



THÈSE

présentée pour l'obtention du titre de
DOCTEUR DE L'ÉCOLE CENTRALE DE LYON

École doctorale : MEGA
Spécialité : Génie Mécanique

par

Anne-Sophie COLAS

MÉCANIQUE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN PIERRE SÈCHE : MODÉLISATION PAR LE CALCUL À LA RUPTURE ET EXPÉRIMENTATION ÉCHELLE 1

Soutenue à l'ENTPE, Vaulx-en-Velin, le 25 Juin 2009

devant le jury composé de

M. B. CAMBOU	Professeur, ECL	Président
M. P. DE BUHAN	Professeur, ENPC	Rapporteur
M. P. McCOMBIE	Senior Lecturer, Université de Bath	Rapporteur
M. C.-H. LAMARQUE	Enseignant-Chercheur HDR, ENTPE	Directeur de thèse
M. J.-C. MOREL	Chargé de recherche HDR, ENTPE	Tuteur
M. D. GARNIER	Chargé de recherche, ENPC	Tuteur



Thèse préparée au Département Génie Civil et Bâtiment (FRE CNRS 3237)
de l'École Nationale des Travaux Publics de l'État.



Remerciements

Une thèse de doctorat est avant tout un travail collectif et je tiens à commencer ce mémoire en adressant mes remerciements à toutes les personnes que j'ai côtoyées durant ces années et qui ont chacune apporté leur pierre à l'édifice.

Je remercie Mr Bernard Cambou de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de thèse. Mes remerciements vont également à Mr Patrick de Buhan et Mr Paul McCombie pour leur important travail de relecture, pour les discussions enrichissantes que nous avons échangées et pour leurs conseils éclairés qui m'ont permis d'améliorer ce mémoire de thèse.

Je tiens à adresser des remerciements tout particuliers aux personnes qui m'ont encadrée durant cette thèse : à Claude-Henri Lamarque pour ses commentaires toujours avisés, à Denis Garnier pour sa disponibilité, sa rigueur scientifique et sa bonne humeur et enfin à Jean-Claude Morel pour m'avoir suivie tout au long de ma thèse et pour m'avoir fait partager son expérience, son enthousiasme et sa passion qui m'ont permis de m'épanouir pleinement dans ce travail.

Merci également à mon laboratoire d'accueil, le Département Génie Civil et Bâtiment, au sein duquel j'ai pris plaisir à travailler. Je remercierai plus particulièrement Sébastien Courrier, Erwan Hamard, Vannaroat Tan et Joachim Blanc-Gonnet pour leur précieuse assistance technique et leur disponibilité.

Je tiens à saluer le travail des deux Master Recherche que j'ai eu le plaisir de co-encadrer, Julien Bonal et Vivien Valdenaire, qui, par l'œil nouveau qu'ils ont apporté, ont enrichi cette thèse.

Mes pensées vont à toutes les personnes que j'ai rencontrées dans le cadre de cette thèse de doctorat, chercheurs et/ou amoureux de la pierre sèche, qui, par leur passion, leurs connaissances et leur savoir-faire, m'ont permis de progresser dans ce travail. Je remercie plus particulièrement le laboratoire Sol, Roche et Matériaux du CETE Méditerranée pour leur collaboration sur les essais en laboratoire et le Center for Innovative Construction de l'Université de Bath pour tous les échanges fructueux sur les expérimentations. Je pense également à toutes les personnes qui ont œuvré pour le *Guide de bonnes pratiques de construction en pierre sèche* et pour la mise en place de la campagne d'essais *in situ* : merci à Claire Cornu, de la Chambre de Métiers et de l'Artisanat de Vaucluse et aux associations des *Murailleurs de Provence*, de la *Confrérie des Bâisseurs en Pierre Sèche* et bien sûr des *Artisans Bâisseurs en Pierres Sèches* et tout particulièrement à Marc Dombre, Cathie O'Neill, Bruno Durand et Thomas Brasseur pour leur disponibilité, leur professionnalisme et leur enthousiasme.

Je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui m'ont apporté un soutien extra-professionnel essentiel.

Merci aux doctorants du DGCB pour leurs débats philosophiques et leurs performances footballistiques, aux comédiens de Scène Envie et des Zam'zarts pour tous les fous rires hors et sur scène, aux MPSI 2 et associés et plus particulièrement à Marion, Aurélie, Caro et Laure pour leurs délires en général et le tour du lac Léman à vélo en particulier, à Yves et Yolaine pour les week-ends à Rennes et à Steph et Adrien pour parler PhD comics pendant ces mêmes week-ends et merci à Olivier pour m'avoir accompagnée (qui a dit « supportée » ?) dans toutes ces aventures et tant d'autres. Un special thanks à Alex pour nos interminables discussions qui me sont si précieuses depuis tant d'années.

Je remercie Julien pour son attention permanente et la patience dont il a dû plus particulièrement faire preuve ces derniers mois : puisse la fin de cette thèse libérer plus de temps pour de longues soirées près d'une bûche en feu.

J'adresse enfin mes derniers remerciements à ma famille, à ma grand-mère et à mes parents pour leur confiance aveugle dans mon travail et le soutien inconditionnel qu'ils m'ont apporté.

Sommaire

Introduction	7
1 État de l'art sur les murs de soutènement en pierre sèche	9
1.1 La maçonnerie à pierres sèches	13
1.2 État de l'art de la modélisation des ouvrages de soutènement et des structures maçonniées	23
1.3 État de l'art de la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche . .	33
1.4 Vers une modélisation des murs en pierre sèche par le calcul à la rupture et l'expérimentation échelle 1	41
2 Modélisation des murs de soutènement en pierre sèche par le calcul à la rupture	47
2.1 Présentation du cadre théorique	51
2.2 Application du calcul à la rupture au cas des murs de soutènement en pierre sèche	56
2.3 Test du modèle	73
3 Expérimentations échelle 1 sur murs de soutènement en pierre sèche	89
3.1 Préparation des expériences	93
3.2 Campagne d'essais sur murs en pierre sèche chargés par un remblai pulvérulent	113
3.3 Bilan de la campagne expérimentale	146
4 Confrontation modèle/expérimentation	153
4.1 Présentation de la base de données expérimentales	157
4.2 Confrontation hypothèses du modèle et expériences	160
4.3 Confrontation résultats du modèle et expériences	169
Conclusion	175
Liste des symboles	177
Liste des figures	179
Liste des tableaux	185
Bibliographie	187
Table des matières	195

A	Modélisation par le calcul à la rupture	201
A.1	Modélisation d'un mur sous pression hydrostatique	202
A.2	Modélisation d'un mur sous poussée d'un sol pulvérulent	209
A.3	Modélisation d'un mur chargé par un remblai pulvérulent	213
B	Caractérisation mécanique des matériaux utilisés dans les expérimentations	221
B.1	Essais de cisaillement sur les blocs de brique et de bois	222
B.2	Essais de cisaillement sur les blocs de pierre	224
B.3	Essai triaxial sur le gravier	227
C	Dispositif expérimental des essais du Pont-de-Montvert	241
C.1	Caractéristiques des capteurs	242
C.2	Organisation du site expérimental	243
D	Résultats des essais sur murs en pierre sèche	245
D.1	Mur C1g	246
D.2	Mur C3s	248
D.3	Mur C4c	250

Introduction

La pierre sèche est une technique de construction consistant à assembler des pierres brutes ou ébauchées sans liant. Cette technique cultive les paradoxes : elle est à la fois locale et internationale, locale parce qu'elle est le fruit de besoins, de matériaux et de savoir-faire locaux et pourtant internationale parce qu'elle est présente sur les cinq continents. Cette technique s'est développée dans toutes les régions où la pierre est abondante et l'aménagement des terres difficile. Elle doit son succès à sa mise en œuvre puisqu'elle ne requiert qu'un approvisionnement en pierre et quelques outils.

Un temps abandonnée au profit des techniques modernes de construction, la pierre sèche revient, depuis les années 80, au goût du jour avec la reconnaissance montante de son riche patrimoine public ou privé en mal d'entretien et, plus récemment, grâce à ses qualités environnementales. Cette technique ancienne est devenue aujourd'hui innovante. De nombreux projets ont ainsi vu le jour pour préserver le patrimoine, créer des liens avec la filière agricole, développer le savoir-faire de la maçonnerie en pierre sèche. Aujourd'hui, l'expansion de la pierre sèche est freinée par l'absence de cadre scientifique permettant de garantir sa fiabilité auprès des décideurs.

Les murs de soutènement en pierre sèche sont des ouvrages particulièrement complexes à modéliser pour deux raisons principales.

D'une part, la maçonnerie de pierre sèche est très hétérogène tout en présentant une certaine régularité : en cela, elle se pose à la frontière des milieux aléatoires et des milieux périodiques. Si peu d'études ont été consacrées à la maçonnerie sèche, on pourra s'appuyer sur l'abondante littérature dédiée aux maçonneries classiques développée ces trente dernières années. Ces études se sont tout d'abord attachées à caractériser le comportement mécanique des maçonneries périodiques jointoyées. On voit maintenant émerger des études consacrées aux maçonneries non-périodiques mais également aux maçonneries périodiques à joints vifs, à partir des connaissances développées pour la mécanique des roches.

D'autre part, la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche passe par la connaissance du remblai de sol que le mur supporte. Le mur de soutien en pierre sèche entre ainsi dans la catégorie des murs-poids pour lesquels il existe une abondante bibliographie. Néanmoins, dans ces études, l'ouvrage de soutènement est considéré comme monolithique et indéformable et l'étude porte sur le comportement du sol de remblai.

La modélisation des murs de soutènement en pierre sèche passe donc par la mise au point d'un modèle de maçonnerie dédié à la pierre sèche, à intégrer dans une étude de mécanique des sols, avec les problèmes liés à l'interaction sol/structure.

L'objet de cette thèse est d'approfondir les connaissances sur la mécanique des murs de soutènement en pierre sèche. Nous avons choisi de nous concentrer sur l'aspect dimen-

sionnement pour permettre la reconstruction d'ouvrages endommagés en pierre sèche mais également pour favoriser la construction d'ouvrages neufs. Cette approche nous permet également de mieux comprendre les mécanismes de rupture d'un mur en pierre sèche et constitue ainsi un premier pas vers l'auscultation des ouvrages existants.

Nous proposons une étude de dimensionnement par le calcul à la rupture et les expérimentations échelle 1. Le modèle de calcul à la rupture doit nous permettre d'analyser la stabilité d'un mur de soutènement en pierre sèche de manière rigoureuse et pragmatique. On complète cette modélisation par des expérimentations échelle 1 qui permettent d'approfondir les connaissances sur les murs en pierre sèche mais également de valider le modèle mis au point.

Le mémoire que l'on se propose de présenter s'articule autour de quatre parties.

Chapitre 1. Le premier chapitre pose le contexte de l'étude. On introduit la technique de la pierre sèche, son historique ainsi que les enjeux de l'étude des murs de soutènement en pierre sèche (section 1.1). On s'intéresse ensuite à l'état de l'art sur lequel on va s'appuyer, à savoir les études sur les ouvrages de soutènement et les structures maçonnées (section 1.2) ainsi que la littérature scientifique traitant des murs de soutènement en pierre sèche (section 1.3). Ces introductions culturelles et scientifiques vont nous permettre de fixer nos objectifs et les moyens pour y parvenir (section 1.4).

Chapitre 2. Le second chapitre porte sur la modélisation par le calcul à la rupture. Après une présentation générale de la théorie du calcul à la rupture (section 2.1), on développe la modélisation d'un mur en pierre sèche sous pression hydrostatique dans un premier temps, puis celle d'un mur chargé d'un remblai de sol (section 2.2). On procède enfin à une première évaluation du modèle en le confrontant à d'autres modélisations micro et macro-mécanique ainsi qu'à des modèles physiques (section 2.3).

Chapitre 3. Le troisième chapitre couvre la campagne expérimentale échelle 1 au cours de laquelle quatre murs en pierre sèche de 2,50 m de hauteur ont été construits et amenés à la rupture par un chargement de sol pulvérulent. On commence par présenter le dispositif expérimental (section 3.1) puis on détaille l'analyse des quatre essais réalisés (section 3.2). On dresse finalement le bilan de cette campagne (section 3.3).

Chapitre 4. Le quatrième chapitre est consacré à la validation du modèle par le calcul à la rupture mis au point au chapitre 2 sur les essais échelle 1 sur murs en pierre sèche présentés au chapitre 3 et sur des essais sur murs en pierre sèche chargés par pression hydrostatique réalisés par Villemus (2004). On présente tout d'abord la base de données expérimentales sur laquelle on va s'appuyer au cours de cette validation (section 4.1). On confronte ensuite les hypothèses du modèle aux phénomènes effectivement observés au cours des expériences (section 4.2) et on éprouve enfin le modèle sur les données expérimentales (section 4.3).

Chapitre 1

État de l'art sur les murs de soutènement en pierre sèche

Plan du chapitre 1

1.1	La maçonnerie à pierres sèches	13
1.1.1	La pierre sèche : définitions	13
1.1.2	Règles de l'art de la construction en pierre sèche	14
1.1.3	Regards sur la construction en pierre sèche	18
1.2	État de l'art de la modélisation des ouvrages de soutènement et des structures maçonnées	23
1.2.1	Modélisation des ouvrages de soutènement	23
1.2.2	Modélisation des structures maçonnées	28
1.3	État de l'art de la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche	33
1.3.1	Étude empirique des murs de soutènement en pierre sèche	33
1.3.2	Approche macro-mécanique des murs de soutènement en pierre sèche	34
1.3.3	Approche micro-mécanique des murs de soutènement en pierre sèche	36
1.3.4	Approche expérimentale des murs de soutènement en pierre sèche .	38
1.4	Vers une modélisation des murs en pierre sèche par le calcul à la rupture et l'expérimentation échelle 1	41
1.4.1	Le choix d'une approche pragmatique	41
1.4.2	Position du problème	42

Pour commencer...

Nous avons choisi de consacrer cette thèse à la mécanique des murs de soutènement en pierre sèche. Ce premier chapitre vise à présenter le contexte et les enjeux d'une telle étude à partir des références bibliographiques que nous avons pu collecter.

Un premier tour d'horizon des parutions récentes nous montre que la pierre sèche connaît, depuis les années 80, un regain d'intérêt motivé à l'origine par la nécessité d'ausculter et d'entretenir l'important patrimoine existant puis, plus récemment, par un désir grandissant de reconstruire ou même de construire en pierre sèche. On peut expliquer ce tout nouvel engouement par le caractère performant et innovant que revêt cette technique dans le cadre du développement durable.

Mais l'étude bibliographique révèle également qu'il n'y a pas de règles de dimensionnement ou d'auscultation permettant de certifier la fiabilité de la technique. Les études scientifiques consacrées à la pierre sèche en sont à leurs prémices mais il est intéressant de constater que l'on pourra s'appuyer sur une abondante littérature dédiée aux murs de soutènement d'une part et aux structures maçonnées d'autre part.

Nous exposons dans ce chapitre l'objet de notre étude : nous commencerons par présenter la technique de la pierre sèche, son historique ainsi que ses enjeux économiques et écologiques (section 1.1). D'un point de vue scientifique, les murs de soutènement en pierre sèche appartiennent à la fois aux ouvrages de soutènement et aux structures maçonnées ; nous explorerons donc l'état de l'art des modélisations de ces deux types de structures (section 1.2). Puis, nous consacrerons une troisième section (section 1.3) aux modélisations de maçonneries de pierre sèche. Cette étude bibliographique va nous permettre de fixer nos objectifs et de définir les moyens que nous allons mettre en œuvre dans cette thèse (section 1.4).

1.1 La maçonnerie à pierres sèches

La pierre sèche est une technique de construction ancienne qui a été adoptée dans toutes les régions où l'approvisionnement en pierre est abondant, pour sa simplicité de mise en œuvre. Nous allons ici présenter la technique et expliciter les règles de construction d'un mur de soutènement en pierre sèche puis nous replacerons notre étude dans son contexte historique et nous exposerons ses avantages et les enjeux à relever aujourd'hui.

1.1.1 La pierre sèche : définitions

La maçonnerie à pierres sèches est une technique de construction consistant à assembler, sans aucun liant, des blocs bruts ou ébauchés (fig. 1.1).



Figure 1.1 – La maçonnerie à pierres sèches.

On retrouve des constructions en pierre sèche sur les cinq continents, dans les régions où l'approvisionnement en pierre est abondant et l'aménagement des terres difficile. En cela, la technique de la pierre sèche est à la fois locale et internationale ; elle s'est développée dans toutes les régions où le besoin s'est fait sentir.

La technique de la pierre sèche est principalement utilisée pour :

- favoriser le transport : murs de soutènement, escaliers, rampes, chemins, ponts ;
- développer des activités agricoles : terrasses, murs de clôture, cabanes ;
- gérer l'eau : calades, barrages, puits.

Pour cette thèse, nous ne nous intéresserons qu'aux murs de soutènement, qu'ils soient routiers ou de terrasse.

1.1.2 Règles de l'art de la construction en pierre sèche

1.1.2.1 Le matériau

La pierre sèche ne repose que sur un seul matériau : la pierre.

Dans un souci de respect du patrimoine et de l'esthétique paysagère, il est important d'utiliser les pierres à disposition sur site ; ce principe permet en outre de diminuer fortement l'impact de la construction sur l'environnement (Morel *et al.*, 2001). Une grande majorité des pierres utilisées dans les ouvrages existants provient soit de l'épierrement des parcelles cultivées, soit de l'extraction sur place de la roche elle-même. On trouve ainsi, selon les régions, des murs en pierre sèche en schiste, en granite, en calcaire ou même grès ou en basalte.

1.1.2.2 L'appareillage

Du choix de la pierre va dépendre le type d'ouvrage réalisé : c'est bien la géologie locale qui dicte en premier lieu le type d'appareillage (ou opus) du mur, c'est-à-dire la forme et la disposition des éléments assemblés dans la maçonnerie. Dans la construction à sec, on trouve majoritairement deux grands types d'appareils :

Opus assisé : opus aux assises régulières réalisé avec des pierres présentant des strates plus ou moins régulières (schistes, calcaires stratifiés) posées sur un lit horizontal parallèle aux strates (fig. 1.2a).

Opus incertum : opus réalisé avec des pierres de dimension et de forme irrégulières (granites, grès, roches basaltiques) (fig. 1.2b).

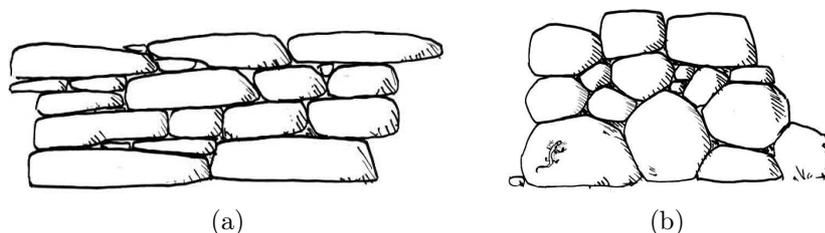


Figure 1.2 – Croquis d'une maçonnerie de pierre sèche en opus assisé (a) et en opus incertum (b).

On trouve également des appareils répondant à un besoin particulier du mur :

Opus en clavade : opus aux assises régulières avec des pierres stratifiées posées sur un lit perpendiculaire aux strates (sur chant) ; cet appareil est généralement utilisé pour l'aménagement des cours d'eau ou dans les zones où la pression hydrostatique est importante.

Opus cyclopéen : opus réalisé avec des pierres de très grande dimension ; cet appareil est généralement utilisé pour réaliser les bases des murs.

Il existe aussi d'autres opus relevant de l'habileté technique du bâtisseur ou de son esprit créatif.

Opus quadratum ou romain : appareillage très régulier avec des pierres taillées « au carré », c'est-à-dire avec deux angles droits au retour de leur parement, et disposées en

opus assisé le plus jointif possible ; si les lits sont irréguliers, on parle d’*opus quadratum*, si les lits sont parfaitement nivelés et exactement de la même épaisseur, on parle d’*opus romain*.

Opus piscatum ou spicatum : appareillage de pierres sur un plan oblique où le sens d’inclinaison de chaque lit est inversé par rapport au lit précédent ; s’il y a imbrication des lits entre eux, on parle d’*opus spicatum*, si les lits ne sont pas reliés et présentent un contact linéaire bien marqué, on parle d’*opus piscatum*.

1.1.2.3 La composition d’un mur en pierre sèche

On retrouve dans chaque mur en pierre sèche les mêmes éléments (fig. 1.3).

Le socle ou fondation : premier lit de pierre du mur sur lequel ce dernier va reposer.

Le parement extérieur : face visible du mur.

Le parement intérieur : face non visible du mur.

Le couronnement ou arasement : dernier lit de pierre posé sur le mur qui assure un rôle de chaînage.

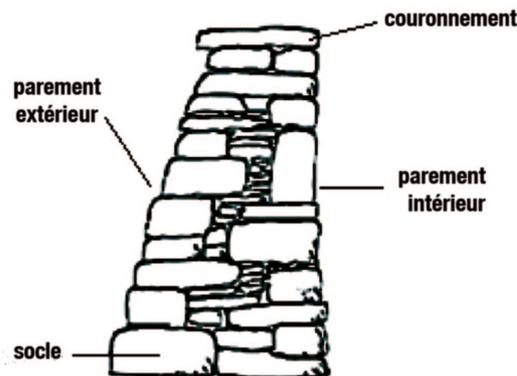


Figure 1.3 – Composition d’un mur en pierre sèche.

1.1.2.4 La construction d’un mur en pierre sèche

La pierre sèche est une technique simple par sa mise en œuvre mais qui s’appuie sur le respect des règles de l’art et sur le savoir-faire du maçon.

Bien que les constructions en pierre sèche soient le fruit d’un savoir-faire local et d’une tradition orale, on retrouve à travers le monde des dispositions constructives similaires. Les principes que nous exposons ici sont ceux appliqués par les bâtisseurs en pierre sèche des *Artisans Bâtisseurs en pierres sèches, Murailleurs de Provence* et de la *Confrérie des Bâtisseurs en pierre sèche*, tels que décrits dans le *Guide des bonnes pratiques de construction des murs de soutènement en pierre sèche* (CAPEB, 2008). Néanmoins, nous les avons confrontés avec des informations tirées de documents établis par d’autres professionnels français (Lassure, 2008; Cagin et Nicolas, 2008) et étrangers (Tufnell, 1991) ainsi que des observations de murs

existants (Jones, 1979; Arya et Gupta, 1983; Walker et Dickens, 1995) afin de montrer la similarité des principes constructifs. Nous ne présenterons ici que les principales règles à respecter, plus de détails pouvant être trouvés dans les ouvrages cités précédemment.

Pour commencer, il faut savoir que chaque pierre du mur doit être posée en quatre étapes indépendantes ou simultanées :

Le choix : les pierres sont choisies au fur et à mesure de la construction selon leur taille, leur forme et leur résistance en fonction des besoins du mur. Cette étape détermine la place que va occuper la pierre dans le mur et le rôle qu'elle va jouer.

La présentation sur l'ouvrage : c'est l'étape de pose de la pierre dans le mur. Elle est indissociable de l'étape de calage.

Le calage : chaque pierre doit être soigneusement calée, au fur et à mesure. Afin d'assurer à chaque pierre la meilleure stabilité, on la met en position isostatique, c'est-à-dire qu'elle doit reposer en deux points proches de l'extérieur du mur et un à l'intérieur sur le lit inférieur et ne plus bouger lorsqu'on appuie dessus. On pourra utiliser dans cette opération des pierres de calage de tout calibre mais suffisamment résistantes pour supporter les efforts de compression auxquels elles seront soumises sans casser. D'autre part, on évitera que les cales ne dépassent de l'aplomb sur les côtés ou à l'arrière d'une pierre, pour ne pas gêner la pose des modules suivants.

Le bourrage : les vides restants devront ensuite être garnis avec des pierres de tout calibre qui doivent être placées sans remettre en cause l'équilibre obtenu lors du calage : c'est le bourrage.

On monte ainsi le mur du socle au couronnement en veillant bien au respect de quelques principes fondamentaux.

Préparation du socle. Le socle d'un mur en pierre sèche doit impérativement être bâti en pierre sèche. Il est fondé de préférence sur la roche affleurante ou, à défaut, sur le sol meuble. La fondation doit être aménagée de sorte qu'elle soit la plus plane possible et inclinée perpendiculairement au fruit choisi pour le mur (fig. 1.4).

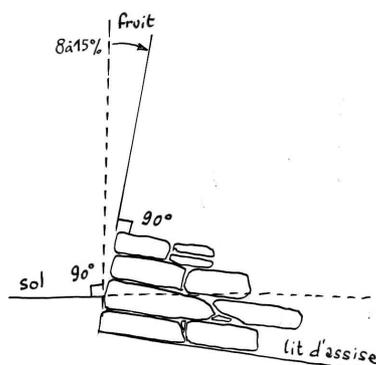


Figure 1.4 – Inclinaison des lits d'assise d'un mur en pierre sèche en fonction de son fruit.

Aménagement des lits. Le mur est construit couche par couche, en lits successifs. Les pierres d'un même lit doivent être ajustées entre elles, c'est-à-dire en contact les unes avec les autres de sorte qu'aucune pierre ne puisse être extraite du mur (fig. 1.5). Le contact latéral assure le frottement des pierres entre elles et participe à la cohésion de l'ensemble de l'ouvrage, mais également à l'esthétique du parement. On veillera également à l'horizontalité des lits sur le plan longitudinal, non seulement dans un souci d'esthétisme, mais aussi pour éviter le glissement de l'ensemble du mur vers l'aval. Lorsqu'une couche est terminée, les interstices doivent être soigneusement bourrés avant de passer au lit suivant. On laissera en règle générale le moins de vide possible dans le mur. Le remplissage des interstices assure une meilleure stabilité du mur en augmentant sa cohésion et sa masse volumique.

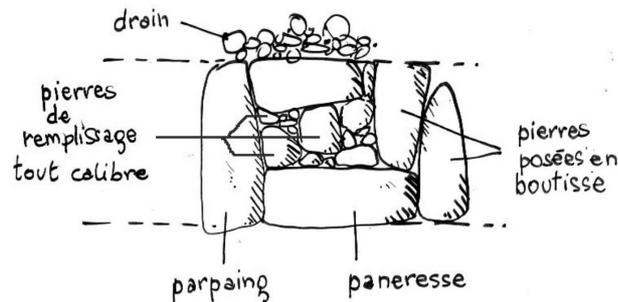


Figure 1.5 – Aménagement des lits de pierre d'un mur en pierre sèche.

Croisement des joints. Il faut éviter les alignements verticaux de jointures (coups de sabre) pour ne pas exposer plusieurs éléments de bâtisse non solidaires les uns des autres face aux poussées et pressions (fig. 1.6). Pour ce faire, il faut empiler les pierres en imbrication pour croiser les joints ; c'est la règle de rupture de joint.

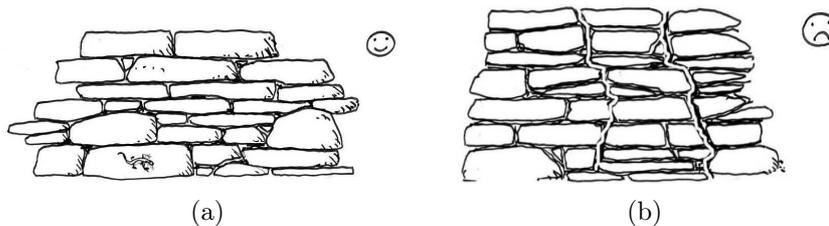


Figure 1.6 – Règle de croisement des joints dans un mur en pierre sèche : décaler les jointures (a) pour éviter les coups de sabre (b).

Importance des pierres de bâti. Les pierres de bâti sont les pierres qui constituent la trame du mur et assurent sa cohésion (fig. 1.5). On distingue deux types de pierre de bâti.

La boutisse : longue pierre de liaison, la plus massive possible, que l'on couche dans l'épaisseur du mur pour relier les parements extérieur et intérieur. L'une de ses extrémités doit être correctement facée et placée dans la partie visible du mur. Lorsque les deux

extrémités de la boutisse sont facées, on parle alors de *parpaing*. La pose régulière de boutisses assure au mur une plus grande cohésion et une plus grande stabilité.

La panneresse ou carreau : à l'inverse de la boutisse, c'est une pierre dont toute la longueur est présentée en façade du mur, permettant ainsi de relier entre elles plusieurs pierres du parement. La panneresse peut servir à stopper le début d'un « coup de sabre » mais, comme elle ne pénètre pas dans le mur, elle peut également créer une faiblesse dans le parement qu'il conviendra de compenser au rang suivant en la faisant chevaucher par une boutisse.

Construction des parements. Les parements extérieur et intérieur du mur doivent être bâtis avec la même rigueur ; on devra seulement soigner l'aspect du parement extérieur en s'assurant de son bon alignement et de l'esthétique de la face des pierres qui le composent. Il est généralement conseillé de donner au parement extérieur un fruit qui permettra d'éviter que le mur ne se retrouve trop vite en faux-aplomb sous l'effet de la poussée du remblai qu'il supporte. Ce fruit peut être très faible voire nul si le mur n'est pas très haut ou s'il n'est pas soumis à d'importantes poussées, il peut atteindre 25% pour des murs très élancés soumis à de fortes contraintes. Le parement intérieur peut être construit à l'aplomb ou avec un léger fruit régulier ou à redans incliné vers l'aval du mur mais il ne doit en aucun cas s'appuyer contre la terre de terrassement.

