne quasiment directement $z_{\text{poussée}} = 2/3 * H$, quelque soit θ , φ'_r et δ .

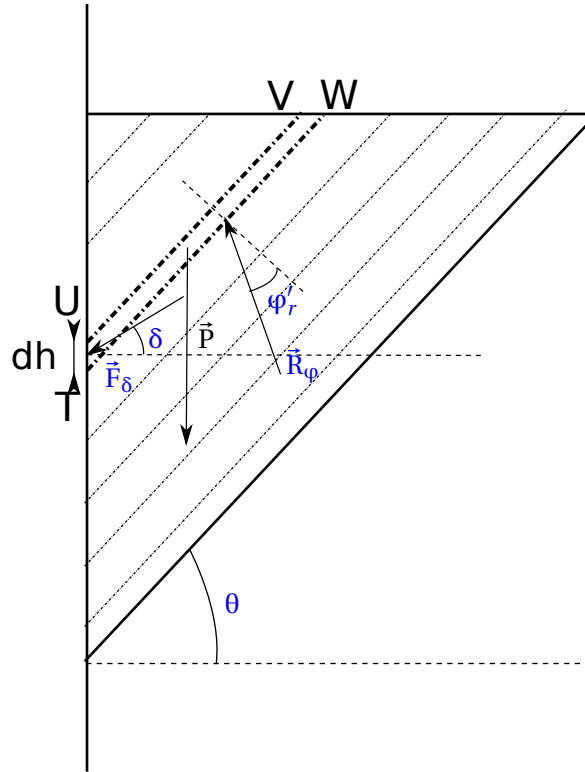


FIGURE C.3 – Découpage en tranches du coin de sol.

C.1.2.4 Calcul du point d'application de \vec{F}_δ dans un cas simple avec de la cohésion

À ce cas simple, on a souhaité ajouter une cohésion C' non nulle dans le sol (toujours sans cohésion d'interface), pour voir son influence sur le point d'application (A) de la force de poussée. L'équilibre de la tranche [TUVW] est modifié : on ajoute de la cohésion sur les segments [UV] et [TW] du trapèze par rapport à l'Équation C.19. La différence des efforts cohésifs sur les segments [UV] et [TW] est uniquement lié à la différence de longueur entre les deux segments, égale à $dL_C = \frac{dh}{\sin(\theta)}$. Ainsi, l'écriture de l'équilibre devient :

$$dF_\delta = \frac{h * dh * \gamma_r * \sin(\theta - \varphi'_r) - C' * dh * \cos(\varphi'_r)}{\sin(\theta) * \cos(\delta + \varphi'_r - \theta)} \quad (C.23)$$

$$= K'(\theta, \varphi'_r, \delta) * (h * dh * \gamma_r * \sin(\theta - \varphi'_r) - C' * dh * \cos(\varphi'_r))$$

En calculant le moment au point A, on obtient :

$$M(A) = K' * \left[\gamma_r * \sin(\theta - \varphi'_r) * \left(\frac{H^3}{3} - \frac{z_{\text{poussée}} * H^2}{2} \right) - C' * \cos(\varphi'_r) * \left(H * z_{\text{poussée}} - \frac{H^2}{2} \right) \right] = 0 \quad (C.24)$$

Cette dernière équation ne se résout pas aussi simplement que la précédente. De plus, il faut d'abord trouver le θ optimal avant de faire ce calcul. Sur la Figure C.4 est présentée l'influence de la cohésion sur le point d'application de la force de poussée (dans le cadre de l'Équation C.24) pour un cas particulier avec $H = 2,5\text{m}^1$. Plus la cohésion est importante, plus le point d'application est bas et son évolution n'est clairement pas linéaire. L'erreur de calcul de point d'application est importante pour $C' \geq 3\text{kPa}^2$. L'implémentation dans la méthode complète de la diminution de ce point d'application est fastidieuse et complexifierait fortement la procédure pour mener à bien un calcul. Un point d'application forfaitaire a donc été choisi, le même que dans le cas sans

1. Les autres paramètres sont $\delta = \varphi'_r = 30^\circ$, $\gamma_r = 20\text{kN.m}^{-3}$. Ils ont nettement moins d'influence sur le point d'application A de l'effort \vec{F}_δ .

2. Attention, cette conclusion dépend évidemment fortement de la hauteur du mur H, ici fixée à 2,5m.

cohésion : $z_{\text{poussée}} = 2/3 * H$. Un choix moins conservatif mais beaucoup plus proche de la réalité : $z_{\text{poussée}} = H/2$ pourrait être envisageable dans la suite des développements de la méthode, à condition d'en vérifier la validité vis-à-vis de la rupture en traction du remblai (*Section 5.4.2*).

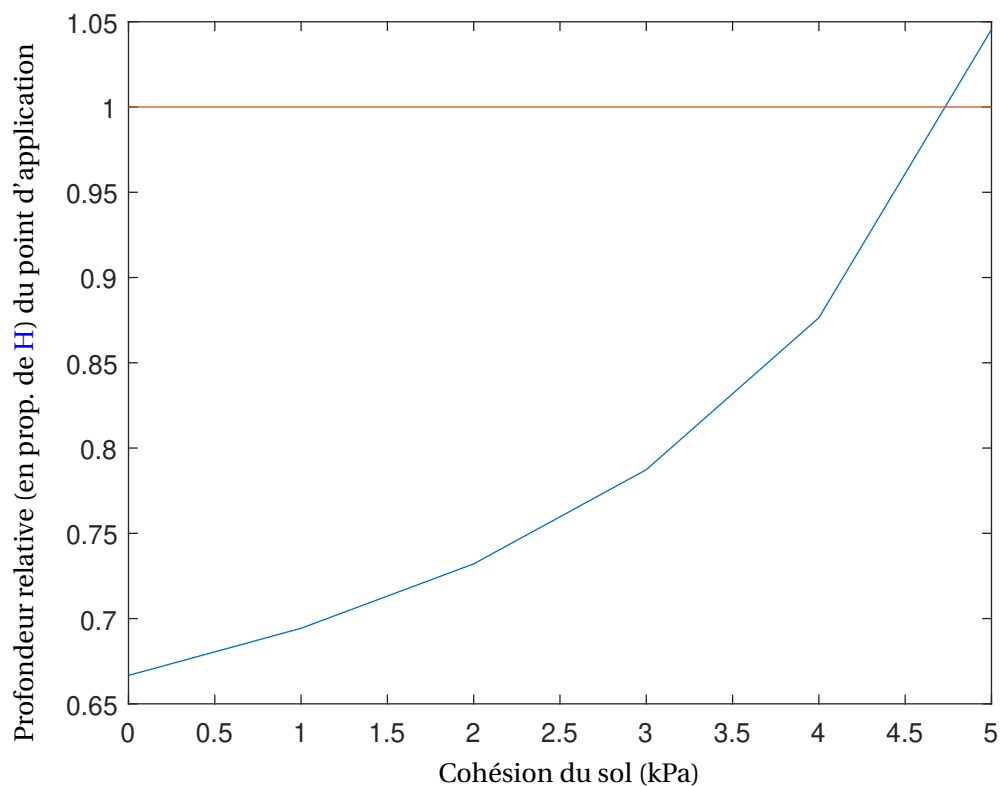


FIGURE C.4 – Profondeur relative (en proportion de H) du point d'application de la force de poussée en fonction de la cohésion du sol. Application à un mur de 2,5m

C.1.2.5 Points d'application des différentes forces de poussée.

Basée sur le *Tableau C.1*, les coordonnées des points d'application des poussées des différentes parties du coin de sol en rupture sont données dans le présent paragraphe (*Section 5.2.3* du manuscrit). J représente le point d'application de la poussée si seul le coin de sol $[FC'G]$ est considéré (sans présence de nappe, ni de séisme). K représente le point d'application de l'effort de poussée généré uniquement par une action pseudo-statique horizontale (toujours sans nappe d'eau), pour le coin $[FC'G]$. J' représente le point d'application de la poussée si seul le coin de sol (immergé) $[FE'E'']$ est considéré (sans séisme). K' représente le point d'application de l'effort de poussée généré par une action pseudo-statique horizontale (sans prise en compte du poids vertical) pour le coin $[FE'E'']$. N correspond au point d'application de l'effort de poussée en ne prenant en compte que la surcharge. Il est à égale distance (en relatif) du point C' sur le segment $[C'F]$ que le point M l'est de C' sur le segment $[C'G]$. L'action horizontale pseudo-statique de la surcharge agit au point C' . Le *Tableau C.2* récapitule les coordonnées de ces points. On notera que le point d'application de la poussée de l'eau du coin $[FE'E'']$ sur le mur correspond au même point que la force de poussée des terres du même coin, *ie* le point J' .

C.1.2.6 Calculs du centre de gravité du mur (partie $[EBCF]$)

Dans ce paragraphe, le calcul du centre de gravité de la partie du mur potentiellement instable $[EBCF]$ est détaillé. On découpe cette forme en 4 parties représentées sur la *Figure C.5*. Les surfaces

TABLEAU C.2 – Calculs des points d'application des efforts du coin de sol FE'E".

Point	Force relative	Abscisse	Ordonnée
J	Poids du coin [FC'G]	$x_J = \frac{2 * x_F + x_{C'}}{3}$	$y_J = \frac{2 * y_F + y_{C'}}{3}$
K	Incrément pseudo-statique du coin [FC'G]	$x_K = B - y_K * \tan(\lambda_m)$	$y_K = y_I$
J'	Poids du coin [FE'E"]	$x_{J'} = \frac{2 * x_F + x_{E'}}{3}$	$y_{J'} = \frac{2 * y_F + y_{E'}}{3}$
K'	Incrément pseudo-statique du coin [FE'E"]	$x_{K'} = B - y_{K'} * \tan(\lambda_m)$	$y_{K'} = y_{I'}$
N	Poids de la surcharge q	$x_N = B - y_N * \tan(\lambda_m)$	$y_N = y_F + \frac{y_G - y_M}{y_G - y_{C'}} * (y_{C'} - y_F)$

S_1, S_2, S_3 et S_4 sont associées aux centres de gravité G_1, G_2, G_3 et G_4 . Pour le calcul de S_4 , on utilise le point L, défini comme la projection horizontale du point F sur la droite (EB). Le centre de gravité G_{mur} est ensuite calculé par pondération des quatre parties : S_1, S_2, S_3 et S_4 .

C.1.3 Utilisation et implication de l'angle η

L'ajout de l'angle de rotation interne η dans le calcul du glissement est spécifique à la pierre sèche et est lié au fait que les contacts entre les pierres peuvent localement changer et qu'ainsi le plan de glissement préférentiel soit modifié, d'un angle correspondant à la rotation interne des pierres. Dans ce manuscrit, cette rotation est supposée être générée par l'excentricité de l'effort résultant R_{fond} . Mais cette rotation entraîne aussi un changement dans les bornes admissibles de ω . La borne ω_{min} , initialement égale à $\omega_{min} = -\alpha^3$, est augmentée pour atteindre $\omega_{min} = -\alpha + \eta$. En effet, sur la *Figure C.6*, on observe qu'après une rotation interne de chaque pierre d'un angle $\eta = 10^\circ$, la ligne de rupture ne peut plus être aussi inclinée vers le bas qu'à l'état initial : les pierres des lits inférieurs étant bloquées par la fondation.

3. Les signes opposés correspondent au fait que les sens positifs choisis ne sont pas les mêmes pour avoir au maximum des valeurs positives pour les angles. Ils dépendent donc de l'orientation préférentielle des angles considérés.

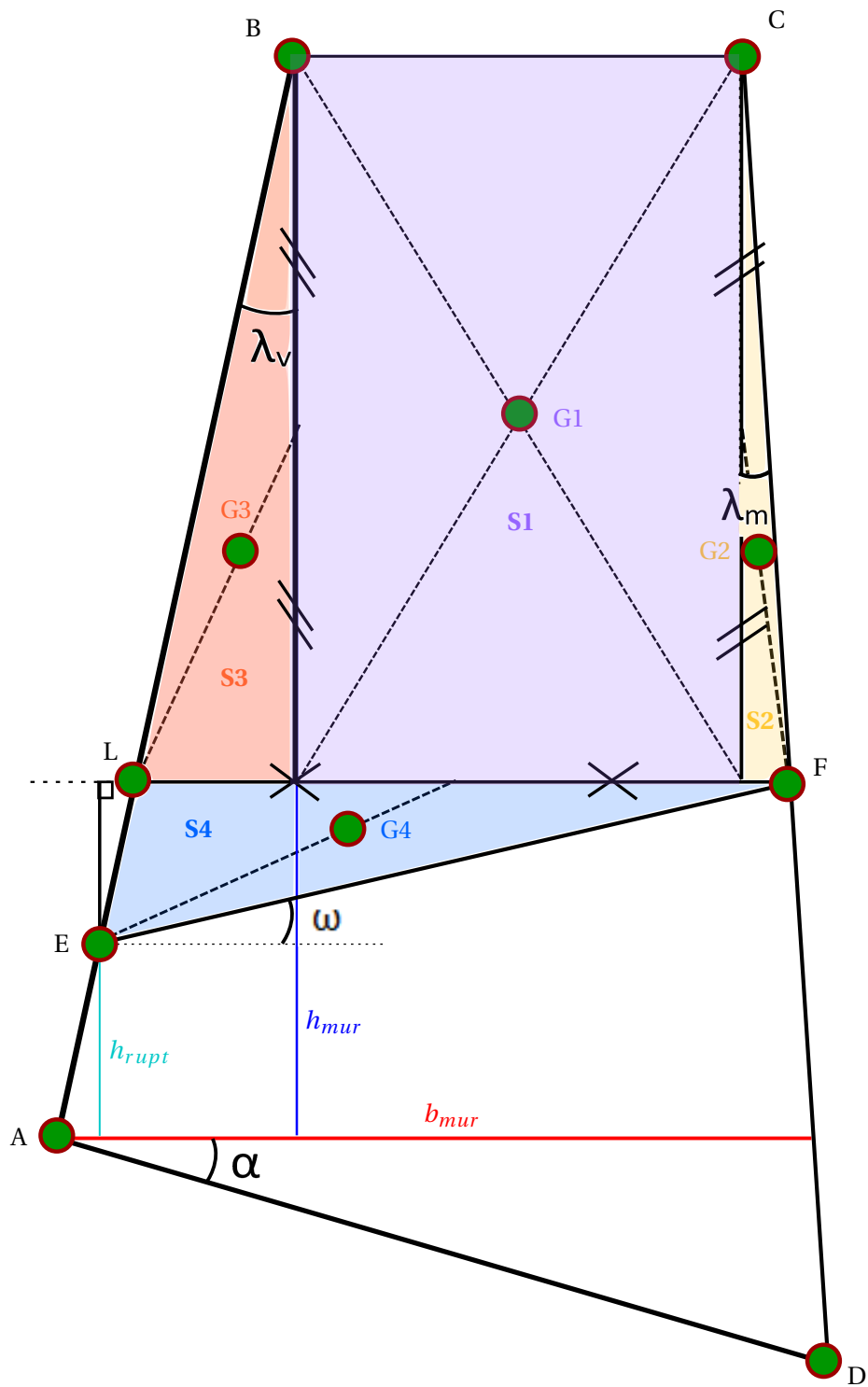


FIGURE C.5 – Découpage du mur en quatre géométries pour le calcul du centre de gravité.

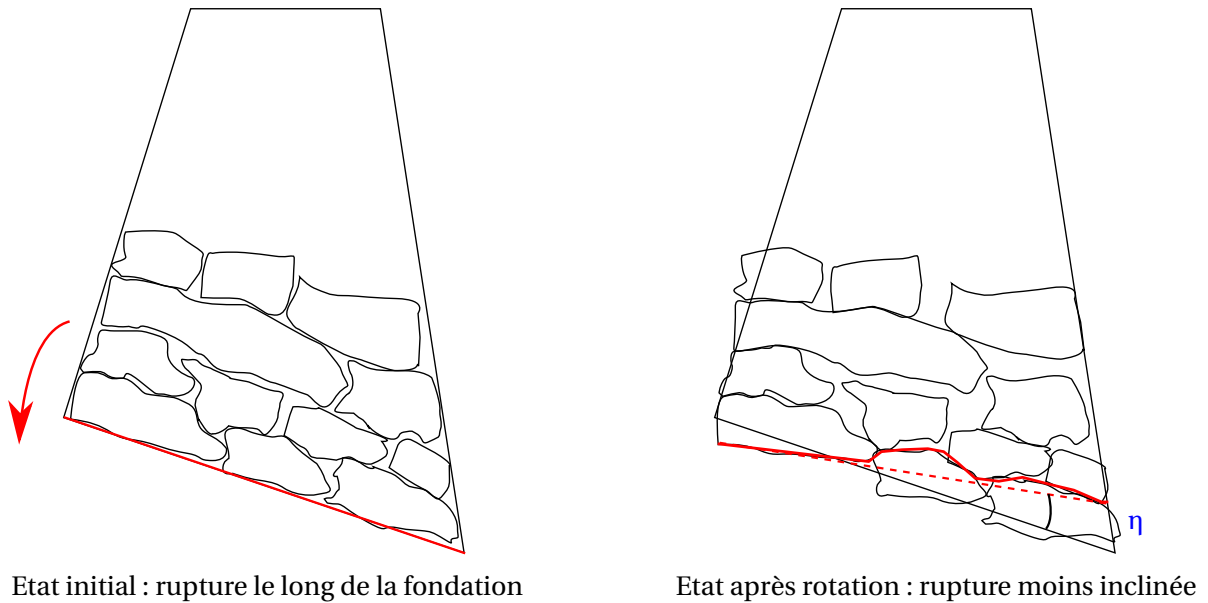


FIGURE C.6 – Changement de ligne de rupture et d'inclinaison du fait de la rotation interne des pierres caractérisée par l'angle η .

C.2 Exemples de codes sources VBA utilisés pour la modélisation des expériences pseudo-statiques.

Cette annexe présente deux exemples de codes VBA utilisés pour l'exploitation et l'automatisation de la méthode analytique d'étude de la stabilité des MSPS (*Chapitre 5*). Le premier code représente l'écriture en VBA du solveur d'Excel. Le deuxième présente un exemple de code pour calculer l'angle d'inclinaison provoquant la rupture des murs de soutènement expérimentaux (*Chapitre 3, Section 3.2*). Ce code procède par dichotomie et son fonctionnement est schématiquement décrit dans le corps du manuscrit sur la *Figure 5.11*. On note de plus que la vérification de la stabilité au renversement est d'abord effectuée. Si pour le système identifié à la limite du renversement, l'étude du glissement montre que le système est stable en glissement, il ne sert à rien d'étudier l'angle d'inclinaison qui provoquerait le glissement.