Remblaiement arrière. Les murs de soutènement sont généralement remblayés par des couches de 20 cm de terre déposées et compactées au fur et à mesure de la construction. Des débris de pierres et des cailloutis sont parfois déposés à la base du remblaiement arrière pour augmenter la capacité drainante de l'ouvrage.

Notons que l'on ne trouve que peu d'indications concernant le dimensionnement de ces ouvrages, les règles adoptées étant basées sur l'empirisme et le savoir-faire du maçon. Lassure (2008) retient une largeur égale à la moitié de la hauteur du mur avec un fruit de 5 cm tous les 75 cm de hauteur sur chaque parement. Cagin et Nicolas (2008) proposent quant à eux une largeur égale au tiers de la hauteur du mur.

1.1.3 Regards sur la construction en pierre sèche

Nous proposons dans cette partie un historique de la construction en pierre sèche en nous appuyant sur l'étude de Cussatlegras (1996). Cet historique va nous permettre de mieux connaître cette technique et ainsi d'en cerner les enjeux aujourd'hui.

1.1.3.1 Historique

La technique de la pierre sèche remonte à l'Antiquité pendant laquelle les Romains ont introduit et développé le soutien routier en maçonnerie. Ils ont ainsi édifié de nombreuses constructions monumentales en pierre de taille bâties à sec (*opus romain*).

Au XVII^e siècle, le mur de soutien en pierre sèche devient défensif. Les travaux de fortification de Vauban entraînent la construction de murs devant résister non seulement à la poussée des terres mais aussi aux impacts des canons. S'engage alors une politique de centralisation qui amènera à la normalisation et au perfectionnement de la technique de construction et va ainsi profiter au développement du soutènement routier.

C’est au XIX^e que le soutènement routier connaît son apogée, encouragé par une volonté nationale de développer la voirie sur tout le territoire français. De grands travaux sont alors entrepris non seulement pour renforcer les grands axes de circulation mais aussi pour relier des régions plus difficiles d’accès. Cette période coïncide également avec le développement agricole qui conduit à l’expansion des aménagements pour l’exploitation des terres. La deuxième moitié du XIX^e siècle voit la généralisation de cette technique au niveau rural, à l’initiative des agents-voyers et des agriculteurs. On note ainsi que de nombreuses constructions vernaculaires en pierre sèche (ponts, murs dits « paysans », cabanes) ont vu le jour à cette période.

Le choix de la pierre sèche est alors avant tout économique. Cette technique séduit par sa facilité de mise en œuvre, puisqu’elle ne nécessite qu’un approvisionnement en pierre. La construction à sec présente en outre des qualités de souplesse et de drainage qui en font un excellent matériau tant pour le soutènement routier que pour les murs de terrasse agricole. L’absence de liant et la présence de pierres de tout calibre constituent en effet un filtre naturel qui permet de réguler l’écoulement des eaux sur toute la structure et ainsi de diminuer les effets de la pression hydrostatique. Les constructions en pierre sèche présentent également une souplesse qui leur permet de se déformer fortement sans rompre et, lorsqu’elles viennent à céder, ce n’est généralement que sur une faible portion. On retrouve ces arguments en faveur de la pierre sèche dans les traités des ingénieurs du XIX^e siècle (Delaître, 1825; Polonceau, 1845).

L’expansion des constructions routières a conduit au développement de recherches scientifiques consacrées au soutènement. C’est ainsi qu’au cours du XIX^e siècle ont vu le jour des techniques moins coûteuses en terme de production et de mise en œuvre qui ont détrôné les techniques traditionnelles. Le savoir-faire de la construction à sec s’est perdu à mesure que son emploi dans les travaux publics diminuait.

On retrouve un historique similaire dans les pays européens qui ont recouru à cette technique (Walker *et al.*, 2000). Dans les pays en voie de développement, la pierre sèche est une technique qui, bien qu’encore utilisée, est progressivement abandonnée au profit des techniques privilégiées en Occident.

Après une longue période de rejet ou d’oubli, la pierre sèche connaît, depuis les années 80, un regain d’intérêt motivé tant par la nécessité de préserver le patrimoine que par la performance que présente la technique dans le cadre d’une construction durable.

1.1.3.2 La pierre sèche, une technique moderne

La pierre sèche, technique de construction couramment employée au XIX^e siècle, suscite depuis quelques années un tout nouvel intérêt après une longue période d’abandon. Si la pierre sèche revient au goût du jour, c’est qu’aux qualités évoquées précédemment s’ajoute aujourd’hui l’attrait pour une technique novatrice dans le cadre du développement durable.

Patrimoine. L’architecture de pierre sèche constitue un patrimoine vernaculaire qui donne une valeur ajoutée aux paysages. En cela, ils peuvent s’inscrire dans la définition de paysages culturels tels que décrits au § 47 des *Orientations devant guider la mise en œuvre de la Convention du patrimoine mondial* de l’UNESCO (2008) :

« Les paysages culturels sont des biens culturels et représentent les « œuvres conjuguées de l’homme et de la nature » [...]. Ils illustrent l’évolution de la



Figure 1.7 – Patrimoine en pierre sèche : terrasses de la haute vallée du Douro au Portugal (a) et cabanes du Breuil en Dordogne (France) (b).

société humaine et son établissement au cours du temps, sous l'influence des contraintes physiques et/ou des possibilités présentées par leur environnement naturel et des forces sociales, économiques et culturelles successives, externes aussi bien internes. »

La haute vallée du Douro (Portugal) (fig. 1.7a) ou les Cinque Terre (Italie) ont ainsi été classés au patrimoine mondial de l'UNESCO. En France, le village des Bories de Gordes (Vaucluse) ou les cabanes du Breuil à Saint-André-d'Allas (Dordogne) (fig. 1.7b) sont classés monuments historiques.

La richesse de ce patrimoine peut ainsi contribuer au développement touristique des territoires façonnés par la pierre sèche.

Aménagement du territoire. Les constructions en pierre sèche contribuent à l'aménagement du territoire en permettant de modeler les terrains et en assurant une gestion de l'eau et des terres. Des études, tels le projet TERRISC ou l'étude de Guiton (1994), ont montré que les cultures en terrasse permettaient de réduire les phénomènes d'érosion et de limiter les risques d'inondation. Les murs en pierre sèche permettent aussi le développement d'un écosystème qui favorise l'agriculture biologique et la production de produits de qualité (Bouchy *et al.*, 2001).

Développement durable. La pierre sèche, en tant que technique de construction en matériaux locaux, a un impact environnemental limité (Morel *et al.*, 2001). En effet, comme elle ne requiert qu'un approvisionnement local en pierres, donc pas ou peu de transport et pas de fabrication ni d'acheminement de liant, elle se révèle performante dans le cadre du développement durable. De même, l'entretien et la restauration des ouvrages existants sont peu « énergivores » puisque les pierres qui constituent le mur, même si elles se dégradent un peu à chaque fois, pourront être réutilisées sur place.

1.1.3.3 Les enjeux de la pierre sèche aujourd’hui

L’essor de la pierre sèche est dû à deux facteurs combinés : la nécessité d’entretien des constructions en pierre sèche existantes et l’engouement pour une technique performante dans le cadre du développement durable.

Avec ses 380 000 m² de surface, soit 14% des murs de soutènement bordant l’ancien réseau national français (Odent, 2000), ou ses 4000 km de linéaire le long des routes et autoroutes britanniques (O’Reilly *et al.*, 1999), la pierre sèche présente un enjeu économique non négligeable. En effet, certaines de ces constructions, qui datent pour la plupart du XIX^e siècle, présentent aujourd’hui des pathologies, notamment des déformations en forme de ventre, qu’il faut diagnostiquer et parfois réparer.

D’autre part, la maçonnerie à pierres sèches peut présenter une alternative réelle aux constructions en béton dans certaines régions. Une étude récente (Langrand *et al.*, 2007) montre en effet qu’elle se révèle compétitive d’un point de vue financier pour des ouvrages d’une hauteur inférieure à 3 m tout en étant bien plus performante en terme d’impact environnemental (fig. 1.8).

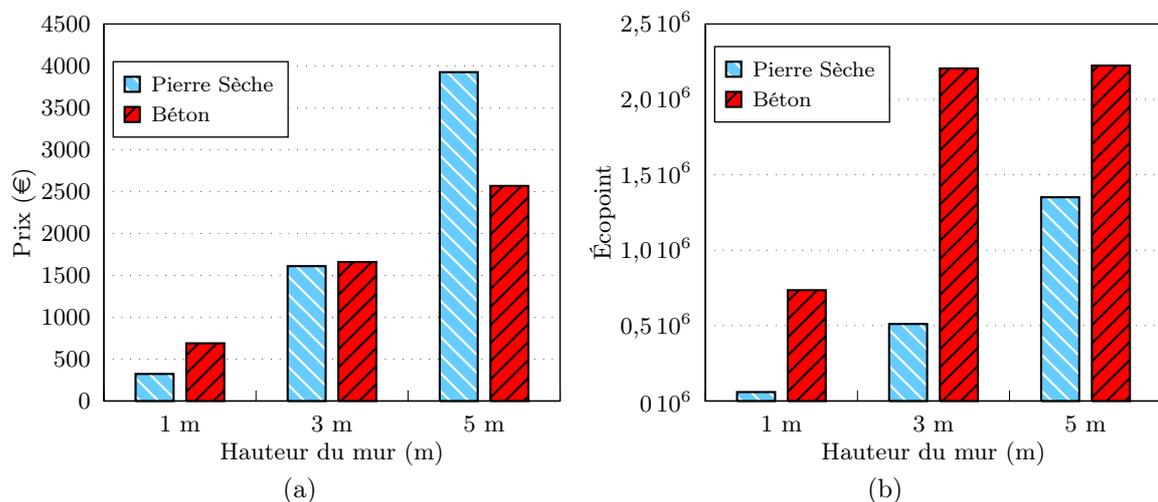


Figure 1.8 – Comparatif du coût financier (a) et de l’indice de charge polluante (écopoint) (b) du cycle de vie d’un mur en pierre sèche et d’un mur en béton d’après Langrand *et al.* (2007).

Néanmoins, l’expansion de la pierre sèche est freinée par l’absence de cadre scientifique et technique permettant de garantir sa fiabilité auprès des décideurs. Un premier ouvrage a été consacré à l’établissement des règles de l’art de la construction en pierre sèche ainsi qu’à la conception d’abaques de calcul destinés au dimensionnement des murs neufs (CAPEB, 2008). Ce travail, mené conjointement par des associations de bâtisseurs en pierre sèche et des chercheurs en génie civil de l’ENTPE, a permis d’aboutir à un guide de référence pour la construction de murs de soutènement en pierre sèche. C’est dans la continuité de ces travaux que s’inscrit la présente thèse.

La pierre sèche est une forme de construction que l'on retrouve dans de nombreuses régions du globe. Elle ne requiert que peu de moyens techniques mais un grand savoir-faire de la part du maçon. Nous avons exposé ici les différents principes sous-tendant la construction à sec. Nous avons ensuite retracé l'histoire de la pierre sèche qui nous a permis de mieux appréhender les enjeux auxquels nous sommes aujourd'hui confrontés. Nous allons maintenant nous intéresser plus particulièrement au contexte scientifique dans lequel la pierre sèche évolue.

1.2 État de l’art de la modélisation des ouvrages de soutènement et des structures maçonnées

L’intérêt grandissant que suscite la pierre sèche se manifeste principalement au niveau historique et sociologique. En effet, si les constructions en pierre sèche ont fait l’objet de nombreuses études, la modélisation de ces structures n’en est encore à ce jour qu’à ses débuts. Néanmoins, on peut s’appuyer dans ce travail sur l’abondante littérature consacrée aux ouvrages de soutènement ainsi que sur celle dédiée aux maçonneries. Ce sont ces deux bibliographies que nous allons étudier ici afin de prendre connaissance des problématiques actuelles et des dernières avancées en la matière.

1.2.1 Modélisation des ouvrages de soutènement

La stabilité des ouvrages de soutènement est un problème classique de mécanique des sols qui a fait l’objet de nombreuses études. Nous présentons ici les principes qui ont été adoptés pour le dimensionnement des murs de soutènement puis, dans un deuxième temps, nous détaillerons des problèmes liés au calcul de la poussée des terres.

1.2.1.1 Introduction au dimensionnement des murs de soutènement

On appelle *mur de soutènement* tout ouvrage « conçu pour créer une dénivelée entre les terres situées à l’amont, c’est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l’aval, en contre-bas de l’ouvrage » (SETRA, 2000). Les ouvrages de soutènement répondent ainsi à un besoin de création de surfaces planes destinées à accueillir des bâtiments, des cultures ou des voies de communication. En ce sens, ils ont un rôle de moteur économique vital à l’implantation et au développement de l’activité humaine.

Principes de dimensionnement. Dimensionner un mur consiste à déterminer son type et son profil pour qu’il soit stable sous les actions qui lui sont appliquées.

Les murs de soutènement en pierre sèche font partie de la famille des *murs-poids* ; on désigne par cette appellation les murs en béton non armé ou en maçonnerie dont « la fonction de soutènement est assurée par le poids propre du mur qui équilibre la poussée des terres du massif soutenu, en imposant de fortes contraintes au massif d’assise de fondation » (SETRA, 1998a).

D’un point de vue cinématique, les murs-poids sont considérés comme monolithiques et répondent à la mécanique du solide rigide. Les méthodes de calcul des murs-poids reposent sur une analyse d’équilibre limite des forces s’exerçant sur le mur (fig. 1.9), à savoir :

- P , le poids propre du mur ;
- F_a , la poussée du remblai sur le mur ;
- R , la réaction de la fondation.

Le mur est à l’équilibre lorsque l’action des forces stabilisatrices et déstabilisatrices s’anulent. La stabilité du mur est alors précaire puisque la moindre action défavorable tendra à le faire tomber. On dimensionne donc les murs en introduisant des coefficients de sécurité.

On vérifie la stabilité externe du mur selon trois critères principaux :

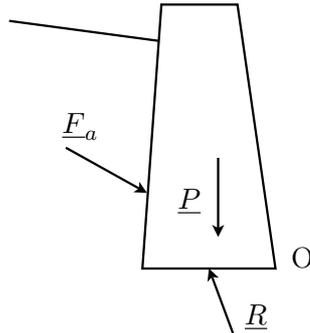


Figure 1.9 – Équilibre des forces sur un mur-poids : poids propre du mur \underline{P} , poussée du remblai \underline{F}_a et réaction de la fondation \underline{R} .

- le non-glissement du mur sur sa base d’assise ;
- le non-renversement du mur ;
- le non-poinçonnement du sol de fondation.

Stabilité au glissement. La sécurité au glissement sur la base assure que la composante horizontale des forces suivant la direction de glissement reste inférieure à la résistance limite due au frottement du sol de fondation sur la base d’assise du mur.

Soit \underline{T} la composante de la réaction de la fondation \underline{R} tangente à la base du mur et \underline{N} sa composante normale. Le coefficient de sécurité au glissement F_g est défini comme le rapport entre la force résistante de cisaillement et la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base de sorte que :

$$F_g = \frac{N}{T} \tan \delta \quad (1.1)$$

où δ est l’angle de frottement entre le sol de fondation et la base du mur.

On admet que le mur est stable vis-à-vis du glissement lorsque F_g est supérieur à 1,2.

Stabilité au renversement. La sécurité au renversement assure que le mur ne tourne pas autour de son arête inférieure à l’aval de la fondation.

Le coefficient de sécurité au renversement F_r est défini comme le rapport entre le moment en O des actions stabilisantes M_s et celui des actions renversantes M_r :

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} \quad (1.2)$$

Dans la pratique, on cherche à avoir F_r supérieur à 1,5.

On peut également utiliser la règle du tiers central qui consiste à s’assurer que la réaction \underline{R} reste dans le tiers central de la fondation. Notons que la règle du tiers central est plus sévère que le coefficient de sécurité au renversement ; elle correspond à une valeur de F_r supérieure à 2 voire voisine de 3.

Stabilité au poinçonnement. La sécurité au poinçonnement assure que le sol de fondation du mur de soutènement résiste aux charges qui lui sont appliquées.

En pratique, on doit vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation (notée q'_{ref}) reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol (noté q'_u) de sorte que :

$$q'_{\text{ref}} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_\delta + q'_0 \quad (1.3)$$

- où γ_q est un coefficient de sécurité pris à 3 en service et à 2 à l'état limite ultime ;
 q'_0 est la contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation ;
 i_δ est un coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la résultante et de la géométrie de la fondation.

1.2.1.2 Études sur la poussée des terres

Comme nous l'avons vu précédemment, l'étude de la stabilité des ouvrages de soutènement implique de connaître l'action du remblai sur le mur. On distingue généralement trois types de méthodes classiquement utilisées pour déterminer cette force de poussée.

Méthode de Coulomb. En 1773, Coulomb met au point une méthode permettant d'évaluer la force de poussée sans considération de l'état de contraintes s'exerçant dans le sol de remblai en se basant sur deux hypothèses :

- la rupture du remblai le long d'une surface plane passant par le pied de l'écran et inclinée d'un angle Ψ_s par rapport au parement interne de cet écran ;
- la connaissance de l'angle de frottement, noté δ , entre le sol et le mur.

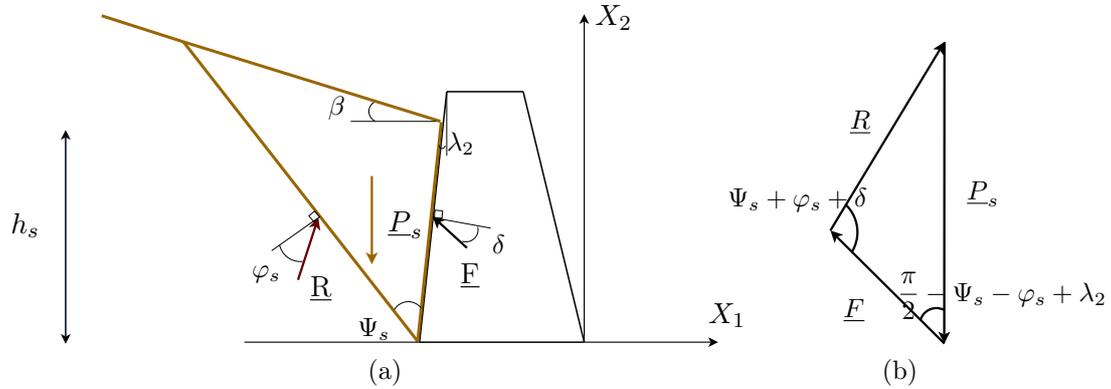


Figure 1.10 – Principe de la méthode de Coulomb : ligne de rupture inclinée d'un angle Ψ_s (a) et équilibre du poids du remblai P_s , de la réaction de la surface de rupture du sol R et de la réaction du mur F (b).

Considérons un massif de sol de hauteur h_s , de poids volumique γ_s et d'angle de frottement φ_s , soutenu par un mur dont le parement interne est incliné d'un angle λ_2 . On suppose de plus que la surface de ce massif fait une pente β avec l'horizontale (fig. 1.10a).

L'équilibre des forces dans le massif (fig. 1.10b) permet donc de calculer la valeur de la force de poussée F qui s'exerce sur le mur en fonction du poids du massif P_s :

$$F(\Psi_s) = \frac{\cos(\Psi_s + \varphi_s - \lambda_2)}{\sin(\Psi_s + \varphi_s + \delta)} P_s \quad (1.4)$$

où

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_s h_s^2 \frac{\sin \Psi_s \cos(\beta - \lambda_2)}{\cos(\Psi_s + \beta - \lambda_2) \cos^2 \lambda_2} \quad (1.5)$$

À partir des équations (1.4) et (1.5), on voit que l'on peut écrire la force de poussée comme :

$$F(\Psi_s) = \frac{1}{2} K(\Psi_s) \gamma_s h_s^2 \quad (1.6)$$

avec

$$K(\Psi_s) = \frac{\cos(\Psi_s + \varphi_s - \lambda_2) \sin \Psi_s \cos(\beta - \lambda_2)}{\sin(\Psi_s + \varphi_s + \delta) \cos(\Psi_s + \beta - \lambda_2) \cos^2 \lambda_2} \quad (1.7)$$

La seule inconnue du problème est donc la pente du remblai Ψ_s . La force de poussée F_a est obtenue lorsque F atteint son maximum soit pour Ψ_s tel que :

$$\frac{dF}{d\Psi_s} = 0 \quad \text{ou encore} \quad \frac{dK}{d\Psi_s} = 0 \quad (1.8)$$

D'où :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s h_s^2 \quad (1.9)$$

avec

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda_2)}{\cos(\delta + \lambda_2) \cos^2 \lambda_2 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda_2) \cos(\beta - \lambda_2)}} \right)^2} \quad (1.10)$$

Notons que cette méthode ne permet pas de connaître la répartition des contraintes derrière le mur. On considère généralement qu'elles sont réparties linéairement et que la force de poussée du sol s'applique à un tiers de la hauteur à partir de la base du mur.

Méthode de Rankine. Dans la méthode de Rankine, on calcule la force de poussée à partir d'une approximation de l'état de contraintes dans le sol au contact de l'écran, en se basant sur l'hypothèse selon laquelle la présence du mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. L'inconvénient d'une telle hypothèse est de ne pas tenir compte de la valeur du frottement mur/sol.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante.

Méthode des équilibres limites. La méthode des équilibres limites consiste à combiner conditions d'équilibre limite et critère de rupture de Mohr-Coulomb dans le sol étudié.

Dans le cas d'un massif à surface horizontale par exemple (fig. 1.11), les contraintes sur le mur sont inclinées d'un angle δ et les lignes de glissement d'un angle $\frac{\pi}{4} \pm \frac{\varphi_s}{2}$ à la surface du massif.

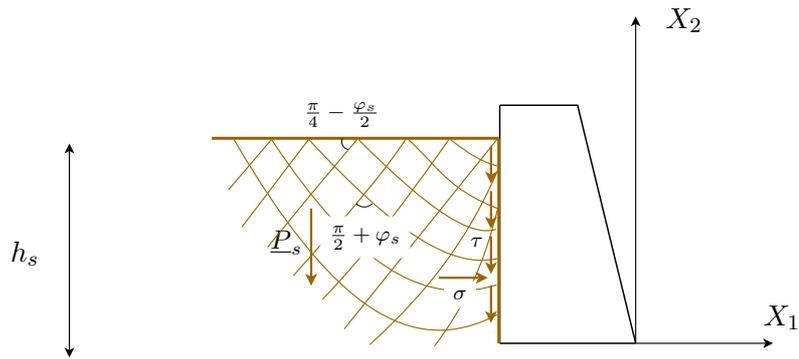


Figure 1.11 – Méthode des équilibres limites : lignes de glissement inclinées dans la zone de rupture du sol.

On obtient sous ces hypothèses un système différentiel en contraintes qui nous permet de calculer K_a de sorte que :

$$K_a = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + \tau_{12}^2}}{\gamma_s(h_s - X_2)} \quad (1.11)$$

Les coefficients ainsi calculés ont été répertoriés dans des tables par Caquot, Kerisel, et Absi (1973).

L'analyse limite ou la méthode des éléments finis sont également des outils qui sont utilisés pour le calcul de la force de poussée. Notons que ce sujet, bien que maintes fois étudié, fait toujours l'objet de recherches pour traiter les cas particuliers ou améliorer les résultats obtenus (Yang, 2007; Benmebarek *et al.*, 2008), à partir des méthodes évoquées précédemment, qui sont toujours utilisées en pratique.

1.2.2 Modélisation des structures maçonnées

L'analyse des structures maçonnées est un problème qui a émergé récemment avec la nécessité d'auscultation et d'entretien des monuments historiques puisque nombre de ces constructions sont en maçonnerie. On peut observer une recrudescence des études consacrées aux maçonneries ces trente dernières années qui traduisent tant l'intérêt du sujet que sa complexité. Devant le nombre important de publications dédiées aux maçonneries, nous avons décidé de nous appuyer sur le travail d'Acary (2001) qui propose une revue exhaustive des différentes modélisations des structures maçonnées que nous étayerons par des publications récentes.

1.2.2.1 Introduction à la modélisation des structures maçonnées

On appelle maçonnerie l'art de bâtir une construction par l'assemblage de blocs élémentaires compactés entre eux par la gravité. Les structures maçonnées sont difficiles à modéliser compte tenu de la diversité des matériaux qui peuvent les constituer ainsi que de la diversité des assemblages possibles. Nous allons dans un premier temps nous concentrer sur la caractérisation des matériaux utilisés dans la maçonnerie puis nous analyserons ensuite les difficultés liées à la modélisation de telles structures.

Comportement des matériaux constitutifs. La maçonnerie est un assemblage de blocs appareillés avec ou sans liant. On peut distinguer deux types de maçonnerie selon leur appareillage.

Le blocage : pierres brutes ou moellons de tout calibre jetés pour remplir l'intérieur d'un mur entre ses deux parements.

L'appareil : maçonnerie constituée de pierres posées (et non jetées) où chaque élément est taillé pour occuper une place déterminée.

Les blocs sont généralement constitués de pierre, de brique ou d'agglomérés de béton. Ces matériaux présentent, à l'instar de la majorité des géomatériaux, un comportement mécanique de type fragile ou quasi-fragile. On les caractérise généralement par leurs paramètres d'élasticité linéaire et leur résistance en traction et en compression.

Les blocs peuvent être liés entre eux par un mortier ; on parle alors de joints de mortier. Le mortier est un géomatériau constitué d'un granulat, d'un liant et d'eau. On détermine les caractéristiques mécaniques du joint par deux types de tests :

- un test du mortier seul ;
- des tests d'assemblages bloc/mortier.

Dans le cas où les blocs sont appareillés sans liant, on parle de joints vifs ou secs. La caractérisation du joint revient alors à celle du frottement bloc sur bloc. Les phénomènes qui se produisent à l'interface étant complexes, on choisit couramment d'utiliser une loi de frottement de Coulomb car elle offre une bonne correspondance avec les résultats expérimentaux.

Enjeux de la modélisation des maçonneries. La connaissance des propriétés des matériaux constitutifs de la maçonnerie n'est pas suffisante pour déterminer le comportement de la maçonnerie elle-même. Il faut en effet tenir compte de la micro-structure, des proportions des constituants ou du comportement des interfaces. Ainsi, la forte hétérogénéité et la

grande diversité de ses matériaux constitutifs et de leur arrangement rendent la maçonnerie particulièrement difficile à modéliser. La maçonnerie peut ainsi être traitée à deux échelles différentes :

- l’échelle macroscopique, c’est-à-dire celle de la structure, où l’on peut considérer la maçonnerie comme homogène et continue ;
- l’échelle microscopique, c’est-à-dire celle des éléments (blocs ou joints), où la maçonnerie est hétérogène.

Les modèles de maçonnerie proposés dans la littérature prennent à la fois en compte la spécificité de la maçonnerie étudiée ainsi que le niveau d’information souhaité et, éventuellement, les données expérimentales dont on dispose.

Malgré l’abondance et la diversité des études sur le sujet, nous avons pu dégager trois grandes approches correspondant au choix de l’échelle d’étude du matériau.

1.2.2.2 Modélisation macro-mécanique des structures maçonnées

Dans ce type de modélisation, on considère la maçonnerie comme un matériau homogène et continu auquel on peut appliquer les principes de la mécanique des milieux continus. Différentes hypothèses de comportement sont alors possibles en fonction des phénomènes que l’on veut modéliser et des données expérimentales à disposition.

Modélisation en plasticité parfaite. Les notions de plasticité parfaite permettent de mettre au point des modèles de structures maçonnées en faisant intervenir un minimum de paramètres caractéristiques du matériau.

On peut évaluer simplement la stabilité de la maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture. Le calcul à la rupture permet de déterminer le domaine de chargement potentiellement supportable par la structure en se basant sur la seule connaissance des efforts qui lui sont imposés et de la capacité de résistance du matériau. La difficulté reste la caractérisation de cette capacité de résistance : on s’appuie généralement sur une résistance limite en compression, une résistance faible en traction et un critère de frottement de Coulomb. C’est à Coulomb (1773) que l’on doit les travaux précurseurs sur le sujet, qui seront ensuite développés par Méry (1840) puis Delbecq (1983). C’est sur cette méthode que nous allons nous appuyer dans cette thèse pour établir notre modèle ; nous y reviendrons plus longuement en chapitre 2.

L’analyse limite et les travaux de Heyman (1966) introduisent de nouvelles hypothèses qui vont permettre de qualifier la relation contraintes-déformations et de définir ainsi une nouvelle classe de matériau adapté au cas de la maçonnerie que sont les *Non-Tension Materials*, des matériaux qui ont une résistance illimitée en compression, une résistance nulle à la traction et dans lesquels aucun glissement n’est autorisé.