Sub Solve_Sliding()

```

Dim resultat As Double ' Ratio de stabilite

Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
' Initialisation des parametres variables (theta, h_rupt, omega)
Cells(32, 3).Value = Cells(6, 3).Value + 10 'theta = phi_r + 1 'Arbitrary
Cells(33, 3).Value = Cells(14, 3).Value / 4 'h_rupt = h_mur/2
Cells(34, 3).Value = 10 'omega = 1 : Arbitrary

' Initialisation des contraintes
Cells(36, 2).Value = 0.5 + Cells(4, 3).Value
Cells(36, 3).Value = 89.9

Cells(37, 2).Value = 0
Cells(37, 3).Value = Application.Min(Cells(3, 3).Value, Cells(14, 3).Value)
- Cells(15, 3).Value * Cells(38, 3).Value * 6.3 / 360

Cells(38, 2).Value = -Cells(11, 3).Value + Cells(11, 4).Value
' Les variables ne peuvent pas "sortir" de ces bornes de contraintes

' Definition du solveur
SolverReset
SolverOptions Estimates:=2, Convergence:=0.001, MultiStart:=True

```

```

SolverOk SetCell:="$N$25", MaxMinVal:=2, ValueOf:=0.34, ByChange:=
"$C$32,$C$33,$C$34", Engine:=2, EngineDesc:="GRG Nonlinear"
SolverAdd CellRef:="$C$32", Relation:=1, FormulaText:="$C$36"
SolverAdd CellRef:="$C$32", Relation:=3, FormulaText:="$B$36"
SolverAdd CellRef:="$C$33", Relation:=1, FormulaText:="$C$37"
SolverAdd CellRef:="$C$33", Relation:=3, FormulaText:="$B$37"
SolverAdd CellRef:="$C$34", Relation:=3, FormulaText:="$B$38"
SolverAdd CellRef:="$C$34", Relation:=1, FormulaText:="$C$38"
SolverSolve userfinish:=True

resultat = Cells(25, 14).Value
' $N$25 correspond au coeff de securite vis-a-vis du glissement
' (effort normal * coeff frottement / effort de cisaillement)
End Sub

Sub Comparaison_Expe_Simu()
' Comparaison_Expe_Simu Macro

'Parametres
Dim Fg As Double
Dim Fr As Double
Dim phi_m As Double
Dim gamma_m As Double
Dim gamma_r As Double
Dim h_mur As Double
Dim b_mur As Double
Dim phi_r As Double
Dim precision As Double ; equivalent a epsilon dans le corps du manuscrit.
Dim incli As Double
Dim incli_exp As Double
Dim min_incli As Double
Dim vi_incli As Double
Dim pas_incli As Double
Dim nb_lignes As Double
Dim delta As Double
Dim theta_rupt As Double
Dim omega_rupt As Double
Dim rupture As String

'Chargement des valeurs
Sheets("Différents résultats").Select
delta = Cells(8, 7).Value
Fg = Cells(9, 7).Value
Fr = Cells(10, 7).Value
phi_m = Cells(5, 7).Value
phi_r = Cells(7, 7).Value
precision = Cells(11, 8).Value
vi_incli = Cells(14, 8).Value
pas_incli = Cells(14, 9).Value
min_incli = Cells(14, 7).Value
nb_lignes = Cells(28, 4).Value

'initialisation
Sheets("Comparaison Exp inclinaison").Select
Cells.Delete Shift:=xlUp ' Nettoyage de la feuille
'Mise en forme des résultats (bordures, alignements, nombres) - Tronques
'Première ligne du tableau
Sheets("Comparaison Exp inclinaison").Select
Cells(1, 1).Value = ChrW(946) & " = 0 et " & ChrW(955) & " = 0"
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Merge
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).VerticalAlignment = xlCenter
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).HorizontalAlignment = xlCenter
'Bordures
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Borders(xlEdgeLeft).LineStyle = xlContinuous

```

```

Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Borders(xlEdgeLeft).LineStyle = xlContinuous
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Borders(xlEdgeLeft).Weight = xlMedium
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Borders(xlEdgeRight).LineStyle = xlContinuous
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Borders(xlEdgeRight).Weight = xlMedium
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Borders(xlEdgeTop).LineStyle = xlContinuous
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Borders(xlEdgeTop).Weight = xlMedium
Range(Cells(1, 1), Cells(1, 8)).Borders(xlEdgeBottom).LineStyle = xlContinuous
'Creation du graphique
Dim objChart As ChartObject
Dim sheet As Worksheet
Dim Gauche As Single, Haut As Single, Largeur As Single, Hauteur As Single
Dim i as integer 'Sert pour appeler le graphique a la fin
Sheets("Comparaison Exp inclinaison").Select
Gauche = Cells(4 + nb_lignes, 1).Left
Haut = Cells(4 + nb_lignes, 1).Top
Largeur = 500
Hauteur = 300

Set sheet = Sheets("Comparaison Exp inclinaison")
Set objChart = sheet.ChartObjects.Add(Gauche, Haut, Largeur, Hauteur)
objChart.Chart.ChartType = xlXYScatter

'Debut calculs
Sheets("Differents resultats").Select
ligne = 17 ' Zone ou sont stockes les resultats.
While (ligne < 17 + nb_lignes)
    'Recuperation et mise a jour des valeurs
    Sheets("Differents resultats").Select
    b_mur = Cells(ligne, 6).Value
    h_mur = Cells(ligne, 7).Value
    gamma_r = Cells(ligne, 8).Value
    incli_exp = Cells(ligne, 9).Value 'Utile pour la comparaison
    gamma_m = Cells(ligne, 10).Value
    Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
    Cells(2, 3).Value = gamma_r
    Cells(3, 3).Value = phi_r
    Cells(6, 3).Value = gamma_m
    Cells(7, 3).Value = phi_m
    Cells(8, 3).Value = h_mur
    Cells(9, 3).Value = b_mur
    Cells(10, 3).Value = delta

    Cells(16, 14).Value = Fg
    Cells(16, 17).Value = Fr

    Cells(13, 3).Value = 0 ' pas de seisme
    Cells(14, 3).Value = 0 ' pas de seisme

Dim incli2 As Variant
Dim incli1 As Variant

Dim marge_renversement As Variant
Dim marge_glissement As Variant

incli = vi_incli
incli1 = incli
incli2 = incli
Cells(17, 3).Value = incli
'Suivi de l'evolution sur la Feuille Excel
Cells(24, 13).Value = "incli1"
Cells(25, 13).Value = "incli"
Cells(26, 13).Value = "incli2"
Cells(24, 14).Value = incli1
Cells(25, 14).Value = incli
Cells(26, 14).Value = incli2

```

```

' Renseignement dans le tableau des resultats.
Sheets("Comparaison Exp inclinaison"). Select
Cells(3 + ligne - 17, 1).Value = (h_mur - 1.12) / b_mur
Cells(3 + ligne - 17, 2).Value = gamma_r
Cells(3 + ligne - 17, 3).Value = gamma_m
Cells(3 + ligne - 17, 7).Value = incli_exp

'Partie solveur
Sheets("Param-Equisol-Equimur"). Select
call Solve_toppling()
marge_reversement = Cells(24, 17).Value
' Affichage pour suivre l'evolution
Cells(29, 14).Value = marge_reversement
While (marge_reversement > Fr + precision Or marge_reversement < Fr)
  If (marge_reversement > Fr + precision) Then
    If (incli >= incli2) Then
      incli2 = incli
      incli1 = incli
      incli = incli + pas_incli
      Sheets("Param-Equisol-Equimur"). Select
      Cells(17, 3).Value = incli
      Cells(24, 14).Value = incli1
      Cells(25, 14).Value = incli
      Cells(26, 14).Value = incli2
      call Solve_toppling()
    Else
      incli1 = incli
      incli = (incli1 + incli2) / 2
      Sheets("Param-Equisol-Equimur"). Select
      Cells(17, 3).Value = incli
      Cells(24, 14).Value = incli1
      Cells(25, 14).Value = incli
      Cells(26, 14).Value = incli2
      call Solve_toppling()
    End If
  ElseIf (marge_reversement < Fr) Then
    If (incli <= incli1) Then
      incli1 = incli
      incli2 = incli
      incli = Application.Max(incli - pas_incli, min_incli)
      Sheets("Param-Equisol-Equimur"). Select
      Cells(17, 3).Value = incli
      Cells(24, 14).Value = incli1
      Cells(25, 14).Value = incli
      Cells(26, 14).Value = incli2
      call Solve_toppling()
    Else
      incli2 = incli
      incli = (incli1 + incli2) / 2
      Sheets("Param-Equisol-Equimur"). Select
      Cells(17, 3).Value = incli
      Cells(24, 14).Value = incli1
      Cells(25, 14).Value = incli
      Cells(26, 14).Value = incli2
      call Solve_toppling()
    End If
  Else
  End If
  Sheets("Param-Equisol-Equimur"). Select
  marge_reversement = Cells(24, 17).Value
  Cells(29, 14).Value = marge_reversement
  theta_rupt = Cells(26, 3).Value
  omega_rupt = Cells(28, 3).Value
  rupture = "Renversement"

```



```

If (incli2 = min_incli And incli1 = min_incli) Then
    marge_renversement = Fr
End If
Wend

' Verification au glissement
Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
call Solve_sliding()
marge_glissement = Cells(19, 14).Value
Cells(30, 14).Value = marge_glissement
call Solve_sliding()
' Si le glissement n'est pas dimensionnant, on ne calcule rien
If (marge_glissement < Fg) Then
    incli1 = incli
    incli2 = incli
    incli = Application.Max(incli - pas_incli, min_incli)
    Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
    Cells(17, 3).Value = incli
    Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
    call Solve_sliding()
    marge_glissement = Cells(19, 14).Value
    Cells(30, 14).Value = marge_glissement
    While (marge_glissement < Fg Or marge_glissement > Fg + precision)
        Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
        If (marge_glissement < Fg) Then
            If (incli < incli1) Then
                incli2 = incli
                incli1 = incli
                incli = Application.Max(incli - pas_incli, min_incli)
                Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
                Cells(17, 3).Value = incli
                Cells(24, 14).Value = incli1
                Cells(25, 14).Value = incli
                Cells(26, 14).Value = incli2
                call Solve_sliding()
            Else
                incli2 = incli
                incli = (incli1 + incli2) / 2
                Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
                Cells(17, 3).Value = incli
                Cells(24, 14).Value = incli1
                Cells(25, 14).Value = incli
                Cells(26, 14).Value = incli2
                call Solve_sliding()
            End If
        ElseIf (marge_glissement > Fg + precision) Then
            If (incli2 = min_incli And incli1 = min_incli) Then
                marge_glissement = Fg
            End If
            If (incli > incli2) Then
                incli2 = incli
                incli1 = incli
                incli = incli + pas_incli
                Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
                Cells(17, 3).Value = incli
                Cells(24, 14).Value = incli1
                Cells(25, 14).Value = incli
                Cells(26, 14).Value = incli2
                call Solve_sliding()
            Else
                incli1 = incli
                incli = (incli1 + incli2) / 2
                Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
                Cells(17, 3).Value = incli
                Cells(24, 14).Value = incli1

```

```

        Cells(25, 14).Value = incli
        Cells(26, 14).Value = incli2
        call Solve_sliding()
    End If
Else
End If
marge_glissement = Cells(19, 14).Value
Cells(30, 14).Value = marge_glissement
If (marge_glissement > Fg + precision And
incli2 = min_incli And incli1 = min_incli) Then
    marge_glissement = Fg
End If
Wend
omega_rupt = Cells(28, 3).Value
theta_rupt = Cells(26, 3).Value
rupture = "Glissement"
Sheets("Param-Equisol-Equimur").Select
call Solve_toppling()
marge_reversement = Cells(24, 17).Value
If (marge_reversement < Fr + precision) Then
    rupture = "Glissement et renversement"
    'Les deux ratios sont atteints.
Else
End If
Else
If (marge_glissement < Fg + precision) Then
    rupture = "Renversement et glissement"
    'Les deux ratios sont atteints.
Else
End If
End If
Sheets("Comparaison Exp inclinaison").Select
Cells(3 + ligne - 17, 4) = theta_rupt
Cells(3 + ligne - 17, 5) = omega_rupt
Cells(3 + ligne - 17, 6) = rupture
Cells(3 + ligne - 17, 8) = incli
ligne = ligne + 1
Wend

'Ajout d'une serie dans le graphique
objChart.Chart.SeriesCollection.NewSeries
objChart.Chart.SeriesCollection(1).Name = "Experience"
objChart.Chart.SeriesCollection(1).XValues = Range(Cells(3, 1), Cells(3 + nb_lignes - 1, 1))
objChart.Chart.SeriesCollection(1).Values = Range(Cells(3, 7), Cells(3 + nb_lignes - 1, 7))
objChart.Chart.SeriesCollection(1).MarkerSize = 4
'Ajout d'une serie dans le graphique
objChart.Chart.SeriesCollection.NewSeries
objChart.Chart.SeriesCollection(2).Name = "Simulation"
objChart.Chart.SeriesCollection(2).XValues = Range(Cells(3, 1), Cells(3 + nb_lignes - 1, 1))
objChart.Chart.SeriesCollection(2).Values = Range(Cells(3, 8), Cells(3 + nb_lignes - 1, 8))
objChart.Chart.SeriesCollection(2).MarkerSize = 4

If (i = 1) Then
    objChart.Chart.HasTitle = True
    objChart.Chart.ChartTitle.Characters.Text = "Comparaison Simulation-Experience"
End If
objChart.Chart.Axes(xlCategory).MinimumScale = 0
objChart.Chart.Axes(xlCategory).MaximumScale = 5
objChart.Chart.ChartArea.Select
objChart.Chart.SetElement (msoElementPrimaryCategoryAxisTitleAdjacentToAxis)
Selection.Format.TextFrame2.TextRange.Characters.Text = "Elancement"
objChart.Chart.SetElement (msoElementPrimaryValueAxisTitleRotated)
Selection.Format.TextFrame2.TextRange.Characters.Text = "Angle d'inclinaison de rupture"

End Sub

```

Le même type de script a été utilisé pour chaque calcul présentés dans le corps du manuscrit. Parfois, en fonction de la longueur du calcul et du nombre de dimensionnements à effectuer, les solveurs (glissement et renversement) n'ont été appelés qu'au début et à la fin. En effet, les paramètres optimums (θ_{rupt} , ω_{rupt} et h_{rupt}) ne varient pas beaucoup lors du dimensionnement (avec la modification de B , h_{eau} , $h_{remblai}$, a_h ou de ψ). L'appel au solveur à la fin de la procédure permet de vérifier cette propriété. Si d'aventure les paramètres changent beaucoup⁴, la procédure est relancée. L'ensemble converge bien car le « nouveau départ » est plus proche du résultat final, où le ratio est égal au coefficient de sécurité que le précédent, choisi arbitrairement pour le premier départ.

C.3 Influence de h_c , hauteur de sol ne poussant pas sur le mur.

C.3.1 Estimation de h_c d'après LIN et collab. [2015]

Dans ce paragraphe l'Équation 5.23 du manuscrit tirée des travaux de LIN et collab. [2015] est détaillée. On la réécrit ci-dessous :

$$h_c = \frac{a_2 * C'_{int} * \cos(\psi) - a_3 * C' * \cos(\psi)}{a_1 * \gamma_r * (1 + a_v)} - \frac{q}{\gamma_r} \quad (C.25)$$

On détaille les expressions des paramètres intermédiaires a_1 , a_2 et a_3 . Les symboles correspondent aux symboles utilisés dans le Chapitre 5 : des transcriptions ont donc eues lieu par rapport aux symboles utilisés par LIN et collab. [2015].

$$a_1 = \frac{\cos(\varphi'_r + \pi/2 - \theta - \psi) * [\cos(\beta + \pi/2 - \theta) * \sin(\lambda_m + \psi) + \cos(\lambda_m - \beta) * \sin(\psi - \pi/2 + \theta)]}{\cos(\pi/2 - \theta + \beta) * \sin(\beta + \varphi'_r + \pi/2 - \theta - \lambda_m - \delta - \varphi'_r) + \cos(\varphi'_r + \pi/2 - \theta + \lambda_m + \delta) * \sin(\beta + \psi)}$$

$$a_2 = \frac{\cos(\beta + \varphi'_r + \pi/2 - \theta - \lambda_m - \psi) + \sin(\lambda_m + \varphi'_r + \pi/2 - \theta) * \cos(\beta + \psi)}{\sin(\beta + \varphi'_r + \pi/2 - \theta - \lambda_m - \delta - \psi) + \cos(\varphi'_r + \pi/2 - \theta + \lambda_m + \delta) * \sin(\beta + \psi)}$$

$$a_3 = \frac{\cos(\lambda_m - \beta) * \cos(\beta + \psi) * \cos(\varphi'_r)}{\cos(\pi/2 - \theta + \beta) * \sin(\beta + \varphi'_r + \pi/2 - \theta - \lambda_m - \delta - \psi) + \cos(\varphi'_r + \pi/2 - \theta + \lambda_m + \delta) * \sin(\beta + \psi)}$$

C.3.2 Analyse de la stabilité d'un mur sous UDEC : influence de h_c

Pour compléter l'étude de la rupture du remblai en traction présentée dans le corps du manuscrit (Section 5.4.2.3), on compare ici la stabilité de deux murs de soutènement quasiment identiques. Les deux murs ont les mêmes paramètres géométriques et mécaniques sauf la largeur du mur B qui est issue du dimensionnement donné par la méthode analytique décrite au Chapitre 5. Les deux dimensionnements diffèrent dans le sens où le premier ne tient pas compte de la hauteur h_c où la cohésion n'est pas complètement mobilisée et le deuxième tient compte de cette diminution de la cohésion sur le segment [G*G], correspondant à une profondeur de sol h_c . On a donc $B_A = 0,91m > 0,81m = B_B$. Le Tableau C.3 récapitule les données géométriques et mécaniques des deux murs. On note que la valeur de l'angle η est prise nulle car la modélisation sous UDEC ne permet pas de tenir compte de ce paramètre, ou du moins de contrôler cette valeur dans les essais numériques.

Le logiciel numérique basé sur les éléments discrets UDEC est utilisé pour simuler les deux murs et vérifier si effectivement la non prise en compte de la réduction de la cohésion sur la hauteur de sol h_c affecte la stabilité du mur. Les simulations ayant été lancées sur des exemplaires uniques, il n'a pas été nécessaire de calibrer tous les paramètres numériques pour diminuer les temps de calculs. Malgré la réduction du maillage, les simulations ont été très coûteuses en temps de calcul. Il aura fallu un mois pour aboutir à la limite de capacité de stockage d'UDEC (version 5).

4. « Beaucoup » étant relié à la précision utilisée pour le calcul.

TABLEAU C.3 – Paramètres géométriques et mécaniques des murs de soutènement testés sous UDEC.

	Mur A (sans prise en compte de h_c)	Mur B (sans prise en compte de h_c)
Paramètres géométriques		
B (m)	0,907m	0,809m
H (m)	5m	5m
λ_v (%)	10%	10%
λ_m (%)	0%	0%
α (°)	6°	6°
β (°)	0°	0°
h (hauteur pierre) (cm)	10cm	10cm
b (longueur pierre) (cm)	27,5cm	27,5cm
Paramètres mécaniques		
ϕ'_m (°)	28°	28°
γ_m (kN.m ⁻³)	20kN.m ⁻³	20kN.m ⁻³
ϕ'_r (°)	28°	28°
γ_r (kN.m ⁻³)	20kN.m ⁻³	20kN.m ⁻³
C' (kPa)	10kPa	10kPa
η (°)	0°	0°
ω_{\max} (°)★	20°	20°

★ ω_{\max} est estimé via l'Équation 5.20.

Même à cet instant, ni la stabilité du mur A, ou du mur B, ni l'instabilité du mur B, ou du mur A, n'ont été obtenues. N'ayant pas de certitudes quant à la réussite des calculs, aucune autre simulation n'a été effectuée sur ces deux murs.

Annexe D

Glossaire et liste des acronymes

2D Deux dimensions. Un modèle 2D ne reproduit pas les mêmes équations qu'un modèle 3D et manipule des tenseurs 2×2 . Les lois de comportement sont adaptées par rapport aux lois de comportement réelles, en **3D**. [287](#)

3D Trois dimensions. Se réfère à un phénomène qui se produit dans les trois directions. Un objet ou phénomène réel est très souvent en trois dimensions. Lorsqu'aucun déplacement n'est observable dans une direction donnée, on parle de 3D de déformation plane, qui permet des simplifications dans l'étude des phénomènes. Dans ce manuscrit, on s'est placé dans le cadre de cette hypothèse pour l'étude des modes de rupture des murs de soutènement de talus en pierre sèche. [2](#), [5](#), [17](#), [23](#), [26](#), [28](#), [33](#), [35](#), [36](#), [67](#), [134](#), [175](#), [285](#)

3DEC 3D Distinct Element Code. Logiciel numérique en trois dimensions développé par ITASCA pour simuler des assemblages de blocs distincts. 3DEC utilise une approche mixte discrète-continue. [xi](#), [33](#)

ACC2 - ACC11 Différents accéléromètres utilisés pour les expériences dynamiques (*Chapitre 3*). Ceux-ci sont positionnés sur les différentes parois de la maquette, principalement sur le contenant. [92–94](#), [96](#), [104](#), [139](#), [140](#)

ACV Analyse de Cycle de Vie. Évaluation du coût environnemental d'un objet. Celle-ci intègre les phases d'extraction des matériaux, transports, transformation, mise en œuvre, utilisation, maintenance, traitement en fin de vie, bien qu'une analyse exhaustive soit bien souvent compliquée à effectuer. Elle peut concerner la consommation d'énergie, l'émission de gaz à effet de serre (GES) ou d'autres données permettant de quantifier, partiellement, l'impact environnemental de l'objet. [14](#)

AFPS Association Française du génie ParaSismique. Jusqu'à la rédaction de l'Eurocode 8, l'AFPS gérait la réglementation sismique française. [35](#)

boutisse Pierre (ou bloc) disposée avec son grand côté dans la largeur **B** du mur. [11](#)

CEA Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives. Organe de recherche et d'étude des installations énergétique, dont principalement les centrales nucléaires. Il recense, entre autres, l'intensité des séismes en France. [147](#)

DDA Discontinuous Deformation Analysis. Méthode numérique **DEM** où l'équilibre des particules est calculé via la minimisation de l'énergie potentielle des éléments. Les éléments peuvent aussi être déformables. [65](#)

DEM Discrete (ou Distinct) Element Method. Méthode aux Éléments Discrets en Français. Étude de plusieurs corps en contact les uns avec les autres. Nécessite l'usage de lois de contacts. [29–33](#), [35](#), [62](#), [65](#), [66](#), [115](#), [119](#), [121](#), [124](#), [180](#), [225](#), [255](#), [285](#)

DSRWs Dry Stone Retaining Walls. [v](#), [316](#)

- DTU** Document Technique Unifié. Il permet la normalisation de la construction en France. [x](#), [161](#), [192](#)
- ECL** École Centrale de Lyon. [iv](#)
- ELS** États Limites de Service. Définit les charges maximales supportables par une structure de génie civil avant qu'une ou plusieurs fonctionnalités, non structurelles, ne soient plus assurées (planéité, alignement, électricité). Les calculs de dimensionnement assurent que les ELS ne sont pas atteints en situation nominale d'utilisation de l'ouvrage, mais pas forcément dans une situation accidentelle. [209–211](#), [217](#), [228](#)
- ELU** États Limites Ultimes. Définit les charges ultimes que l'on peut appliquer à un ouvrage de génie civil avant d'obtenir la ruine de l'ouvrage. Les calculs de dimensionnement vont assurer d'être toujours loin de ces ELU, même lors de situations accidentelles, tout au long de la vie de l'ouvrage. [209–211](#), [228](#)
- ELU Acc** États Limites Ultimes Accidentels. Ils sont liés à des événements extérieurs rares (séismes, inondations, éboulement. Dans le calcul de dimensionnement, ces accidents ne peuvent pas se cumuler avec une surcharge exceptionnelle (voir [ELU STR/GEO](#)). Dans ce manuscrit, seul l'[ELU Sismique](#) relative au risque sismique a été considéré. [209](#), [210](#)
- ELU EQU** États Limites Ultimes d'Équilibre. Consiste à vérifier que les éléments rigides sont stables, même si les charges sont sur ou sous évaluées.. [210](#), [212](#), [217](#)
- ELU Sismique** États Limites Ultimes Sismiques. Consiste à vérifier que la structure est stable même lors d'un séisme, en tenant compte d'une réduction des propriétés frottantes des sols, du fait des larges déformations qui se produisent au cours d'un tremblement de terre. [210](#), [211](#), [219](#), [286](#)
- ELU STR/GEO** États Limites Ultimes Structurels et Géotechniques. Consiste à vérifier que les matériaux, au niveau local, supporte les charges à reprendre, en considérant des charges exceptionnelles et en considérant que l'hétérogénéité naturelle des matériaux nécessite de s'éloigner de la charge ultime. [210](#), [211](#), [217](#), [218](#), [286](#)
- ENTPE** École Nationale des Travaux Publics de l'État, Lyon. [iii](#), [iv](#)
- Eurocode 7** Documents européen de normalisation pour les ouvrages géotechniques. Il possède une transcription nationale. [16](#), [17](#), [80](#), [81](#), [209–211](#), [217–220](#), [224](#), [226](#)
- Eurocode 8** Documents européen de normalisation pour le dimensionnement sismique des ouvrages de génie civil. Il possède une transcription nationale. [v](#), [vii](#), [35](#), [43](#), [66](#), [69](#), [73](#), [163](#), [209](#), [211](#), [212](#), [226](#), [316](#)
- Fascicule 62** Ancienne réglementation concernant le dimensionnement des ouvrages de Génie Civil. [x](#), [161](#), [192](#), [211](#), [218](#), [291](#)
- FEM** Finite Element Method (Méthode aux Éléments Finis en Français). Modélisation des objets d'études par un ou plusieurs milieux continus, avec une ou des lois de comportement régissant le comportement interne des matériaux. [29](#), [30](#), [33](#), [34](#), [39](#), [49](#), [61–65](#)
- FLAC** Fast Lagrangian Analysis of Continua. Logiciel numérique développé par ITASCA pour l'étude de milieux continus en 3D de déformation plane. [UDEP](#) utilise les mêmes équations pour la partie continue de ces éléments. [31](#), [63](#), [136](#)
- FRS** Faible Risque Sismique. Exemple type d'implantation d'un mur de soutènement en pierre sèche (MSPS) associée à un faible risque sismique. [xvi](#), [218](#), [219](#)
- GRS** Grand Risque Sismique. Exemple type d'implantation d'un mur de soutènement en pierre sèche (MSPS) associée à un fort/grand risque sismique. [xvi](#), [218](#), [219](#)
- HN31** Sable d'Hostun (Carrière SIKA) successeur du sable d'Hostun RE, presque identique au sable d'Hostun S28. [xii](#), [78](#), [79](#), [101](#), [288](#)

- HSM** Horizontal Slice Method. Découpage par tranche horizontal d'un massif de sol pour en étudier la stabilité. Cette méthode est très utilisée pour les sols renforcé avec du géotextiles. [51](#)
- LSR** Log Spirale Rankine. Méthode d'équilibre limite similaire à la méthode du coin de Coulomb. La différence réside dans le fait que la surface de rupture traversant le sol n'est plus un plan mais un surface avec une courbure logarithmique. Ce type de surface de rupture est plus adaptée aux surfaces de rupture réelles, bien que les différences qui en résultent au niveau des calculs géotechniques sont faibles. [47](#), [48](#)
- LTDS** Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, Lyon - Sainte-Étienne. [iv](#)
- LVDT** Linear Variable Differential Transducer. Capteur de déplacement (nommé LVDT6) positionné en haut du remblai lors des expériences dynamiques (*Chapitre 3*). [92](#), [93](#), [98](#), [241](#)
- M-O** Mononobe-Okabe. Se réfère à la méthode Mononode-Okabe, d'après les travaux des mêmes auteurs. Cette méthode, autrement appelée méthode pseudo-statique permet l'étude simplifiée des systèmes géotechniques soumis à des séismes. [39](#), [44](#), [45](#), [47](#), [48](#), [56](#), [61](#), [63](#)
- MSPS** Mur de Soutènement en Pierre Sèche. [vii](#), [xi–xvi](#), [1–3](#), [5](#), [9–15](#), [17–37](#), [43](#), [54–56](#), [66](#), [67](#), [73–75](#), [81](#), [84](#), [85](#), [88](#), [113](#), [115](#), [117](#), [119](#), [123](#), [130](#), [132–135](#), [144–147](#), [151](#), [155–157](#), [159](#), [161](#), [163](#), [164](#), [166](#), [171](#), [173–175](#), [179](#), [182–185](#), [187](#), [188](#), [190–210](#), [213](#), [215–228](#), [247–250](#), [277](#), [289–295](#), [316](#)
- Mur 1 - Mur 4** Différents murs types en termes de géométrie qui ont été testés via le modèle numérique dynamique (*Chapitre 4*). [151](#), [156](#)
- MUR1 - MUR5** Différents murs de soutènement en pierre sèche (MSPS) représentatifs des structures réelles en termes de géométrie et de propriétés mécaniques du massif retenu. [xvi](#), [216–223](#)
- onde P** Onde sismique de compression générée lors d'un séisme. Ce type d'onde se propage très souvent plus rapidement que les ondes de cisaillement (**onde S**). On les observe donc au début d'un enregistrement sismique. [52](#), [287](#)
- onde S** Onde sismique de cisaillement générée lors d'un séisme. Ce type d'onde se propage très souvent plus lentement que les ondes de compression (**onde P**). On les observe donc à la fin d'un enregistrement sismique. C'est aussi le plus souvent les ondes S qui ont les plus fortes amplitudes au cours d'un séisme. [52](#), [287](#), [295](#)
- panneresse** Pierre (ou bloc) disposée avec son grand côté dans la longueur **L** du mur. [11](#)
- PFC2D** Particle Flow Code **2D**. Logiciel numérique développé par ITASCA pour l'étude d'assemblages de particules en interaction les unes avec les autres. C'est un logiciel qui manie uniquement des éléments discrets. Attention, il manipule des tenseurs en deux dimensions. [31](#)
- PFS** Principe Fondamental de la Statique. 1^{er} principe de Newton. Tout solide à l'équilibre voit la somme des forces s'y appliquant s'annuler. [163](#), [172](#)
- PGA** Peak Ground Acceleration. Accélération maximale relevée sur le rocher au cours d'un séisme. [37](#), [41](#), [49](#), [59](#), [60](#), [64](#)
- PGD** Peak Ground Displacement. Déplacement maximal relevé sur le rocher au cours d'un séisme. [42](#)
- PGV** Peak Ground Velocity. Vitesse maximale relevée sur le rocher au cours d'un séisme. [37](#), [42](#), [49](#), [64](#)
- RESORCE** REference database for Seismic grOund-motion pRediction in Europe. Base de données référençant les séismes en Europe. <https://www.resorce-portal.eu/>. [xi](#), [41](#), [147](#)
- RF** Sable d'Hostun (Carrière SIKA) beaucoup utilisé dans les années 1990-2000 pour les essais de laboratoire. [xii](#), [xv](#), [xvi](#), [78](#), [79](#), [143](#), [231](#), [235–237](#), [287](#), [288](#)

- S28** Sable d'Hostun (Carrière SIKA) successeur du sable d'Hostun [RF](#). Sable beaucoup utilisé pour les essais de laboratoire. [x](#), [xii](#), [xv](#), [75](#), [76](#), [78–80](#), [84](#), [95](#), [99](#), [101](#), [103](#), [231](#), [234](#), [235](#), [237](#), [288](#)
- S616D** Numéro de série de la mousse absorbante utilisée pour les expériences dynamiques en fond de remblai (*Chapitre 3*). [xv](#), [96](#), [139](#)
- SIKA** Entreprise exploitant les carrières dont sont issus les sables d'Hostun [RF](#), [S28](#) et [HN31](#). [78](#)
- UDEC** Universal Distinct Element Code. Logiciel numérique développé par ITASCA pour étudier les assemblages de blocs distincts. UDEC utilise une approche mixte discrète-continue. [ix](#), [x](#), [xii](#), [xiv–xvi](#), [26](#), [30–33](#), [67](#), [117](#), [119–121](#), [123](#), [125](#), [129](#), [135–137](#), [139](#), [141](#), [144](#), [157](#), [180](#), [251](#), [253](#), [254](#), [256](#), [260](#), [263](#), [264](#), [267](#), [283](#), [284](#), [286](#), [289–293](#), [295](#)
- UNESCO** Organisation des Nations Unies pour l'Éducation, la Science et la Culture (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organisations en Anglais). [xi](#), [9](#)
- VBA** Visual Basic for Applications. Langage numérique pour coder des opérations sur la suite de Microsoft Office. [xiii](#), [177](#), [178](#), [183](#), [277](#)

Annexe E

Liste des symboles

- A**, **B**, **C**, **D**, **E**, **F**, **C'**, **G** Points géométriques définissant les différents éléments dans la modélisation analytique. 164
- A_b - D_b Les quatre murs expérimentaux testés par BURGOYNE [1853]. 17, 18, 30
- A_c Aire du contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 120, 121
- Acc Amplitude (en accélération) des vibrations soumises au modèle expérimental. 112, 139
- \vec{a} Vecteur accélération. 253
- a_{crit} Résistance pseudo-statique d'un mur de soutènement. 48–51, 55, 64, 148, 150, 151, 156
- a_{gR} Accélération au rocher de référence en France. C'est la base du calcul de l'accélération de dimensionnement à utiliser pour un projet de dimensionnement sismique. xv, xvi, 42, 43, 212, 213, 218, 222, 289
- a_h Accélération de dimensionnement horizontale. a_h dépend de a_{gR} , S , S_T , γ_I et de r . xvi, 43–45, 49, 51, 73, 74, 167–172, 175, 189, 202–204, 206–208, 212, 214–216, 218, 219, 241, 283, 289, 291, 294, 295
- $a_h(t)$ Accélération horizontale d'un séisme au cours du temps. 49, 104
- α Angle d'inclinaison des lits de pose de pierre dans un MSPS. xiii, 11, 12, 19, 20, 145, 151, 159, 164, 166, 173, 174, 176, 183, 184, 186, 188, 193–196, 202, 204, 206, 208, 217, 220, 269, 271, 275, 284, 293–295
- α_ξ Participation de la matrice de masse \mathcal{M} à la matrice d'amortissement \mathcal{C} . 137
- A_{max} Accélération maximale supportable par un MSPS sollicité par un signal harmonique d'amplitude croissante jusqu'à A_{max} et décroissante ensuite. 147, 154–156, 289
- A_{rupt} Accélération de rupture du mur de soutènement (modèle réduit ou échelle 1) lors de sollicitations harmoniques d'amplitude croissante. xii, xv, 104–106, 108, 109, 142, 143, 147, 150–152, 154–156, 216, 242, 243, 249
- $A_{rupt,i}$ Accélération de rupture du mur modèle pour la section numéro i . xv, 142
- a_v Accélération de dimensionnement verticale. a_v dépend de a_h . 43, 45, 73, 74, 167–172, 175, 189, 202, 204, 212, 216, 218, 219, 241, 283, 289, 294
- B** Largeur à la base du mur (expérimental ou MSPS réel étudié). xii–xiv, xvi, 12, 18–20, 69, 73, 75, 76, 82–86, 88–91, 98, 99, 104, 105, 108, 110, 112, 124–126, 128–134, 142, 145, 164, 166, 173, 175–177, 180, 181, 183, 184, 186, 188, 191, 193, 194, 197, 204, 207, 217–222, 244–248, 253, 254, 257, 258, 269, 271, 275, 283, 284
- b Largeur moyenne des blocs utilisés pour le mur (expérimental ou réel). b correspond à la dimension dans l'épaisseur du mur. 174, 284, 289, 293
- B_C Épaisseur B du mur type utilisé pour caractériser les seuils d'énergie cinétique E_{cmin} et E_{cmax} dans la modélisation numérique pseudo-statique (Chapitre 4). 124, 253, 254

- $b_{\text{coin sol}}$ Longueur (mesurée au niveau de la surface du remblai) du coin de sol. 168–170, 190, 271, 272
- β Inclinaison de la surface du remblai : pente du terrain soutenu. 44, 145, 148, 151, 164, 166, 167, 174, 176, 184, 186, 189, 194, 197, 202, 204, 217, 220, 269, 271, 272, 283, 284
- β_{ξ} Participation de la matrice de rigidité \mathcal{K} à la matrice d'amortissement \mathcal{C} . 137
- b_{tete} Largeur en tête du mur (en m). 18, 166
- C' Cohésion du massif soutenu. 45, 46, 48, 59, 80, 122, 136, 166, 169, 170, 176, 189–191, 193, 194, 197, 201–203, 217, 219, 220, 273, 283, 284
- C1g - C4I** Les quatre murs expérimentaux testés par COLAS [2009]. 20, 184, 185
- \mathcal{C} Matrice d'amortissement pour la résolution des équation du mouvement de chacun des points de calculs du modèle numérique. 137, 289, 290
- C'_{int} Cohésion d'interface entre le massif soutenu et le mur. 80, 166, 169, 170, 176, 283
- d Déplacement permanent admissible pour un mur de soutènement. 49, 214, 215
- δ Inclinaison de l'effort de poussée des terres \vec{F}_{δ} . 44, 46, 48, 80, 81, 99, 103, 123, 166, 167, 169, 170, 174, 176, 189, 194, 201–203, 217, 220, 253, 272, 273, 283
- ΔF_n Incrément de force de contact normale au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 120
- ΔF_s Incrément de force de contact tangentielle au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 120, 121
- Δ_{mur} Espacement entre le MSPS modèle et les parois de la maquette. 82, 83, 85
- Δt Pas de temps qui séparent les itérations des calculs dans le modèle numérique UDEC. 119–121, 124, 137, 138
- Δu_n Incrément de déplacement relatif normal au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 120
- Δu_s Incrément de déplacement relatif tangentiel au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 120
- Δz Taille des mailles des éléments déformables dans le modèle numérique UDEC. 136, 138
- Δz_{min} Taille minimale des mailles d'un bloc proche au niveau d'un contact dans le modèle numérique UDEC. 120, 121, 137
- E Module d'Young du matériau d'un bloc dans le logiciel numérique UDEC. 78, 122, 138, 145
- $E', I, I', H', M, H, E'', L$ Points géométriques utilisés dans la modélisation analytique pour la construction. 166, 167
- E_c Énergie cinétique d'un MSPS modèle dans la modélisation numérique pseudo-statique (*Chapitre 4*). 124, 253
- ecc Excentrement de l'effort \vec{R}_{fond} transitant dans le MSPS et transmis à la fondation de celui-ci. 172, 173, 186, 188, 197, 204, 207, 291
- $E_{c\text{max}}$ Seuil d'énergie cinétique caractérisant un MSPS à la rupture dans la modélisation numérique pseudo-statique (*Chapitre 4*). 124, 253, 254, 289, 292
- $E_{c\text{min}}$ Seuil d'énergie cinétique caractérisant un MSPS stable dans la modélisation numérique pseudo-statique (*Chapitre 4*). 124, 254, 289, 292
- e_{max} Indice des vides maximum d'un sol. Il est donc associé à la densité minimale que ce sol pourra connaître. xv, 78–80, 122
- e_{min} Indice des vides minimum d'un sol. Il est donc associé à la densité maximale que ce sol pourra connaître. xv, 79, 80