Modélisation en élasticité linéaire. La méthode des éléments finis en élasticité linéaire a été abondamment utilisée pour modéliser des édifices monumentaux en maçonnerie, comme la Basilique St Marc à Venise (Mola et Vitaliani, 1997) ou la façade de la Basilique St Pierre de Rome (Macchi, 2001). Ce type de calcul permet de montrer l’influence de la géométrie sur le comportement de la structure : il pointe ainsi les zones sensibles, c’est-à-dire celles susceptibles d’être sollicitées en traction. La difficulté réside dans la caractérisation des

différents paramètres élastiques du matériau. D'autre part, ce type de modélisation est très coûteux en temps de calcul et il est souvent difficile de déterminer la rupture de la structure.

Prise en compte des phénomènes inélastiques. La maçonnerie peut être considérée comme un géomatériau quasi-fragile ; à ce titre, il peut être intéressant de prendre en compte les phénomènes inélastiques propres à ces matériaux que sont la plasticité non associée et l'endommagement fragile.

Lourenço *et al.* (1997) proposent un modèle de maçonnerie en plasticité non associée en s'appuyant sur les travaux réalisés pour le béton, permettant de simuler les comportements inélastiques du matériau en compression comme en traction.

Oñate *et al.* (1997) ont adapté les modèles numériques de calcul en endommagement du béton au cas de la maçonnerie.

Or, les géomatériaux sont en réalité soumis au couplage de ces deux phénomènes. Lotfi et Shing (1991) ont proposé un modèle d'endommagement fragile et de plasticité couplés appliqué au cas particulier des maçonneries chaînées et armées.

Les modèles macro-mécaniques permettent de donner une première appréciation du comportement des structures maçonnées qui fournit des résultats cohérents avec les données expérimentales ; ils peuvent séduire par leur relative simplicité de mise en œuvre. Néanmoins, ces modélisations n'autorisent pas la localisation des déformations au sein de la structure et ne permettent donc pas de rendre compte de la fragilité avérée de la maçonnerie au niveau des joints.

1.2.2.3 Modélisation micro-mécanique des structures maçonnées

L'approche micro-mécanique consiste à se placer à une échelle permettant la prise en compte de l'hétérogénéité du matériau. La maçonnerie est alors considérée comme un milieu polyphasé dont chaque composant est intégré dans la modélisation. On distingue les modélisations micro-mécaniques selon qu'elles considèrent le matériau comme continu ou discret.

Modèles micro-mécaniques discrets. Dans les modèles micro-mécaniques discrets, la maçonnerie est considérée comme un ensemble d'éléments reliés entre eux par des lois de contact simulant l'action du joint.

Le modèle discret le plus employé dans l'étude des maçonneries est la méthode des éléments distincts (MED). Cette méthode, initiée et développée par Cundall en 1971 pour l'analyse des massifs rocheux fissurés, a été utilisée par de nombreux chercheurs pour modéliser les structures maçonnées (Lemos, 1997; Idris *et al.*, 2008). Ici, les blocs sont modélisés par des solides rigides ou déformables liés entre eux par des lois de contact régulières et dont le mouvement est décrit par les équations de Newton-Euler ; le problème est ensuite résolu par des schémas explicites.

On peut également introduire des lois de contact non-régulières type conditions de Signorini ou frottement sec de Coulomb ; la résolution passe alors nécessairement par l'emploi de schémas implicites, ce qui rend les temps de calcul plus longs. On citera parmi ces méthodes non-régulières la méthode Non-Smooth Contact Dynamics (NSCD) initiée par Moreau (1988) et Jean (1999) qui a été utilisée pour modéliser des structures maçonnées (Acary, 2001; Chetouane *et al.*, 2005; Rafiee *et al.*, 2008).

Ces modèles permettent de simuler les mécanismes de ruine par grande déformation qui interviennent dans la maçonnerie pour un coût de calcul qui reste raisonnable. Elles demandent un grand nombre de paramètres, notamment au niveau des lois de contact, qu’il n’est pas toujours facile de mesurer.

Modèles micro-mécaniques continus. Les modèles micro-mécaniques continus ont été introduits pour rendre compte des phénomènes de plasticité et d’endommagement de la maçonnerie. Le milieu est considéré comme hétérogène mais continu ; on exclut donc les possibilités de désolidarisation d’une partie de la structure. Les premiers travaux remontent à Page (1978) ; on pourra plus récemment se reporter aux travaux de Lotfi et Shing (1994), Lourenço et Rots (1997) ou Shieh-Beygi et Pietruszczak (2008).

Ces modélisations permettent une évaluation précise des phénomènes non-linéaires qui interviennent dans la maçonnerie mais leur résolution numérique est souvent complexe et l’évaluation des paramètres nécessaires à leur mise en œuvre souvent difficile.

Les modèles micro-mécaniques permettent de rendre compte précisément des phénomènes qui interviennent dans la maçonnerie, notamment au niveau des joints, faisant ainsi apparaître une faible résistance du matériau à la traction ainsi qu’un mécanisme de frottement sec. Le problème tient ici au coût de calcul de telles modélisations ainsi qu’à la caractérisation des différents paramètres nécessaires au modèle.

1.2.2.4 Modélisation multi-échelle des structures maçonnées

La modélisation multi-échelle fournit une alternative aux deux approches présentées précédemment en construisant des modèles macro-mécaniques basés sur des considérations micro-mécaniques.

Le milieu hétérogène est ainsi remplacé par un milieu homogène équivalent, c’est-à-dire un milieu homogène qui aura les mêmes caractéristiques mécaniques que le milieu hétérogène de départ. On distingue deux types de méthode d’homogénéisation :

- les méthodes de bornes, bien adaptées aux maçonneries de blocage ;
- l’homogénéisation périodique, à privilégier pour les maçonneries régulières.

Ensuite, on étudie le milieu homogénéisé en recourant à des modèles similaires à ceux décrits dans la modélisation macro-mécanique.

Pande *et al.* (1989) ont été les premiers à développer cette méthode pour déterminer les propriétés élastiques d’une maçonnerie périodique ; cette méthode a ensuite été formalisée par Anthoine (1995). De Buhan et de Felice (1997) ont appliqué la théorie de l’homogénéisation périodique au calcul à la rupture ; nous reviendrons sur cette méthode au chapitre 2. Les recherches portent désormais sur la modélisation en plasticité (Lopez *et al.*, 1999 ; Zucchini et Lourenço, 2007) et en endommagement (Luciano et Sacco, 1997 ; Zucchini et Lourenço, 2004 ; Calderini et Lagomarsino, 2006).

Ces méthodes permettent d’intégrer le caractère hétérogène de la structure tout en conservant la simplicité des calculs sur milieux homogènes. Elles donnent des résultats intéressants dans la modélisation des phénomènes linéaires ; la modélisation des comportements non-linéaires est encore en cours de recherche.

Ce tour d’horizon des différentes études sur la maçonnerie nous a permis de voir que le sujet était difficile à traiter compte tenu de la grande variété des types de maçonnerie et de

la complexité des phénomènes physiques qui interviennent. Trois grands types d'approche ont émergé, correspondant chacun à un choix d'échelle d'étude du matériau, selon qu'on le considère comme homogène, homogénéisé ou hétérogène. Les différents modèles s'attachent à caractériser un ou plusieurs modèles de comportement (plasticité parfaite, élasto-plasticité, plasticité non associée, endommagement fragile) de la maçonnerie en s'appuyant sur des observations empiriques ou sur des données expérimentales.

Les murs de soutènement en pierre sèche appartiennent à la fois à la famille des murs-poids et à celle des ouvrages en maçonnerie. Nous avons ici exploré les principales méthodes de modélisation de ces deux types de structures en nous appuyant sur les nombreuses références disponibles sur le sujet. Cette analyse va nous permettre de mieux comprendre les différentes études scientifiques consacrées à la pierre sèche mais également servir de base à la mise en place de notre modélisation.

1.3 État de l’art de la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche

Si on recense un certain nombre de publications récentes portant sur la maçonnerie en pierre sèche, rares sont celles qui s’intéressent à leur comportement mécanique. La littérature scientifique dédiée à la pierre sèche s’est développée dans les années 80 devant la nécessité d’ausculter ou de réparer les nombreuses constructions en pierre sèche existantes, en s’appuyant sur les modélisations des murs de soutènement et des structures maçonnées. Nous reviendrons dans un premier temps sur les études empiriques des ingénieurs du XIX^e siècle puis nous passerons en revue la littérature scientifique contemporaine suivant les différentes approches envisagées : les modélisations macro-mécaniques et micro-mécaniques et les études expérimentales.

1.3.1 Étude empirique des murs de soutènement en pierre sèche

Les premiers écrits traitant de la mécanique des constructions en pierre sèche que nous avons retrouvés remontent au XIX^e siècle. Comme nous l’avons vu au cours de l’historique (cf. § 1.1.3.1), c’est au XIX^e siècle que le mur de soutien en pierre sèche connaît son apogée dans la construction française : c’est ainsi que nombre de traités d’ingénieurs en génie civil lui sont, pour tout ou partie, consacrés (Delaître, 1825; Polonceau, 1845; Vigouroux, 1889). On trouve, dans ces annales, une description des pratiques observées ainsi que des dispositions constructives ou des principes d’entretien et de réparation mais également des préceptes de dimensionnement.

Nous avons ainsi relevé la formule de Poncelet (1840) qui est fréquemment citée comme référence de dimensionnement des murs de soutien. Cette formule permet de calculer la largeur de fondation à donner à un mur en maçonnerie de pierres jointoyées :

$$x = 0,845 (H + h) \tan \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{P}{P'}} \quad (1.12)$$

avec H la hauteur du mur, h celle de la surcharge, α la pente du remblai, P le poids du mètre cube de remblai et P' celui du mètre cube de maçonnerie. On ajoutera un quart d’épaisseur supplémentaire dans le cas d’un mur construit en pierre sèche.

Ces traités nous informent sur les connaissances acquises au moment où l’emploi de la pierre sèche était courant. Notons néanmoins que les principes émanant des ingénieurs du XIX^e siècle doivent être maniés avec précaution car ils reflètent parfois davantage le goût de ces derniers pour l’aspect théorique et calculatoire qu’une véritable étude de dimensionnement. On déplore ainsi le manque d’études expérimentales menées sur le sujet.

Nous avons trouvé des traités similaires aux États-Unis ou au Royaume-Uni qui s’appuient sur des observations ou des campagnes expérimentales. Citons pour exemple l’article de Constable (1875) qui propose, à partir d’observations sur le terrain, de dimensionner les murs de soutènement en pierre sèche en intégrant une ligne de rupture interne au mur (fig. 1.12). Nous faisons également référence au travail de Burgoyne (1853) sur lequel nous reviendrons plus longuement au cours de ce mémoire.

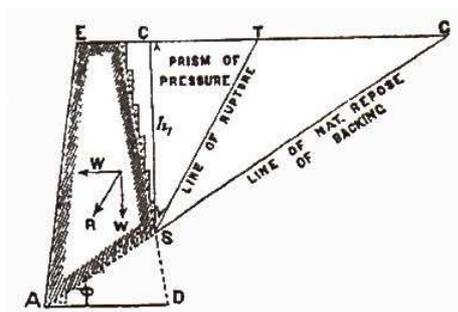


Figure 1.12 – Ligne de rupture interne dans un mur de soutènement en pierre sèche selon Constable (1875).

1.3.2 Approche macro-mécanique des murs de soutènement en pierre sèche

D'un point de vue pratique, il peut s'avérer intéressant de considérer le mur en pierre sèche comme un bloc monolithique régi par la mécanique du solide rigide. Une telle hypothèse permet en effet d'apprécier la stabilité de la structure d'un point de vue quantitatif et d'émettre des principes pouvant s'appliquer à tous les ouvrages en pierre sèche.

Les modélisations macro-mécaniques développées pour la pierre sèche s'appuient sur l'analyse à l'équilibre limite et le cadre général des murs-poids (cf. § 1.2.1.1) qui sont adaptés au cas spécifique de la pierre sèche.

Les premières études remontent aux années 80 avec les travaux d'Arya et Gupta (1983) qui réalisent une étude exhaustive des murs en pierre sèche des régions montagneuses d'Inde. En se basant sur les critères de dimensionnement des murs-poids (non-renversement, non-poinçonnement et non-glissement), ils montrent qu'un mur en pierre sèche est aussi résistant qu'un mur maçonné à caractéristiques équivalentes, à condition que le mur en pierre sèche soit construit selon les règles de l'art pour assurer au mur un comportement monolithique. Ils étudient la résistance du mur au cisaillement sur la fondation mais aussi sur chaque lit de pierres et évaluent ensuite la stabilité du mur en s'appuyant sur la théorie de Coulomb pour évaluer la poussée statique du remblai et sur celle de Mononobe-Okabe pour la poussée dynamique.

En 1986, Cooper propose d'adapter la théorie des murs-poids au cas spécifique de la pierre sèche en s'appuyant sur l'observation des pathologies des murs existants. Il présente ainsi un modèle où le mur est considéré comme un ensemble de blocs rectangulaires de largeur B ; le vieillissement du mur est alors figuré par la diminution de B (fig. 1.13a). Cette hypothèse lui permet de reproduire différents modes de rupture couramment observés, notamment la formation de ventre (fig. 1.13b).

Ces travaux ont été repris par Mundell (2009) : ils ont permis de mettre au point un programme calculant la déformée d'un mur à partir de sa géométrie initiale et d'explorer les pathologies qui peuvent se développer.

Villemus (2004) propose d'adapter le cadre existant des murs-poids au cas spécifique de la pierre sèche en introduisant une ligne de rupture inclinée d'un angle Θ par rapport à l'horizontale qui traverse le mur du pied au parement interne et le scinde en deux (fig. 1.14). La stabilité du mur est évaluée en appliquant une analyse d'équilibre limite sur la partie

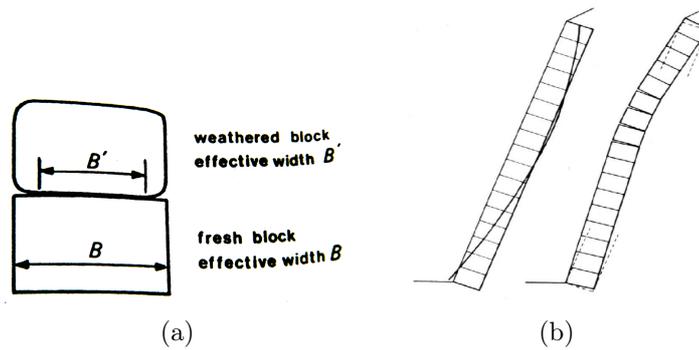


Figure 1.13 – Modélisation du vieillissement des blocs d'un mur en pierre sèche (a) entraînant une déformation sous forme de ventre (b) selon Cooper (1986).

supérieure du mur, considérée comme monolithique, homogène et continue. Cette méthode est simple d'utilisation et permet d'obtenir des résultats quantitatifs en accord avec l'expérience. Néanmoins, elle suppose de connaître cet angle de rotation Θ que l'on ne peut estimer qu'expérimentalement.

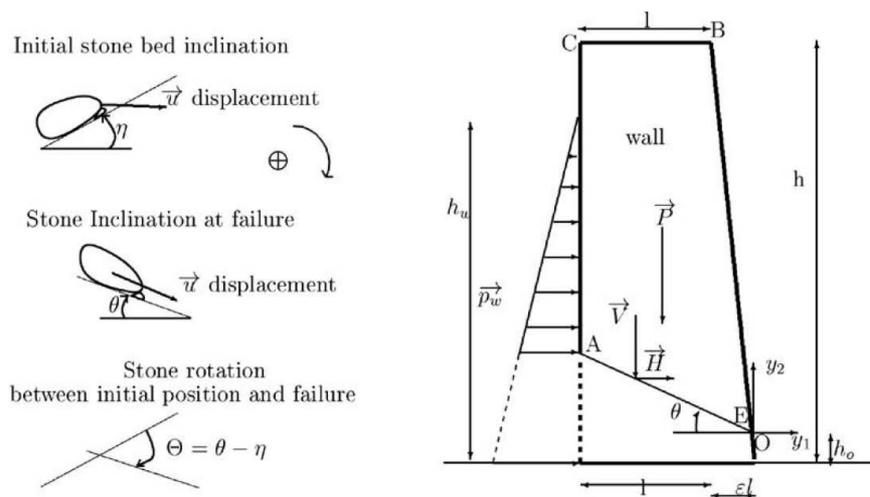


Figure 1.14 – Modélisation de la rotation des blocs et de la rupture interne d'un mur en pierre sèche selon Villemus (2004).

L'utilisation de modélisations macro-mécaniques semble pertinente pour évaluer la stabilité des ouvrages en pierre sèche au regard des comparaisons effectuées avec les données expérimentales. De plus, elles sont bien adaptées à une utilisation pratique puisqu'elles ne requièrent que peu de paramètres et pas de programmation. Ce type d'approche peut se révéler particulièrement utile dans le dimensionnement d'ouvrages neufs ou pour la reconstruction d'ouvrages endommagés.

Néanmoins, ces méthodes ne permettent pas de prédire le comportement de la structure et plus particulièrement les déformations qui se produisent au sein du mur en pierre sèche ;

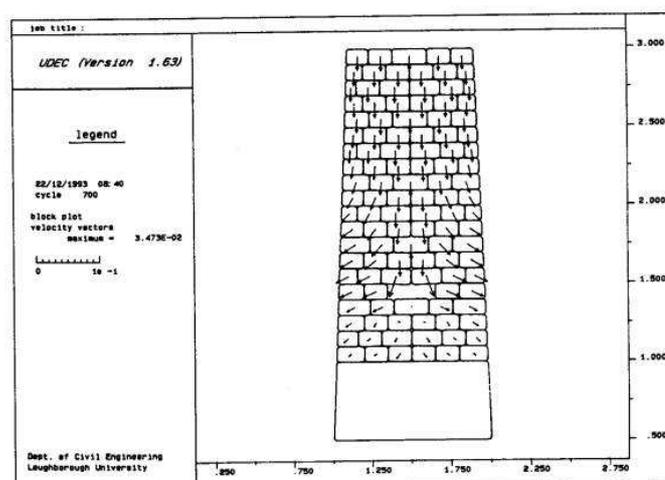


Figure 1.15 – Modélisation UDEC de murs de clôture expérimentaux au Grand Zimbabwe par Dickens et Walker (1996).

elles sont donc difficilement adaptables à l’auscultation d’ouvrages existants. D’autre part, les hypothèses simplificatrices peuvent conduire à des erreurs quantitatives pouvant entraîner le sur-dimensionnement des constructions.

1.3.3 Approche micro-mécanique des murs de soutènement en pierre sèche

Pour mieux comprendre les phénomènes qui interviennent au sein d’un mur en pierre sèche, il peut s’avérer intéressant de prendre en compte son caractère fortement hétérogène et de considérer le mur comme un ensemble de blocs ; on qualifie cette approche de micro-mécanique.

Les modèles micro-mécaniques utilisés pour la pierre sèche sont les mêmes que ceux développés pour l’étude des structures maçonnées (cf. § 1.2.2.3). Dans le cas de la pierre sèche, la difficulté vient du fait que les blocs sont très irréguliers et les arrangements très variés.

En 1996, Dickens et Walker sont les premiers à s’essayer à cette technique : ils utilisent le logiciel d’éléments distincts UDEC pour reproduire les déformations de ventre des murs de clôture du Grand Zimbabwe (fig. 1.15). Les blocs sont modélisés par des éléments rectangulaires, considérés comme des matériaux élasto-plastiques avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, et plusieurs configurations d’assemblage sont testées. Partant de l’hypothèse que ces ventres s’expliquent par la rotation des pierres de parement due au tassement de la fondation, ils imposent à leur modèle un déplacement ou une suppression de certains blocs ou groupes de blocs. Les blocs de granite sont testés en laboratoire pour déterminer les grandeurs physiques nécessaires. Le modèle est finalement calibré à partir d’essais *in situ* et d’observations de murs existants. Les profils obtenus numériquement sont comparés avec ceux observés expérimentalement ; ils démontrent une bonne concordance, validant ainsi la méthode employée.

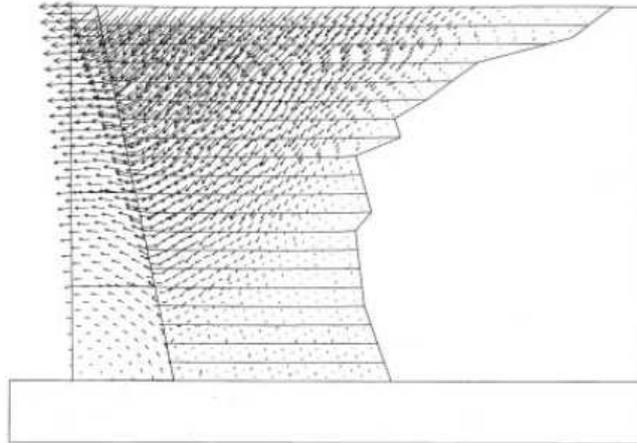


Figure 1.16 – Champ de vecteurs vitesses dans le mur C de Burgoyne à la fin de la simulation UDEC par Harkness *et al.* (2000).

Harkness *et al.* (2000) reprennent cette méthode pour reproduire les expériences de Burgoyne (1853). L’agencement des pierres étant ici assez régulier, la difficulté tient surtout dans le choix des paramètres physiques des blocs et du sol qui n’ont pas été évalués par Burgoyne. Les blocs sont ici encore considérés comme élasto-plastiques, régis par un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les résultats obtenus finalement sont assez proches des données expérimentales, tant sur la hauteur critique de remblai que sur les déplacements du mur et le type de rupture observés (fig. 1.16). La comparaison avec l’analyse d’équilibre limite permet de confirmer la cohérence des résultats de la méthode des éléments distincts mais aussi de valider l’utilisation de l’équilibre limite, à condition de tenir compte des possibilités de rupture interne du mur en pierre sèche.

Ce travail marque ainsi le début d’une série d’études sur le sujet. En s’appuyant sur le travail de Harkness *et al.* (2000), Powrie *et al.* (2002) réalisent une étude paramétrique des murs de Burgoyne avec UDEC pour évaluer quels sont les paramètres qui ont une réelle influence sur la stabilité d’un mur en pierre sèche. Ce type d’étude sera repris par Claxton *et al.* (2005) avec un modèle d’éléments distincts simplifié de blocs rigides, destiné à diminuer le temps de calcul et permettre une systématisation du processus. Ils procèdent à un réajustement de certains paramètres physiques choisis par Harkness *et al.* (2000) pour obtenir finalement des résultats cohérents avec leurs observations.

L’étude d’Harkness *et al.* (2000) a également fait l’objet d’une comparaison avec la méthode des éléments finis par Zhang *et al.* (2004) qui montrent que des résultats comparables à ceux de la méthode des éléments distincts ne peuvent être obtenus qu’en choisissant un modèle d’éléments finis avec joints : si le modèle de milieu continu arrive à prédire la hauteur critique de rupture, il surestime fortement le déplacement du parement lors du chargement.

Une méthode d’éléments discrets non-réguliers (Non-Smooth Contact Dynamics method) a également été appliquée au cas de la pierre sèche par Chetouane *et al.* (2002) qui réalisent une analyse comparée de la méthode par éléments distincts, programmée avec UDEC, et du modèle NSCD, utilisant LMGC90. Ils étudient ainsi un mur régulier à joints secs sous sollicitation sismique, ainsi que l’influence sur la stabilité du mur du frottement entre les

lits et avec la fondation. Ils révèlent ainsi que la méthode NSCD donne des diagrammes de déplacement plus réguliers, qui s'expliquent par le choix du schéma implicite de résolution numérique. Ils démontrent également la forte influence de l'interaction entre le sol de fondation et la structure maçonnée.

Les méthodes discrètes apparaissent comme un outil puissant permettant de se rapprocher de la structure complexe des murs en pierre sèche. Elles offrent ainsi la possibilité d'apprécier le comportement des ouvrages en pierre sèche d'un point de vue qualitatif. Elles pourraient se révéler très utiles dans l'auscultation des constructions existantes, en permettant une analyse spécifique de certains ouvrages.

Toutefois, ces méthodes restent encore complexes à mettre en œuvre et difficilement utilisables dans un cadre pratique : elles demandent un nombre important de paramètres qu'il n'est pas toujours facile d'obtenir ainsi qu'un temps de programmation et d'exécution très long. Dans le cas de la pierre sèche, ces méthodes n'ont pas encore été testées sur des données expérimentales précises, permettant une meilleure calibration des paramètres incertains et une validation de la pertinence de la méthode.

1.3.4 Approche expérimentale des murs de soutènement en pierre sèche

Les données expérimentales revêtent une grande importance dans la validation et l'amélioration des modélisations. Dans le cas de la pierre sèche, la forte hétérogénéité de la maçonnerie impose le recours à des expériences échelle 1 pour favoriser la représentativité et éviter les effets d'échelle. Néanmoins, les essais échelle 1 étant difficiles à mettre en place, on ne trouve que peu de données expérimentales.

Les premiers essais documentés sur des murs en pierre sèche remontent à Burgoyne (1853). En 1834, Burgoyne lance une série de tests sur quatre murs en granite de même hauteur (6 m) mais de profils différents, l'objectif étant d'évaluer l'influence de la géométrie sur la stabilité des murs (fig. 1.17). Les deux premiers murs ont résisté, malgré d'importantes déformations, au remblaiement sur toute la hauteur du mur alors que les deux autres ont rompu avant la fin de l'opération. Il est intéressant de noter que le dimensionnement de Burgoyne, qui voulait des murs proches de la rupture, s'est révélé particulièrement juste. Le rapport de Burgoyne indique la géométrie du mur et du remblai, le mode de construction et de remblaiement ainsi que les conditions météorologiques dans lesquelles se sont déroulées les expériences. Si Burgoyne donne des informations sur le type de pierre et de sol utilisés, il n'en donne pas les caractéristiques mécaniques. Dans ce rapport figurent enfin ses observations sur les déplacements subis par les murs au fur et à mesure du remblaiement et sur le mode de rupture le cas échéant. Les travaux de Burgoyne sont restés pendant longtemps les seules références expérimentales sur le sujet et ont été largement exploités, notamment pour ajuster les modélisations par éléments distincts (Harkness *et al.*, 2000; Powrie *et al.*, 2002; Claxton *et al.*, 2005) ou finis (Zhang *et al.*, 2004), comme nous l'avons vu précédemment.

En 1996, Dickens et Walker entreprennent une série de tests sur des murs de clôture pour mieux comprendre le phénomène de ventre. Cinq murs de 2 m de hauteur ont ainsi été construits *in situ* avec le granite local en élevant deux parements enserrant un cœur de remplissage pour reproduire les conditions du Grand Zimbabwe. Les murs sont construits sur une plate-forme mobile de 50 cm de diamètre destinée à simuler le tassement du mur et à créer ainsi la déformation en ventre recherchée. Les résultats ont été très satisfaisants puisqu'un ventre est effectivement apparu à mi-hauteur des murs expérimentaux. Ces tests

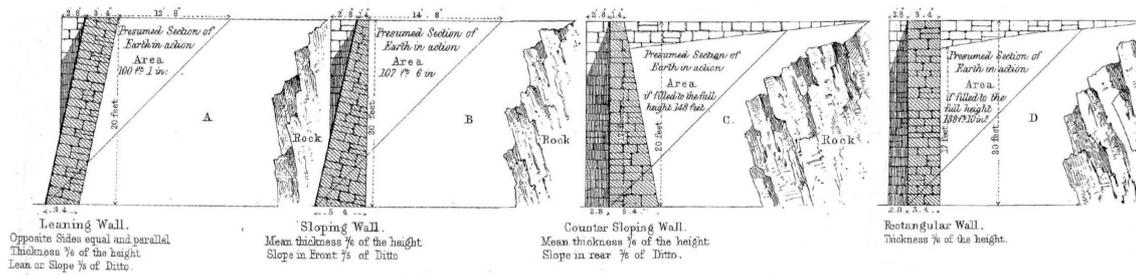


Figure 1.17 – Profils des murs expérimentaux de Burgoyne (1853).

ont été complétés par des essais en laboratoire permettant de déterminer les caractéristiques mécaniques des pierres utilisées ; ils ont ainsi permis le calibrage de la modélisation par éléments distincts avec le logiciel UDEC (cf. § 1.2.2.3).

Ce principe a été repris et adapté au cas des murs de soutènement au cours de la thèse de Mundell (2009) à Bath (Royaume-Uni). Quatre murs en calcaire ont ainsi été construits sur une plate-forme rectangulaire mobile et remblayés avec du gravier (fig. 1.18), l'objectif étant de créer un ventre dans le mur par des mouvements verticaux et/ou rotationnels de la plate-forme, figurant le tassement.



Figure 1.18 – Dispositif expérimental des essais sur murs en pierre sèche de Mundell (2009).

Dans le cadre de sa thèse de doctorat, Villemus (2004) a supervisé une campagne d'essais pour mieux comprendre le comportement de la maçonnerie de pierre sèche sous chargement et à la rupture. Cinq murs de 2 à 4 m de hauteur ont ainsi été construits par des bâtisseurs en pierre sèche selon les règles de l'art. Ces murs ont ensuite été chargés par pression hydrostatique jusqu'à la rupture, le choix de l'eau se justifiant par la volonté de se concentrer sur la seule maçonnerie, en utilisant un chargement dont les propriétés sont connues parfaitement. Ces essais ont ainsi permis de valider la théorie d'une rupture monolithique du mur en pierre sèche le long d'une surface de rupture interne inclinée d'un angle Θ (fig. 1.14) et d'estimer, grâce à une analyse stéréophotogrammétrique, cet angle Θ autour de 10° (fig. 1.19).

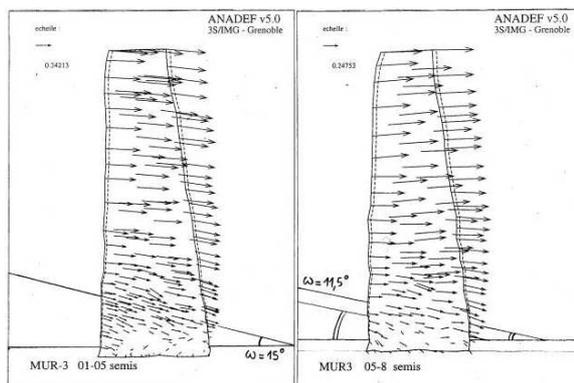


Figure 1.19 – Analyse stéréophotogrammétrique et mise en évidence de la ligne de rupture interne du troisième mur expérimental en pierre sèche par Villemus (2004).

Les données expérimentales sont des éléments indispensables au calibrage et à la validation des modélisations. Dans le cas de la pierre sèche, il est nécessaire de réaliser des essais échelle 1 compte tenu de la forte hétérogénéité de la maçonnerie. La faible quantité de données expérimentales s'explique par le fait que ces campagnes sont difficiles à entreprendre car elles demandent un important travail de préparation et ne peuvent pas être répétées à discrétion.

La modélisation des constructions en pierre sèche est un sujet encore peu exploité dans la littérature contemporaine. On distingue ainsi deux grandes approches privilégiées, l'approche macro-mécanique visant à comprendre globalement le fonctionnement du mur et l'approche micro-mécanique qui permet d'appréhender les mécanismes plus fins. On peut noter enfin qu'on ne dispose que de peu de données expérimentales pour valider ces modélisations. Cette étude bibliographique va nous permettre de nous positionner et de choisir l'approche que nous allons adopter en fonction de nos objectifs de modélisation et de nos connaissances expérimentales.

1.4 Vers une modélisation des murs en pierre sèche par le calcul à la rupture et l’expérimentation échelle 1

Dans ce premier chapitre, nous avons passé en revue l’état de l’art des murs de soutènement en pierre sèche. Ce bilan des connaissances sur les murs en pierre sèche va nous permettre de définir l’approche que nous allons adopter dans cette thèse.

1.4.1 Le choix d’une approche pragmatique

Notre étude bibliographique a montré que les constructions en pierre sèche sont présentes sur les cinq continents et qu’elles suscitent ces dernières années un tout nouvel intérêt. L’expansion de la pierre sèche passe aujourd’hui par le développement des connaissances scientifiques sur la technique, tant pour ausculter l’important patrimoine existant que pour le dimensionnement des ouvrages neufs ou à re-construire.

Nous avons vu que les murs en pierre sèche sont des structures particulièrement complexes à modéliser compte tenu de leur caractère fortement hétérogène et de la non-régularité de leur appareillage. Nous avons ainsi pu constater que peu d’études mécaniques avaient été consacrées au sujet. Les modèles proposés pour la pierre sèche s’appuient sur les connaissances qui ont été développées pour les ouvrages de soutènement ou pour les structures maçonnées. On peut les répartir en deux catégories :

- les modélisations macro-mécaniques, destinées à une utilisation pratique pour le dimensionnement ou à des considérations qualitatives en auscultation ;
- les modélisations micro-mécaniques, permettant d’appréhender des mécanismes plus complexes au cas par cas.

D’autre part, nous avons pu constater qu’il n’y avait que peu de données expérimentales récentes pour valider les modélisations.

Dans cette étude, nous avons décidé d’adopter une approche pragmatique visant à une meilleure compréhension de la mécanique des murs de soutènement en pierre sèche. Nous avons ainsi choisi de nous placer dans le cadre du dimensionnement des ouvrages neufs, construits selon les règles de l’art. L’objectif est de permettre l’utilisation de cette technique pour répondre à la demande de construction d’ouvrages neufs ou réparer les ouvrages en pierre sèche existants :

- en certifiant la fiabilité de la technique auprès des décideurs ;
- en proposant un dimensionnement adapté pour rendre la technique compétitive.

Ce travail peut constituer une première étape avant l’auscultation et l’analyse des pathologies des ouvrages existants.

En nous appuyant sur notre revue bibliographique, nous avons décidé d’adopter une approche multi-échelle, qui n’avait jusque là pas encore été envisagée pour les murs en pierre sèche. Cette approche va nous permettre d’établir un critère de résistance du mur qui tienne compte de l’hétérogénéité de la maçonnerie. La stabilité de la structure homogénéisée pourra ensuite être évaluée par la théorie du calcul à la rupture.

Nous avons éprouvé notre modèle en le confrontant aux données numériques et expérimentales dont nous disposons. Compte tenu du peu d’études expérimentales réalisées et

de l'importance de la confrontation entre théorie et expérience, nous avons choisi d'entreprendre des essais *in situ* sur des murs en pierre sèche échelle 1 : quatre murs de 2,50 m de hauteur ont ainsi été construits par des bâtisseurs en pierre sèche selon les règles de l'art et chargés par du gravier jusqu'à leur rupture. Ces essais vont nous permettre de mieux appréhender le comportement des murs en pierre sèche sous chargement et à la rupture. Ils vont également être utilisés pour montrer la pertinence de notre modèle et alimenter la base de données expérimentales sur les murs de soutènement en pierre sèche.

1.4.2 Position du problème

Le patrimoine de pierre sèche est constitué de différents types d'ouvrages, comme nous l'avons vu au § 1.1.1. Nous avons choisi de limiter cette étude au cas des murs de soutènement qui présentent un enjeu important tant dans le domaine de l'agriculture, avec les cultures en terrasses, que dans celui des transports pour les soutènements routiers. Cette étude peut également être adaptée au cas des barrages en enrochement avec perré en pierre sèche.

Nous avons choisi de nous placer dans une configuration qui se rapproche le plus possible du cas des murs en pierre sèche réels.

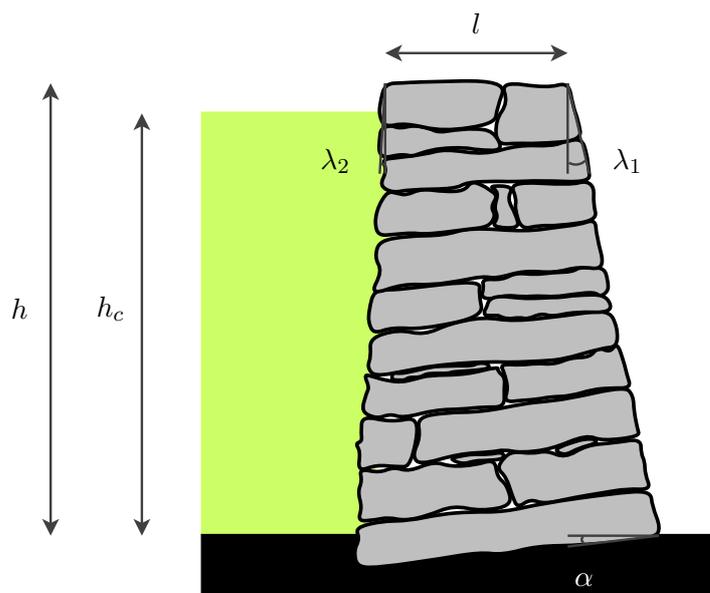


Figure 1.20 – Position du problème : étude d'un mur en pierre sèche soumis à un chargement latéral.

Le système étudié est un mur en maçonnerie de pierre sèche de hauteur h , de largeur en tête l , de fruit extérieur $f_1 = \tan \lambda_1$ et de fruit intérieur $f_2 = \tan \lambda_2$. Le mur repose sur une fondation rigide, de même nature que les blocs constituant le mur, inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale. On considère également que tous les lits de pierre du mur sont inclinés de ce même angle α (fig. 1.20).

Ce mur est soumis à son poids propre ainsi qu'à un chargement extérieur hors plan sur une hauteur h_c de son parement interne de type pression hydrostatique ou remblai de sol. Nous ne considérerons ici ni surcharge ni sollicitation dynamique type séisme.

Le problème sera traité en déformations planes. Cette hypothèse répond à un souci de simplification du problème, couramment employé dans le cadre des murs-poids ; elle sera vérifiée lors de la campagne expérimentale.

Nous considérerons dans toute cette étude que le mur est construit selon les règles de l'art. C'est sur cette condition que nous baserons nos hypothèses de modélisation.

L'objectif de cette étude est de déterminer la hauteur de chargement maximale h_c^+ que le mur peut supporter.

Nous avons choisi d'adopter pour cette thèse une approche pragmatique basée sur la modélisation par le calcul à la rupture et l'expérience échelle 1 qui doit nous permettre d'établir des principes de dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche et nous fournir des indications sur leur comportement.

En conclusion...

Ce premier chapitre était consacré à l'étude bibliographique de la pierre sèche.

Nous avons ainsi pu constater que la pierre sèche, un temps abandonnée, connaît ces dernières années un regain d'intérêt pour préserver les ouvrages existants mais également pour entreprendre de nouvelles constructions. Or, l'expansion de cette technique est aujourd'hui freinée par l'absence de cadre scientifique pour assurer sa fiabilité.

Pour contribuer à la construction de ce cadre scientifique, nous avons commencé par dresser l'état de l'art de la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche : nous avons vu qu'il n'y avait encore que peu d'études sur le sujet et que les modèles proposés s'inspiraient de ceux développés pour l'étude des ouvrages de soutènement ou des structures maçonnées. Nous avons ainsi été amenés à passer en revue la littérature scientifique très abondante de ces deux types d'ouvrages.

Notre étude bibliographique nous a permis de définir nos objectifs : nous avons ainsi choisi de nous intéresser au dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche. L'étude du dimensionnement doit permettre de reconstruire les murs en pierre sèche endommagés et favoriser l'utilisation de cette technique dans des ouvrages neufs.

La littérature scientifique nous montre que le calcul à la rupture est bien adapté au dimensionnement des ouvrages : cette méthode a été utilisée aussi bien en mécanique des sols pour les ouvrages de soutènement qu'en structure pour l'analyse des maçonneries. Nous avons donc choisi de développer un modèle combinant ces deux approches qui nous permette de calculer la stabilité d'un mur de soutènement en pierre sèche (chapitre 2).

Nous avons d'autre part constaté qu'il n'y avait eu que peu d'expériences sur murs en pierre sèche, pourtant primordiales pour développer, calibrer et valider les modèles : nous avons donc décidé de compléter notre approche par une campagne d'essais *in situ* sur des murs en pierre sèche échelle 1 (chapitre 3).

La confrontation du modèle théorique et des données expérimentales (chapitre 4) doit nous permettre enfin de valider notre modèle pour le dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche.

Chapitre 2

Modélisation des murs de soutènement en pierre sèche par le calcul à la rupture

Plan du chapitre 2

2.1	Présentation du cadre théorique	51
2.1.1	Introduction à la théorie du calcul à la rupture	51
2.1.2	Mise en place de l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture .	54
2.2	Application du calcul à la rupture au cas des murs de soutènement en pierre sèche	56
2.2.1	Hypothèses de modélisation de la maçonnerie	56
2.2.2	Modélisation d'un mur sous pression hydrostatique	59
2.2.3	Modélisation d'un mur chargé par un remblai pulvérulent	66
2.2.4	Bilan de la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche .	71
2.3	Test du modèle	73
2.3.1	Confrontation à la littérature sur les essais de John Burgoyne . . .	73
2.3.2	Confrontation à des essais sur modèles réduits en 2D	79

Pour commencer...

La pierre sèche est une technique de construction qui, un temps abandonnée, revient ces dernières années au goût du jour et connaît une demande grandissante en reconstruction ou en construction d'ouvrages neufs, notamment dans le domaine du soutènement. Or, il n'existe pas de méthode reconnue permettant de dimensionner un mur de soutènement en pierre sèche.

Notre étude bibliographique sur les ouvrages de soutènement et les structures maçonnées (chapitre 1) nous a conduit à nous tourner vers le calcul à la rupture pour proposer un modèle de dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche.

Le calcul à la rupture fournit un cadre rigoureux permettant de s'assurer de la tenue d'un ouvrage, dont la géométrie est fixée, sous les charges qui lui sont appliquées, compte tenu des caractéristiques de résistance des matériaux qui le constituent. Cette théorie a été développée et formalisée par Salençon (1983) pour traiter des problèmes de mécanique des sols homogènes, que ce soient les calculs de fondation, de soutènement ou de stabilité des pentes. En 1986, de Buhan étend cette théorie au cas des sols renforcés en introduisant l'homogénéisation périodique dans le cadre du calcul à la rupture. Cette méthode d'homogénéisation a permis ensuite d'appliquer la théorie du calcul à la rupture aux maçonneries périodiques (de Buhan et de Felice, 1997; Sab, 2003) et aux massifs rocheux fracturés (Maghous *et al.*, 1998; Fréard, 2000).

Le calcul à la rupture apparaît donc bien adapté à notre problématique puisqu'il fournit un cadre rigoureux de dimensionnement des structures. Comme il ne se fonde que sur le critère de résistance du matériau constitutif de la structure, il convient bien au cas de la pierre sèche pour lequel on ne dispose pas de loi de comportement. Cette théorie a de surcroît été appliquée aux ouvrages de soutènement comme aux structures maçonnées.

Nous proposons dans ce chapitre une modélisation des murs de soutènement en pierre sèche par le calcul à la rupture. Nous commencerons par présenter le cadre théorique du calcul à la rupture (section 2.1) puis nous montrerons comment appliquer cette théorie pour mettre au point un modèle de dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche (section 2.2). Nous testerons enfin notre modèle en le confrontant à d'autres modélisations macro et micro-mécaniques ainsi qu'à des modèles physiques (section 2.3).

2.1 Présentation du cadre théorique

Nous avons choisi d'utiliser le calcul à la rupture pour élaborer un modèle de dimensionnement d'un mur de soutènement en pierre sèche. Nous allons, dans un premier temps, expliquer les principes qui sous-tendent cette théorie : nous poserons le cadre général puis nous nous concentrerons ensuite sur la mise en œuvre pratique de l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture.

2.1.1 Introduction à la théorie du calcul à la rupture

La théorie du calcul à la rupture vise à déterminer si un ouvrage avec une géométrie donnée supportera le chargement qui lui est appliqué, compte tenu des caractéristiques des matériaux qui le constituent. Pour ce faire, on pose comme condition nécessaire à la stabilité de l'ouvrage, la compatibilité entre son équilibre quasi-statique et les conditions imposées par ses capacités de résistance. On retrouve ce mode de raisonnement dès Coulomb (1773) mais c'est à Salençon (1983) que l'on doit sa formalisation. C'est sur ces travaux que nous allons nous appuyer pour présenter les principes du calcul à la rupture.

2.1.1.1 Position du problème

La théorie du calcul à la rupture repose sur la connaissance de trois types de données sur l'ouvrage étudié :

1. sa *géométrie* ;
2. son *mode de chargement* ;
3. les *capacités de résistance* de son matériau constitutif.

La *géométrie* de l'ouvrage est donnée par son volume \mathcal{V} et sa surface \mathcal{S} .

Le système ainsi défini est soumis à un *mode de chargement* $\underline{Q} \in \mathbb{R}^n$ dont les n composantes correspondent chacune à une sollicitation et sont notées $Q_i, i = 1 \dots n$. On distinguera les forces de masse, données dans le volume \mathcal{V} , des conditions aux limites définies sur \mathcal{S} .

Les *capacités de résistance* du matériau constitutif de l'ouvrage sont définies en tout point \underline{x} de \mathcal{V} par la donnée du domaine admissible pour les contraintes que l'on notera $G(\underline{x})$ et défini par :

$$\begin{cases} \underline{\sigma}(\underline{x}) \notin G(\underline{x}) \text{ est impossible} \\ \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \text{ est permis} \end{cases}$$

Ce domaine est invariable, c'est-à-dire indépendant du temps et des sollicitations subies. Nous nous placerons d'autre part dans le cas général où $G(\underline{x})$ possède les propriétés suivantes :

- $G(\underline{x})$ contient le tenseur contrainte nul :

$$\underline{\sigma}(\underline{x}) = \underline{0} \in G(\underline{x}) \quad (2.1)$$

- $G(\underline{x})$ est convexe :

$$\forall (\underline{\sigma}^{(1)}(\underline{x}), \underline{\sigma}^{(2)}(\underline{x})) \in G^2(\underline{x}), \forall \alpha \in [0, 1], \alpha \underline{\sigma}^{(1)}(\underline{x}) + (1 - \alpha) \underline{\sigma}^{(2)}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \quad (2.2)$$

La connaissance de ces trois types de paramètres nous permet de proposer comme condition nécessaire à la stabilité de l'ouvrage la compatibilité entre l'équilibre quasi-statique sous \underline{Q} et les capacités de résistance du matériau :

STABILITÉ POTENTIELLE de l'ouvrage sous \underline{Q}		
↕		
Compatibilité entre	{	ÉQUILIBRE quasi-statique sous \underline{Q} ①
		capacités de RÉSISTANCE du matériau ②

La stabilité de l'ouvrage est dite *potentielle* parce que la condition énoncée n'est que nécessaire.

On cherche, à partir de cette condition, à déterminer quel est l'ensemble K des chargements potentiellement supportables par notre système. Notons qu'on peut déduire des propriétés (2.1) et (2.2) de $G(\underline{x})$ que K contient le chargement nul et qu'il est convexe; cette remarque se révélera primordiale par la suite.

2.1.1.2 Approche par l'intérieur

Une première méthode pour évaluer K consiste à construire des champs de contraintes qui assurent la compatibilité des propositions ① et ②; c'est l'approche dite *statique par l'intérieur*.

L'équilibre ① est assuré si le champ de contrainte $\underline{\sigma}$ est *statiquement admissible* (s.a.), c'est-à-dire si $\underline{\sigma}$ vérifie les conditions aux limites en efforts, et si :

$$\underline{\text{div}} \underline{\sigma} + \underline{\gamma} = \underline{0} \quad (2.3)$$

Les capacités de résistance ② sont quant à elles définies par :

$$\underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \quad (2.4)$$

On associe généralement à $G(\underline{x})$ un critère de résistance g , fonction de $\underline{\sigma}(\underline{x})$, de sorte que :

$$\underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \Leftrightarrow g(\underline{\sigma}(\underline{x})) \leq 0 \quad (2.5)$$

Alors, tout champ de contrainte $\underline{\sigma}$ statiquement admissible et vérifiant les conditions de résistance (2.4) définit un chargement potentiellement supportable. K contient donc l'ensemble des chargements que ces champs de contrainte équilibrent soit :

$$\left\{ \underline{Q} / \exists \underline{\sigma} \text{ s.a. avec } \underline{Q} \text{ et } \forall \underline{x} \in \mathcal{V}, \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \right\} \subset K \quad (2.6)$$

En pratique, on cherche les champs de contraintes $\underline{\sigma}$ statiquement admissibles qui vérifient l'équation (2.4), étant entendu qu'il n'est a priori pas possible de les trouver tous :

$\exists \underline{\sigma} \text{ s.a. avec } \underline{Q} \text{ et } \forall \underline{x} \in \mathcal{V}, \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \Rightarrow \underline{Q} \in K$	(2.7)
---	-------

Alors, l'enveloppe convexe K_s de l'ensemble des chargements correspondants sera incluse dans K , ce qui revient à une estimation de K par l'intérieur (fig. 2.1).

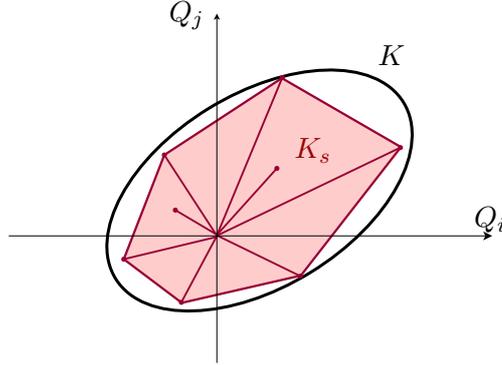


Figure 2.1 – Construction par l'intérieur du domaine K des chargements potentiellement supportables.

2.1.1.3 Approche par l'extérieur

Pour compléter l'approche précédente, on peut entreprendre une deuxième estimation de K en utilisant le principe des puissances virtuelles. On qualifie cette approche de *cinématique par l'extérieur*.

La condition d'équilibre $\textcircled{1}$ est alors exprimée grâce au principe des puissances virtuelles. On introduit des champs de vitesse virtuels \underline{v} *cinématiquement admissibles* (c.a.), c'est-à-dire des champs de vitesse continuellement dérivables par morceaux et respectant les conditions aux limites en vitesse. Le principe des puissances virtuelles nous dit alors que :

$$\forall \underline{\sigma} \text{ s.a. avec } \underline{Q} \text{ et } \forall \underline{v} \text{ c.a. avec } \underline{\dot{q}}, \quad \int_{\mathcal{V}} \underline{\sigma}(\underline{x}) : \underline{d}(\underline{x}) \, dV + \int_{\mathcal{S}} (\underline{\sigma}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})) \cdot \llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket \, dS = \underline{Q}(\underline{\sigma}) \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{v}) \quad (2.8)$$

où on appelle :

$\underline{d}(\underline{x})$ le tenseur des taux de déformation au point \underline{x} ;

$\underline{n}(\underline{x})$ la normale à \mathcal{S} en \underline{x} ;

$\llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket$ la discontinuité de vitesse en \underline{x} .

On notera par la suite :

$$\mathcal{P}^e(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) = \underline{Q}(\underline{\sigma}) \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{v}) \quad (2.9)$$

Introduisons maintenant les fonctions suivantes :

$$\pi(\underline{d}) = \sup_{\underline{\sigma}} \left\{ \underline{\sigma}(\underline{x}) : \underline{d}(\underline{x}) / \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \right\} \quad (2.10a)$$

$$\pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) = \sup_{\underline{\sigma}} \left\{ (\underline{\sigma}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})) \cdot \llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket / \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \right\} \quad (2.10b)$$

Ces fonctions π sont appelées *fonctions d'appui* et désignent respectivement la puissance résistante maximale dans le taux de déformation $\underline{d}(\underline{x})$ et dans la discontinuité de vitesse $\llbracket \underline{v}(\underline{x}) \rrbracket$ dans la direction $\underline{n}(\underline{x})$.

On remarque alors que le respect des capacités de résistance $\textcircled{2}$ de l'ouvrage nous permet de majorer $\mathcal{P}^e(\underline{Q}, \underline{\dot{q}})$ tel que décrit en (2.8) par :

$$\mathcal{P}^{rm}(\underline{v}) = \int_{\mathcal{V}} \pi(\underline{d}) \, dV + \int_{\mathcal{S}} \pi(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) \, dS \quad (2.11)$$

Les capacités de résistance du matériau nous imposent donc une nouvelle condition sur K :

$$K \subset \left\{ \underline{Q} / \forall \underline{v} \text{ c.a. avec } \dot{q}, \mathcal{P}^e(\underline{Q}, \dot{q}) \leq \mathcal{P}^{rm}(\underline{v}) \right\} \quad (2.12)$$

En pratique, on propose des formes de champs de vitesses \underline{v} cinématiquement admissibles pour lesquelles on calcule $\mathcal{P}^{rm}(\underline{v})$, étant entendu qu'on ne peut les explorer tous, et on cherche pour quelle valeur de Q la fonction $\underline{Q} \cdot \dot{q} - \mathcal{P}^{rm}$ est négative, sachant que :

$$\boxed{\underline{Q} \in K \Rightarrow \forall \underline{v} \text{ c.a. avec } \dot{q}, \mathcal{P}^e(\underline{Q}, \dot{q}) \leq \mathcal{P}^{rm}(\underline{v})} \quad (2.13)$$

Cette opération permet de définir un ensemble K_c qui contient K . On délimite ainsi les frontières de K par excès d'où le nom de construction *par l'extérieur* (fig. 2.2).

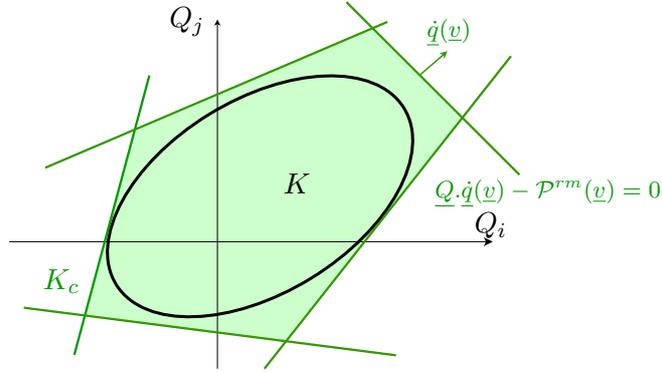


Figure 2.2 – Construction par l'extérieur du domaine K des chargements potentiellement supportables.

2.1.2 Mise en place de l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture

Nous avons choisi d'analyser la stabilité de notre structure grâce à l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture parce que cette approche présente l'avantage de donner un résultat directement exploitable, en cela que tout chargement limite donné par la méthode entraînera nécessairement la ruine de l'ouvrage. En outre, la construction de champs de vitesse se révèle généralement plus aisée que celle de champs de contrainte.

Étape 1. On explicite les hypothèses de géométrie, de chargement et de résistance qui seront utilisées par la suite.

Étape 2. On choisit la forme d'un champ de vitesse virtuel cinématiquement admissible. Les mécanismes sont généralement choisis pour leur simplicité ou leur proximité avec l'expérience mais ils peuvent aussi être purement imaginaires. Ils ne reflètent pas nécessairement le mode de rupture réel de la structure.

Étape 3. À partir des hypothèses (étape 1) et du champ de vitesse virtuel (étape 2), on calcule :

- la puissance des efforts extérieurs

$$\mathcal{P}^e = \int_V \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV + \int_S (\underline{\sigma} \cdot \underline{n}) \cdot \underline{v} \, dS \quad (2.14)$$

- où $\underline{\gamma}$ représente les efforts à distance.
 – la puissance résistante maximale

$$\mathcal{P}^{rm} = \int_{\mathcal{V}} \pi(\underline{d}) \, dV + \int_S \pi(\underline{n}, \llbracket v \rrbracket) \, dS \quad (2.15)$$

Notons que l'existence de la fonction \mathcal{P}^{rm} est soumise aux conditions d'existence des fonctions d'appui $\pi(\underline{d})$ et $\pi(\underline{n}, \llbracket v \rrbracket)$. Ces conditions imposent généralement des contraintes sur les champs de vitesse virtuels pertinents.

Étape 4. L'approche par l'extérieur du calcul à la rupture nous dit alors que tout chargement Q potentiellement supportable par la structure devra nécessairement vérifier :

$$\mathcal{P}^e(Q, \dot{q}) \leq \mathcal{P}^{rm}(\underline{v}) \quad (2.16)$$

Dans le cas particulier d'un chargement à un paramètre positif, on cherche le chargement Q^0 vérifiant :

$$\mathcal{P}^e(Q^0, \dot{q}) = \mathcal{P}^{rm}(\underline{v}) \quad (2.17)$$

qui est un majorant du chargement extrême Q^{\max} supportable par la structure ; on sait alors qu'au-delà de ce chargement Q^0 , la ruine de l'ouvrage est assurée.

Étape 5. Pour un chargement à un paramètre positif, le minimum de Q^0 sur tous les champs de vitesse pertinents étant a fortiori lui aussi un majorant de Q^{\max} , on trouve le champ de vitesse optimum $\underline{v}^{\text{opt}}$ qui minimise Q^0 ; on note ce minimum Q^+ .

Cette partie nous a permis de poser le cadre théorique dans lequel nous allons évoluer et plus particulièrement de présenter pas à pas la démarche à adopter pour appliquer l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture. Nous allons maintenant appliquer cette méthode au cas des murs de soutènement en pierre sèche.

2.2 Application du calcul à la rupture au cas des murs de soutènement en pierre sèche

On se propose dans cette partie d'évaluer la stabilité d'un mur de soutènement en pierre sèche grâce à la théorie du calcul à la rupture. On commencera par poser les hypothèses nécessaires à notre étude, puis on présentera la modélisation elle-même en se concentrant en premier lieu sur la maçonnerie seule puis sur le système mur/remblai. Cette opération va nous permettre de mettre au point une expression analytique de la hauteur de remblai maximale que le mur de soutènement en pierre sèche peut supporter.

2.2.1 Hypothèses de modélisation de la maçonnerie

Le calcul à la rupture est un mode de raisonnement permettant d'obtenir directement la charge potentiellement supportable par une structure connaissant sa géométrie, son mode de chargement et ses capacités de résistance. Si la géométrie et le mode de chargement sont des paramètres que l'on peut évaluer assez facilement, le critère de résistance du matériau constituant est plus difficile à obtenir.

Comme nous l'avons vu dans le chapitre 1, la forte irrégularité de la maçonnerie et la présence de vide difficilement quantifiable rend l'analyse des murs en pierre sèche particulièrement ardue. Il faut donc faire un certain nombre d'hypothèses pour pouvoir mettre en place notre modélisation.