- ε Précision du calcul analytique. Le ratio de stabilité p doit être compris dans l'intervalle : $p \in [1; 1 + \varepsilon]$ pour définir un MSPS juste stable. 177, 291
- E_s Module d'Young du sol de remblai. 79, 95, 96
- η Rotation interne des pierres dans un MSPS. C'est la valeur maximale mobilisable en fonction de l'excentrement ecc de l'effort \vec{R}_{fond} transitant dans le mur. xiv–xvi, 161, 167, 173, 175, 176, 182–188, 194–198, 202, 206, 208, 224, 227, 267, 275, 277, 283, 284
- η_{mob} Rotation interne des pierres mobilisée effectivement du fait de l'excentrement ecc de l'effort transmis à la fondation \vec{R}_{fond} . 173, 195, 197
- f_0 Fréquence de résonance (sous sollicitation de cisaillement pur) de la couche de sol : $f_0 = \frac{V_s}{4H}$. 95, 96, 291
- \vec{F}_δ Force de poussée des terres s'exerçant sur le mur depuis le massif de sol. 15–17, 44, 47, 163, 164, 167–170, 172, 173, 189, 190, 253, 272, 273, 290
- \vec{F}_{eau} Poussée hydrostatique sur le mur générée par la présence d'eau dans le massif retenu). 172, 173
- F_G Facteur de sécurité au glissement, relève du Fascicule 62. 16, 192, 193
- f_m Fruit amont du mur. $f_m = \tan(\lambda_m)$. 18, 145, 193–195, 202, 204, 217, 220, 291, 293
- f_{max} Fréquence maximale des ondes pouvant traverser le modèle numérique UDEC. 136, 293
- F_n Force de contact normale au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 120, 121
- F_R Facteur de sécurité au renversement, relève du Fascicule 62. 16, 17, 192, 193
- f Fréquence de la sollicitation appliquée au MSPS modèle $f = \frac{1}{T}$. 51, 52, 104, 139, 248, 291, 295
- \vec{F}_s Action pseudo-statique du sol retenu. 44, 120, 167, 168
- $F_{s,\text{max}}$ Force de contact tangentielle maximale au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 121
- $\vec{F}_{s,\text{mur}}$ Action pseudo-statique appliquée au mur (et plus précisément à la partie en mouvement du mur). 172, 173
- $\vec{F}_{s,q}$ Action pseudo-statique appliquée à la surcharge. La plupart du temps, cette action ne sera pas prise en compte car la concomitance d'un séisme et d'une surcharge est fortement prohibée et souvent très rare. 167, 168
- F_s Force de contact tangentielle au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 120, 121
- f_v Fruit aval du mur. $f_v = \tan(\lambda_v)$. xiii, 11, 18–20, 145, 151, 183, 184, 186, 187, 193–196, 202–206, 217, 220, 291, 293
- G Module de cisaillement du matériau d'un bloc dans le logiciel numérique UDEC. 31, 52, 63, 78, 120–122, 137, 138, 145
- γ' Poids volumique déjaugé du remblai. 168
- γ_{cyc} Déformation volumique au sein d'un matériau. Dans ce manuscrit, il concerne le sable des expériences dynamiques et un remblai type de d'un MSPS. 137, 141, 150
- γ_d Poids volumique sec du sol, ie si toute l'eau en est retirée sans changement de volume. 80
- γ_I Coefficient d'importance de l'ouvrage. Plus l'ouvrage est important, plus on prend de la sécurité dans l'évaluation de l'accélération de projet a_h et plus on prend un coefficient γ_I important.. 212, 213, 218, 222, 289, 291, 295
- γ_m Poids volumique du mur. γ_m tient compte du vide naturel entre les pierres d'un MSPS. 18, 31, 78, 81, 145, 166, 172, 176, 183, 184, 186, 191, 194, 198–200, 202, 207, 208, 217, 219, 220, 253, 284, 291

- γ_r Poids volumique humide du remblai. 18, 31, 46, 80, 81, 99, 145, 166, 168, 170, 176, 184, 186, 189–191, 194, 200, 202, 207, 217, 220, 253, 272, 273, 283, 284
- $\gamma_{r,sat}$ Poids volumique saturé du massif soutenu. 166, 168, 170, 176, 193, 194, 200, 202
- γ_s Poids volumique spécifique du sol. Généralement, on le considère constant : $\gamma_s = 26,5 \text{ kN.m}^{-3}$. 80, 292
- γ_w Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 10 \text{ kN.m}^{-3}$. 168, 170, 172, 292
- GI** Rupture du mur par glissement. 183, 185
- g Pesanteur $g = 9,81 \text{ m.s}^{-2}$. 49, 51, 58, 74, 253, 292
- G_s Module de cisaillement du sol de remblai. 95, 136
- H** Hauteur du mur (expérimental ou **MSPS** réel étudié). xiii, xvi, 12, 18–20, 44, 47, 51, 52, 56, 60, 69, 73, 75, 76, 81–86, 88–90, 93, 95, 96, 98, 99, 103–105, 108, 110–112, 124–126, 128, 130–134, 142, 143, 145, 149, 164, 166, 170, 171, 174–177, 181, 183, 184, 186, 189–191, 193, 194, 196, 197, 202, 203, 217, 220, 241, 247, 253, 254, 257, 258, 269, 271–274, 284, 291, 295
- h Hauteur moyenne des blocs utilisés pour le mur (expérimental ou réel). 174, 284, 293
- H_0 Hauteur de la maquette expérimentale contenant le **MSPS** modèle. 73, 98
- H/B** Élançement du mur (expérimental ou **MSPS** réel étudié). xii, xv, 69, 71, 82, 85, 86, 88–90, 105, 107, 108, 117, 127, 129, 130, 143, 144, 177, 179–182, 216, 234, 242, 243, 247, 253
- H/B_{crit} Élançement du mur expérimental qui correspond à la transition entre le mode de rupture en glissement et celui en renversement. 88, 90, 91, 129, 179
- H_C Hauteur H du mur type utilisé pour caractériser les seuils d'énergie cinétique E_{cmin} et E_{cmax} dans la modélisation numérique pseudo-statique (*Chapitre 4*). 124, 253, 254
- h_c hauteur de rupture en traction du massif soutenu du fait de la cohésion du sol. x, xiii, 46, 161, 189–191, 201, 219, 267, 283, 284
- $h_{coin\ sol}$ Hauteur (au sens de la définition géométrique de la hauteur d'un triangle) du coin de sol. 271, 272
- h_{eau} Hauteur de la nappe dans le remblai à soutenir. 164, 166, 172, 176, 193, 194, 196, 197, 202, 203, 269, 271, 272, 283
- h_g Hauteur avale de la partie stable du mur. Définit l'origine de la ligne de rupture traversant le mur. 24, 164, 166, 172–175, 269, 271, 292, 294
- $h_{remblai}$ Hauteur du remblai à soutenir. 164, 166, 176, 184, 194, 196, 217, 220, 269, 271, 283
- $h_{reste\ mur}$ Hauteur du mur, côté amont, stable. 271
- h_{rupt} Optimum de l'angle h_g trouvé par la méthode analytique. Situation conduisant au minimum de stabilité du **MSPS**. 174, 177, 179, 283
- h_{sol} Profondeur du coin de sol en rupture (comptée au niveau du parement amont du mur). 168, 171, 190, 271, 272
- J , K, J', K', N, O, G₁, G₂, G₃, G₄, G_{mur}** Points d'application des efforts dans la modélisation analytique. 170
- K** Module d'élasticité isostatique du matériau d'un bloc dans le logiciel numérique **UDEC**. 31, 78, 120–122, 137, 138, 145
- K_a Coefficient de poussée active. 16, 30, 46, 81
- \mathcal{K} Matrice d'amortissement pour la résolution des équation du mouvement de chacun des points de calculs du modèle numérique. 137, 290
- K_e Facteur d'échelle entre les murs modèles des essais de laboratoire et les **MSPS** réels. 58, 73, 95

- k_n Rigidité normale au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 31, 120, 123, 137
- k_s Rigidité tangentielle au niveau d'un contact entre deux blocs dans le logiciel numérique UDEC. 31, 120, 123, 137
- L** Longueur du mur (*ie* mesure longitudinale) modèle. 73, 75, 76, 82–85, 93, 98, 253, 254, 294
- L_0 Largeur de la maquette expérimentale contenant le MSPS modèle. 73, 75, 82, 83, 98, 99
- λ_m Inclinaison du parement amont/interne du mur. $\lambda_m = \tan^{-1}(f_m)$. 11, 12, 26, 44, 164, 166, 167, 169, 170, 174, 176, 183, 184, 186, 269, 271, 272, 275, 283, 284, 291, 293
- λ_{\min} Longueur d'onde minimale (associée à la fréquence maximale f_{\max}) des ondes traversant potentiellement le modèle numérique UDEC. 136
- λ_v Inclinaison du parement aval/externe du mur. $\lambda_v = \tan^{-1}(f_v)$. 11, 12, 26, 164, 166, 176, 186, 194, 269, 271, 284, 291, 293
- $L_{\text{non } q}$ Longueur, comptée à partir du parement amont du mur, sans surcharge q au-dessus- du remblai. 164, 166, 168–170, 176, 194, 202, 269, 271
- L_q Longueur de la surcharge q . 164, 166, 168–170, 176, 194, 202, 269, 271
- M** Magnitude d'un séisme. 147, 154, 156, 215
- \mathcal{M} Matrice de masse pour la résolution des équation du mouvement de chacun des points de calculs du modèle numérique. 137, 289
- M_{destab} Somme des moments des forces destabilisant le MSPS. 173–175, 177
- M_{stab} Somme des moments des forces stabilisant le MSPS. 173–175, 177
- μ Coefficient de frottement à l'interface entre les pierres : $\mu = \tan \varphi'_m$. 16, 293
- ν Coefficient de Poisson du matériau d'un bloc dans le logiciel numérique UDEC. 78, 122, 138, 145
- ν_s Coefficient de Poisson du sol de remblai. 79, 95, 96
- ω Inclinaison de la ligne traversant le mur et le séparant en deux parties : une partie stable fixe et une partie instable en mouvement. xiii, 24, 164, 166, 172–175, 269, 271, 275, 293, 294
- ω_0 Pulsation correspondant au minimum de l'amortissement numérique en utilisation une formulation de type Rayleigh. 137
- ω_{bloc} Inclinaison maximale d'une rupture de joint traversant un assemblage de pierre. ω_{bloc} est complètement défini par l'élanement moyen des blocs : $\omega_{\text{bloc}} = \tan^{-1} \frac{h}{b}$. 174, 179–182, 185, 194, 197, 198, 202, 203, 217, 220, 225, 293
- ω_i Paramètre pulsation dans l'amortissement de Rayleigh. 137
- ω_{max} Inclinaison maximale de la ligne de rupture traversant le mur ω . ω_{max} est complètement définie par ω_{bloc} et α : $\omega_{\text{max}} = -\alpha + \omega_{\text{bloc}}$. 174–176, 179–181, 186, 284, 293
- ω_{min} Inclinaison minimale de la ligne de rupture traversant le mur ω . 174, 176, 179, 275
- ω_{rupt} Optimum de l'angle ω trouvé par la méthode analytique. Situation conduisant au minimum de stabilité du MSPS. 174, 177, 179–182, 224, 283
- p Ratio de stabilité (en glissement ou en renversement du MSPS considéré. 174, 175, 177, 291
- p' Pression de confinement des sols lors des essais de caractérisation. L'angle de frottement φ'_r varie en effet avec la pression de confinement p' . 81, 95, 100, 103, 122, 235–237, 293
- pas_ψ Avant l'entrée dans la phase de dichotomie, pas_ψ caractérise l'incrément (en plus ou en moins) d'inclinaison de gravité utilisé par la méthode analytique. 177, 293

- φ'_m Angle de frottement au niveau du contact pierre-pierre : $\varphi'_m = \tan^{-1} \mu$. 31, 145, 166, 173–176, 183, 184, 186, 191, 192, 194, 198, 199, 202, 206, 219, 253, 284, 293
- φ'_r Angle de frottement du massif soutenu. 31, 44, 46, 48, 79–81, 99, 138, 143, 145, 166, 167, 169, 170, 174, 176, 184, 186, 189–191, 194, 197, 200–202, 204, 217, 220, 236, 272, 273, 283, 284, 293
- $\varphi'_{r,crit}$ Frottement d'un sol à l'état critique, *ie* soumis à de larges déformations. 79, 235–237
- $\varphi'_{r,pic}$ Angle de frottement d'un sol au niveau du pic. 48, 235–237
- p_i Statistique d'occurrence de la section i dans la longueur L du mur de soutènement modèle. 126, 142, 294
- \vec{P}_{mur} Poids du mur, qui permet de stabiliser le mur de soutènement gravitaire. 15–17, 172, 173, 198–200, 207, 208, 253
- \vec{P}_q Poids de la surcharge positionnée à la surface du remblai. 167, 168
- ψ Angle de la maquette lors des essais d'inclinaison. Angle de la gravité équivalente dans la modélisation pseudo-statique. $\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1 + a_v} \right)$. 74, 76, 124, 126, 167, 175, 177, 189, 202, 204, 233, 253, 283, 294
- ψ_{crit} Angle d'inclinaison de la maquette (ou de la gravité équivalente) qui correspond à la transition entre le mode de rupture en glissement et celui en renversement. 88, 179
- ψ_i Angle de la gravité au moment de la rupture des murs de soutènement dans la modélisation numérique pseudo-statique en fonction de la section numéro i associée à la probabilité p_i . 126
- ψ_{ini} Angle d'inclinaison de la gravité utilisé à l'initialisation de la méthode analytique pour trouver l'angle d'inclinaison de rupture ψ_{rupt} . 177
- ψ_{rupt} Angle de la maquette ou de la gravité équivalente au moment de la rupture du mur expérimental. xv, xvi, 84–86, 88, 90, 91, 100, 124–127, 129, 130, 133, 177, 179–182, 242, 243, 254–258, 294
- \vec{P} Poids du coin de sol en rupture. 44, 167–170
- q Intensité de la surcharge appliqué au dessus du remblai (kPa). 164, 170, 171, 176, 194, 201, 202, 269, 275, 293
- r Coefficient de comportement de la structure étudiée. Plus celle-ci est ductile, plus r sera grand et plus l'accélération de dimensionnement a_h sera faible. xvi, 51, 66, 157, 159, 171, 212, 214–216, 218, 222, 226, 227, 289, 294
- r_b Proportion de boutisses traversantes dans un MSPS. 174, 175, 180
- \vec{R}_C Réaction cohésive de la partie stable du remblai sur le coin de Coulomb. 167–169
- \vec{R}'_C Effort cohésif à l'interface entre le sol et le mur. Il sera souvent considéré nul du fait de la présence d'un drain à l'arrière d'un MSPS fait de cailloutis secs. 167, 168, 172, 173
- R_D Densité relative d'un sol. 78, 80, 236, 237
- Re** Rupture du mur par renversement. 183, 185
- \vec{R}_{fond} Effort transmis par le mur à la fondation du MSPS. La fondation du mur étant, par abus de langage et par simplicité, considérée comme étant la partie stable du mécanisme de rupture, en dessous de la ligne définit par l'angle ω et la hauteur h_g . 15–17, 172, 173, 253, 290, 291, 294, 295
- ρ_r Masse volumique du sol de remblai. 78, 80, 95, 136
- R_N Projection verticale de \vec{R}_{fond} . 16, 172
- R_n Projection de \vec{R}_{fond} perpendiculaire aux lits de pose orientés par l'angle α . 173–175, 177, 192
- r_p Proportion de panneresses (et de boutisses non traversantes) dans un MSPS. 174

- \vec{R}_ϕ Réaction du sol stable sur le coin de Coulomb : partie purement frottante. 44, 167–169, 273
- R_T Projection horizontale de \vec{R}_{fond} . 16, 172
- R_t Projection de \vec{R}_{fond} parallèle aux lits de pose orientés par l'angle α . 173–175, 177, 192
- r_u Ratio des forces non équilibrées dans le modèle numérique UDEC. xiii, 123, 124, 148
- S** Facteur d'amplification du sol pour les sollicitations sismiques. 212, 214, 215, 218, 222, 289, 295
- S_{coin} Surface/aire du coin de sol en rupture. On rappelle que les calculs sont faits en déformation plane : la troisième dimension n'intervient que pour le calcul des efforts totaux. Dans tout le développement analytique, on raisonne par mètre linéaire de mur. 168, 272
- σ'_H Contrainte effective horizontale dans un sol. 16
- σ'_V Contrainte effective verticale dans un sol. 16
- S_{mur} Section du mur (aire de la coupe transversale). xvi, 172, 186–188, 193–204, 206, 207
- S_T Coefficient d'amplification topographique des ondes sismiques. Il dépend aussi légèrement des coefficients **S** et γ_I . 212, 214, 218, 222, 289
- T_d Durée de la phase forte d'un séisme. 42
- θ Inclinaison de la ligne de rupture potentielle traversant le remblai et délimitant la partie stable du coin de Coulomb, à la rupture. 44, 164, 166, 167, 169, 170, 172–175, 269, 271–273, 283, 295
- θ_{rupt} Optimum de l'angle θ trouvé par la méthode analytique. Situation conduisant au minimum de stabilité du **MSPS**. 174, 177, 179, 283
- T_m Période des ondes de cisaillement dans le modèle de laboratoire. 58, 95
- T_p Période des ondes de cisaillement dans le **MSPS** réel. 58, 95
- T Période de la sollicitation appliquée au **MSPS** modèle $T = \frac{1}{f}$. 51, 104, 291, 295
- t_{rupt} Moment caractérisant la rupture du mur expérimental. t_{rupt} est défini comme le moment où le mur s'est déplacé d'au moins 5% de la hauteur du mur H . 103, 104, 295
- VII - V5s** Les cinq murs expérimentaux testés par **VILLEMUS** [2004]. 19, 182, 183
- \vec{v} Vecteur vitesse. 253, 254
- V_s Vitesse des ondes de cisaillement (**onde S**) dans le massif de remblai. 51, 52, 95, 136
- W Longueur du remblai (dans la direction perpendiculaire au mur). xiv, 93, 99, 139, 146, 258–260
- W_0 Profondeur de la maquette expérimentale contenant le **MSPS** modèle. 73
- x_i Abscisse des points géométriques définissant le modèle de **MSPS** dans la méthode analytique. 269
- ξ Amortissement des matériaux dans le modèle numérique. 96, 123, 124, 137, 139, 141, 150
- ξ_0 Minimum de l'amortissement numérique en utilisation une formulation de type Rayleigh. 137
- y_i Ordonnée des points géométriques définissant le modèle de **MSPS** dans la méthode analytique. 269
- z Paramètre de profondeur dans le sol. 51, 52
- ζ Accélération sismique de projet au rocher d'un site donné. $a_h = \zeta S$. 212, 214, 215, 295
- $z_{\text{poussée}}$ Profondeur du point d'application de la poussée des terres sur le mur de soutènement. 170, 272–274