2.2.1.1 Hypothèse de régularité de la maçonnerie

Dans une première étape, nous avons décidé d'idéaliser le mur comme un assemblage périodique de blocs réguliers (fig. 2.3b). Si cette hypothèse répond à notre souci de simplification de la maçonnerie, elle peut par ailleurs être justifiée au regard de l'apparente périodicité (fig. 2.3a) des murs construits selon les règles de l'art (§ 1.1.2) : pose des pierres en lits parallèles et réguliers, utilisation de cales pour prévenir la rotation des blocs. Nous débattons plus longuement de la pertinence de cette hypothèse lors de la confrontation des prévisions théoriques et des résultats expérimentaux au cours du chapitre 4.

2.2.1.2 Homogénéisation périodique de la maçonnerie

Si on considère la maçonnerie comme un ensemble de blocs réguliers assemblés en quinconce, on peut alors recourir à l'homogénéisation des milieux périodiques en calcul à la rupture. Nous ne détaillerons pas ici les principes de cette méthode – nous renvoyons pour plus précision à de Buhan (1986), mais nous rappellerons simplement les mécanismes propres à la maçonnerie tels que décrits par de Buhan et de Felice (1997), que nous adapterons au cas d'une maçonnerie de joints secs.

Considérant une structure fortement hétérogène mais dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont périodiques, on peut alors substituer à la maçonnerie hétérogène (fig. 2.3b) un milieu homogène équivalent (fig. 2.3c) dont les propriétés mécaniques globales sont représentatives de celles du milieu hétérogène initial. Le processus d'homogénéisation

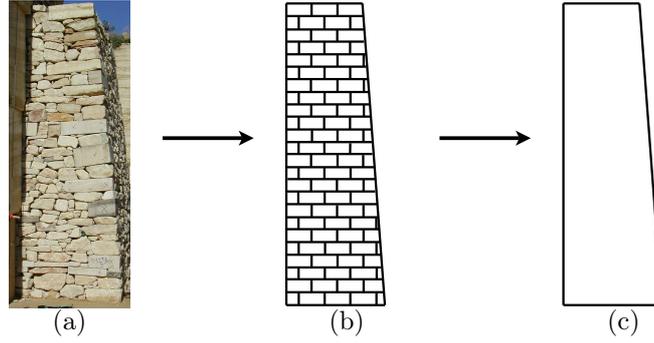


Figure 2.3 – Idéalisation de la maçonnerie de pierre sèche (a) en maçonnerie régulière périodique (b) puis homogénéisation périodique de la maçonnerie régulière (c).

nous permet ainsi de passer de l'échelle microscopique qui tient compte des blocs et des joints à l'échelle macroscopique avec une vision homogène de la structure.

On commence par identifier les caractéristiques de la micro-structure. Notre structure est constituée de blocs de pierre de hauteur a et de largeur b et de joints secs. Étant donnée la grande résistance des pierres devant celle des joints, on considérera les blocs comme infiniment résistants. On applique aux joints une loi de frottement pur de Mohr-Coulomb qui s'exprime en fonction des contraintes normale σ et tangentielle τ à l'interface comme :

$$g(\sigma, \tau) = |\tau| + \sigma \tan \varphi \leq 0 \quad (2.18)$$

où φ représente l'angle de frottement pierre sur pierre.

On définit ensuite le volume élémentaire représentatif (VER) de la maçonnerie comme le plus petit élément permettant de reconstituer la géométrie de la structure entière. Dans notre cas, on conserve le même VER que celui de De Buhan et de Felice : un losange de volume \mathcal{M} ayant pour sommet les centres des blocs voisins (fig. 2.4) ; on s'assure que l'on peut reconstituer l'ensemble \mathcal{V} de la maçonnerie par translation de ce bloc. Le VER ainsi constitué se compose de quatre morceaux de blocs séparés par trois lignes de joints que l'on notera \mathcal{J} .

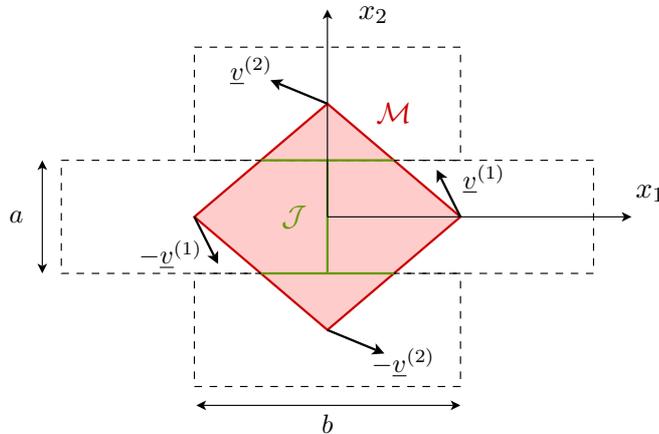


Figure 2.4 – Mécanisme de rupture des blocs du VER d'après de Buhan et de Felice (1997).

La théorie de l'homogénéisation en calcul à la rupture (de Buhan, 1986) nous permet alors de déduire des caractéristiques du VER celles du milieu homogénéisé équivalent, à savoir le domaine de résistance de la maçonnerie G^{hom} .

Compte tenu des hypothèses retenues, on peut donner une première définition statique de G^{hom} en fonction des champs de contrainte macroscopiques $\underline{\underline{\Sigma}}$:

$$G^{\text{hom}} = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} / \underline{\underline{\Sigma}} = \frac{1}{\mathcal{M}} \int_{\mathcal{M}} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \, dV \right\} \quad (2.19)$$

avec $\forall \underline{x} \in \mathcal{M}$

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in \mathbb{R}^2 \text{ et } \forall \underline{x} \in \mathcal{J}, \, \mathbf{g}(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x})) \leq 0 \quad (2.20a)$$

$$\text{div } \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) = \underline{0} \quad (2.20b)$$

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \cdot \underline{n}(\underline{x}) \text{ antipériodique} \quad (2.20c)$$

On peut également recourir à une approche cinématique pour définir G^{hom} . Pour ce faire, on impose au VER un mécanisme de rupture virtuel par mouvement de corps rigide (fig. 2.4). Cela va nous permettre de calculer la puissance maximale dissipable dans le taux de déformation macroscopique $\underline{\underline{D}}$, grâce aux fonctions d'appui des blocs et des joints. En appliquant les formules de De Buhan et de Felice au cas des joints secs, on montre ainsi que :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}}) = 0 \quad (2.21)$$

sous les conditions d'existence de la fonction π :

$$-D_{11} \leq 0 \quad (2.22a)$$

$$\tan \varphi |D_{11}| \leq 2mD_{22} \quad (2.22b)$$

$$|D_{12} + D_{21}| \leq \tan \varphi D_{11} + \frac{1}{\tan \varphi} D_{22} \quad (2.22c)$$

Notons que nous avons choisi de ne retenir que le cas où l'élanement des blocs $m = a/b$ et l'angle de frottement φ des blocs respectent la condition :

$$2m \leq \frac{1}{\tan \varphi} \quad (2.23)$$

Ce choix se justifie au regard des valeurs moyennes généralement observées pour m (inférieur à 0,5) et φ (inférieur à 45°). Nous vérifierons que cette condition est bien respectée lors de la validation du modèle sur les données expérimentales (cf. chapitre 4).

On peut remarquer ici que la fonction d'appui homogénéisée est nulle ; ceci s'explique par l'absence de cohésion des joints dans le cas d'une maçonnerie en pierre sèche.

L'ensemble G^{hom} peut ainsi être défini comme :

$$G^{\text{hom}} = \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} / \underline{\underline{\Sigma}} : \underline{\underline{D}} \leq \pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}}) = 0 \right\} \quad (2.24)$$

On peut ainsi représenter le domaine G^{hom} des contraintes admissibles (fig. 2.5) comme un cône tétraédrique convexe de sommet O , l'origine de l'espace des contraintes. Cette

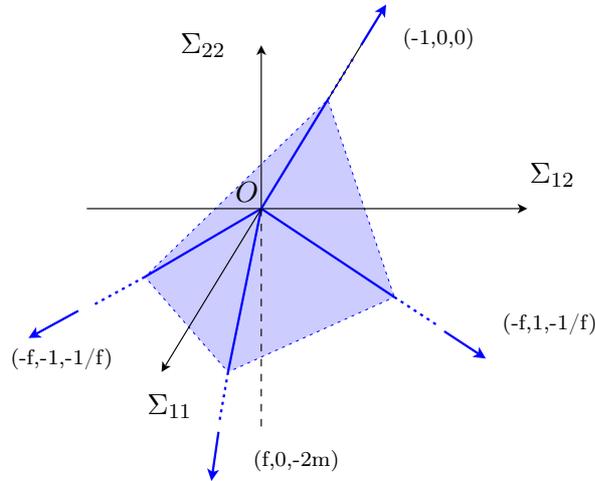


Figure 2.5 – Domaine G^{hom} des contraintes admissibles de la maçonnerie homogénéisée.

représentation nous montre l’anisotropie du domaine de résistance de la maçonnerie homogénéisée, liée à la faible résistance des joints.

Nos hypothèses de régularité et d’homogénéisation de la maçonnerie nous ont permis, à partir des travaux de De Buhan et de Felice (1997), de définir le critère de résistance de la maçonnerie de pierre sèche. En précisant les hypothèses de géométrie et de chargement de la structure, nous pouvons maintenant appliquer la théorie du calcul à la rupture au calcul de stabilité de notre ouvrage en pierre sèche.

2.2.2 Modélisation d’un mur sous pression hydrostatique

Dans un premier temps, nous nous proposons d’étudier la stabilité d’un mur en pierre sèche soumis à un chargement hydrostatique. Ce choix permet d’étudier le problème avec un chargement dont on connaît parfaitement les caractéristiques et donc, de se concentrer sur la seule structure maçonnée. On pourra par la suite adapter ces résultats au cas d’un mur de soutènement en considérant l’action du sol comme une pression répartie linéairement sur le parement arrière du mur en adoptant la théorie de Coulomb (1773). Les résultats peuvent par ailleurs servir en pratique à l’analyse des barrages hydrauliques en enrochement avec perré en maçonnerie.

2.2.2.1 Hypothèses du calcul à la rupture

Le système étudié ici (fig. 2.6) est le mur présenté au § 1.4 soumis à une pression hydrostatique sur son parement intérieur BC . Nous étudierons ce système dans un repère (O, X'_1, X'_2) où X'_1 est un axe de vecteur directeur \underline{e}'_1 de même direction que les lits de pierre. Nous ne présentons ici que les principes du modèle, le détail des calculs pouvant être trouvés dans l’annexe A.1.

Pour appliquer la théorie du calcul à la rupture, il nous faut définir les hypothèses de géométrie, de mode de chargement et de critère de résistance que nous retenons pour cette étude.

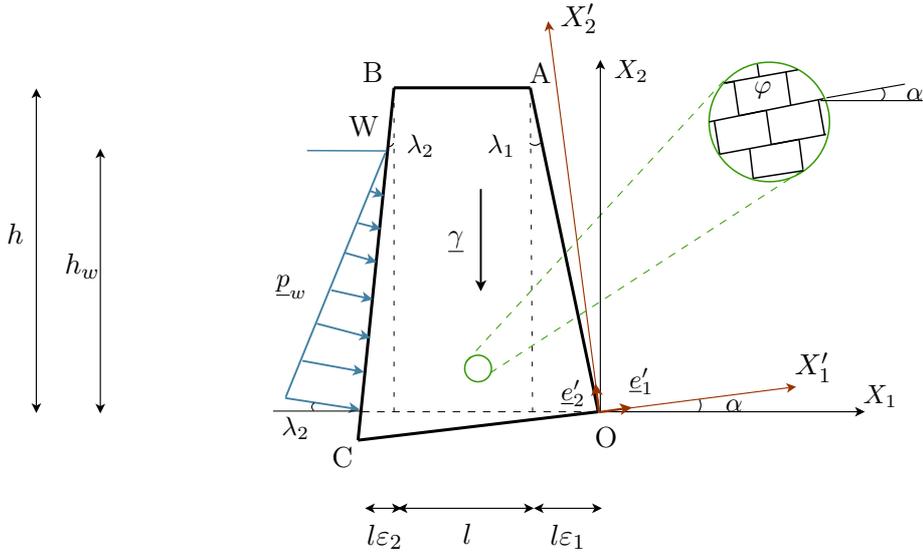


Figure 2.6 – Hypothèses de géométrie, chargement et résistance du système mur sous pression hydrostatique.

Géométrie. Le système étudié étant réduit au seul mur en pierre sèche, la géométrie retenue pour le calcul à la rupture est celle du mur tel que décrit au § 1.4 : un mur de hauteur h , de largeur en tête l , de fruit aval $f_1 = \tan \lambda_1$ et de fruit amont $f_2 = \tan \lambda_2$, dont les lits sont inclinés d'un angle α par rapport à l'horizontale.

Mode de chargement. Le mur est soumis à son poids propre $\underline{\gamma}$:

$$\underline{\gamma} = -\gamma \sin \alpha \underline{e}'_1 - \gamma \cos \alpha \underline{e}'_2 \quad (2.25)$$

ainsi qu'à l'action de l'eau \underline{p}_w sur une hauteur h_w de son parement intérieur :

$$\underline{p}_w = \gamma_w (h_w - X_2) \cos(\lambda_2 + \alpha) \underline{e}'_1 - \gamma_w (h_w - X_2) \sin(\lambda_2 + \alpha) \underline{e}'_2 \quad (2.26)$$

Critère de résistance. Les capacités de résistance du mur sont données par le domaine G^{hom} tel que défini § 2.2.1.2. Comme c'est l'approche cinématique que nous avons retenue dans cette étude, nous n'avons besoin que de la fonction d'appui du domaine. Le critère de résistance est donc donné par l'expression (2.21) :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{D}) = 0$$

avec les conditions (2.22) d'existence de la fonction π .

La donnée des hypothèses de géométrie, de chargement et de résistance de la structure va maintenant nous permettre d'appliquer l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture.

2.2.2.2 Choix du mécanisme de rupture virtuel

Nous avons vu que pour mettre en œuvre l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture, il nous faut explorer les mécanismes de rupture cinématiquement admissibles pour trouver celui qui minimise les chargements potentiellement supportables.

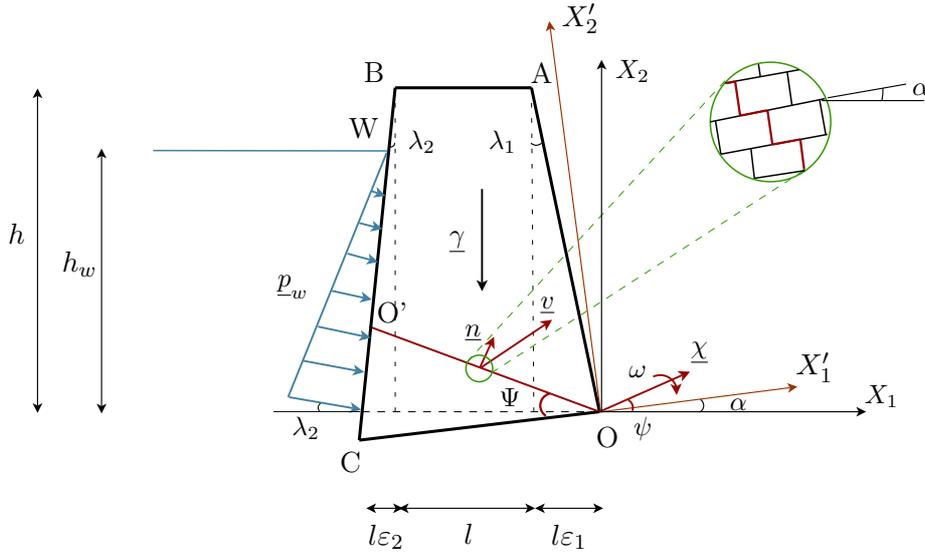


Figure 2.7 – Mécanisme de rupture du mur sous pression hydrostatique.

Nous avons choisi un mécanisme de rupture du mur délimité par la surface OO' faisant un angle Ψ avec \underline{e}'_1 (fig. 2.7). La géométrie du système impose alors :

$$\Psi \in \left[\alpha, \alpha + \arctan \frac{h}{l(1 + \varepsilon_1)} \right] \quad (2.27)$$

On appelle \underline{n} le vecteur normal à OO' :

$$\underline{n} = \sin \Psi \underline{e}'_1 + \cos \Psi \underline{e}'_2 \quad (2.28)$$

On considère que la partie basse du mur $OO'C$ reste immobile sur la fondation tandis que le trapèze supérieur $OABO'$ se déplace selon un mouvement de corps rigide \underline{v} qui se décompose en une translation de vecteur $\underline{\chi}$ et une rotation d'angle ω , de sorte que pour tout point \underline{X} de $OABO'$:

$$\underline{v}(\underline{X}) = (\chi \cos \psi + \omega X'_2) \underline{e}'_1 + (\chi \sin \psi - \omega X'_1) \underline{e}'_2 \quad (2.29)$$

Nous avons choisi de conserver le mécanisme utilisé par de Buhan et de Felice (1997) parce que c'est un mécanisme simple qui correspond aux mécanismes de rupture des murs en pierre sèche que nous avons pu relever dans la littérature empirique (Burgoyne, 1853; Constable, 1875) et sur les données expérimentales (Villemus *et al.*, 2007) dont nous disposons.

2.2.2.3 Détermination de la hauteur d'eau critique

Le théorème cinématique du calcul à la rupture nous indique que, pour qu'un chargement soit considéré comme potentiellement supportable par la structure, il doit nécessairement vérifier que la puissance des efforts extérieurs reste inférieure à la puissance résistante maximale.

On commence donc par évaluer la puissance des efforts extérieurs \mathcal{P}^e . Sous nos hypothèses, l'expression (2.14) devient :

$$\mathcal{P}^e = \int_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV + \int_{O'W} \underline{p}_w \cdot \underline{v} \, dS \quad (2.30)$$

En remplaçant $\underline{\gamma}$, \underline{p}_w et \underline{v} respectivement par (2.25), (2.26) et (2.29), on montre que \mathcal{P}^e peut se mettre sous la forme :

$$\mathcal{P}^e = p_3(\underline{\chi}, \omega, \Psi) h_w^3 + p_2(\underline{\chi}, \omega, \Psi) h_w^2 + p_1(\underline{\chi}, \omega, \Psi) h_w + p_0(\underline{\chi}, \omega, \Psi) \quad (2.31)$$

où les p_i s'expriment en fonction des paramètres de géométrie et de chargement de la structure.

La puissance résistante maximale \mathcal{P}^{rm} s'écrit quant à elle :

$$\mathcal{P}^{rm} = \int_{OABO'} \pi^{\text{hom}}(\underline{d}) \, dV + \int_{OO'} \pi^{\text{hom}}(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) \, dS \quad (2.32)$$

Le mécanisme de rupture choisi pour cette étude étant un mouvement de corps rigide, il n'y a pas de déformation dans le mur ($\underline{d} = 0$) donc :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{d}) = 0 \quad (2.33)$$

D'autre part, en assimilant \underline{D} à sa valeur :

$$\underline{D} = \frac{1}{2} (\underline{n} \otimes \llbracket \underline{v} \rrbracket + \llbracket \underline{v} \rrbracket \otimes \underline{n}) \quad (2.34)$$

le critère de résistance de la maçonnerie homogénéisée (2.21) devient :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) = 0 \quad (2.35)$$

et les conditions de pertinence (2.22) se transforment en :

$$-n_1 v_1 \leq 0 \quad (2.36a)$$

$$\tan \varphi n_1 v_1 \leq 2m n_2 v_2 \quad (2.36b)$$

$$|n_1 v_2 + n_2 v_1| \leq \tan \varphi n_1 v_1 + \frac{1}{\tan \varphi} n_2 v_2 \quad (2.36c)$$

En injectant (2.33) et (2.35) dans (2.32), on en déduit finalement la puissance résistante maximale :

$$\mathcal{P}^{rm} = 0 \quad (2.37)$$

sous les conditions (2.36).

La donnée de ces deux puissances (2.31) et (2.37) nous permet maintenant d'évaluer la rupture de notre mur en pierre sèche.

On détermine la hauteur d'eau critique $h_w^0(\underline{\chi}, \omega, \Psi)$ comme la hauteur vérifiant :

$$\forall h_w \in [0, h_w^0], \mathcal{P}^e(h_w) \leq \mathcal{P}^{rm} = 0 \quad (2.38)$$

Comme \mathcal{P}^e est un polynôme du troisième degré en h_w , h_w^0 doit être une racine positive de ce polynôme, dont on peut trouver une expression analytique par la méthode de Cardan.

On commence par transformer \mathcal{P}^e en un polynôme unitaire en le divisant par $p_3(\underline{\chi}, \omega, \Psi)$. Ensuite, on procède, sur ce polynôme unitaire, au changement de variable :

$$H_w = h_w + \frac{p_2(\underline{\chi}, \omega, \Psi)}{3 p_3(\underline{\chi}, \omega, \Psi)} \quad (2.39)$$

Cela nous permet de transformer le polynôme unitaire correspondant à \mathcal{P}^e en un polynôme \mathcal{Q}^e dont les termes du second degré sont nuls de sorte que :

$$\mathcal{Q}^e = H_w^3 + q_1(\underline{\chi}, \omega, \Psi) H_w + q_0(\underline{\chi}, \omega, \Psi) \quad (2.40)$$

On calcule ensuite le discriminant Δ de ce polynôme :

$$\Delta(\underline{\chi}, \omega, \Psi) = [q_0(\underline{\chi}, \omega, \Psi)]^2 + \frac{4}{27} [q_1(\underline{\chi}, \omega, \Psi)]^3 \quad (2.41)$$

Δ étant dans notre cas toujours positif, la racine positive h_w^0 que nous cherchons est donnée par :

$$h_w^0(\underline{\chi}, \omega, \Psi) = \sqrt[3]{\frac{-q_0(\underline{\chi}, \omega, \Psi) + \sqrt{\Delta(\underline{\chi}, \omega, \Psi)}}{2}} + \sqrt[3]{\frac{-q_0(\underline{\chi}, \omega, \Psi) - \sqrt{\Delta(\underline{\chi}, \omega, \Psi)}}{2}} - \frac{p_2(\underline{\chi}, \omega, \Psi)}{3 p_3(\underline{\chi}, \omega, \Psi)} \quad (2.42)$$

La théorie du calcul à la rupture nous indique que tout chargement hydrostatique d'une hauteur supérieure ou égale à h_w^0 entraînera nécessairement la ruine de l'ouvrage.

La hauteur d'eau potentiellement supportable par le mur en pierre sèche h_w^{\max} est majorée par le minimum h_w^+ atteint par h_w^0 sur tous les champs de vitesse virtuels proposés :

$$h_w^+(\underline{\chi}, \omega, \Psi) = \min_{\underline{\chi}, \omega, \Psi} h_w^0(\underline{\chi}, \omega, \Psi) \quad (2.43)$$

On trouve ainsi les valeurs optimales $\underline{\chi}^{\text{opt}}$, ω^{opt} et Ψ^{opt} des paramètres cinématiques qui fournissent la plus petite hauteur h_w^+ de sorte que :

$$h_w^+(\underline{\chi}, \omega, \Psi) = h_w^0(\underline{\chi}^{\text{opt}}, \omega^{\text{opt}}, \Psi^{\text{opt}}) \quad (2.44)$$

On peut montrer que h_w^0 est minimal soit pour $\omega = 0$ – rupture en translation du mur, soit pour $\underline{\chi} = \underline{0}$ – rupture en rotation. Nous allons donc étudier plus en détail ces deux cas.

Rupture du mur par translation. On se place dans le cas où le mur se déplace en translation pure ($\omega = 0$).

La puissance des efforts extérieurs (2.31) devient alors :

$$\mathcal{P}^e = \chi \left[p_2(\psi, \Psi) h_w^2 + p_1(\psi, \Psi) h_w + p_0(\psi, \Psi) \right] \quad (2.45)$$

La puissance résistante maximale reste nulle mais les conditions (2.36) s'écrivent maintenant :

$$\chi \geq 0 \quad (2.46a)$$

$$\varphi \leq \psi \quad (2.46b)$$

$$(2.46c)$$

On calcule ainsi la hauteur critique h_w^{g0} comme la plus grande racine positive du polynôme \mathcal{P}^e (2.45). Le calcul du déterminant nous donnant :

$$\Delta(\psi, \Psi) = [p_1(\psi, \Psi)]^2 - 4p_2(\psi, \Psi)p_0(\psi, \Psi) \geq 0 \quad (2.47)$$

on peut donc écrire la hauteur critique comme :

$$h_w^{g0}(\psi, \Psi) = \frac{-p_1(\psi, \Psi) + \sqrt{\Delta(\psi, \Psi)}}{2p_2(\psi, \Psi)} \quad (2.48)$$

La minimisation de h_w^{g0} sous les conditions (2.46) nous donne :

$$\psi^{\text{opt}} = \varphi \quad (2.49a)$$

$$\Psi^{\text{opt}} = \alpha \quad (2.49b)$$

Le calcul à la rupture nous indique que pour un champ de vitesse virtuel en translation, la rupture virtuelle a lieu le long d'une ligne horizontale passant par le pied du mur ($\Psi^{\text{opt}} = \alpha$).

En reportant (2.49) dans (2.48), on détermine la hauteur d'eau h_w^g qui assure le glissement du mur :

$$\boxed{h_w^g = h_w^{g0}(\varphi, \alpha)} \quad (2.50)$$

Rupture du mur par rotation. On considère maintenant que le mur se déplace en rotation pure autour du point O ($\underline{\chi} = \underline{0}$).

La puissance des efforts extérieurs (2.31) peut s'écrire alors :

$$\mathcal{P}^e = \omega \left[p_3(\Psi) h_w^3 + p_2(\Psi) h_w^2 + p_1(\Psi) h_w + p_0(\Psi) \right] \quad (2.51)$$

La puissance résistante maximale étant toujours nulle, les conditions (2.36) deviennent :

$$\omega \geq 0 \quad (2.52a)$$

$$\tan \Psi \leq \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} \quad (2.52b)$$

L'expression de la hauteur critique h_w^{r0} est donnée par la méthode de Cardan, expliquée précédemment. On pourra remarquer que ω n'apparaît plus dans l'expression de h_w^{r0} .

La minimisation de h_w^{r0} sur Ψ sous les conditions (2.27) et (2.52) nous permet de trouver la valeur optimale de l'inclinaison de la surface de rupture ; notons que cette valeur de Ψ^{opt} n'est pas nécessairement nulle.

En reportant cette valeur de l'angle optimal dans h_w^{r0} , on détermine la hauteur d'eau h_w^r qui assure la rotation du mur autour de son pied :

$$\boxed{h_w^r = h_w^{r0}(\Psi^{\text{opt}})} \quad (2.53)$$

Dans l'approche cinématique du calcul à la rupture, on ne retient que le minimum sur tous les champs de vitesse virtuels des chargements limites, soit :

$$\boxed{h_w^+ = \min \{ h_w^g, h_w^r \}} \quad (2.54)$$

2.2.2.4 Application directe aux murs de soutènement en pierre sèche

La procédure que nous venons de suivre peut s'appliquer aux cas des murs en pierre sèche soutenant un remblai de sol pulvérulent en utilisant la théorie de Caquot sur la poussée des terres (fig. 2.8). On considère alors que le mur est soumis à une pression de la forme :

$$\underline{p}_s = K_a \gamma_s (h_s - X_2) \underline{s} \quad (2.55)$$

où K_a est le coefficient de poussée des terres de Coulomb donné dans l'équation (1.10) du § 1.2.1.2 :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda_2)}{\cos(\delta + \lambda_2) \cos^2 \lambda_2 \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda_2) \cos(\beta - \lambda_2)}} \right]^2}$$

et \underline{s} un vecteur unitaire faisant un angle δ , l'angle de frottement à l'interface, avec le parement interne du mur :

$$\underline{s} = \cos(\delta + \lambda_2 + \alpha) \underline{e}'_1 - \sin(\delta + \lambda_2 + \alpha) \underline{e}'_2 \quad (2.56)$$

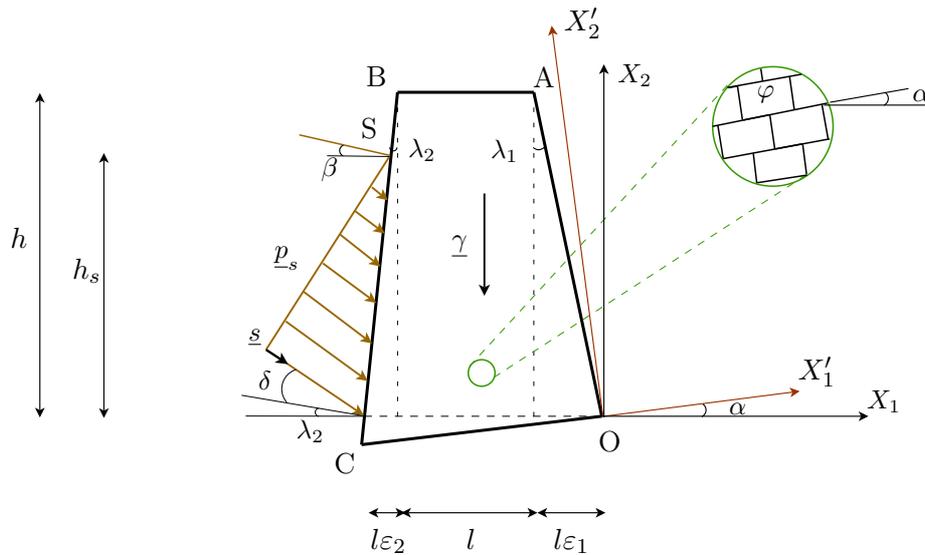


Figure 2.8 – Hypothèses de géométrie, chargement et résistance du système mur sous poussée d'un sol.

On retrouve des expressions comparables à celles obtenues dans le cas de la pression hydrostatique en substituant \underline{p}_s à \underline{p}_w ; on pourra trouver le détail des calculs dans l'annexe A.2.

Cette opération permet de proposer une première estimation de la stabilité des murs de soutènement. Néanmoins, cette théorie oblige à introduire une nouvelle hypothèse forte qu'est la poussée du sol granulaire selon les principes de Caquot. C'est pourquoi il nous a paru intéressant d'exploiter une nouvelle piste pour évaluer la stabilité de l'ensemble mur/remblai.

La théorie du calcul à la rupture nous a permis de proposer une méthode d'évaluation de la stabilité des murs en pierre sèche sous pression hydrostatique. Nous avons ainsi mis

au point une méthode rigoureuse permettant de tenir compte de l'hétérogénéité du mur et de ses possibilités de rupture interne, tout en gardant une approche pragmatique basée uniquement sur le critère de résistance des joints. On a ainsi pu montrer que si un mécanisme virtuel de translation favorise une rupture de mur le long de la fondation, le mécanisme de rotation crée une ligne de rupture interne où seule la partie haute du mur est mobilisée.

Si cette méthode peut servir à terme à l'analyse des barrages en enrochement avec perré en maçonnerie, elle doit surtout poser les fondements de notre analyse des ouvrages de soutènement. Après une première approche sommaire basée sur les règles de poussée des terres de Coulomb, nous allons maintenant étudier la prise en compte de l'action du sol de remblai de manière rigoureuse grâce au calcul à la rupture.

2.2.3 Modélisation d'un mur chargé par un remblai pulvérulent

Intéressons-nous désormais à l'étude de la stabilité d'un mur en pierre sèche soutenant un remblai de sol pulvérulent. L'étude précédente nous ayant permis de mieux appréhender les mécanismes de rupture du mur, nous allons maintenant nous focaliser sur le comportement du mur de soutènement dans son ensemble avec une attention toute particulière à l'interaction sol/structure.

2.2.3.1 Hypothèses du calcul à la rupture

Le système étudié (fig. 2.9) est maintenant constitué du mur (cf. § 1.4) ainsi que de son remblai dont il faut définir les hypothèses de géométrie, de chargement et de résistance. Nous ne présentons ici encore que les principes du modèle, les calculs figurant dans l'annexe A.3.

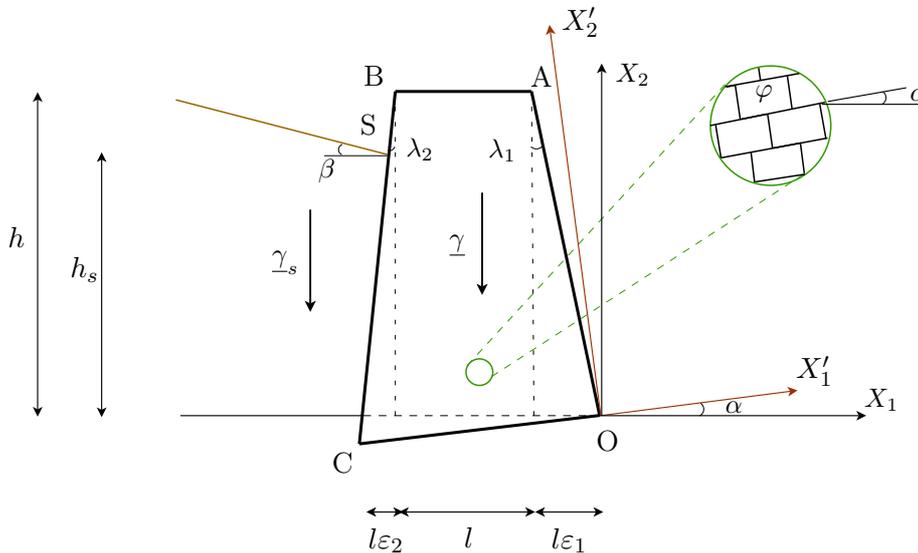


Figure 2.9 – Hypothèses de géométrie, chargement et résistance du système mur/remblai.

Géométrie. Dans les paramètres géométriques du système interviennent :

la géométrie du mur : hauteur h , largeur en tête l , fruit aval f_1 , fruit amont f_2 , inclinaison des lits α par rapport à l'horizontale ;

la géométrie du sol de remblai : hauteur h_s , inclinaison à la surface β , le massif étant considéré comme infiniment long.

Mode de chargement. Le système n'est soumis qu'au poids propre de ses matériaux constitutifs à savoir $\underline{\gamma}$ pour le mur :

$$\underline{\gamma} = -\gamma \sin \alpha \underline{e}'_1 - \gamma \cos \alpha \underline{e}'_2 \quad (2.57)$$

et $\underline{\gamma}_s$ pour le sol :

$$\underline{\gamma}_s = -\gamma_s \sin \alpha \underline{e}'_1 - \gamma_s \cos \alpha \underline{e}'_2 \quad (2.58)$$

Critère de résistance. Le critère de résistance est défini par celui de chacun des composants du système mais également par le choix de l'interface entre ces deux composants.

Critère de résistance du mur : on garde ici le critère de résistance du mur homogénéisé de de Buhan et de Felice (1997) (cf. § 2.2.1.2) caractérisé par sa fonction d'appui (2.21) :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{D}) = 0$$

avec les conditions d'existence de la fonction π (2.22).

Critère de résistance du sol : le sol pulvérulent est régi par un critère de Mohr-Coulomb purement frottant, caractérisé par l'angle de frottement du sol φ_s . Nous avons choisi de ne pas intégrer de cohésion dans le sol dans un souci de simplification des calculs mais aussi parce que cette hypothèse va dans le sens de la sécurité. Notons néanmoins qu'une prise en compte de la cohésion dans le modèle de calcul à la rupture ne pose pas de problème particulier, si ce n'est la complexification des expressions. En nous appuyant sur Salençon (1983), on obtient dans notre cas les fonctions d'appui suivantes :

$$\pi(\underline{d}_s) = 0 \quad (2.59)$$

$$\text{si } \text{tr}(\underline{d}_s) \geq (|d_{s1}| + |d_{s2}|) \sin \varphi_s \quad (2.60)$$

et

$$\pi(\underline{n}_s, \llbracket v_s \rrbracket) = 0 \quad (2.61)$$

$$\text{si } \llbracket v_s \rrbracket \cdot \underline{n}_s \geq |\llbracket v_s \rrbracket| \sin \varphi_s \quad (2.62)$$

Critère de résistance à l'interface : compte tenu de la présence de deux entités dans notre système, nous devons également nous intéresser aux phénomènes qui interviennent à l'interface SC entre le mur et son remblai. Nous avons décidé d'imposer une interface de Mohr-Coulomb dont la fonction d'appui (Salençon, 1983) s'exprime en fonction de l'angle de frottement de l'interface δ comme :

$$\pi(\underline{n}, \underline{\Delta v}) = 0 \quad (2.63)$$

$$\text{si } \underline{\Delta v} \cdot \underline{n}_\delta \geq |\underline{\Delta v} \cdot \underline{t}_\delta| \tan \delta \quad (2.64)$$

où l'on appelle :

$\underline{\Delta v} = \underline{v} - \underline{v}_s$ la discontinuité de vitesse ;

$\underline{n}_\delta = \cos(\lambda_2 + \alpha) \underline{e}'_1 - \sin(\lambda_2 + \alpha) \underline{e}'_2$ la normale au parement ;

$\underline{t}_\delta = \sin(\lambda_2 + \alpha) \underline{e}'_1 + \cos(\lambda_2 + \alpha) \underline{e}'_2$ la tangente au parement.

Nous discuterons de la valeur à donner à δ pour un mur de soutènement en pierre sèche lors de la confrontation entre théorie et modèle au chapitre 4.

On peut remarquer que toutes les fonctions d'appui présentées ici sont nulles, conséquence de l'absence de cohésion des joints et du sol et de la non-déformabilité des blocs ; cela signifie que pour tout champ de vitesse pertinent, la puissance résistante maximale sera nulle.

2.2.3.2 Choix du mécanisme de rupture virtuel

On garde pour le mur les mêmes mécanismes de rupture qu'au § 2.2.2.2 : le mur rompt le long de la ligne OO' inclinée d'un angle Ψ avec (O, X'_1) et la partie haute $OABO'$ se déplace seule, à la vitesse \underline{v} .

Le sol se rompt également le long d'une surface plane $O'T$ inclinée d'un angle Ψ_s par rapport au parement intérieur du mur ; on appelle \underline{n}_s la normale de $O'T$:

$$\underline{n}_s = \cos(\Psi_s - \lambda_2 - \alpha) \underline{e}'_1 + \sin(\Psi_s - \lambda_2 - \alpha) \underline{e}'_2 \quad (2.65)$$

Seul le triangle $O'TS$ est mobilisé en déplacement à la vitesse \underline{v}_s .

Nous avons choisi de conserver les mêmes champs de vitesse virtuels pour le mur, à savoir une rupture par translation ou par rotation autour de son pied. Nous avons ensuite exploré les mécanismes classiquement utilisés en mécanique des sols (Salençon, 1983) pour le remblai et nous avons retenu ceux qui donnaient les résultats optimaux. Deux champs de vitesse virtuels vont ainsi être étudiés :

1. une translation de vecteur $\underline{\chi}$ du mur et une translation de vecteur $\underline{\chi}_s$ du sol ;
2. une rotation d'angle ω du mur et un cisaillement du sol.

2.2.3.3 Détermination de la hauteur de remblai critique

Rupture du mur par translation. Nous avons choisi d'imposer conjointement au mur et au sol des champs de vitesse virtuels de translation distincts (fig. 2.10) de sorte qu'en tout point \underline{X} du mur :

$$\underline{v}(\underline{X}) = \chi \cos \psi \underline{e}'_1 + \chi \sin \psi \underline{e}'_2 \quad (2.66)$$

et en tout point \underline{X} du sol :

$$\underline{v}_s(\underline{X}) = \chi_s \cos \psi_s \underline{e}'_1 - \chi_s \sin \psi_s \underline{e}'_2 \quad (2.67)$$

On peut ainsi écrire la puissance des efforts extérieurs (2.14) du système comme :

$$\mathcal{P}^e = \int_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV + \int_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV \quad (2.68)$$

Le calcul de \mathcal{P}^e , à partir des expressions des poids volumiques (2.57) et (2.58) et des champs de vitesse (2.66) et (2.67), nous donne une expression que l'on peut mettre sous la forme d'un polynôme de degré 2 :

$$\mathcal{P}^e = p_2(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) h_s^2 + p_1(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) h_s + p_0(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) \quad (2.69)$$

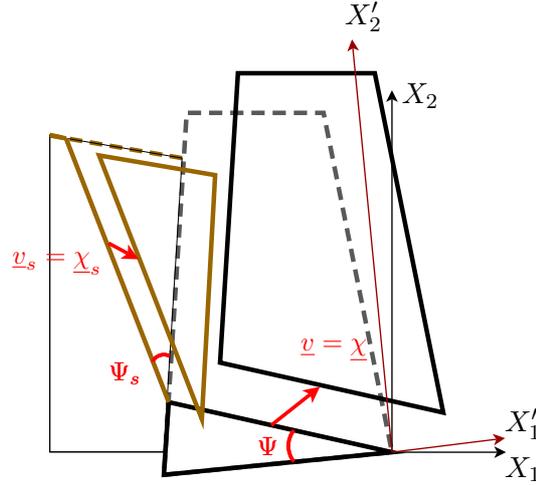


Figure 2.10 – Mécanisme de rupture en translation du mur et de son remblai.

La puissance résistante maximale est nulle, quel que soit le mode de rupture, mais les conditions d'existence de cette fonction restent dépendantes du champ de vitesse virtuel choisi : les champs de vitesse dans le mur et dans le sol doivent vérifier (2.22), (2.62) et (2.64).

L'égalité de ces deux puissances nous permet de déterminer la hauteur critique de remblai h_s^{g0} comme la plus grande racine du polynôme \mathcal{P}^e (2.69). En posant :

$$\Delta(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) = [p_1(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s)]^2 - 4p_2(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s)p_0(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) \geq 0 \quad (2.70)$$

on trouve :

$$h_s^{g0}(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) = \frac{-p_1(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s) + \sqrt{\Delta(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s)}}{2p_2(\underline{\chi}, \Psi, \underline{\chi}_s, \Psi_s)} \quad (2.71)$$

On minimise finalement h_s^{g0} sur les paramètres cinématiques pour trouver les champs de vitesse optimaux. On trouve en particulier :

$$\Psi^{\text{opt}} = \alpha \quad (2.72a)$$

$$\psi^{\text{opt}} = \varphi \quad (2.72b)$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \frac{\pi}{2} - \varphi_s - \Psi_s + \lambda_2 + \alpha \quad (2.72c)$$

Ces champs optimaux, rapportés dans h_s^{g0} , nous donnent un majorant de la hauteur de remblai au-delà de laquelle la rupture du mur est assurée :

$$h_s^g = h_s^{g0}(\underline{\chi}^{\text{opt}}, \Psi^{\text{opt}}, \underline{\chi}_s^{\text{opt}}, \Psi_s^{\text{opt}}) \quad (2.73)$$

Rupture du mur par rotation. La rotation du mur est décrite par un champ de vitesse virtuel \underline{v} (fig. 2.11) défini en tout point \underline{X} du mur :

$$\underline{v}(\underline{X}) = \omega X_2' \underline{e}_1' - \omega X_1' \underline{e}_2' \quad (2.74)$$

On l'accompagne d'une rupture du sol en cisaillement (fig. 2.11) que l'on définit dans un repère (T, X_1'', X_2'') basé sur la ligne de rupture du sol, de sorte qu'en tout point \underline{X} du sol :

$$\underline{v}_s(\underline{X}) = \omega_s \cos \psi_s X_2'' \underline{e}_1'' + \omega_s \sin \psi_s X_2'' \underline{e}_2'' \quad (2.75)$$

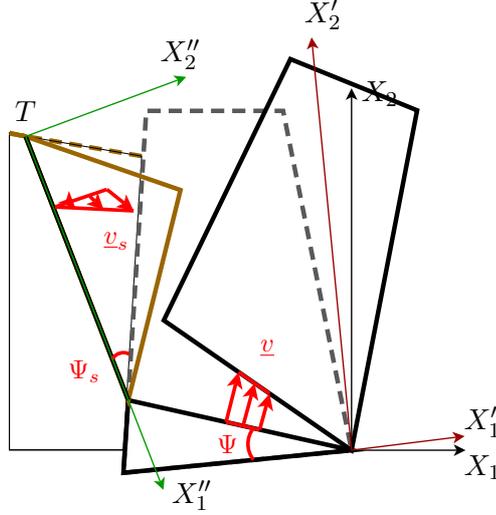


Figure 2.11 – Mécanisme de rupture en rotation du mur et en cisaillement du sol.

La puissance des efforts extérieurs (2.68) s'écrit toujours :

$$\mathcal{P}^e = \int_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV + \int_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV$$

Le calcul de \mathcal{P}^e aboutit cette fois-ci à un polynôme de degré 3 de sorte que :

$$\mathcal{P}^e = p_3(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s^3 + p_2(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s^2 + p_1(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) h_s + p_0(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) \quad (2.76)$$

Si les champs de vitesse virtuels vérifient (2.22), (2.60) et (2.64), alors la puissance résistante maximale \mathcal{P}^{rm} existe et vaut 0.

On calcule ainsi la hauteur critique h_s^{r0} par la méthode de Cardan (cf. § 2.2.2.3) que l'on minimise ensuite sur tous les champs de vitesse virtuels envisagés. On trouve ainsi :

$$\Psi^{\text{opt}} = \delta + \lambda_2 + \alpha \quad (2.77a)$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \varphi_s \quad (2.77b)$$

On détermine alors la hauteur de remblai h_s^r qui assure la rotation du mur autour de son pied :

$$h_s^r = h_s^{r0}(\omega^{\text{opt}}, \Psi^{\text{opt}}, \omega_s^{\text{opt}}, \psi_s^{\text{opt}}, \Psi_s^{\text{opt}}) \quad (2.78)$$

La théorie du calcul à la rupture nous dit alors que la hauteur extrême de remblai h_s^+ est donnée par le minimum sur tous les champs de vitesse virtuels cinématiquement admissibles, soit dans notre cas :

$$h_s^+ = \min\{h_s^g, h_s^r\} \quad (2.79)$$

Dans cette partie, nous avons choisi de traiter le mur en pierre sèche et son remblai comme une seule et même structure dont on évalue la stabilité grâce au calcul à la rupture. Cette approche nous permet de ne concéder qu'un minimum d'hypothèses sur le sol de

remblai et de tenir compte des deux entités que sont le mur et son chargement ainsi que de leur interaction. Nous avons ainsi pu établir une expression analytique donnant un majorant de la hauteur maximale de remblai potentiellement supportable par le mur en pierre sèche, connaissant les seules capacités de résistance de l'ouvrage.

2.2.4 Bilan de la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche

La théorie du calcul à la rupture nous a permis de mettre au point deux modèles de calcul de stabilité pour des murs de soutènement en pierre sèche.

Dans le premier modèle (cf. § 2.2.2) que nous noterons CR_p, on cherche à évaluer la stabilité du mur sous l'action de son poids propre et d'un chargement extérieur appliqué sur son parement interne. Nous avons développé le cas où cette pression extérieure est une pression hydrostatique (fig. 2.12). Pour déterminer la hauteur maximale d'eau potentiellement supportable par le mur, on commence par préciser les 9 paramètres de géométrie, chargement et résistance de la structure. Le modèle CR_{p_w} donne alors les hauteurs critiques d'eau en glissement et renversement du mur. La hauteur d'eau assurant la ruine du mur est donnée par le minimum de ces deux valeurs. C'est ce modèle que nous utiliserons pour évaluer la stabilité des murs expérimentaux de Villemus (2004) au chapitre 4.

Nous avons vu qu'il était possible également d'adapter ce modèle en choisissant comme pression extérieure la poussée des terres, telle que décrite dans la théorie de Coulomb (cf. § 1.2.1.2). Nous n'avons pas développé cette méthode car nous avons choisi un autre modèle pour étudier l'action d'un chargement de sol.

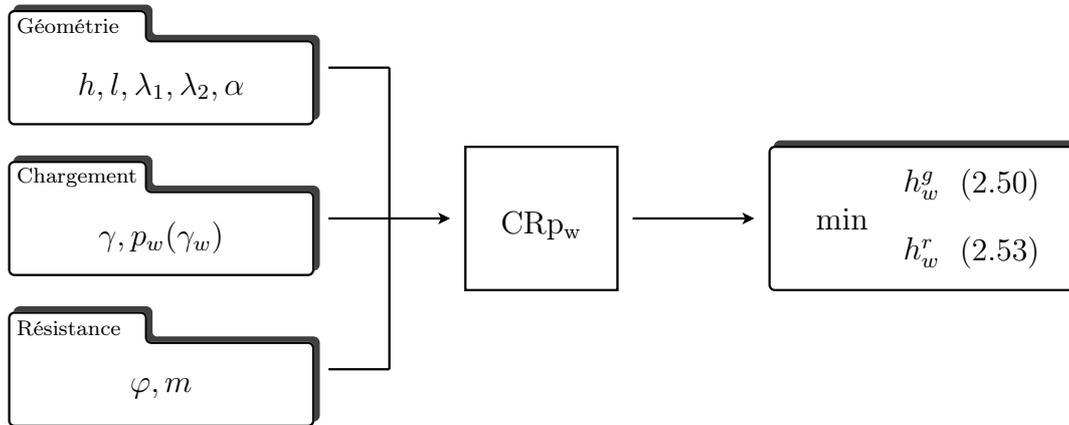


Figure 2.12 – Modèle de calcul à la rupture d'un mur sous pression hydrostatique (CR_{p_w}).

Un deuxième modèle (cf. § 2.2.3) noté CR_s a été développé pour les murs de soutènement (fig. 2.13) : on considère alors comme structure d'étude le mur et son remblai dont on calcule la stabilité sous l'action de leur poids propre respectif. On entre pour ce faire les 12 paramètres de géométrie, chargement et résistance de la structure. On calcule alors les hauteurs critiques de remblai en glissement et renversement du mur et on en déduit la hauteur maximale de remblai potentiellement supportable par le mur comme le minimum de ces deux valeurs. C'est ce modèle que nous utiliserons pour évaluer la stabilité de nos murs expérimentaux au chapitre 4 ainsi que pour le test du modèle dans la section suivante (section 2.3).

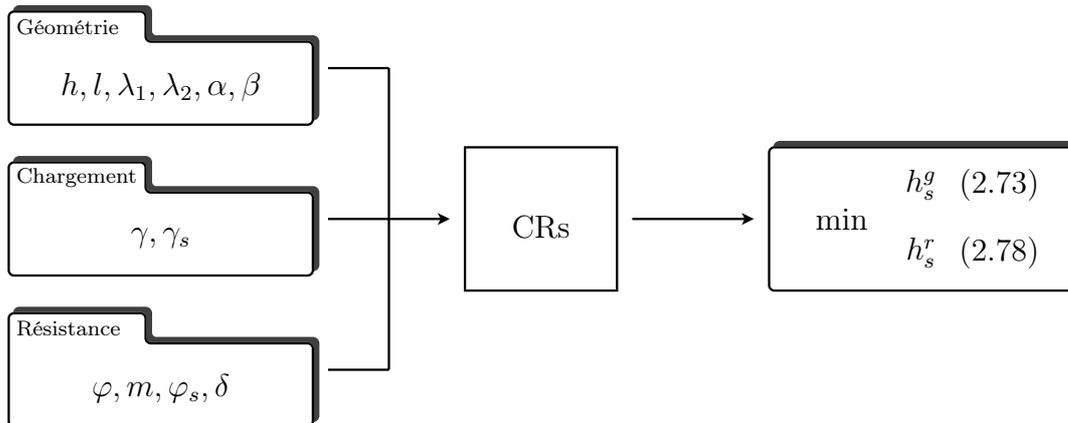


Figure 2.13 – Modèle de calcul à la rupture d’un mur et son remblai de sol (CRs).

À l’analyse des résultats obtenus, on peut noter que l’élancement des blocs m n’apparaît pas explicitement dans l’expression de la hauteur de chargement maximale. Il peut intervenir pour l’estimation de la rupture en renversement dans le modèle CRp, si l’angle de la surface de rupture virtuelle Ψ^{opt} atteint la borne supérieure de son intervalle. Dans le cas d’un mur en pierre sèche, l’élancement des blocs est un paramètre difficilement mesurable compte tenu de l’utilisation de pierres de tout calibre ; le fait qu’il n’apparaisse que dans des cas particuliers ne constitue donc pas une réelle faiblesse du modèle.

L’approche que nous proposons ici diffère de celle précédemment exposée par Villemus (2004) sur deux points. D’une part, l’homogénéisation par le calcul à la rupture nous a permis de prendre en compte rigoureusement les possibilités de rupture interne de la maçonnerie. L’angle de rupture n’est plus une donnée expérimentale à mesurer mais une indication fournie par le calcul à la rupture. Notons que la ligne de rupture virtuelle introduite dans la maçonnerie homogénéisée ne tient pas directement compte de la répartition des joints : la faiblesse au niveau des joints est intégrée dans le critère de résistance anisotrope de la maçonnerie. D’autre part, grâce au modèle CRs, le remblai est pris en compte de manière rigoureuse comme partie intégrante du système, analysée par le calcul à la rupture, et non comme un chargement extérieur : ceci nous permet de nous affranchir d’une hypothèse supplémentaire sur l’action du sol.

La théorie du calcul à la rupture nous a permis de mettre au point une expression analytique donnant la hauteur de remblai potentiellement supportable par le mur de soutènement qui ne dépende que de la géométrie et des caractéristiques physiques élémentaires (poids propre et angle de frottement) de l’ouvrage et de son remblai. Ce modèle nous permet en outre de proposer un mode de rupture privilégié. Nous avons ainsi pu intégrer les possibilités de rupture interne de la maçonnerie et prendre en compte l’interaction sol/structure dans un modèle rigoureux, tout en gardant une démarche pragmatique. Nous allons maintenant nous attacher à mieux comprendre le comportement de notre modèle avec en perspective son application pratique au dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche.

2.3 Test du modèle

La théorie du calcul à la rupture nous a permis de mettre au point un modèle destiné à évaluer la charge extrême de remblai qu'un mur de soutènement en pierre sèche peut supporter, moyennant un certain nombre d'hypothèses sur le système sol/structure. Dans cette partie, nous nous proposons de tester le modèle en le confrontant en deux étapes :

- à deux modélisations différentes issues des approches macro-mécanique (équilibre limite) et micro-mécanique (méthode des éléments distincts) ;
- à des expériences reprenant les mêmes hypothèses que celles du modèle.

2.3.1 Confrontation à la littérature sur les essais de John Burgoyne

Nous avons décidé dans un premier temps de tester notre modèle en le comparant aux modélisations macro et micro-mécaniques déjà employées pour la pierre sèche. Nous nous sommes pour ce faire appuyés sur les travaux de Burgoyne (1853) que nous avons présentés dans le premier chapitre (cf. § 1.3.4).

En 1834, Burgoyne entreprend des essais échelle 1 pour tester l'influence du profil sur la stabilité des murs de soutènement en pierre sèche. Quatre murs en granite ont ainsi été construits et remblayés avec de la terre. Ces murs avaient la même hauteur (6 m), le même volume mais des sections différentes (fig. 2.14).

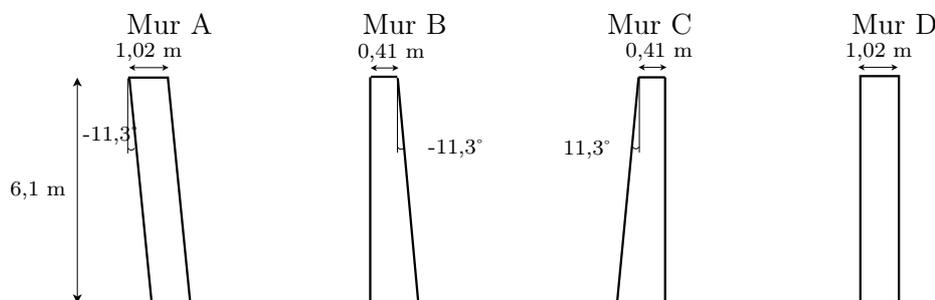


Figure 2.14 – Profil des murs expérimentaux de Burgoyne (parement extérieur sur la droite).

Ces essais sont longtemps restés les seules expériences de cette nature répertoriées et ont donc servi de référence à de nombreuses modélisations. En 2000, Harkness *et al.* sont les premiers à modéliser les expériences de Burgoyne avec le programme d'éléments distincts UDEC. Leurs travaux ont été ensuite repris par Powrie *et al.* (2002) et Claxton *et al.* (2005) dans des études paramétriques sous UDEC puis par Zhang *et al.* (2004) dans une comparaison des méthodes des éléments finis et distincts.

Compte tenu du manque d'informations sur les caractéristiques physiques du remblai et du mur, nous avons décidé de nous concentrer sur le comportement des différentes modélisations vis-à-vis des variations paramétriques, hors de toute considération expérimentale. Ainsi, nous avons mené les mêmes tests que Powrie *et al.* (2002) et Claxton *et al.* (2005) sur notre modèle de calcul à la rupture (CR) et sur une analyse à l'équilibre limite considérant le mur comme monolithique (EL) afin de mettre en parallèle approche macro-mécanique,

Tableau 2.1 – Caractéristiques géométriques et physiques des murs de soutènement de Burgoyne retenues dans cette étude.

Paramètre	Mur A	Mur A	Mur C	Mur D
Hauteur du mur h (m)	6,10	6,10	6,10	6,10
Largeur en tête du mur l (m)	1,02	0,41	0,41	1,02
Fruit aval du mur f_1 (%)	20	20	0	0
Fruit amont du mur f_2 (%)	-20	0	20	0
Inclinaison des lits α (%)	20	20	0	0
Inclinaison du remblai β (°)	0	0	0	0
Poids propre du mur γ (kN/m ³)			22,7	
Poids propre du sol γ_s (kN/m ³)			15,5	
Angle de frottement des blocs φ (°)			45	
Angle de frottement du sol φ_s (°)			28	
Angle de frottement à l'interface δ (°)			28	

micro-mécanique et multi-échelle. Ces tests doivent nous permettre d'évaluer quel paramètre influe sur la stabilité des murs en pierre sèche mais aussi de comparer le comportement de notre modèle face aux autres méthodes couramment utilisées dans la littérature et de valider ainsi certaines de nos hypothèses comme la régularité de la maçonnerie ou encore l'interaction sol/structure.