Références

Références

- AASHTO. 2002, *Standard specifications for highway bridges, secs 3 and 7*. 103
- ABPS. «Mur de clôture en pierre sèche (Cumbrie, Angleterre)», URL <https://blog.defi-ecologique.com/pierre-seche/>. 8
- AFNOR. 2005a, *NF EN 1997-1 :2005 (Eurocode 7) : Geotechnical design - Part 1 : General rules*, vol. 7. 80, 208, 211
- AFNOR. 2005b, *NF EN 1998-1 :2005 (Eurocode 8) : Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings*, vol. 8. 45, 211, 212
- AFNOR. 2005c, *NF EN 1998-5 :2005 (Eurocode 8) : Design of structures for earthquake resistance - Part 5 : Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*, vol. 8. 35, 36, 43, 66, 67, 73, 92, 103, 157, 208, 209, 211, 212
- AFNOR. 2014a, *NF P 94-261 : Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles*. 67
- AFNOR. 2014b, *NF P 94-281 : Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Ouvrages de soutènement - Murs*. 16, 67, 80, 208, 209, 211, 217
- AFPS. 1990, *Recommandations AFPS 90*, Presses des Ponts et Chaussées Paris. 35
- AGUSTI, G. C. et N. SITAR. 2013, «Seismic earth pressures on retaining structures in cohesive soils», *Report No. UCB GT*, p. 13–02. 46
- AHMAD, S. M. et D. CHOUDHURY. 2008a, «Pseudo-dynamic approach of seismic design for waterfront reinforced soil-wall», *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 26, n° 4, p. 291–301. 51, 52, 54
- AHMAD, S. M. et D. CHOUDHURY. 2008b, «Stability of waterfront retaining wall subjected to pseudo-dynamic earthquake forces and tsunami», *Journal of Earthquake and Tsunami*, vol. 2, n° 02, p. 107–131. 51, 52, 54
- AHMAD, S. M. et D. CHOUDHURY. 2010, «Seismic rotational stability of waterfront retaining wall using pseudodynamic method», *International Journal of Geomechanics*, vol. 10, n° 1, p. 45–52. 51, 54
- AHMADABADI, M. et A. GHANBARI. 2009, «New procedure for active earth pressure calculation in retaining walls with reinforced cohesive-frictional backfill», *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 27, n° 6, p. 456–463. 47, 163, 169, 188
- AITKEN, G. H. 1982, «Seismic response of retaining walls», cahier de recherche. xii, 56, 61, 62
- AITKEN, G. H. 1982, *Seismic response of retaining walls*, MS thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. xii, 56, 61, 62

- AKKAR, S., M. A. SANDIKKAYA, M. ŞENYURT, A. A. SISI, B. AY, P. TRAVERSA, J. DOUGLAS, F. COTTON, L. LUZI et B. HERNANDEZ. 2014, «Reference database for seismic ground-motion in Europe (RE-SORCE)», *Bulletin of earthquake engineering*, vol. 12, n° 1, p. 311–339. [xi](#), [41](#), [147](#)
- ALAVA, C., L. AUGERAUD, S. APAVOU, D. BOUSKELA, C. LENOIR et M. PEYRARD. 2009, «Murs de soutènement : Comparaison environnementale et financière de différentes technologies. Projet de recherche», Projet d'étude, École Centrale de Lyon. [14](#)
- ALEJANO, L. R., J. MURALHA, R. ULUSAY, C. C. LI, I. PÉREZ-REY, H. KARAKUL, P. CHRYSANTHAKIS et . AYDAN. 2018, «ISRM Suggested Method for Determining the Basic Friction Angle of Planar Rock Surfaces by Means of Tilt Tests», *Rock Mechanics and Rock Engineering*, p. 1–7. [81](#)
- ALEJANO, L. R., M. VEIGA, I. GÓMEZ-MÁRQUEZ et J. TABOADA. 2012a, «Stability of granite drystone masonry retaining walls : II. Relevant parameters and analytical and numerical studies of real walls», *Géotechnique*, vol. 62, n° 11, p. 1027–1040. [xi](#), [22](#), [25](#), [26](#), [27](#), [173](#), [174](#), [195](#), [210](#)
- ALEJANO, L. R., M. VEIGA, J. TABOADA et M. DÍEZ-FARTO. 2012b, «Stability of granite drystone masonry retaining walls : I. Analytical design», *Géotechnique*, vol. 62, n° 11, p. 1013–1025. [26](#), [27](#), [30](#), [67](#), [166](#), [168](#), [195](#), [210](#)
- ALI, Q., N. AHMAD, M. ASHRAF, M. RASHID et T. SCHACHER. 2017, «Shake table tests on single-story Dhajji Dewari traditional buildings», *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 11, n° 7, p. 1046–1059. [43](#)
- ALSHIBLI, K. A., S. N. BATISTE et S. STURE. 2003, «Strain localization in sand : plane strain versus triaxial compression», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 129, n° 6, p. 483–494. [237](#)
- AMBRASEYS, N. N. et S. K. SARMA. 1967, «The response of earth dams to strong earthquakes», *Geotechnique*, vol. 17, n° 3, p. 181–213. [51](#)
- AMIROUCHE, N. 2008, *Dispositifs absorbants à base de matériaux à double porosité dans des champs acoustiques complexes*, PhD Thesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE). [xv](#), [96](#), [138](#)
- ANDÒ, E., S. A. HALL, G. VIGGIANI, J. DESRUES et P. BÉSUELLE. 2012, «Grain-scale experimental investigation of localised deformation in sand : a discrete particle tracking approach», *Acta Geotechnica*, vol. 7, n° 1, p. 1–13. [78](#), [101](#)
- ANON. 1845, «Experiments carried on at Chatham by the late Lieutenant Hope, Royal Engineers, on the pressure of earth against revetments, and the best form of retaining walls», *Corps of Royal Engineers*, vol. 7, p. 64–86. [17](#)
- ARD, V., E. MENS, D. PONCET, F. COUSSEAU, J. DEFAIX, V. MATHÉ et L. PILLOT. 2015, «Life and death of Angoumois-type dolmens in west-central France», *Bulletin de la Société Préhistorique Française*, vol. 113, n° 4, p. 737–764. [7](#)
- ARULANANDAN, K., A. ANANDARAJAH et A. ABGHARI. 1983, «Centrifugal modeling of soil liquefaction susceptibility», *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 109, n° 3, p. 281–300. [59](#)
- ARYA, A. S. et V. P. GUPTA. 1983, «Retaining walls for hill roads», dans *Journal of the Indian Roads Congress*, vol. 44. [13](#), [14](#)
- BAGGIO, C. et P. TROVALUSCI. 1995, «Stone assemblies under in-plane actions. Comparison between nonlinear discrete approaches», *Comput Methods Struct Mason*, vol. 3, p. 184–193. [33](#), [43](#)

- BATHURST, R. J. 2002, «Shaking table model study on the dynamic response of reinforced soil walls», dans *Proc. 7th Int. Geosynthetic Conf., Nice, France, 2002*, vol. 1, p. 99–102. 58
- BATHURST, R. J. et K. HATAMI. 1998, «Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall», *Geosynthetics International*, vol. 5, n° 1-2, p. 127–166. 148
- BATHURST, R. J., K. HATAMI et M. C. ALFARO. 2002, «Geosynthetic-reinforced soil walls and slopes—seismic aspects», *Geosynthetics and their applications*, p. 327. 58
- BAZIAR, M. H., H. SHAHNAZARI et M. R. MOGHADAM. 2013, «Sliding stability analysis of gravity retaining walls using the pseudo-dynamic method», *Geotechnical Engineering*, vol. 166, n° 4, p. 389–398. 52, 92
- BEL, J. 2018, *Modélisation physique de l'impact du creusement d'un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes*, PhD Thesis, Université de Lyon. 78, 79
- BELLEZZA, I. 2014, «A New Pseudo-dynamic Approach for Seismic Active Soil Thrust», *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 32, n° 2, p. 561–576. xi, 52, 53, 92
- BELLEZZA, I. 2015, «Seismic active earth pressure on walls using a new pseudo-dynamic approach», *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 33, n° 4, p. 795–812. 52
- BÉLIDOR, B. 1813, *La science des ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile*, Claude Jombert, Paris. 15
- BENMEBAREK, S., T. KHELIFA, N. BENMEBAREK et R. KASTNER. 2008, «Numerical evaluation of 3d passive earth pressure coefficients for retaining wall subjected to translation», *Computers and Geotechnics*, vol. 35, n° 1, p. 47–60. 17
- BERTHÉ, P. C. D. M. N. «Cairn de Barnenez», URL <http://www.barnenez.fr/>. 7
- BERTHOZ, N. 2012, *Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés*, PhD Thesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE). 78, 79
- BIAREZ, J. et P.-Y. HICHER. 1994, *Elementary mechanics of soil behaviour : saturated remoulded soils.*, AA Balkema. 95, 122
- BISHOP, A. W. 1955, «The use of the slip circle in the stability analysis of slopes», *Geotechnique*, vol. 5, n° 1, p. 7–17. 15, 25
- BOLTON, M. et R. STEEDMAN. 1985, «Behaviour of fixed cantilever walls subject to lateral shaking.», p. 301–313.
- BOLTON, M. D. 1986, «The strength and dilatancy of sands», *Geotechnique*, vol. 36, n° 1, p. 65–78. 236, 237
- BONAL, J. 2007, «Stabilité des murs de soutènement en pierres sèches.», MS Thesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE).. 34
- BOUSSINESQ, J. 1876, *Essai théorique sur l'équilibre des massifs pulvérulents : comparé à celui de massifs solides, et sur la poussée des terres sans cohésion*, F. Hayez. 15, 27
- BOUVARD, D. 1982, *Rhéologie des milieux pulvérulents : étude expérimentale et identification d'une loi de comportement*, Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Grenoble. 79, 235
- BRADY, K. C. et J. KAVANAGH. 2002, *Analysis of the stability of masonry-faced earth retaining walls*, Transport Research Laboratory Crowthorne. 13, 210, 228

- BROOKS, A. et S. ADCOCK. 1999, *Dry Stone Walling : A practical handbook (2nd edition)*, The Conservation Volunteers. [9](#)
- BRUCE, D. A. et R. A. JEWELL. 1986, «Soil nailing : application and practice-part 1», *Ground Engineering*, vol. 19, n° 8, p. 10–15. [14](#)
- BRUNORI, E., L. SALVATI, A. ANTOGIOVANNI et R. BIASI. 2018, «Worrying about ‘vertical landscapes’ : terraced olive groves and ecosystem services in marginal land in central Italy», *Sustainability*, vol. 10, n° 4, p. 1164. [13](#)
- DE BUHAN, P. 1986, *Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sols renforcés*, PhD Thesis. [25](#)
- BURGOYNE, J. 1853, «Revetments of retaining walls», *Corps of Royal Engineers Papers*, vol. 3, p. 154–159. [xi](#), [xv](#), [5](#), [17](#), [18](#), [27](#), [30](#), [31](#), [34](#), [195](#), [289](#)
- CAGIN, L., A. ACOVITSIOTI-HAMEAU, M. BAGNÉRI, R. HARFOUCHE, O. HÉRAULT, M. JEAN, D. LACAILLE, J. LAFITTE et D. LARCENA. 2017, *Pierre Sèche - Théorie et pratique d'un système traditionnel de construction*, Eyrolles, ISBN 2-212-67351-5. [7](#), [9](#), [13](#), [14](#)
- CAGIN, L. et L. NICOLAS. 2011, *Construire en pierre sèche, 2e édition*, Eyrolles. [9](#), [11](#), [200](#)
- CANDIA, G., R. G. MIKOLA et N. SITAR. 2016, «Seismic response of retaining walls with cohesive backfill : Centrifuge model studies», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 90, p. 411–419. [xi](#), [60](#)
- CAPEB, ABPS, MURAILLERS DE PROVENCE, CBPS, CMA84 et ENTPE. 2008, *Pierres sèches : guide de bonnes pratiques de construction de murs de soutènement*, ENTPE, ISBN 2-86834-124-1. [9](#), [10](#), [11](#), [24](#), [133](#), [192](#), [200](#), [202](#), [208](#)
- CAPPER, P. L. et W. F. CASSIE. 1969, *The mechanics of engineering soils*, E & F N Spon, London. [24](#)
- CAQUOT, A. 1933, «L'exploitation par l'ingénieur de la résistance de la matière», *Bulletin de la Société des Ingénieurs Civils de France (Sept-Oct)*. [15](#), [24](#)
- CAQUOT, A., J. KERISEL. 1973, *Tables de butée et de poussée.*, Gauthier-Villars. [15](#), [30](#), [48](#)
- CAQUOT, A. et J. KÉRISEL. 1948, *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations*, Gauthier-Villars. [15](#), [16](#), [24](#), [163](#)
- CARABBIO, R., L. PIERACCINI, S. SILVESTRI et M. SCHILDKAMP. 2018, «How can vernacular construction techniques sustain earthquakes : the case of the Bhatar buildings», *Frontiers in Built Environment*, vol. 4, p. 18. [11](#), [43](#), [133](#), [192](#)
- CHAKRABORTY, D. et D. CHOUDHURY. 2014, «Sliding stability of non-vertical waterfront retaining wall supporting inclined backfill subjected to pseudo-dynamic earthquake forces», *Applied Ocean Research*, vol. 47, p. 174–182. [52](#)
- CHAKRABORTY, T. et R. SALGADO. 2009, «Dilatancy and shear strength behavior of sand at low confining pressures», dans *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering : The Academia and Practice of Geotechnical Engineering*, Alexandrie, Égypte, p. 652–655. [237](#)
- CHEN, S., S. WANG, C. LI, Q. HU et H. YANG. 2018, «A Seismic Capacity Evaluation Approach for Architectural Heritage Using Finite Element Analysis of Three-Dimensional Model : A Case Study of the Limestone Hall in the Ming Dynasty», *Remote Sensing*, vol. 10, n° 6, p. 963. [65](#)
- CHIRIKURE, S. et I. PIKIRAYI. 2008, «Inside and outside the dry stone walls : revisiting the material culture of Great Zimbabwe», *Antiquity*, vol. 82, n° 318, p. 976–993. [7](#)

- CHOUDHURY, D. et S. M. AHMAD. 2008, «Stability of waterfront retaining wall subjected to pseudodynamic earthquake forces», *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering*, vol. 134, n° 4, p. 252–260. [51](#)
- CHOUDHURY, D., A. D. KATDARE et A. PAIN. 2014, «New Method to Compute Seismic Active Earth Pressure on Retaining Wall Considering Seismic Waves», *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 32, n° 2, p. 391–402. [52](#)
- CHOUDHURY, D. et S. NIMBALKAR. 2005, «Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method», *Geotechnique*, vol. 55, n° 9, p. 699–702. [52](#)
- CHOUDHURY, D. et S. S. NIMBALKAR. 2006, «Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall», *Geotechnical & Geological Engineering*, vol. 24, n° 5, p. 1103. [51](#), [52](#), [92](#)
- CHOUDHURY, D., S. S. NIMBALKAR et J. N. MANDAL. 2007, «External stability of reinforced soil walls under seismic conditions», *Geosynthetics International*, vol. 14, n° 4, p. 211–218. [51](#), [54](#)
- CHOUDHURY, D. et K. S. SUBBA RAO. 2006, «Seismic bearing capacity of shallow strip footings embedded in slope», *International Journal of Geomechanics*, vol. 6, n° 3, p. 176–184. [51](#), [92](#)
- CLAXTON, M., R. A. HART, P. F. MCCOMBIE et P. J. WALKER. 2005, «Rigid block distinct-element modelling of dry-stone retaining walls in plane strain», *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 131, n° 3, p. 381–389. [30](#), [32](#), [75](#), [123](#), [144](#)
- CLAYTON, C. R., R. I. WOODS, A. J. BOND et J. MILITITSKY. 2014, *Earth pressure and earth-retaining structures*, CRC Press. [24](#)
- COLAS, A.-S. 2009, *Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : Modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1*, PhD Thesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE). [xi](#), [xv](#), [5](#), [19](#), [20](#), [22](#), [25](#), [30](#), [31](#), [77](#), [81](#), [144](#), [159](#), [161](#), [163](#), [182](#), [184](#), [185](#), [192](#), [215](#), [225](#), [227](#), [290](#)
- COLAS, A.-S., J.-C. MOREL et D. GARNIER. 2008, «Yield design of dry-stone masonry retaining structures - Comparisons with analytical, numerical, and experimental data», *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, n° 14, p. 1817–1832. [25](#), [26](#), [67](#), [75](#), [173](#), [210](#)
- COLAS, A.-S., J.-C. MOREL et D. GARNIER. 2010a, «2d modelling of a dry joint masonry wall retaining a pulverulent backfill», *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 34, n° 12, p. 1237–1249. [23](#), [88](#)
- COLAS, A.-S., J.-C. MOREL et D. GARNIER. 2010b, «Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability», *Engineering Structures*, vol. 32, n° 5, p. 1215–1222. [26](#), [67](#), [144](#), [148](#)
- COLAS, A.-S., J.-C. MOREL et D. GARNIER. 2013a, «Assessing the two-dimensional behaviour of drystone retaining walls by full-scale experiments and yield design simulation», *Géotechnique*, vol. 63, n° 2, p. 107–117. [25](#), [26](#), [67](#), [75](#)
- COLAS, A.-S., J.-C. MOREL et D. GARNIER. 2013b, «Yield design modelling of dry joint retaining structures», *Construction and Building Materials*, vol. 41, p. 912–917. [25](#), [26](#), [173](#), [210](#)
- COLLIAT, J. L., J. DESRUES et F. FLAVIGNY. 1986, «Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression», *Revue Française de Géotechnique*, n° 34, p. 41–55. [79](#), [235](#)
- COLLIAT-DANGUS, J.-L. 1986, *Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes : influence de la nature minéralogique du matériau étudié*, PhD Thesis, Grenoble 1. [79](#), [235](#), [236](#)

- COMBE, A.-L. 1998, *Comportement du sable d'Hostun S28 au triaxial axisymétrique. Comparaison avec le sable d'Hostun RF*, MS thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble, France. [78](#), [79](#), [80](#), [103](#), [143](#), [235](#)
- CONSTABLE, C. 1874, «Retaining walls : an attempt to reconcile theory with practice», *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 3, p. 67–75. [24](#)
- COOPER, M. R. 1986, «Deflections and failure modes in dry-stone retaining walls», *Ground Engineering*, vol. 19, n° 8, p. 40–45. [17](#)
- COSTE, P., C. CORNU, D. LARCENA, R. SETTE et F.-X. EMERY. 2008, *Pierre Sèche, le bec en l'air*. [8](#), [9](#), [13](#), [14](#)
- COSTE, P. et P. MARTEL. 1986, *Pierre sèche en Provence*, Les Alpes de Lumière. [9](#)
- COULOMB, C. A. 1773, *Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture*, *Mémoire de l'Académie royale des sciences*, vol. 7, Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. [xiii](#), [15](#), [44](#), [163](#), [164](#)
- COUSSEAU, F. 2016, *Archéologie du bâti mégalithique dans l'ouest de la France*, PhD Thesis, Rennes 1. [7](#)
- CUNDALL, P. A. 1971, «A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems», dans *Proceedings of the Symposium of the International Society for Rock Mechanics*, Nancy, France, vol. 2. [29](#)
- DAS, B. M. et V. K. PURI. 1996, «Static and dynamic active earth pressure», *Geotechnical & Geological Engineering*, vol. 14, n° 4, p. 353–366. [xi](#), [45](#), [46](#), [47](#), [163](#), [169](#)
- DAVIDSON, T. 1921, «A Study of the Oil Bromide Test of Linseed Oil», *Industrial and Engineering Chemistry*, vol. 13, n° 9, p. 801–806. [59](#)
- DEGLI ABBATI, S., A. M. D'ALTRI, D. OTTONELLI, G. CASTELLAZZI, S. CATTARI, S. DE MIRANDA et S. LAGOMARSINO. 2019, «Seismic assessment of interacting structural units in complex historic masonry constructions by nonlinear static analyses», *Computers & Structures*, vol. 213, p. 51–71. [65](#)
- DESRUES, J. et G. VIGGIANI. 2004, «Strain localization in sand : an overview of the experimental results obtained in Grenoble using stereophotogrammetry», *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 28, n° 4, p. 279–321. [78](#), [79](#)
- DEWOOLKAR, M. M., A. H. C. CHAN, H.-Y. KO et R. Y. PAK. 2009, «Finite element simulations of seismic effects on retaining walls with liquefiable backfills», *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 33, n° 6, p. 791–816. [61](#), [64](#)
- DEWOOLKAR, M. M., H.-Y. KO et R. Y. PAK. 2001, «Seismic behavior of cantilever retaining walls with liquefiable backfills», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, vol. 127, n° 5, p. 424–435. [61](#)
- DEWOOLKAR, M. M., H.-Y. KO et R. Y. S. PAK. 2000, «Experimental developments for studying static and seismic behavior of retaining walls with liquefiable backfills», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 19, n° 8, p. 583–593. [75](#)
- DIALLO, A. et A. GAMBERT. 2019, «Comportement des murs de soutènement en pierre sèche : étude de la portance du sol de fondation.», Projet de recherche, École Centrale de Lyon. [191](#), [210](#)

- DICKENS, J. G. et P. J. WALKER. 1996, «Use of distinct element model to simulate behaviour of dry-stone walls», *Structural Engineering Review*, vol. 2-3, n° 8, p. 187–199. [32](#)
- DJEDID, A. 1986, «Etude du comportement non-drainé du sable», *Rapport de DEA, Institut de Mécanique de Grenoble, France*. [79](#), [235](#)
- DOMINIQUE, F. 2008, *25 balades sur les chemins de la pierre sèche, entre monts de Vaucluse, Lure et Lubéron*, Le bec en l'air. [9](#)
- DSWAC. «Pont en pierre sèche (Wellington, Canada)», URL <https://www.dswa.ca/event/wellington-hubb-creek-bridge-seminar>. [8](#)
- DURAND, C. 2018, *Stabilité des digues sous chargement sismique : vers une nouvelle génération de méthodes simplifiées*, Thèse de Doctorat, Université Grenoble Alpes. [64](#), [147](#), [212](#)
- ELMS, D. G. et R. RICHARDS JR. 1979, *Seismic design of gravity retaining walls*, University of Canterbury. [44](#), [45](#), [48](#), [49](#), [58](#), [163](#)
- ENTPE, ABPS, ÉCOLE DES PONTS PARISTECH, IFSTTAR et FÉDÉRATION FRANÇAISE DU BÂTIMENT (FFB). 2017, *Technique de construction des murs en pierre sèche : Règles professionnelles*, ENTPE, Artisans Bâisseurs en Pierre Sèche (ABPS), ISBN 978-2-86834-125-9. [25](#), [192](#), [200](#), [202](#), [208](#), [209](#), [211](#), [216](#), [217](#), [219](#), [220](#), [226](#)
- EZAOUI, A. 2008, *Comportement expérimental statique et dynamique des sables et modélisation «élasto-visco-plastique» anisotrope en petites et moyennes déformations*, PhD Thesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE). [235](#)
- FAIRLESS, G. J. 1989, *Seismic performance of reinforced earth walls*, thèse de doctorat, University of Canterbury. [58](#)
- FARGEIX, D. 1986, *Conception et réalisation d'une presse triaxiale dynamique : application à la mesure des propriétés des sols sous sollicitations sismiques*, PhD Thesis, Université de Grenoble. [79](#), [236](#)
- FARRELL, R. «Göbekli Tepe», URL <https://www.go4travelblog.com/gobekli-tepe-enigma-turkey/>. [7](#)
- DE FELICE, G. 2011, «Out-of-plane seismic capacity of masonry depending on wall section morphology», *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 5, n° 4-5, p. 466–482. [132](#), [133](#), [134](#)
- FELLENIOUS, W. 1927, «Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion und unter annahme kreiszylindrischer gleitflaechen [Statistical analysis of earth slopes and retaining walls considering both friction and cohesion and assuming cylindrical sliding surfaces]», *Ernst, Berlin*. [15](#), [25](#)
- FENG, Z., N. WANG, W. LIN et J. LI. 2008, «Computation of active earth pressure of cohesive backfill on retaining wall considering inertial force», *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 28, n° 1, p. 152–156. [45](#), [46](#), [163](#)
- FLAVIGNY, E., H. BOUSQUET, M. DJEDDID et J. LANIER. 2002, «Compilation des essais triaxiaux de révolution sur le sable d'Hostun RF», *International Report IMG*. [79](#), [235](#), [236](#)
- FLAVIGNY, E., J. DESRUES et B. PALAYER. 1990, «Note technique : le sable d'Hostun « RF »», *Revue Française de Géotechnique*, n° 53, p. 67–70. [79](#), [235](#)
- FRANKLIN, A. G. et F. K. CHANG. 1977, «Permanent displacement of earth embankments by Newmark sliding block analysis. Miscellaneous paper S-71-17, Soil and Pavement Laboratory», *US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS*. [49](#)

- FRYDMAN, S. et D. BEASLEY. 1976, «Centrifugal Modelling Of Riverbank Failure», *ASCE J Geotech Eng Div*, vol. 102, n° 5, p. 395–409. [59](#)
- FU-TONG, W., T. XIA-XIN et S. JING. 2008, «Influence of backfill cohesion on seismic displacement of gravity retaining wall», dans *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, Chine*, p. 6. [45](#), [163](#)
- FUKUMOTO, Y., J. YOSHIDA, H. SAKAGUCHI et A. MURAKAMI. 2014, «The effects of block shape on the seismic behavior of dry-stone masonry retaining walls : A numerical investigation by discrete element modeling», *Soils and Foundations*, vol. 54, n° 6, p. 1117–1126. [xi](#), [35](#)
- FUKUTAKE, K., A. OHTSUKI, M. SATO et Y. SHAMOTO. 1990, «Analysis of saturated dense sand-structure system and comparison with results from shaking table test», *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 19, n° 7, p. 977–992. [64](#)
- FURUKAWA, A., J. KIYONO et K. TOKI. 2012, «Numerical simulation of the failure propagation of masonry buildings during an earthquake», *Journal of Natural Disaster Science*, vol. 33, n° 1, p. 11–36. [65](#), [137](#)
- GATES, F. 1922, «Studies on agglutination with the aid of the centrifuge. the influence of temperature on absorption and flocculation», *Journal of Experimental Medicine*, vol. 35, n° 1, p. 63–76. [59](#)
- GAZETAS, G., A. DEBCHAUDHURY et D. A. GASPARINI. 1982, «Stochastic estimation of the nonlinear response of earth dams to strong earthquakes», *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 1, n° 1, p. 39–46. [51](#)
- GHABOUSSI, J. 1988, «Fully deformable discrete element analysis using a finite element approach», *Computers and Geotechnics*, vol. 5, n° 3, p. 175–195. [29](#)
- GHANBARI, A. et M. AHMADABADI. 2010a, «Active earth pressure on inclined retaining walls in static and pseudo-static conditions», *International Journal of Civil Engineering*, vol. 8, n° 2, p. 159–173. [47](#), [163](#)
- GHANBARI, A. et M. AHMADABADI. 2010b, «New analytical procedure for seismic analysis of reinforced retaining wall with cohesive-frictional backfill», *Geosynthetics International*, vol. 17, n° 6, p. 364–379. [51](#), [54](#)
- GHOSH, P. 2007, «Seismic passive earth pressure behind non-vertical retaining wall using pseudo-dynamic analysis», *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 25, n° 6, p. 693. [51](#), [52](#), [54](#)
- GHOSH, P. 2008, «Seismic active earth pressure behind a nonvertical retaining wall using pseudo-dynamic analysis», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 45, n° 1, p. 117–123. [51](#), [52](#), [54](#)
- GHOSH, S. et R. SHARMA. 2010, «Pseudo-dynamic active response of non-vertical retaining wall supporting c-φ backfill», *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 28, n° 5, p. 633–641. [51](#), [169](#), [188](#)
- GIUFFRÈ, A. 1996, «A mechanical model for statics and dynamics of historical masonry buildings», dans *Protection of the architectural heritage against earthquakes*, Springer, p. 71–152. [132](#)
- GNANAPRAGASAM, N. 2000, «Active earth pressure in cohesive soils with an inclined ground surface», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, n° 1, p. 171–177. [47](#), [163](#)
- GONZALES BRIGAS, G. «Great Zimbabwe», URL http://whc.unesco.org/?cid=31&l=en&id_site=364&gallery=1&index=1&maxrows=12. [7](#)
- GOSAIN, N. et A. S. ARYA. 1967, «A Report on Anantnag earthquake of February 20, 1967», *Bulletin of the Indian Society of Earthquake Technology*, vol. 4, n° 3. [43](#)

- GREEN, R. A. et R. M. EBELING. 2003, «Modeling the dynamic response of cantilever earth-retaining walls using FLAC», dans *3rd International Symposium on FLAC : Numerical Modeling in Geomechanics, Sudbury, Canada*. xii, 63, 64, 136
- GREEN, R. A., C. G. OLGUN et W. I. CAMERON. 2008, «Response and modeling of cantilever retaining walls subjected to seismic motions», *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 23, n° 4, p. 309–322. xii, 62, 63, 136
- HALL, S. A., N. LENOIR, G. VIGGIANI, J. DESRUÉS et P. BÉSUELLE. 2009, «Strain localisation in sand under triaxial loading : characterisation by x-ray micro tomography and 3d digital image correlation», dans *Proceedings of the 1st International Symposium On Computational Geomechanics (ComGeo 1)*, Juan-les-Pins, France, p. 239–247. 235
- HALVERSON, J. 1913, «The modified babcock for fat in sweetened dairy products—ice cream», *Industrial and Engineering Chemistry*, vol. 5, n° 5, p. 403–409. 59
- HANSEN, J. B. 1970, «A revised and extended formula for bearing capacity», Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, vol. 28. 191
- HARKNESS, R. M., W. POWRIE, X. ZHANG, K. C. BRADY et M.P. O'REILLY. 2000, «Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls», *Géotechnique*, vol. 50, n° 2, p. 165–179. xi, 30, 31, 32, 75, 123, 144
- HART, R., P. A. CUNDALL et J. LEMOS. 1988, «Formulation of a three-dimensional distinct element model—Part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks», dans *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 25, Elsevier, p. 117–125. 29
- HEILBRUNN, L. et K. DAUGHERTY. 1933, «The action of ultraviolet rays on amoeba protoplasm», *Protoplasma*, vol. 18, n° 1, p. 596–619. 59
- HUANG, C.-C. 2005, «Seismic displacements of soil retaining walls situated on slope», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 131, n° 9, p. 1108–1117. 45, 49, 163, 191
- HUANG, C.-C. et Y.-H. CHEN. 2004, «Seismic stability of soil retaining walls situated on slope», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, n° 1, p. 45–57. 49, 163, 191
- HUANG, C.-C., J.-C. HORNG, W.-J. CHANG, S.-Y. CHUEH, J.-S. CHIOU et C.-H. CHEN. 2010, «Dynamic behavior of reinforced slopes : horizontal acceleration response», *Geosynthetics International*, vol. 17, n° 4, p. 207–219. 58, 104, 108
- HUANG, C.-C., S.-H. WU et H.-J. WU. 2009, «Seismic Displacement Criterion for Soil Retaining Walls Based on Soil Strength Mobilization», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135, n° 1, p. 74–83. 48, 49, 58, 104, 163
- HUSBAND, J. et W. HARBY. 1911, *Structural engineering*, Longmans, Green, and Company. 24
- IAI, S. 1989, «Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field», *Soils and Foundations*, vol. 29, n° 1, p. 105–118. 58, 94
- IBRAHIM, K. M. H. I. 2015, «Seismic displacement of gravity retaining walls», *HBRC Journal*, vol. 11, n° 2, p. 224–230. 63, 64, 136
- IBRAIM, E., A. DIAMBRA, A. R. RUSSELL et D. M. WOOD. 2012, «Assessment of laboratory sample preparation for fibre reinforced sands», *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 34, p. 69–79. 235
- ICHIHARA, M. et H. MATSUZAWA. 1973, «Earth pressure during earthquake», *Soils and Foundations*, vol. 13, n° 4, p. 75–86. 56, 171

- ISHIBASHI, I. et Y.-S. FANG. 1987, «Dynamic earth pressures with different wall movement modes», *Soils and Foundations*, vol. 27, n° 4, p. 11–22. [xi](#), [56](#), [57](#), [58](#), [94](#), [171](#), [241](#)
- ITASCA. 2008, *Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC) : Theory and background, 6th Edition*, Itasca Consulting Group. [63](#), [136](#)
- ITASCA. 2011, *Universal Distinct Element Code (UDEC) : Theory and background, 5th Edition*, Itasca Consulting Group. [xii](#), [26](#), [30](#), [32](#), [67](#), [119](#), [120](#), [135](#)
- ITASCA. 2013, *3 Dimensional Distinct Element Code (3DEC) : Theory and background, 4th Edition*, Itasca Consulting Group. [33](#)
- JESMANI, M., H. ALIREZANEJAD, H. F. KASHANI et M. KAMALZARE. 2017, «Numerical Study Of The Dynamic Active Lateral Earth Pressure Coefficient Of Cohesive Soils», *Acta Geotechnica Slovenica*, p. 13. [63](#), [136](#)
- JONES, C. 1979, «Current practice in designing earth retaining structures», *Ground Engineering*, vol. 12, n° 6. [14](#)
- JONES, C. 1993, «The maintenance of old masonry retaining walls», dans *Retaining structures. proceedings of the conference organized by the Institution of Civil Engineers and held on 20-23 July, 1992 at Robinson College, Cambridge*. [14](#)
- JONES, C. J. F. P. 1990, *Dry stone walls in the maintenance of brick and stone masonry structures*, E&FN Spon. [14](#)
- KAMAI, R. et Y. H. HATZOR. 2008, «Numerical analysis of block stone displacements in ancient masonry structures : A new method to estimate historic ground motions», *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, n° 11, p. 1321–1340. [65](#)
- KESHAVARZ, A. et M. EBRAHIMI. 2016, «The effects of the soil-wall adhesion and friction angle on the active lateral earth pressure of circular retaining walls», *International Journal of Civil Engineering*, vol. 14, n° 2, p. 97–105. [17](#)
- KIM, S.-S., Y.-J. MOK et Y.-H. JUNG. 2011, «Behavior of dry-stone segmental retaining wall using physical modeling and numerical simulation», *Journal of the Korean Geotechnical Society*, vol. 27, n° 9, p. 25–36. [34](#)
- KLOUKINAS, P., M. LANGOUSIS et G. MYLONAKIS. 2012, «Simple wave solution for seismic earth pressures on nonyielding walls», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 138, n° 12, p. 1514–1519. [51](#)
- KOLATHAYAR, S. et P. GHOSH. 2009, «Seismic active earth pressure on walls with bilinear backface using pseudo-dynamic approach», *Computers and Geotechnics*, vol. 36, n° 7, p. 1229–1236. [51](#), [52](#), [54](#)
- KOLATHAYAR, S. et P. GHOSH. 2011, «Seismic passive earth pressure on walls with bilinear backface using pseudo-dynamic approach», *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 29, n° 3, p. 307–317. [51](#), [52](#), [54](#)
- KONRAD, J.-M., E. FLAVIGNY et M. MEGHACHOU. 1991, «Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche», *Revue française de géotechnique*, , n° 54, p. 53–64. [235](#)
- KOSEKI, J., Y. MUNAF, T. SATO, F. TATSUOKA, M. TATEYAMA et K. KOJIMA. 1998a, «Shaking and tilt table tests of geosynthetic-reinforced soil and conventional-type retaining walls», *Geosynthetics International*, vol. 5, n° 1-2, p. 73–96. [58](#)