2.3.1.1 Comparaison avec l'étude de Powrie *et al.*

Powrie *et al.* (2002) ont consacré leur travail à l'étude par la méthode des éléments distincts des murs A et B (fig. 2.14) de Burgoyne avec un modèle de blocs élasto-plastiques. Selon Burgoyne (1853), ces deux murs, dans leur configuration originelle, sont restés stables à la fin du chargement, malgré de fortes déformations. Partant de ce constat, Powrie *et al.* ont cherché à comprendre quelles variations dans les caractéristiques du mur ou du remblai conduisaient à la ruine de l'ouvrage. Nous allons ici calculer la hauteur extrême de remblai donnée par notre modèle de calcul à la rupture et par une analyse à l'équilibre limite lorsqu'on diminue l'angle de frottement des blocs φ ou celui du sol φ_s ainsi que l'inclinaison des lits α , en prenant les mêmes valeurs de paramètres que ceux de Powrie *et al.* pour confronter ainsi nos résultats. Notons que Powrie *et al.* ont retenu comme caractéristiques géométriques initiales les valeurs de Burgoyne (1853) et comme caractéristiques physiques celles de Harkness *et al.* (2000); toutes ces valeurs sont rappelées dans le tableau 2.1.

Powrie *et al.* ont évalué l'influence de l'angle de frottement des joints en considérant des lits tantôt horizontaux ($\alpha = 0^\circ$) tantôt inclinés ($\alpha = 11, 3^\circ$). L'angle de frottement des blocs a été ramené de sa valeur de départ ($\varphi = 45^\circ$) à 20° par pas de 1° à 2° (fig. 2.15).

Remarquons tout d'abord que les résultats du calcul à la rupture et de l'équilibre limite se présentent sous la forme d'une courbe alors que ceux de la méthode des éléments distincts sont sous forme d'un intervalle : cela s'explique par le choix de Powrie *et al.* de construire leur remblai par couche de 30 cm de hauteur. Précisons aussi que les calculs par éléments distincts ont été arrêtés dès que la hauteur de remblai dépassait celle du mur, le mur étant considéré alors comme stable : cette zone de stabilité potentielle du mur est représentée par des hachures dans les figures 2.15 et 2.16.

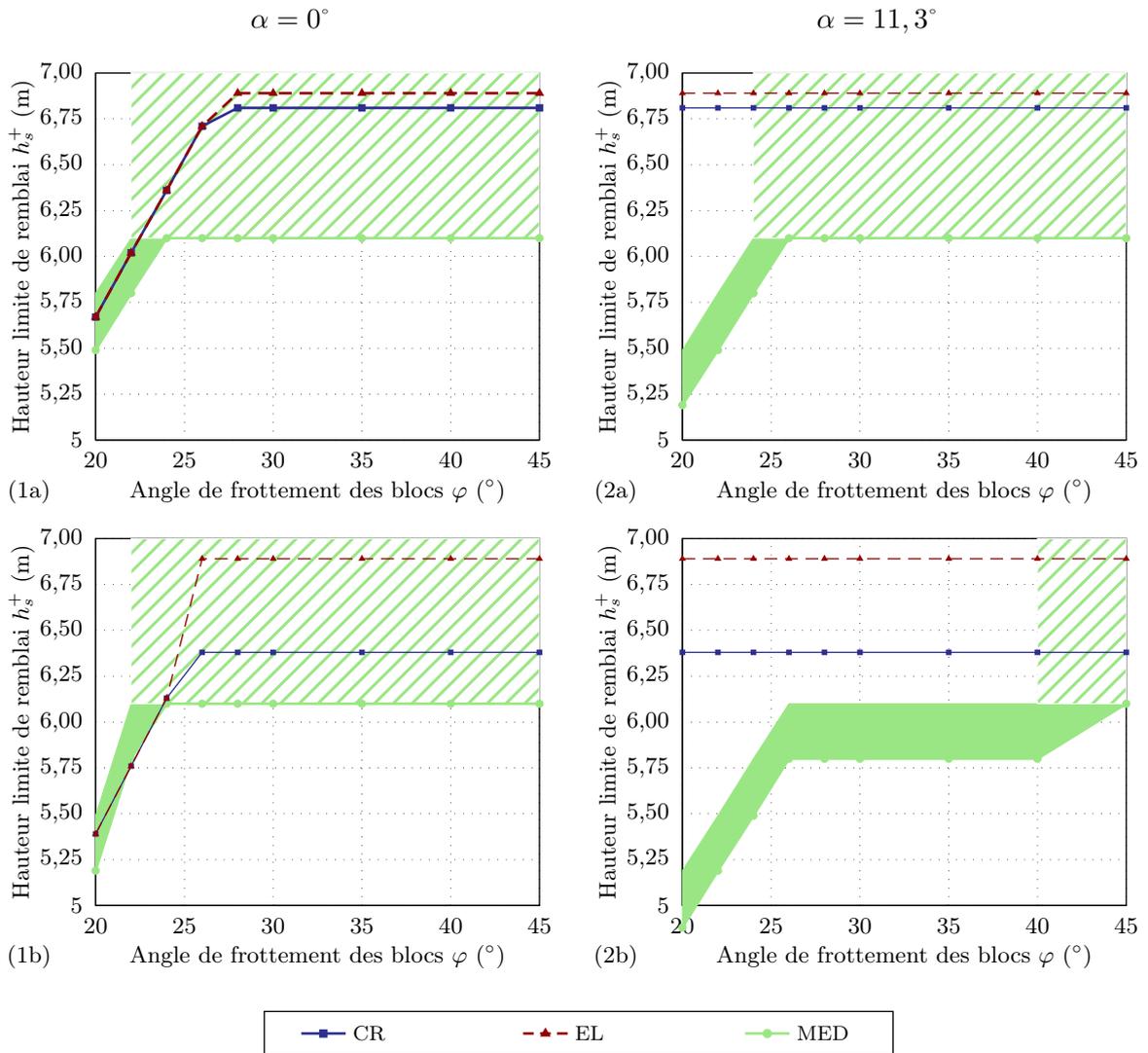


Figure 2.15 – Comparaison des modèles de calcul à la rupture (CR), d'équilibre limite (EL) et d'éléments distincts (MED) sur l'influence de l'angle de frottement des blocs φ sur la stabilité des murs A (a) et B (b) de Burgoyne.

D'autre part, l'équilibre limite donne toujours des hauteurs de rupture supérieures ou égales à celles obtenues par le calcul à la rupture, comme on pouvait le prévoir puisque le calcul à la rupture donne le résultat optimal de rupture du mur, avec possibilités de rupture interne lorsque l'équilibre limite impose le monolithisme du mur.

Lorsque les lits sont horizontaux (fig. 2.15.1), les murs A et B rompent par glissement dès que l'angle de frottement des blocs descend en dessous de 22° , quelle que soit la méthode choisie.

Néanmoins, lorsque les assises sont inclinées ($\alpha = 11,3^\circ$), les murs A et B ne restent stables que dans le modèle de calcul à la rupture. Deux phénomènes complémentaires peuvent expliquer cette différence :

- lorsque φ est faible, le modèle de calcul à la rupture surestime le glissement ; l'approfondissement du calcul nous montre que le mur A tomberait pour $\varphi \leq 11^\circ$ et le mur B pour $\varphi \leq 12^\circ$;
- lorsque φ augmente, c'est l'indépendance du renversement à φ , due au choix du mécanisme de rupture de corps rigide, qui explique la différence observée.

La deuxième étude porte sur l'influence de l'angle de frottement du sol sur la stabilité des murs A et B : l'angle initialement fixé à 28° par Harkness *et al.* a été diminué jusqu'à 20° (fig. 2.16).

Ici, les résultats obtenus par les différentes méthodes sont très proches. Les trois modèles ont le même comportement : plus on diminue l'angle de frottement du sol, plus le mur tend à se renverser. Le calcul à la rupture montre ainsi que le mur A rompt pour φ_s inférieur à 22° (contre 24° pour Powrie *et al.*) et le mur B pour $\varphi_s \leq 25^\circ$ (27° pour Powrie *et al.*). La différence entre les estimations du calcul à la rupture et celles de la méthode des éléments distincts avoisine les 0,3 m (4%). Notons également que l'inclinaison des lits de pierre n'a ici aucun effet.

2.3.1.2 Comparaison avec l'étude de Claxton *et al.*

Une deuxième étude a été consacrée aux variations paramétriques des murs de Burgoyne à partir de la modélisation par éléments distincts de Harkness *et al.* (2000) : en 2005, Claxton *et al.* ont repris les travaux de Powrie *et al.* (2002) en choisissant cette fois-ci un modèle de blocs rigides qu'ils ont appliqué sur le mur D de Burgoyne. Leur objectif était de tester un modèle plus simple qui permette de réduire les temps de calcul et de développer ainsi une utilisation plus massive de la méthode des éléments distincts.

Après avoir éprouvé leur modèle sur les travaux de Harkness *et al.* (2000), Claxton *et al.* ont validé leurs résultats en testant l'influence de différentes caractéristiques des murs en pierre sèche dont la largeur du mur l , son poids propre γ , son angle de frottement φ ou celles du sol, poids propre γ_s et angle de frottement φ_s . Le remblai du modèle d'éléments distincts a été mis en place par couches de 60 cm de hauteur.

Les résultats obtenus ici sont comparables à ceux de Powrie *et al.* (2002) en ce qui concerne l'influence des angles de frottement des blocs φ (fig. 2.17a) ou du remblai φ_s (fig. 2.17b), même si les tests sont conduits sur un mur et un modèle d'éléments distincts différents.

Les figures 2.17c et 2.17d montrent que l'influence du poids propre du mur ou de celui du sol n'apparaît que dans le modèle de calcul à la rupture. Ceci s'explique par le choix de Claxton *et al.* de remblayer par couche de 60 cm ; on peut penser qu'en diminuant l'épaisseur

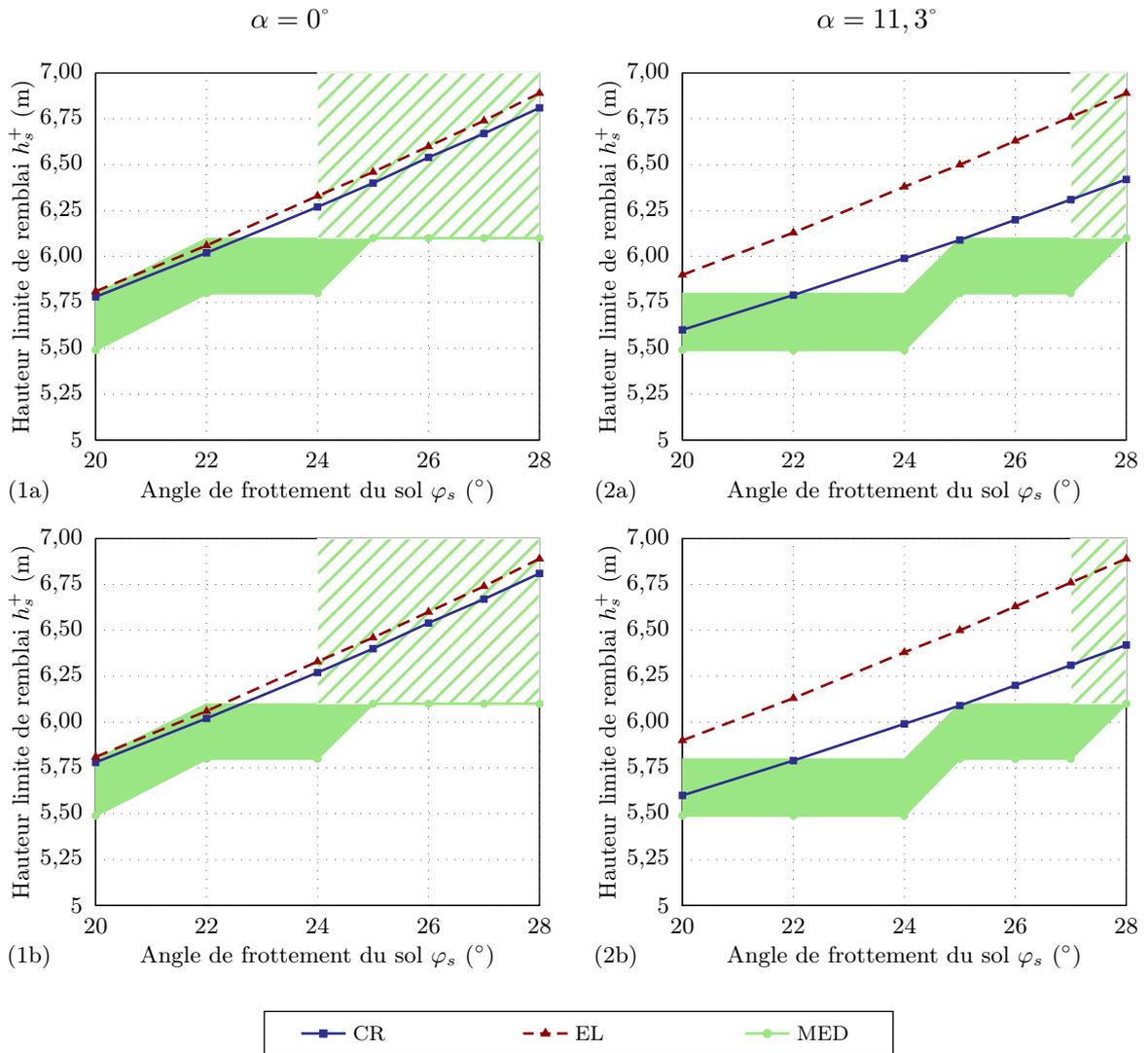


Figure 2.16 – Comparaison des modèles de calcul à la rupture (CR), d'équilibre limite (EL) et d'éléments distincts (MED) sur l'influence de l'angle de frottement du sol φ_s sur la stabilité des murs A (a) et B (b) de Burgoyne.

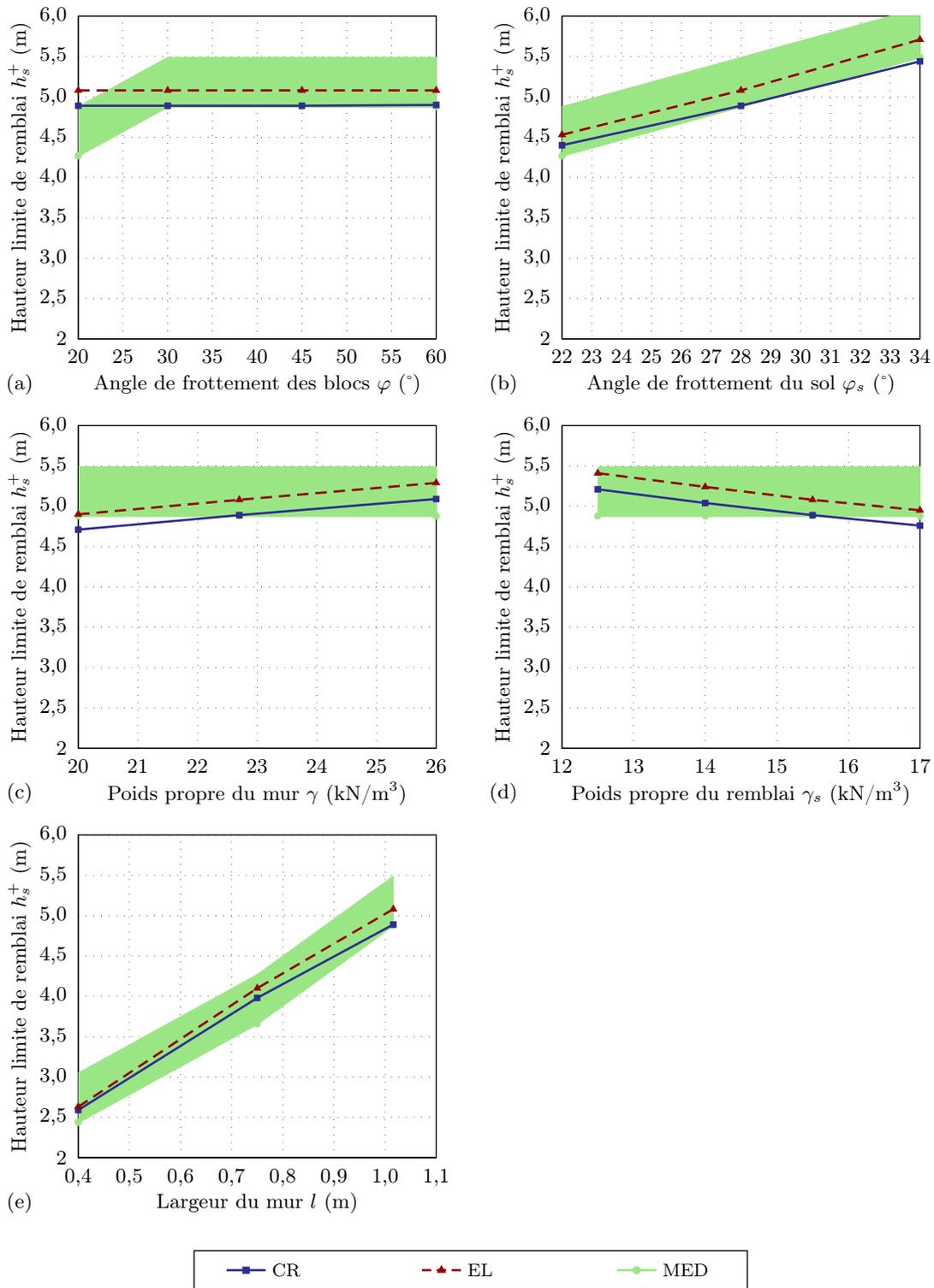


Figure 2.17 – Comparaison des modèles de calcul à la rupture (CR), d’équilibre limite (EL) et d’éléments distincts (MED) sur l’influence de l’angle de frottement des blocs (a), de l’angle de frottement du sol (b), du poids propre du mur (c), du poids propre du sol (d) et de la largeur du mur (e) sur la stabilité du mur D de Burgoyne.

des couches de remblai, ils obtiendraient de meilleurs résultats, au prix d'une compilation plus coûteuse en temps.

Sur la dernière figure (fig. 2.17e), les deux modèles s'accordent parfaitement sur un résultat en cohérence avec la pratique, à savoir que l'augmentation de la largeur du mur contribue au renforcement de sa stabilité.

Cette analyse paramétrique nous a permis de démontrer la robustesse du modèle de calcul à la rupture vis-à-vis des approches macro et micro-mécanique. Les résultats obtenus ici montrent que le calcul à la rupture donne des valeurs de chargement limite plus fiables que l'équilibre limite, puisque qu'on sait par l'approche cinématique du calcul à la rupture que toute hauteur de chargement supérieure à celle donnée par le calcul à la rupture entraîne nécessairement la ruine de l'ouvrage. D'autre part, les résultats sont cohérents avec ceux obtenus par la méthode des éléments distincts, bien que notre modèle soit plus élémentaire. Son caractère analytique se révèle fort utile lorsqu'il faut obtenir des résultats précis sans programmation et avec peu de paramètres et de temps de calcul. Ces tests paramétriques nous ont également permis d'apprécier l'influence de différents paramètres sur la stabilité des murs de soutènement en pierre sèche.

2.3.2 Confrontation à des essais sur modèles réduits en 2D

Nous choisis dans un deuxième temps de nous concentrer sur le comportement du modèle. Nous avons ainsi entrepris de le tester sur des expériences à échelle réduite qui se conforment, autant que possible, aux hypothèses retenues dans la modélisation.

Nous avons ainsi mené une série d'essais de chargement par un matériau analogique sur des murs à joints secs de 30 cm de hauteur en faisant varier les paramètres géométriques du mur et du remblai afin de tester le comportement de notre modèle.

2.3.2.1 Préparation des expériences

Caractéristiques des éléments. L'objectif de ces expériences étant de reproduire les conditions du modèle théorique, nous avons choisi de modéliser le sol pulvérulent par un matériau de Schneebeli (1956). Cette appellation désigne un assemblage de rouleaux de différents diamètres dont le comportement est analogue à celui d'un sol mais qui présente un caractère purement bidimensionnel. Ce sol analogique a largement été utilisé (Wilson-Jones, 1992; Hardiyatmo, 1995) pour étudier des problèmes de géotechnique liés aux fondations ou aux murs de soutènement. Dans notre cas, l'utilisation des rouleaux de Schneebeli nous permet d'assurer la nature granulaire purement frottante et le comportement bidimensionnel du chargement. Le sol analogique est donc constitué de rouleaux de duralium de 6 cm de long et 3 à 5 mm de diamètre, matés ou non, la présence de rouleaux matés permettant d'augmenter les possibilités d'arrangement entre les rouleaux et ainsi de se rapprocher d'un sol pulvérulent. Le sol analogique ainsi constitué a un poids volumique $\gamma_s = 22,5 \text{ kN/m}^3$. Des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande $40 \times 25 \text{ cm}$, réalisés par Wilson-Jones (1992), ont permis d'évaluer son angle de frottement interne à $\varphi_s = 25^\circ$ (cohésion nulle).

Les éléments constitutifs du mur sont des blocs parallélépipédiques de section $2 \times 1 \text{ cm}$ et de même longueur que les rouleaux (6 cm); des blocs de section $1 \times 1 \text{ cm}$ ont aussi été utilisés sur les parements pour respecter la disposition en quinconce de la maçonnerie. Deux types de matériau ont été explorés afin de tester l'influence conjointe du poids volumique

γ et de l'angle de frottement φ des blocs. Les éléments de brique ont un poids volumique $\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$ et un angle de frottement, mesuré à la boîte de Casagrande $10 \times 10 \text{ cm}$, $\varphi = 33^\circ$. Les éléments de bois sont moins frottants, $\varphi = 30^\circ$, et résolument plus léger, $\gamma = 7,1 \text{ kN/m}^3$. Cette différence de caractéristique physique va favoriser le glissement des murs de bois quand les murs de brique auront plutôt tendance à se renverser. Notons que les essais de cisaillement sur brique et sur bois sont détaillés dans l'annexe B.1. Nous reviendrons sur les procédures de caractérisation des blocs dans le chapitre suivant (§ 3.1.2.1).

Les caractéristiques physiques et géométriques des blocs et des rouleaux nous permettent de dimensionner nos murs expérimentaux grâce à notre modèle de calcul à la rupture. Nous remarquons ainsi qu'il reste un paramètre du modèle que nous n'avons pas mesuré : l'angle de frottement sol/structure δ . Nous choisissons de retenir $\delta = \varphi_s$; nous vérifierons cette hypothèse en collant des rouleaux de Schneebeli sur le parement interne des murs de brique lors de la première expérience et en comparant les résultats avec ceux obtenus sans rouleaux. Notons enfin que nous avons choisi de construire des murs qui soient proches de la rupture lorsque le remblai arrive en haut du mur.

Toutes les caractéristiques physiques et géométriques utilisées par la suite sont rassemblées dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 – Caractéristiques physiques et géométriques du mur et du remblai (les valeurs de paramètres testées sont indiquées en italique).

Paramètre	Brique	Bois
Hauteur du mur h (cm)		27,5
Largeur en tête du mur l (cm)	9	11
Fruit aval du mur f_1 (%)	0; <i>11</i> ; <i>16</i>	0; <i>9</i> ; <i>12</i>
Fruit amont du mur f_2 (%)		0
Inclinaison des lits α ($^\circ$)	<i>-12</i> ; <i>-6</i> ; 0; <i>6</i>	<i>-6</i> ; 0; <i>6</i> ; <i>16</i>
Inclinaison du remblai β ($^\circ$)	0; <i>10</i> ; <i>15</i> ; <i>20</i>	0; <i>5</i> ; <i>10</i> ; <i>20</i>
Poids propre du mur γ (kN/m^3)	18,4	7,1
Poids propre du sol γ_s (kN/m^3)		22,5
Angle de frottement des blocs φ ($^\circ$)	33	30
Angle de frottement du sol φ_s ($^\circ$)		25
Angle de frottement à l'interface δ ($^\circ$)		25

Il est important de noter que ces expériences sur modèles réduits ne peuvent pas être utilisées pour modéliser le comportement des murs de soutènement car les blocs comme le milieu analogique de petits rouleaux ne respectent pas les règles de similitude. Nous limiterons donc nos comparaisons au domaine strictement qualitatif et nous considérerons ces maquettes comme des ouvrages à échelle 1 à part entière, destinés à la validation de notre simulation théorique.

Dispositif expérimental. Les maquettes (fig. 2.18) doivent se conformer au modèle théorique, ce qui suppose une construction à sec avec des blocs disposés en quinconce. Il faut aussi veiller à ce qu'il y ait au moins cinq blocs dans la largeur du mur afin de respecter la pertinence de l'approche par homogénéisation. On bâtit ainsi des murs autoporteurs, basés sur une fondation rigide de même nature que les blocs utilisés dans le mur, que l'on remblaie ensuite en déposant les rouleaux de Schneebeli par couches de 1 à 2 cm jusqu'à la rupture du mur. On a ménagé une longueur de remblai importante (65 cm) pour qu'on puisse le consi-

dérer comme infini et ainsi se prémunir des effets de bord. Des comparateurs mécaniques à faible force de mesure (Mitutoyo N°1044FB-10) ont été ajoutés lors des expériences sur les maquettes de bois pour mesurer le déplacement du parement externe.

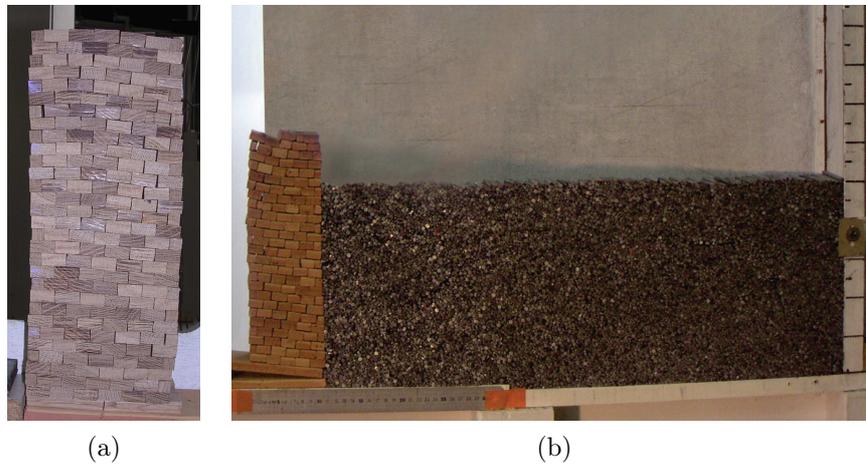


Figure 2.18 – Dispositif expérimental des essais sur maquette : exemple d'un mur de bois (a) et test sur un mur de brique remblayé par des rouleaux de Schneebeli (b).

Les tests étalons. On appelle test étalon l'essai où le mur et le remblai sont dans leur configuration originelle. Pour les essais sur brique, on considère un mur à parements verticaux de 9 cm de large (5 blocs) et 27,5 cm de haut (25 lits) fondé sur une base horizontale puis chargé par un remblai à surface horizontale. Les essais sur bois sont identiques à l'exception de la largeur du mur ($l = 11$ cm, 6 blocs) qui a dû être augmentée en raison du faible poids volumique des blocs, pour assurer au mur une meilleure stabilité. Les tests étalons du mur de brique ont été reproduits trois fois pour s'assurer de la répétabilité des expériences.

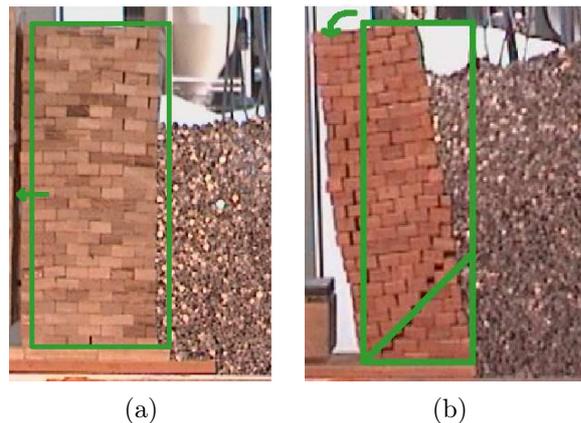


Figure 2.19 – Ruptures expérimentales des maquettes : glissement sur sa base d'un mur en bois (a) et renversement autour de son pied d'un mur en brique (b).

La ruine du mur de brique est obtenue pour $h_s = 26$ cm avec un écart type de 1 cm, ce qui montre la répétabilité de l'expérience. Le mur rompt alors le long d'une ligne de rupture

inclinée de 30° par rapport à l'horizontale (fig. 2.19b), corroborant ainsi l'idée d'un angle de rupture interne Ψ non nul. Cette ligne scinde le mur en deux parties : la partie basse reste solidaire de la base tandis que le haut du mur se renverse autour de son pied. On peut noter que la partie haute du mur bascule de manière globalement monolithique ; seuls quelques blocs de parement se désolidarisent parfois au moment de la chute.