- KOSEKI, J., F. TATSUOKA, Y. MUNAF, M. TATEYAMA et K. KOJIMA. 1998b, «A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads», *Soils and Foundations*, vol. 38, n° Special, p. 209–216. [48](#), [58](#), [163](#)
- KURATA, S., H. ARAI et T. YOKOI. 1965, «On the earthquake resistance of anchored sheet-pile bulkheads», dans *Proc., Third World Conf. on Earthquake Engineering*, Auckland et Wellington, Nouvelle Zélande, vol. 2, p. 369–383. [44](#), [56](#)
- LABBÉ, P. 2018, «Outlines Of The Revision Of The Eurocode 8, Part 1, Generic Clauses», Thessaloniki. [51](#)
- LANCELOT, L., I. SHAHROUR et M. AL MAHMOUD. 1996, «Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes», *Revue Française de Géotechnique*, , n° 74, p. 63–74. [79](#), [236](#)
- LANGRAND, G., D. LESSA, N. MITTEAULT, V. PHAM, J. SONG et X. YU. 2007, «Ouvrages en pierre sèche : analyse du cycle de vie (ACV). Projet de recherche», Projet d'étude, École Centrale de Lyon. [14](#)
- LASSURE, C. 2012, *La pierre sèche, mode d'emploi*, Eyrolles. [9](#), [11](#)
- LASSURE, C. et D. REPÉRANT. 2004, *Cabanes en pierre sèche de France*, Édisud. [9](#), [14](#)
- LE, H. H. 2013, *Stabilité des murs de soutènement routiers en pierre sèche : Modélisation 3D par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1*, PhD Thesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE). [xi](#), [21](#), [22](#), [35](#), [36](#)
- LE, H. H., D. GARNIER, A.-S. COLAS, B. TERRADE et J.-C. MOREL. 2016, «3d homogenised strength criterion for masonry : Application to drystone retaining walls», *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, vol. 95, p. 239–253. [29](#), [33](#)
- LEGUAY, P., P. MORLIER et J. RIVIERE. 1984, «Essais dynamiques de fondations en centrifugeuse», *Revue Française de Géotechnique*, , n° 28, p. 49–54. [59](#)
- LE MOS, J. V. 2019, «Discrete Element Modeling of the Seismic Behavior of Masonry Construction», *Buildings*, vol. 9, n° 2, p. 43. [65](#), [132](#), [135](#), [137](#)
- LI, Z., Y. ZHOU et Y. GUO. 2018, «Upper-Bound Analysis for Stone Retaining Wall Slope Based on Mixed Numerical Discretization», *International Journal of Geomechanics*, vol. 18, n° 10, p. 04018 122. [26](#)
- LIN, Y.-L., W.-M. LENG, G.-L. YANG, L.-H. ZHAO, L. LI et J.-S. YANG. 2015, «Seismic active earth pressure of cohesive-frictional soil on retaining wall based on a slice analysis method», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 70, p. 133–147. [46](#), [47](#), [58](#), [163](#), [169](#), [188](#), [189](#), [190](#), [267](#), [283](#)
- LIN, Y.-L., G.-L. YANG et L.-H. ZHAO. 2011, «Active earth pressure of cohesive soil behind retaining wall under seismic condition», *Rock and Soil Mechanics*, vol. 8, p. 039. [45](#)
- LO GRASSO, A. S., M. MAUGERI et P. RECALCATI. 2004, «Shaking table tests and analysis of reinforced slopes», dans *Proc. Of The Geoasia 2004 Conference, Seoul*, p. 21–23. [58](#)
- LOURENÇO, P. B., G. MILANI, A. TRALLI et A. ZUCCHINI. 2007, «Analysis of masonry structures : review of and recent trends in homogenization techniques», *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 34, n° 11, p. 1443–1457. [123](#)
- LYNDON, A. et R. PEARSON. 1985, «Pressure distribution on a rigid retaining wall in cohesionless material.», p. 271–280. [59](#)

- LYNDON, A. et A. SCHOFIELD. 1978, «Centrifugal model tests of the lodalen landslide.», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, n° 1, p. 1–13. [59](#)
- MAKDISI, F. I. et H. B. SEED. 1977, «Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 104, n° GT7, Proceedings Paper, p. 849–867. [51](#)
- MAKSIMOVIC, M. 1989, «Nonlinear failure envelope for soils», *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, n° 4, p. 581–586. [236](#), [237](#)
- MALDONADO, R. et M. I. GONZALEZ. 1989, «Engineering of the Taironas circa 1200», dans *Proceedings of the 12th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brésil*, p. 1273–1275. [14](#)
- MARINO, G., A. OSOULI, S. ZAMIRAN et I. SHAFII. 2017, «Performance of a pier group foundation in swelling rock», *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 35, n° 1, p. 91–109. [123](#)
- MARTIN, G. R. 1965, *The response of earth dams to earthquakes*, University of California, Berkeley. [51](#)
- MATASOVIĆ, N. et M. VUCETIC. 1993, «Cyclic characterization of liquefiable sands», *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119, n° 11, p. 1805–1822. [137](#), [141](#), [150](#)
- MATUO, H. 1941, «Experimental study on the distribution of earth pressure acting on a vertical wall during earthquakes», *J. of the Japan Society of Civil Engrg*, vol. 27, n° 2. [44](#), [47](#), [56](#)
- MATUO, H. et S. OHARA. 1960, «Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes», dans *Proceedings of 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan*, vol. 1, p. 165–181. [47](#), [56](#)
- MATUO, H. et S. OHARA. 1965, «Dynamic pore water pressure acting on quay walls during earthquakes», dans *Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Nouvelle Zélande*, vol. 1, p. 130–140. [47](#), [56](#)
- MCCOMBIE, P. F., C. MUNDELL, A. HEATH et P. WALKER. 2012, «Drystone retaining walls : Ductile engineering structures with tensile strength», *Engineering Structures*, vol. 45, p. 238–243. [28](#)
- MCRAVEN, C. 1999, *Building stone walls*, vol. 217, Storey Publishing. [9](#)
- MIKASA, M., A. MOCHIZUKI et Y. SUMINO. 1977, «Study on stability of clay slopes by centrifuge.», dans *Proceedings of the 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, n° 2, p. 121–124. [59](#)
- MIKOLA, R. G., G. CANDIA et N. SITAR. 2016, «Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 142, n° 10, p. 04016 047. [60](#)
- MITHEN, S. 2011, *After the ice : a global human history, 20,000-5000 BC*, Weidenfeld & Nicolson. [7](#)
- MOGHADDAS, T. S. N. et A. T. NOURI. 2014, «A simplified pseudo-static seismic analysis of reinforced soil walls with uniform surcharge», *International Journal of Civil Engineering*, vol. 12, n° 2, p. 97–109. [47](#), [163](#)
- MOHKAM, M. 1983, *Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques*, PhD Thesis, Université de Grenoble. [79](#), [235](#)
- MONONOBE, N. 1929, «Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams», dans *World Engineering Conference, Japan*, vol. 9, p. 274–280. [163](#)

- MONONOBE, N. et H. MATUO. 1929, «On determination of earth pressures during earthquakes», dans *World Engineering Conference, Japan*, vol. 9, p. 177–185. 43, 44, 55, 56, 63, 73, 163
- MOREL, J. C., A. MESHBAH, M. OGGERO et P. WALKER. 2001, «Building houses with local materials : means to drastically reduce the environmental impact of construction», *Building and Environment*, vol. 36, n° 10, p. 1119–1126. 14
- MORRIS, D. V. 1981, «Dynamic soil–structure interaction modelled experimentally on a geotechnical centrifuge», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 18, n° 1, p. 40–51. 59
- MORRISON JR, E. et R. EBELING. 1995, «Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 32, n° 3, p. 481–487. 47, 163
- MUNDELL, C. 2009, *Large Scale Testing of Drystone Retaining Structures*, PhD Thesis, University of Bath. xi, 19, 21, 22, 23, 27, 28, 33, 182, 185, 191, 210
- MUNDELL, C., P. MCCOMBIE, C. BAILEY, A. HEATH et P. WALKER. 2009, «Limit-equilibrium assessment of drystone retaining structures», *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (Geotechnical Engineering)*, vol. 162, n° 4, p. 203–212. 28, 33, 67, 75, 173
- MUNDELL, C., P. MCCOMBIE, A. HEATH et J. HARKNESS. 2010, «Behaviour of drystone retaining structures», *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (Structures and Building)*, vol. 163, n° 1, p. 3–12. xi, 21, 22, 28, 32, 33, 75
- MURPHY, V. A. 1960, «The effect of ground characteristics on the aseismic design of structures», dans *Proceedings II World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan*, p. 231–247. 44, 56
- MYLONAKIS, G., P. KLOUKINAS et C. PAPANTONOPOULOS. 2007, «An alternative to the Mononobe–Okabe equations for seismic earth pressures», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, n° 10, p. 957–969. 48, 191
- NAKAMURA, S. 2006, «Reexamination of Mononobe–Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests», *Soils and foundations*, vol. 46, n° 2, p. 135–146. xi, 60, 61
- NATURE ET TRADITION, S. J. E. V. «Couronnement en Hérissou», URL <http://www.com-nature.com/stjulienvercors/Pierre-seche.html>. xi, 12
- NEWMARK, N. M. 1965, «Effects of earthquakes on dams and embankments», *Geotechnique*, vol. 15, n° 2, p. 139–160. 48, 49, 54, 55, 63, 64, 66, 112
- NI, Q., W. POWRIE, X. ZHANG et R. HARKNESS. 2000, «Effect of particle properties on soil behaviour : 3-D numerical modelling of shearbox tests», «Numerical methods in geotechnical engineering», n° 96, p. 58–70. 101
- NIMBALKAR, S. et D. CHOUDHURY. 2008, «Seismic design of retaining wall by considering wall-soil inertia for active case», *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 2, p. 319–328. 51, 52, 92
- NIMBALKAR, S., A. PAIN, S. M. AHMAD et Q. CHEN. 2019, «Stability Assessment of Earth Retaining Structures under Static and Seismic Conditions», *Infrastructures*, vol. 4, n° 2, p. 15. 52, 63, 92
- NIMBALKAR, S. S., D. CHOUDHURY et J. N. MANDAL. 2006, «Seismic stability of reinforced soil-wall by pseudo-dynamic method», *Geosynthetics International*, vol. 13, n° 3, p. 111–119. 51, 52, 54, 92
- ODENT, N. 2000, «Recensement des ouvrages de soutènement en bordure du réseau routier national», *Ouvrages d'art - centre des techniques d'ouvrages d'art*, vol. 34, p. 15–18. 14

- OETOMO, J. J. 2014, *Comportement à la rupture des murs de soutènement en pierre sèche : une modélisation par approche discrète*, PhD Thesis, École Centrale de Lyon. [31](#), [32](#), [122](#), [123](#), [124](#), [144](#), [225](#), [250](#)
- OETOMO, J. J., E. VINCENS, F. DEDECKER et J. C. MOREL. 2013, «Modeling the two-dimensional failure of dry-stone retaining wall», dans *Proceedings of Computational Geomechanics (ComGeo) III, Krakow, Poland*, p. 717–725. [75](#)
- OETOMO, J. J., E. VINCENS, F. DEDECKER et J.-C. MOREL. 2016, «Modeling the 2d behavior of dry-stone retaining walls by a fully discrete element method», *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 40, n° 7, p. 1099–1120. [31](#), [75](#)
- OKABE, S. 1924, «General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam», *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, vol. 10, n° 6, p. 1277–1323. [163](#)
- OKABE, S. 1926, «General theory of earth pressure», *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, vol. 12, n° 1. [43](#), [44](#), [55](#), [63](#), [73](#)
- O'REILLY, M. P., D. I. BUSH, K. C. BRADY et W. POWRIE. 1999, «The stability of drystone retaining walls on highways», *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (Municipal Engineer)*, vol. 133, n° 2, p. 101–107. [14](#)
- ORTIZ, L. A., R. F. SCOTT et J. LEE. 1983, «Dynamic centrifuge testing of a cantilever retaining wall», *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 11, n° 2, p. 251–268. [59](#), [60](#)
- OSOULI, A. et S. ZAMIRAN. 2017, «The effect of backfill cohesion on seismic response of cantilever retaining walls using fully dynamic analysis», *Computers and Geotechnics*, vol. 89, p. 143–152. [63](#), [64](#), [122](#), [136](#)
- PAIN, A., D. CHOUDHURY et S. K. BHATTACHARYYA. 2015, «Seismic stability of retaining wall–soil sliding interaction using modified pseudo-dynamic method», *Géotechnique Letters*, vol. 5, n° 1, p. 56–61. [52](#), [54](#), [63](#), [92](#)
- PATKI, M. A., J. N. MANDAL et D. M. DEWAIKAR. 2015, «Determination of passive earth pressure coefficients using limit equilibrium approach coupled with the Kötter equation», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 52, n° 9, p. 1241–1254. [17](#)
- POWRIE, W. 1996, «Limit equilibrium analysis of embedded retaining walls», *Géotechnique*, vol. 46, n° 4, p. 709–723. [17](#)
- POWRIE, W., R. M. HARKNESS, X. ZHANG et D. I. BUSH. 2002, «Deformation and failure modes of drystone retaining walls», *Géotechnique*, vol. 52, n° 6, p. 435–446. [30](#), [32](#), [33](#), [75](#), [123](#), [144](#)
- PRAKASH, S. et S. SARAN. 1966, «Static and dynamic earth pressures behind retaining walls», dans *Proceedings of the Third Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, India*, vol. 1, p. 277–88. [45](#)
- PULATSU, B., E. M. BRETAS et P. B. LOURENCO. 2016, «Discrete element modeling of masonry structures : Validation and application», *Earthquakes and Structures*, vol. 11, n° 4, p. 563–582. [33](#)
- QUEZADA, J.-C., E. VINCENS, R. MOUTERDE et J.-C. MOREL. 2016, «3d failure of a scale-down dry stone retaining wall : a DEM modelling», *Engineering Structures*, vol. 117, p. 506–517. [xi](#), [23](#), [33](#), [34](#), [78](#), [79](#), [122](#)
- RAMÍREZ, P. B., R. DE BALBÍN BEHRMANN, L. LAPORTE, P. GOUÉZIN, F. COUSSEAU, R. B. BERMEJO, A. H. GISMERO, M. I. CELA et L. QUESNEL. 2015, «Natural and artificial colours : the megalithic monuments of Brittany», *Antiquity*, vol. 89, n° 343, p. 55–71. [7](#)

- RANKINE, W. J. M. 1857, «On the stability of loose earth», *Phil. Trans. R. Soc. Lond.*, vol. 147, p. 9–27. [15](#), [34](#), [46](#)
- RATCLIFFE, A. 1936, «Cell group identification of dried blood spots and traces of saliva», *The Journal of Laboratory and Clinical Medicine*, vol. 22, n° 2, p. 191–198. [59](#)
- RICHARDS JR, R. et D. G. ELMS. 1979, «Seismic behavior of gravity retaining walls», *Journal Of The Geotechnical Engineering Division*, vol. 105, n° 4, p. 449–464. [44](#), [45](#), [49](#), [50](#), [55](#), [64](#), [66](#), [108](#), [112](#), [157](#), [163](#)
- RICHARDS JR, R., D. G. ELMS et M. BUDHU. 1990, «Dynamic fluidization of soils», *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 116, n° 5, p. 740–759. [94](#), [241](#)
- ROUVIÈRE, M. 2012, «Digue de Sous-Perret à Joyeuse (Ardèche, France)», URL https://www.pierreseche.com/joyeuse_digue_en_pierre_seche.htm. [8](#)
- SAÏM, R. 1997, *Des comportements repères des grains élastiques sans colle à un exemple de sol réel*, PhD Thesis, Châtenay-Malabry, École Centrale de Paris. [79](#), [236](#)
- SAMAYOA, J., S. BARACCANI, L. PIERACCINI et S. SILVESTRI. 2018, «Seismic behavior of one-storey gabion-box walls buildings», *Frontiers in Built Environment*, vol. 4, p. 7. [65](#), [135](#), [147](#), [193](#)
- SARAN, S. et S. PRAKASH. 1968, «Dimensionless parameters for static and dynamic earth pressures behind retaining walls», *Indian Geotechnical Journal*, vol. 7, n° 3, p. 295–310. [45](#), [163](#)
- SASAKI, Y. et E. TANIGUCHI. 1982, «Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits», *Soils and Foundations*, vol. 22, n° 3, p. 1–14. [92](#), [96](#)
- SAVALLE, N., E. VINCENS et F. DEDECKER. 2019a, «DEM modelling of dry stone retaining walls», dans *Congress on Numerical Methods in Engineering (CMN), Guimarães, Portugal*, p. 14. [135](#)
- SAVALLE, N., E. VINCENS et S. HANS. 2017, «Scale-down pseudo-static experiments on Dry Stone Retaining Walls», dans *S27-Couplage durabilité-Comportement mécanique dans les structures de génie civil, Congrès Français de Mécanique, Lille, Association Française de Mécanique*. [180](#)
- SAVALLE, N., E. VINCENS et F. DEDECKER. 2019a, «DEM modelling of dry stone retaining walls», dans *Congress on Numerical Methods in Engineering (CMN), Guimarães, Portugal*, p. 14. [180](#)
- SAVALLE, N., E. VINCENS et S. HANS. 2018b, «Pseudo-static scaled-down experiments on dry stone retaining walls : Preliminary implications for the seismic design», *Engineering Structures*, vol. 171, p. 336–347. [180](#)
- SAVALLE, N., E. VINCENS et S. HANS. 2018c, «Seismic behaviour of dry stone retaining walls : experimental and numerical pseudo-static studies», dans *International Masonry Conference (IMC10), Milan, Italie*, p. 1030–1045. [135](#)
- SAVALLE, N., E. VINCENS et S. HANS. 2019b, «Experimental and numerical studies on scaled-down dry-joint retaining walls : Pseudo-static approach to quantify the resistance of a dry-joint brick retaining wall», *Bulletin of Earthquake Engineering*, S.I. : IMC10, p. 1–16. [135](#)
- SCHACHMAN, H. 1948, «Determination of sedimentation constants in the sharples supercentrifuge», *Journal of Physical and Colloid Chemistry*, vol. 52, n° 6, p. 1034–1045. [59](#)
- SCHOFIELD, A. N. 1980, «Cambridge geotechnical centrifuge operations», *Géotechnique*, vol.30, n° 3, p. 227–268. [59](#), [60](#)
- SCHONER BLOG, S. «Broch de Don Carloway», URL <https://www.schoenerblog.de/lewis-schottland/>. [7](#)

- SECANELL, R., X. GOULA, T. SUSAGNA, J. FLETA et A. ROCA. 2004, «Seismic hazard zonation of Catalonia, Spain, integrating random uncertainties», *Journal of Seismology*, vol. 8, n° 1, p. 25–40. [212](#)
- SEED, H. B. et G. R. MARTIN. 1966, «The seismic coefficient in earth dam design», *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, vol. 92, n° Proc. Paper 4824. [51](#)
- SEED, H. B. et R. V. WHITMAN. 1970, «Design of earth retaining structures for dynamic loads», dans *Special Conference on Lateral Stresses, Ground Displacement and Earth Retaining Structures, Ithaca, NY, USA*, p. 103–147. [44](#), [45](#), [56](#)
- SEGRESTIN, P. 1993, «Design of sloped reinforced fill structures», dans *Retaining structures. proceedings of the conference organized by the Institution of Civil Engineers and held on 20-23 July, 1992 at Robinson College, Cambridge*. [47](#), [163](#)
- SETTE, R., F. PAVIA, F.-X. EMERY et JOSEPH MARANDO. 2012, *Calades : Les sols de pierre*, Le bec en l'air. [9](#)
- SHAMSABADI, A., S.-Y. XU et E. TACIROGLU. 2013, «A generalized log-spiral-Rankine limit equilibrium model for seismic earth pressure analysis», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 49, p. 197–209. [47](#), [163](#)
- SHERIF, M. A., I. ISHIBASHI et C. D. LEE. 1982, «Earth pressure against rigid retaining walls», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 108, n° Proceeding. [56](#), [94](#)
- SHI, G.-H. 1992, «Discontinuous deformation analysis : A new numerical model for the statics and dynamics of deformable block structures», *Engineering Computations*, vol. 9, n° 2, p. 157–168. [65](#)
- SHI-YU, X. U. et K. K. P. M. KANNANGARA. 2017, «Semi-analytical approach to evaluate seismic passive earth pressures, considering the effects of soil cohesion and a curvilinear failure surface», *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering-ASCE*, vol. 143, n° 9. [47](#), [163](#)
- SHIOMI, T., S. TSUKUNI, M. HATANAKA, Y. TANAKA, Y. SUZUKI et T. HIROSE. 1987, «Simulation analysis of ground liquefaction induced by earthquake», *Computers and geotechnics*, vol. 4, n° 4, p. 221–245. [92](#), [96](#)
- SKEMPTON, A. W. 1954, «The pore-pressure coefficients A and B», *Geotechnique*, vol. 4, n° 4, p. 143–147. [15](#)
- SKINNER, K. et H. KELLY. 1947, «Concentration and determination of grade in tests on sillimanite in Idaho schist», *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 30, n° 7, p. 197–202. [59](#)
- SMOLJANOVIĆ, H., N. ŽIVALJIĆ et E. NIKOLIĆ. 2013, «A combined finite-discrete element analysis of dry stone masonry structures», *Engineering Structures*, vol. 52, p. 89–100. [33](#), [43](#)
- SRILATHA, N., G. M. LATHA et C. G. PUTTAPPA. 2013, «Effect of frequency on seismic response of reinforced soil slopes in shaking table tests», *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 36, p. 27–32. [58](#)
- STAMATOPOULOS, C. A., E. G. VELGAKI, A. MODARESSI et F. LOPEZ-CABALLERO. 2006, «Seismic displacement of gravity walls by a two-body model», *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 4, n° 3, p. 295–318. [49](#), [64](#), [163](#)
- STEEDMAN, R. 1983, «Centrifuge earthquake data for retaining walls.», *Cambridge University, Engineering Department, (Technical Report) CUED/D-Soils*. [59](#), [60](#)
- STEEDMAN, R. S. 1984, *Modelling the behaviour of retaining walls in earthquakes*, thèse de doctorat, Cambridge University. [171](#)

- STEEDMAN, R. S. et X. ZENG. 1990, «The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall», *Geotechnique*, vol. 40, n° 1, p. 103–112. [51](#), [52](#), [60](#), [92](#), [94](#)
- STOCKDALE, G., S. TIBERTI, D. CAMILLETI, G. S. PAPA, A. B. HABIEB, E. BERTOLESI, G. MILANI et S. CASOLO. 2018, «Kinematic collapse load calculator : Circular arches», *SoftwareX*, vol. 7, p. 174–179. [34](#), [43](#), [73](#)
- STURE, S., N. C. COSTES, S. N. BATISTE, M. R. LANKTON, K. A. ALSHIBLI, B. JEREMIC, R. A. SWANSON et M. FRANK. 1998, «Mechanics of granular materials at low effective stresses», *Journal of Aerospace Engineering*, vol. 11, n° 3, p. 67–72. [237](#)
- SUGIMOTO, M., S. OGAWA et M. MORIYAMA. 1994, «Dynamic characteristics of reinforced embankments with steep slope by shaking model tests», dans *Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Walls, Seiken Symposium*, p. 271–275. [58](#)
- TAROLLI, P., F. PRETI et N. ROMANO. 2014, «Terraced landscapes : From an old best practice to a potential hazard for soil degradation due to land abandonment», *Anthropocene*, vol. 6, p. 10–25. [13](#), [210](#)
- TATSUOKA, F., J. KOSEKI, M. TATEYAMA, Y. MUNAF et K. HORII. 1998, «Seismic Stability Against High Seismic Loads of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Structures», *Geosynthetic Technical Information*, vol. 14, n° 2, p. 103–142. [163](#)
- TCAT. «Serra de Tramuntana», URL <http://tcast.oec.fr/espagne.php>. [9](#)
- TELEKES, G., M. SUGIMOTO et S. OGAWA. 1994, «Shaking table tests on reinforced embankment models», dans *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineerong-International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, AA Balkema, p. 649–649. [58](#)
- TERRADE, B. 2017, *Evaluation structurale des murs de soutènement en maçonnerie*, PhD Thesis, Université Paris-Est. [xi](#), [22](#), [23](#), [25](#), [27](#), [31](#), [33](#), [78](#), [79](#), [185](#), [210](#), [225](#)
- TERRADE, B., A.-S. COLAS et D. GARNIER. 2018, «Upper bound limit analysis of masonry retaining walls using PIV velocity fields», *Meccanica*, vol. 53, n° 7, p. 1661–1672. [29](#)
- TERZAGHI, K. 1951, «Mécanique théorique des sols», cahier de recherche, Dunod. [15](#), [30](#), [170](#), [189](#)
- THEW, I., A. SUTHERLAND et D. THEODOSSOPOULOS. 2013, «Structural response of drystone Iron Age brochs», *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 166, n° 6, p. 316–324. [7](#)
- TOWHATA, I., W. VARGAS-MONGE, R. P. ORENSE et M. YAO. 1999, «Shaking table tests on subgrade reaction of pipe embedded in sandy liquefied subsoil», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 18, n° 5, p. 347–361. [58](#), [92](#)
- TRAN, V. H., E. VINCENS, J. C. MOREL et F. DEDECKER. 2014, «2d-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge», *Engineering Structures*. [33](#)
- TRANDAFIR, A. C., T. KAMAI et R. C. SIDLE. 2009, «Earthquake-induced displacements of gravity retaining walls and anchor-reinforced slopes», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 29, n° 3, p. 428–437. [49](#), [163](#)
- TSAI, K.-C., P.-C. HSIAO, K.-J. WANG, Y.-T. WENG, M.-L. LIN, K.-C. LIN, C.-H. CHEN, J.-W. LAI et S.-L. LIN. 2008, «Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame—Part I : Specimen design, experiment and analysis», *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 37, n° 7, p. 1081–1098.

- VELETOS, A. S. et A. H. YOUNAN. 1994, «Dynamic modeling and response of soil-wall systems», *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, n° 12, p. 2155–2179. [54](#), [63](#)
- VERDUGO, R. et K. ISHIHARA. 1996, «The steady state of sandy soils», *Soils and foundations*, vol. 36, n° 2, p. 81–91. [235](#)
- VESIC, A. S. 1973, «Analysis of ultimate loads of shallow foundations», *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, vol. 99, n° sm1. [191](#)
- VIGGIANI, G., M. KÜNTZ et J. DESRUES. 2001, «An experimental investigation of the relationships between grain size distribution and shear banding in sand», dans *Continuous and discontinuous modelling of cohesive-frictional materials*, Springer, p. 111–127. [102](#), [103](#), [143](#)
- VILLEMUS, B. 2004, *Etude des Murs de Soutènement en Maçonnerie de Pierre Sèches*, PhD Thesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE). [xi](#), [xv](#), [5](#), [19](#), [20](#), [22](#), [23](#), [24](#), [25](#), [26](#), [28](#), [30](#), [31](#), [67](#), [81](#), [84](#), [159](#), [161](#), [163](#), [167](#), [173](#), [182](#), [183](#), [185](#), [191](#), [192](#), [215](#), [225](#), [227](#), [295](#)
- VILLEMUS, B., J.-C. MOREL et C. BOUTIN. 2006, «Experimental assessment of dry stone retaining wall stability on a rigid foundation», *Engineering Structures*, vol. 29, n° 9, p. 2124–2132. [19](#), [26](#), [27](#), [28](#), [67](#), [75](#), [173](#), [210](#)
- VINCENS, E. 1999, *Estimation des tassements des sols sous séismes*, PhD Thesis, Ecully, Ecole centrale de Lyon. [148](#)
- VIVIAN, J. 2014, *Building Stone Walls : Storey's Country Wisdom Bulletin A-217*, Storey Publishing. [9](#)
- WALKER, P., P. MCCOMBIE et M. CLAXTON. 2007, «Plane strain numerical model for drystone retaining walls», *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, vol. 160, n° 2, p. 97–103. [xi](#), [28](#), [29](#), [32](#), [33](#), [144](#)
- WALKER, P. J. et J. G. DICKENS. 1991, «Study of the structural behaviour of dry-stone walls at great zimbabwe», *Brick and Block Masonry*, vol. 2, p. 1048–1057. [32](#)
- WALKER, P. J. et J. G. DICKENS. 1995, «Stability of medieval dry stone walls in Zimbabwe», *Géotechnique*, vol. 45, n° 1, p. 141–147. [32](#)
- WHITMAN, R. V. et K. ARULANANDAN. 1985, «Centrifuge model testing with dynamic and cyclic loads.», dans *Advances in Soils Testing (ASCE)* p. 255–285. [59](#)
- WHITMAN, R. V. et S. LIAO. 1985, «Seismic design of gravity retaining walls», cahier de recherche, Massachusetts Inst of Tech Cambridge Dept of Civil Engineering. [49](#), [163](#)
- WILSON, P. et A. ELGAMAL. 2015, «Shake table lateral earth pressure testing with dense c- ϕ back-fill», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 71, p. 13–26. [xi](#), [58](#), [59](#)
- WOOD, J. H. 1973, *Earthquake-induced soil pressures on structures*, Report EERL 73-05, California Institute of Technology. [44](#), [63](#)
- WU, G. et W. L. FINN. 1999, «Seismic lateral pressures for design of rigid walls», *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 36, n° 3, p. 509–522. [63](#)
- WU, Y. et S. PRAKASH. 1996, «On seismic displacements of rigid retaining walls», dans *Analysis and design of retaining structures against earthquakes (ASCE)*, New York, p. 21–37. [63](#), [104](#), [149](#)
- XIA, T., W. HUA et Z. WANG. 2010, «Analysis of seismic active earth pressure of cohesive soil behind inclined retaining wall», *World Earthquake Engineering*, vol. 26, n° 1, p. 315–321. [45](#)

- XU, S.-Y., A. SHAMSABADI et E. TACIROGLU. 2015, «Evaluation of active and passive seismic earth pressures considering internal friction and cohesion», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 70, p. 30–47. [17](#), [47](#), [163](#)
- YANG, X.-L. 2007, «Upper bound limit analysis of active earth pressure with different fracture surface and nonlinear yield criterion», *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, vol. 47, n° 1, p. 46–56. [17](#)
- YASUDA, S., H. NAGASE, H. KIKU et Y. UCHIDA. 1992, «The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction», *Soils and Foundations*, vol. 32, n° 1, p. 149–160. [92](#), [96](#)
- YAZDANI, M., A. AZAD, A. H. FARSHI et S. TALATAHARI. 2013, «Extended “Mononobe-Okabe” method for seismic design of retaining walls», *Journal of Applied Mathematics*, vol. 2013, p. 1–10. [xi](#), [45](#), [46](#), [47](#), [163](#), [166](#), [169](#), [174](#), [188](#)
- ZAMIRAN, S. et A. OSOULI. 2014, «Earth Pressures of Clayey Backfilled Retaining Walls under Seismic Loading», dans *XV Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Vienne, Autriche*, n° 259. [136](#)
- ZAMIRAN, S. et A. OSOULI. 2015, «Seismic performance of cantilever retaining walls with clayey backfills», dans *International Foundation Congress and Equipment Exposition (IFCEE 2015), San Antonio*, ASCE, p. 1439–1448. [63](#), [136](#)
- ZAMIRAN, S. et A. OSOULI. 2018, «Seismic motion response and fragility analyses of cantilever retaining walls with cohesive backfill», *Soils and Foundations*, vol. 58, n° 2, p. 412–426. [63](#), [64](#), [123](#), [136](#)
- ZHANG, J., X. WANG et R. HU. 2017a, «A calculation method of the earth pressure against retaining wall under seismic action», *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, vol. 36, n° 4, p. 1005–1011. [48](#), [163](#)
- ZHANG, L. et C. THORNTON. 2007, «A numerical examination of the direct shear test», *Géotechnique*, vol. 57, n° 4, p. 343–354. [102](#)
- ZHANG, S., D. YANG, Y. SHENG, S. W. GARRITY et L. XU. 2017b, «Numerical modelling of FRP-reinforced masonry walls under in-plane seismic loading», *Construction and Building Materials*, vol. 134, p. 649–663. [65](#), [123](#)
- ZHANG, X., N. C. KOUTSABELOULIS, S. HOPE et A. PEARCE. 2004, «A finite element analysis for the stability of drystone masonry retaining walls», *Géotechnique*, vol. 54, n° 1, p. 57–60. [34](#)
- ZIANI, F. 1987, *Contribution à l'étude du compactage des sols : Cas particulier du comportement des sables très peu denses*, Thèse de Docteur-Ingénieur, Grembloux. [79](#), [235](#)

AUTORISATION DE SOUTENANCE

Vu les dispositions de l'arrêté du 25 mai 2016,

Vu la demande du directeur de thèse

Monsieur E. VINCENS

et les rapports de

Mme S. YOTTE

Professeure - Université de Limoges - Centre Universitaire de Génie Civil
Boulevard Jacques Derches - 19300 Egletons

et de

M. F. EMERIAULT

Professeur - Université de Grenoble Alpes - L3SR - Domaine Universitaire - BP 53
38041 Grenoble cedex 9

Monsieur SAVALLE Nathanaël

est autorisé à soutenir une thèse pour l'obtention du grade de **DOCTEUR**

Ecole doctorale MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL ET ACOUSTIQUE

Fait à Ecully, le 1er octobre 2019

P/Le directeur de l'E.C.L.
Le directeur des Etudes





ABSTRACT : Slope Dry Stone Retaining Walls (**DSRWs**) are vernacular structures made of rubble stones assembled without mortar. **DSRWs** are present worldwide and may have been built hundreds and even thousands years ago. They have always played a key role in economic sectors like agriculture, transportation and at present tourism. However, the lack of scientific knowledge associated to the lack of specific standards make their required maintenance operation difficult to achieve. Lately, in France, continuous efforts have been made to understand the static behaviour of **DSRWs**; however their seismic behaviour has not been addressed. Then, this work aims at providing some clues regarding the seismic behaviour of **DSRWs**, in attempt to outline some design rules or guidance. For this purpose, a pseudo-static analytical approach, based on the **Eurocode 8** recommendations, has been developed. Thanks to small-scale experiments and numerical simulations, the pseudo-static and dynamic behaviour of dry-joint retaining structures have been investigated and the main aspects have been analytically implemented. Then, the analytical method has been validated both on small-scale pseudo-static tests and full-scale static tests drawn from the literature. Moreover, fully dynamic simulations, using a mixed discrete-continuum approach, have been conducted in order to quantify the extra-resistance of a **DSRW** designed by means of the pseudo-static approach which is known to be conservative and even over-conservative. It allowed the recommendations derived from the pseudo-static approach to be adjusted. These time-increment dynamic simulations can also be envisioned as an operational tool for special case studies for the most critical seismic situations. Subsequently, some recommendations are given, thanks to the analytical method. Firstly, the inclination of stone's bed can give considerable extra-resistance to a **DSRW**, especially when subjected to high seismic input. Secondly, it has been found that for **DSRWs** constructed in the very low seismic risk zone, which represents 40% of the French territory, only 10% of extra-width is required to resist to the seismic motion, compared to a static design. Finally, for **DSRWs** directly founded on the bedrock or constructed away from roads or buildings, a maximum extra-width of 10% is required by the seismic design for the low seismic risk zone, 30% for the moderate seismic risk zone and 60% for the medium seismic risk zone. For more critical situations where the required extra-width overlaps 60%, the pseudo-static approach must be avoided, for the benefit of dynamic time-incremental simulations.

KEYWORDS : *Masonry, Discrete-Element-Method, Analytical approach, Dynamic simulations, Coulomb's wedge, Tilting tests, Shaking-table tests, Pseudo-static.*

RÉSUMÉ : Les Murs de Soutènement de talus en Pierre Sèche (**MSPS**) font partie du petit patrimoine vernaculaire. Ces soutènements gravitaires sont faits de pierres brutes assemblées sans liant. On en retrouve en grande quantité dans toutes les régions du monde, là où la ressource pierre est naturellement présente. Ces **MSPS**, souvent âgés de plus d'un siècle nécessitent aujourd'hui d'importantes rénovations, alors même qu'ils possèdent un rôle économique clé (agriculture, transports, tourisme). De plus, on assiste à un regain d'intérêt pour ces ouvrages dans la société actuelle, du fait de leur pertinence vis-à-vis des enjeux posés par le Développement Durable. Cependant, l'absence de réglementation constitue un frein au développement de la filière. En France, des Règles Professionnelles permettant le dimensionnement statique des **MSPS** de talus ont récemment vu le jour. Pour compléter cette démarche de dimensionnement, ce travail s'attache à comprendre le comportement sismique des **MSPS**, dans le but de proposer des recommandations. Pour cela, une méthode analytique pseudo-statique a été développée, suivant ainsi la démarche simplifiée proposée par l'**Eurocode 8** pour l'étude sismique des murs de soutènement. L'approche intègre les spécificités de la pierre sèche, basées sur les précédentes études ainsi que sur des essais expérimentaux et numériques réalisés au cours de cette thèse. Cette méthode analytique a été validée sur la base d'essais pseudo-statiques sur des modèles réduits de **MSPS** et sur la base d'essais statiques sur des **MSPS** réels issus de la littérature. Des simulations numériques dynamiques basées sur une approche mixte discrète-continue ont permis de quantifier le surplus de résistance d'un **MSPS** par rapport à celle donnée par la méthode pseudo-statique, méthode réputée être trop conservative. Ainsi, les résultats déjà trouvés ont pu être pondérés pour être moins pénalisants. Les études analytiques ont montré que l'inclinaison des lits de pose des pierres apporte un gain de résistance sismique significatif aux **MSPS**. De plus, dans les zones à très faible risque sismique, soit 40% du territoire français métropolitain, le dimensionnement au séisme oblige à augmenter la largeur à la base du mur au maximum de 10% par rapport à un dimensionnement statique. Dans le cas courant où les **MSPS** sont fondés au rocher ou suffisamment loin de routes ou d'habitations, cette augmentation est au maximum égale à 10% en zone à sismicité faible, 30% en zone à sismicité modérée et 60% dans les zones à sismicité moyenne. Pour les cas plus critiques où cette augmentation dépasserait 60%, on recommande d'écarter la méthode pseudo-statique au profit d'un calcul dynamique incrémental.

MOTS CLÉS : *Maçonnerie, Pseudo-statique, Méthode aux Éléments Discrets, Coin de Coulomb, Table vibrante, Essais d'inclinaison, Simulations dynamiques, Méthode analytique.*