L'essai sur le mur de bois montre que ce dernier glisse le long de sa base lorsque $h_s = 19$ cm (fig. 2.19a). On retrouve bien la ligne de rupture ($\Psi = 0$) et le mode de rupture prédit par le calcul à la rupture. Contrairement au renversement, la rupture en glissement n'entraîne pas la ruine complète de l'ouvrage mais de grands déplacements (supérieurs à 1 mm). Les comparateurs placés sur le parement du mur nous permettent de quantifier ces déplacements et ainsi de mieux apprécier cette rupture.

Dans les deux tests étalons, on remarque que seul un prisme de remblai est mobilisé lors de la rupture. Nous n'avons pas pu mesurer précisément l'inclinaison de la surface de rupture du remblai mais nous l'estimons autour de 50° .

Précision des résultats. Une vingtaine d'essais ont été réalisés pour cette campagne ; chaque configuration n'a fait l'objet que d'un seul test, excepté pour le test étalon du mur de brique qui a été expérimenté trois fois. Il y a plusieurs facteurs qui peuvent altérer la précision des résultats :

- l'échelle réduite des éléments rend leur manipulation très délicate ;
- le sol analogique n'est pas toujours homogène ;
- les couches de remblai ne peuvent pas être inférieures à 5 mm.

D'autre part, nous avons vu que les ruptures en glissement se traduisaient, non pas par la ruine totale de l'ouvrage, mais par de grands déplacements ; la rupture peut alors être difficile à caractériser.

Les résultats théoriques peuvent aussi être entachés d'erreur en cas d'incertitude sur les valeurs des paramètres. Ici, le principal problème vient de la caractérisation de l'interaction sol/structure. Les problèmes d'échelle rendent difficile l'application des règles classiques de mécanique des sols en ce qui concerne l'angle de frottement à l'interaction. Nous avons choisi de poser $\delta = \varphi_s$ et de valider la pertinence de ce choix en testant deux configurations d'interface.

2.3.2.2 Analyse paramétrique

Nous avons mené vingt-cinq essais sur maquettes pour évaluer le comportement du modèle. Pour chaque type de blocs, nous avons testé l'influence de l'inclinaison des lits α , du fruit aval du mur λ_1 et de la pente du remblai β . Pour le premier test paramétrique (test de l'inclinaison des lits sur mur de brique), deux configurations de parement interne du mur ont été expérimentées : un parement interne vierge et un parement recouvert de rouleaux de Schneebeli pour tester l'angle de frottement sol/structure δ . Chaque test est mené avec la même géométrie du mur et du remblai, excepté le paramètre que l'on fait varier ; tous les paramètres testés pour ces essais figurent en italique dans le tableau 2.2. On compare enfin la hauteur critique de remblai et le type de rupture prévus par le modèle à ceux obtenus expérimentalement.

Les résultats rassemblés figure 2.20 se présentent sous la forme de graphiques donnant la hauteur de remblai extrême en fonction du paramètre testé. Les ruptures théoriques en

glissement (respectivement renversement) sont représentées par une courbe verte (respectivement rouge) continue lorsque ce mode de rupture prédomine et pointillée lorsque c'est le renversement (respectivement glissement) qui prédomine. Les résultats expérimentaux sont figurés par des triangles dont le sens indique si la rupture s'est faite en glissement ou en renversement, la superposition de deux triangles étant le signe d'une rupture mixte. Les tests réalisés avec parement vierge sont représentés par des triangles pleins, les tests avec parement à rouleaux collés par des triangles vides.

Influence de l'inclinaison des lits. La première série d'essais porte sur l'influence de l'inclinaison des lits α (fig. 2.20.a). Les murs sont construits avec des parements verticaux mais des assises inclinées (de -12 à 6° pour les murs de brique, de -6 à 16° pour ceux de bois), puis chargés jusqu'à la rupture avec un remblai horizontal. Notons que l'inclinaison des lits nous a conduits à construire des murs à redans pour maintenir les parements du mur verticaux.

Pour les essais sur brique, nous avons testé deux configurations de parement interne :

- parement vierge, qui sera la configuration retenue pour les autres expériences ;
- parement avec rouleaux collés, pour créer une interaction sol/structure dont l'angle de frottement est égal à celui du sol.

Cette première série d'expériences montre que le calcul à la rupture donne de bons résultats qualitatifs, tant sur l'évolution de la hauteur critique de remblai que sur le type de rupture. On constate ainsi que les murs de brique (fig. 2.20.1a) glissent pour $\alpha = -12^\circ$ et se renversent pour α supérieur à 8° alors qu'à $\alpha = -6^\circ$, le mode de rupture combine glissement et renversement, comme prévu par le calcul à la rupture. On obtient des résultats comparables pour les murs en bois (fig. 2.20.2a) avec une transition glissement/renversement pour $\alpha = 6^\circ$. D'autre part, on retrouve les résultats qualitatifs obtenus lors du test des murs étalons :

- en renversement, le mur se rompt le long d'une ligne inclinée ($\Psi \neq 0^\circ$) ;
- en glissement, le mur se déplace au niveau de la fondation.

Il est intéressant de remarquer que l'écart entre théorie et expérience est plus important lorsque les assises sont fortement inclinées vers l'extérieur : cette configuration rend le mur très instable et favorise les erreurs de manipulation. Ces expériences ont également en commun d'être menées sur les murs de brique avec une rupture en glissement : l'écart peut être attribué à une surestimation de la mesure de l'angle de frottement des blocs de brique.

Le test de l'interface nous montre que les hauteurs critiques obtenues avec les parements à rouleaux sont globalement supérieures à celles obtenues avec les parements vierges et qu'elles sont ainsi plus proches des résultats théoriques avec $\delta = \varphi_s$. L'angle de frottement sol/structure doit donc être légèrement inférieur à celui du sol. Le faible écart (inférieur à 10%) entre les deux configurations nous a néanmoins conduits à réaliser les autres tests avec parement vierge.

Remarquons enfin que ces résultats expérimentaux sont cohérents avec la pratique de la pierre sèche où il est courant d'incliner les assises d'un mur vers l'intérieur pour renforcer sa stabilité. On montre ici que l'inclinaison des lits de pierre permet de prévenir les ruptures en glissement. D'autre part, dans le cadre de l'auscultation des ouvrages, il peut s'avérer utile de vérifier si les assises n'ont pas tourné de manière significative. Ces remarques sont d'autant plus importantes si les blocs du mur sont plus légers ou moins frottants.

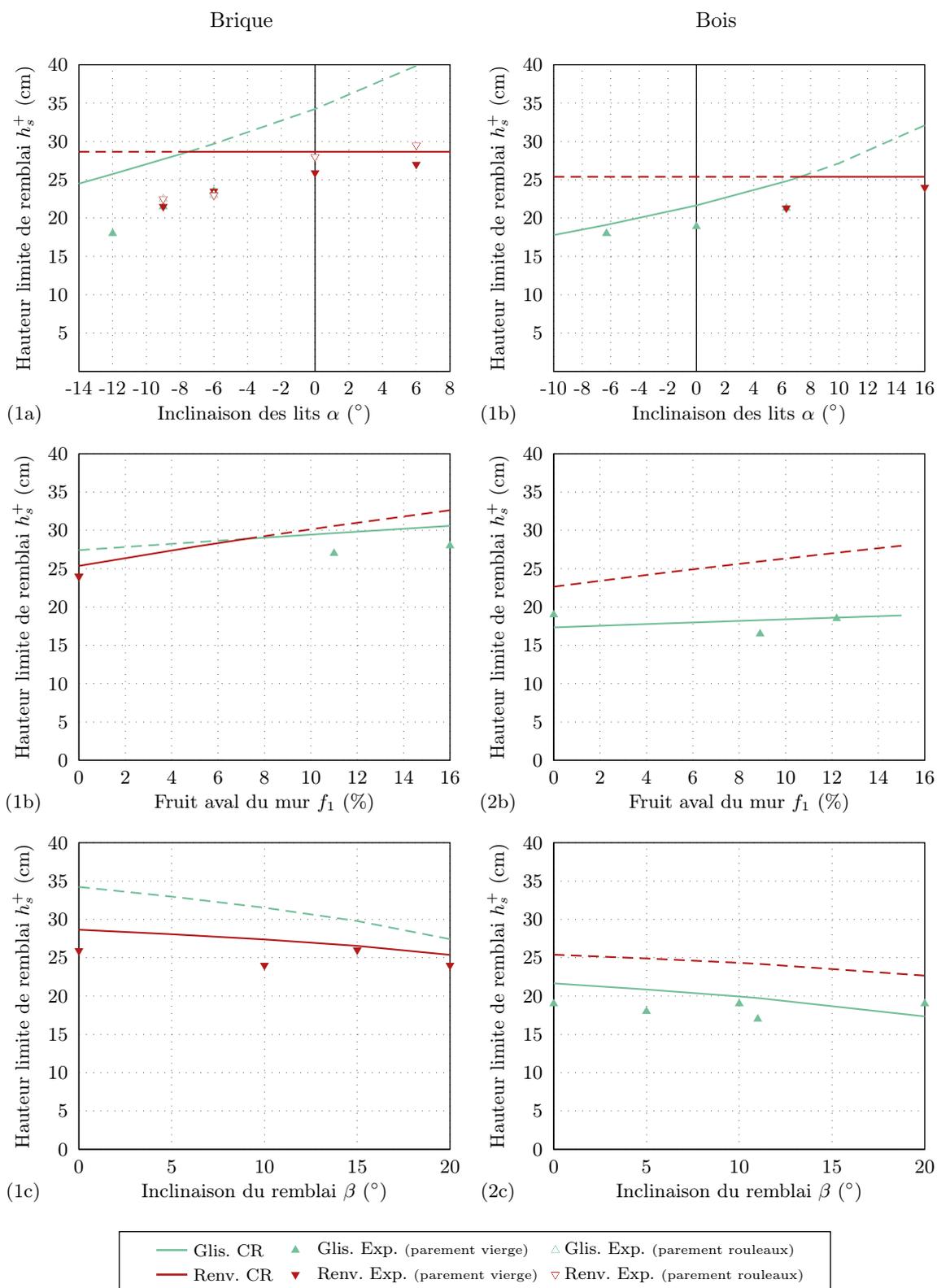


Figure 2.20 – Évolution des hauteurs limites de remblai théoriques et expérimentales pour les murs de brique ($\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 33^\circ$) (1) et de bois ($\gamma = 7,1 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$) (2) en fonction de l'inclinaison des lits α (a), du fruit du mur λ_1 (b) et de la pente du remblai β (c).

Influence du fruit du mur. Pour ces essais (fig. 2.20.b), on construit des murs à lits horizontaux dont on augmente le fruit aval λ_1 , à largeur de mur en tête constante. Ils sont ensuite chargés avec un remblai que l'on a dû disposer avec une pente $\beta = 20^\circ$ pour assurer la chute du mur.

L'expérience montre ici des résultats satisfaisants aussi bien qualitativement que quantitativement puisque le calcul à la rupture permet de prévoir l'inclinaison de la surface de rupture et le type de rupture mais également d'estimer la hauteur de remblai potentiellement supportable par le mur, avec une différence inférieure à 10% entre courbe théorique et expérimentale.

On constate que, comme on pouvait s'y attendre, l'augmentation du fruit renforce la stabilité du mur. On remarque également que cela favorise la rupture du mur en glissement.

Influence de la pente du remblai. Lors des tests sur l'influence du remblai (fig. 2.20.c), les murs testés sont construits avec des parements droits et des lits horizontaux mais les rouleaux sont posés suivant une pente inclinée d'un angle β compris entre 0° et 20° .

Cette dernière série confirme les résultats obtenus précédemment, le taux d'erreur étant ici inférieur à 13%. Les résultats qualitatifs sont toujours aussi pertinents tant sur la prédiction du type de rupture que sur l'estimation de l'inclinaison de la ligne de rupture interne.

Tous les murs en brique se sont renversés alors que les murs en bois ont glissé sur leur base.

On voit ainsi que le modèle traduit bien qu'une augmentation de la pente de la surface du remblai tend à rendre le mur moins stable.

L'objectif ici était de tester le modèle de calcul à la rupture vis-à-vis des variations de ses paramètres. Pour cela, nous avons entrepris des essais sur maquettes fidèles aux hypothèses retenues dans la modélisation.

Cette étude montre le bon comportement du calcul à la rupture face aux expériences. Les résultats qualitatifs obtenus montrent une bonne concordance entre modèles théorique et physique et surtout une bonne robustesse face aux variations paramétriques. Les résultats quantitatifs doivent être interprétés avec précaution à cause de l'importance des incertitudes sur ces modèles réduits mais les tests sur le fruit du mur et la pente du remblai laissent présager d'intéressantes perspectives avec un taux d'erreur autour de 10%. Ils nous permettent ainsi une première validation du modèle. Seul le test de l'inclinaison des assises donne des écarts plus importants lorsque α est négatif : dans cette configuration, le mur expérimental est très instable et donc sensible aux erreurs de manipulation. On peut également suspecter une surestimation de l'angle de frottement des briques. Notons enfin que notre objectif de dimensionner des murs qui rompent à la fin du remblaiement semble atteint.

Ces expériences peuvent en outre être utilisées comme base de réflexion sur l'influence des paramètres géométriques sur le dimensionnement et l'auscultation des murs de soutènement en pierre sèche, en se limitant au strict aspect qualitatif, compte tenu du non-respect des règles de similitude.

L'objectif était de mieux comprendre le fonctionnement du modèle de calcul à la rupture et le tester en le comparant à d'autres types de modélisation de murs en pierre sèche et en le validant sur des modèles physiques. Des tests paramétriques nous ont permis de constater le bon comportement du modèle mais également d'entrevoir des pistes pour son amélioration en renseignant sur son mode de fonctionnement. On peut désormais exploiter les différentes informations obtenues dans ces tests comme base pour l'application du modèle théorique au cas pratique des murs de soutènement en pierre sèche.

En conclusion...

Dans ce chapitre, nous avons mis au point un modèle de dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche en nous appuyant sur la théorie du calcul à la rupture.

Le calcul à la rupture permet de déterminer la stabilité d'un ouvrage connaissant sa géométrie, son mode de chargement ainsi que son critère de résistance. Nous avons choisi de modéliser le mur en pierre sèche comme un mur en maçonnerie périodique à joints secs que l'on homogénéise grâce au travail de de Buhan et de Felice (1997). Le chargement a ensuite été modélisé en deux étapes :

- un chargement externe linéaire type pression hydrostatique ;
- un massif de sol, la structure considérée par le calcul à la rupture étant alors constituée du mur et de son sol de remblai.

La théorie du calcul à la rupture nous a permis de donner une expression analytique de la hauteur maximale de chargement potentiellement supportable par l'ouvrage.

Nous avons testé ce modèle de calcul à la rupture en le confrontant à d'autres modèles macro-mécanique (équilibre limite) et micro-mécanique (éléments distincts) montrant ainsi que le calcul à la rupture est une bonne alternative, plus fiable que l'équilibre limite et cohérent avec la méthode des éléments distincts, tout en étant plus simple et plus rapide à mettre en œuvre.

Nous avons ensuite procédé à une première validation du modèle en le testant sur des modèles physiques reprenant les mêmes hypothèses que celles retenues lors de la modélisation : nous avons ainsi mené des expériences en laboratoire sur des murs de 30 cm de hauteur en maçonnerie périodique de brique ou de bois, chargés jusqu'à la rupture par un sol analogue de rouleaux de Schneebeli. Nous avons ainsi pu montrer le bon comportement du modèle qui donne des résultats en accord avec ceux trouvés expérimentalement.

Ces études ont permis de s'assurer de la robustesse du modèle en testant son comportement sous diverses valeurs de paramètres.

Nous devons maintenant valider la pertinence de ce modèle pour le dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche. Pour ce faire, nous devons le confronter à des données expérimentales. Or, notre étude bibliographique (§ 1.3.4) nous a montré qu'il n'y avait pas de campagne expérimentale documentée sur des murs en pierre sèche soutenant un sol, c'est pourquoi nous avons entrepris une campagne d'essais *in situ* sur des murs en pierre sèche échelle 1 chargés jusqu'à la rupture par un remblai de sol. Nous présentons ces expériences dans le chapitre suivant (chapitre 3).

Chapitre 3

Expérimentations échelle 1 sur murs de soutènement en pierre sèche

Plan du chapitre 3

3.1	Préparation des expériences	93
3.1.1	Objectifs et moyens mis en œuvre	93
3.1.2	Caractérisation des matériaux constitutifs et pré-dimensionnement	98
3.1.3	Dispositif expérimental	109
3.2	Campagne d'essais sur murs en pierre sèche chargés par un remblai pulvérulent	113
3.2.1	Analyse des résultats expérimentaux : méthodologie	113
3.2.2	Analyse du mur C1g	119
3.2.3	Analyse du mur C2s	121
3.2.4	Analyse du mur C3s	131
3.2.5	Analyse du mur C4c	138
3.3	Bilan de la campagne expérimentale	146
3.3.1	Synthèse des résultats de la campagne expérimentale	146
3.3.2	Analyse critique de la campagne expérimentale	149

Pour commencer...

Le comportement des murs en maçonnerie de pierre sèche est un sujet d'étude récent qui n'a fait l'objet que de peu de recherches.

Nous avons proposé une modélisation par le calcul à la rupture. Ce modèle nous permet d'estimer, connaissant sa géométrie, son chargement et son critère de rupture, la stabilité d'un mur en pierre sèche soumis à un chargement hydrostatique ou à un remblai de sol. Néanmoins, la mise en place de ce modèle nous a demandé de poser un certain nombre d'hypothèses sur la maçonnerie : nous avons ainsi choisi de nous placer en déformations planes avec des blocs indéformables et réguliers, disposés en quinconce. Nous avons également imposé à l'interface sol/structure une interaction de Mohr-Coulomb d'angle de frottement δ à déterminer.

Nous avons testé notre modèle en mettant en place des expériences échelle réduite reprenant les mêmes hypothèses de déformation plane et de régularité des blocs que celles choisies pour notre modèle. Les résultats expérimentaux sont en accord avec les prévisions du modèle, permettant une première validation de notre choix d'interaction sol/structure. Elles nous ont également permis de tester la robustesse de notre modèle.

Nous devons maintenant vérifier que notre modèle permet d'obtenir des résultats cohérents sur des murs de soutènement en pierre sèche réels.

Pour valider ce modèle, nous nous sommes appuyés sur la littérature dont nous disposons.

Nous avons confronté nos résultats aux modélisations discrètes (MED) réalisées sur UDEC (Harkness *et al.*, 2000; Powrie *et al.*, 2002; Claxton *et al.*, 2005). Nous avons ainsi démontré une bonne concordance des résultats fournis par ces deux modélisations. Néanmoins, comme ce sujet de recherche est nouveau, nous devons calibrer nos modèles sur des données expérimentales pour en vérifier la validité.

Les études sur UDEC citées précédemment s'appuient sur les expériences de Burgoyne (1853). Ces expériences, entreprises en 1834, sont restées jusqu'à récemment les seules expériences sur murs de soutènement en pierre sèche échelle 1 répertoriées ; elles ont donc été massivement utilisées pour la validation des modèles destinés aux murs de soutènement en pierre sèche. Pour cette campagne expérimentale, Burgoyne a testé quatre murs en granite de 6 m de hauteur et de longueur remblayés avec de la terre et présentant des profils différents, l'objectif étant de tester l'influence de la géométrie sur la stabilité du mur. Le problème dans l'exploitation de ces essais vient du manque de données sur les caractéristiques mécaniques des pierres et surtout du remblai utilisé, ce qui rend difficile la calibration des modèles.

Nous avons donc choisi de nous tourner vers les expériences de Villemus (2004). Cette campagne expérimentale se compose de cinq murs de 2 à 4 m de hauteur, de géométrie et de matériaux différents, chargés par pression hydrostatique jusqu'à la rupture. Ces essais ont permis de caractériser le comportement interne de la maçonnerie de pierre sèche sous chargement et à la rupture. Néanmoins, ces expériences ne permettent pas de prendre en compte la poussée spécifique d'un remblai de sol et plus particulièrement l'interaction sol/structure. D'autre part, le chargement hydrostatique a conduit à la construction de murs d'élanement plus faible que les murs existants, favorisant ainsi les ruptures en glissement.

En 2007, des essais ont été entrepris à l'Université de Bath pour identifier les conditions

de création d'une déformation en forme de ventre du mur en pierre sèche. Pour ce faire, des tests sont menés sur des murs en pierre sèche à l'échelle 1 soutenant un remblai de sol soumis à l'action d'une plate-forme mobile située en dessous du mur. Cinq murs ont été expérimentés, les résultats sont en cours d'analyse (Mundell, 2009).

Nous regroupons dans le tableau 3.1 l'ensemble des études mécaniques sur murs de soutènement en pierre sèche réalisées à ce jour :

1. le modèle de calcul à la rupture (CR) présenté section 2.2 ;
2. les expériences sur maquettes menées section 2.3.2 :
3. les modélisations par éléments distincts (MED) sous UDEC de Harkness *et al.* (2000) ;
4. les expériences échelle 1 de Burgoyne (1853),
5. les expériences échelle 1 de Villemus (2004) ;
6. les expériences échelle 1 de Mundell (2009).

Ces modèles sont à comparer avec les murs de soutènement en pierre sèche (MSPS) réels.

Tableau 3.1 – Tableau récapitulatif de l'état de l'art de la mécanique des murs de soutènement en pierre sèche.

Paramètres	MSPS	CR (1)	Maquettes (2)	MED (3)
Échelle	1	toutes	réduite	toutes
Dimension	3D	2D	2D	2D
Appareillage	irrégulier	régulier	régulier	irrégulier
Géométrie des blocs	irrégulière	régulière	régulière	régulière
Comportement des blocs	déformables	non-déformables	non-déformables	élasto-plastiques
Chargement	sol non saturé	sol sec pulvérulent	sol analogique	sol sec
Paramètres	Burgoyne (4)	Villemus (5)	Bath (6)	
Échelle	1	1	1	
Dimension	3D	3D	3D	
Appareillage	irrégulier	irrégulier	irrégulier	
Géométrie des blocs	régulière	irrégulière	irrégulière	
Comportement des blocs	déformables	déformables	déformables	
Chargement	sol non saturé	hydrostatique	sol pulvérulent tassement	

L'analyse de la bibliographie nous montre qu'il n'existe encore que peu de données permettant de valider les modélisations des murs de soutènement en pierre sèche. En particulier, aucune campagne d'essais impliquant des murs en pierre sèche échelle 1 chargés jusqu'à la rupture avec un remblai de sol n'a été réalisée récemment, avec les équipements métrologiques et les connaissances mécaniques actuels. Pourtant, dans le cas des murs de soutènement en pierre sèche, la forte hétérogénéité de la maçonnerie ainsi que l'importance de l'interaction sol/structure rendent nécessaires les expériences échelle 1.

Nous avons donc décidé d'entreprendre une campagne expérimentale sur des murs de soutènement en pierre sèche permettant d'observer les phénomènes mécaniques qui interviennent et de fournir des données permettant le calibrage et la validation des modèles. Nous commençons par définir le type d'expérience que nous voulons réaliser (section 3.1) puis nous présentons les résultats et analyses des essais effectués (section 3.2). On fait enfin la synthèse de tous les résultats obtenus dans une dernière section (section 3.3).

3.1 Préparation des expériences

Nous avons choisi d'entreprendre une campagne expérimentale sur des murs en pierre sèche chargés par un remblai de sol afin de mieux comprendre le comportement des maçonneries de pierre sèche et de permettre la validation de notre modèle. Nous devons donc définir le type d'essais que nous voulons entreprendre compte tenu des objectifs que nous nous sommes fixés et des contraintes qui s'imposent à nous. Dans cette partie, nous allons expliciter les options que nous avons retenues, puis nous présenterons les essais préliminaires que nous avons menés sur les matériaux ainsi que le dispositif expérimental que nous avons mis en place.

3.1.1 Objectifs et moyens mis en œuvre

3.1.1.1 Cahier des charges de la campagne expérimentale

L'objectif de cette campagne expérimentale est de fournir des données qui permettront dans un premier temps la calibration et la validation de notre modèle de calcul à la rupture mais également d'obtenir des informations sur le comportement des maçonneries de pierre sèche qui pourront servir à la mise en place ou la validation d'autres modélisations théoriques ou numériques à plus long terme.

La mise en place de notre campagne expérimentale implique un certain nombre de choix sur le type d'essais à réaliser. Pour guider nos choix, nous avons fixé des objectifs à atteindre, en accord avec notre modélisation :

- respect des règles de l'art de la construction en pierre sèche ;
- respect de la composante développement durable de la technique ;
- test de différents matériaux et types de construction ;
- chargement de sol ;
- expérience en déformation plane ;
- rupture par renversement.

Nous devons également tenir compte des contraintes de temps et de moyens financiers qui s'imposent à nous. Nous devons aussi veiller à la faisabilité technique de nos expériences.

C'est à partir de ce cahier des charges que nous avons mis au point notre campagne expérimentale. Compte tenu du peu d'études expérimentales réalisées sur les murs de soutènement en pierre sèche, nous avons privilégié la simplicité dans nos différents choix afin de faciliter la mise en œuvre et d'assurer une connaissance optimale des différents paramètres pour l'analyse des essais.

3.1.1.2 Configuration de la campagne expérimentale

Choix du type d'expériences. Pour cette campagne expérimentale, nous nous sommes appuyés sur le travail de Villemus (2004) qui a testé cinq murs de géométrie et de matériaux différents sous pression hydrostatique (cf. § 1.3.2). L'objectif de Villemus était d'appréhender le comportement interne d'un mur de soutènement en pierre sèche, c'est pourquoi il a choisi un chargement hydrostatique qui permet de créer un chargement hors plan dont les caractéristiques sont parfaitement connues. Il a ainsi fait apparaître que les blocs situés à

la base du mur subissaient une rotation interne et que la ruine de l'ouvrage se développait le long d'une ligne de rupture interne partant du pied du mur et inclinée d'un angle Θ avec l'horizontale. Notons que le chargement hydrostatique choisi pour ces expériences a favorisé une rupture par glissement des murs alors que les ruptures de murs de soutènement observées se font très souvent par renversement.

Fort des conclusions de Villemus, nous avons décidé d'approfondir les connaissances sur les murs de soutènement en pierre sèche en utilisant non plus une pression hydrostatique mais un chargement de sol, notre objectif étant ici d'apprécier la stabilité du mur au renversement et d'étudier l'interaction sol/structure.

Choix du site. Pour ces expériences *in situ*, nous avons choisi de nous appuyer sur le savoir-faire des maçons de l'association *Artisans Bâisseurs en Pierres Sèches* : cette association, fondée en 2002, regroupe des maçons de pierre sèche des Cévennes et vise à promouvoir cette technique au travers de manifestations, de travaux de restauration ou de stage d'initiation. Elle collabore avec l'ENTPE depuis 2003 et les expériences de Villemus (2004). Nous avons ainsi décidé, suivant leurs conseils, de baser nos expériences sur le parking du Temple du Pont-de-Montvert (Lozère, France). Ce choix nous a permis de limiter les transports d'hommes, de matériel et de matière première pendant la phase de construction, respectant ainsi le caractère local et durable de la pierre sèche.

Le parking du Temple (fig. 3.1) est un espace suffisamment vaste pour pouvoir mener à bien nos expériences, offrant des possibilités de branchement au réseau électrique à proximité. On trouve, sous une couche de 30 cm de sol et d'arène granitique, la roche granitique ; les murs pourront donc être construits sur fondation rocheuse, ce qui limite les problèmes de poinçonnement. Deux sites expérimentaux ont ainsi pu être aménagés sur le parking du Temple permettant la construction simultanée de deux murs en pierre sèche. La mise en place d'expériences *in situ* pose néanmoins quelques contraintes logistiques en terme de déplacement (site expérimental situé à environ 250 km de l'ENTPE) et d'adaptation aux conditions météorologiques.

Choix des matériaux. Les murs en pierre sèche ont été construits avec des pierres locales. La région du Pont-de-Montvert présente la particularité de se situer sur une zone géologique très riche où l'on trouve, dans un rayon de 30 km, du granite, du schiste et du calcaire (fig. 3.2). Nous avons ainsi pu tester ces trois types de pierre. Le choix des pierres a dicté le type d'appareillage de chaque mur (cf. 1.1.2.2) : le mur de granite a été construit en opus incertum tandis que les murs de schiste et de calcaire ont été bâtis en opus assisé (fig. 3.3). À la fin de la campagne expérimentale, les blocs de granite ont été réutilisés lors de la construction d'un mur de soutènement sur le parking du Temple.

Pour le chargement, nous avons décidé de solliciter le mur par un remblai de sol. L'objectif était d'avoir un sol dont les caractéristiques physiques, et plus particulièrement le critère de rupture, soient faciles à obtenir. Nous devons donc trouver un sol dont les caractéristiques mécaniques présentent une faible sensibilité à l'eau, pour parer les cas d'intempéries et éviter la complexité et les incertitudes du domaine de la mécanique des sols non saturés. Le sol de remblai devait également présenter un fort coefficient de poussée des terres pour avoir une forte action sur le mur et ainsi permettre la construction de murs les plus larges possible pour faciliter le travail des artisans maçons. Nous avons donc décidé de chercher, à proximité du site, un sol pulvérulent peu sensible à l'eau.



Figure 3.1 – Le parking du Temple du Pont-de-Montvert lors de la construction des deux premiers murs expérimentaux (octobre 2007).

La Lozère : les paysages et la géologie

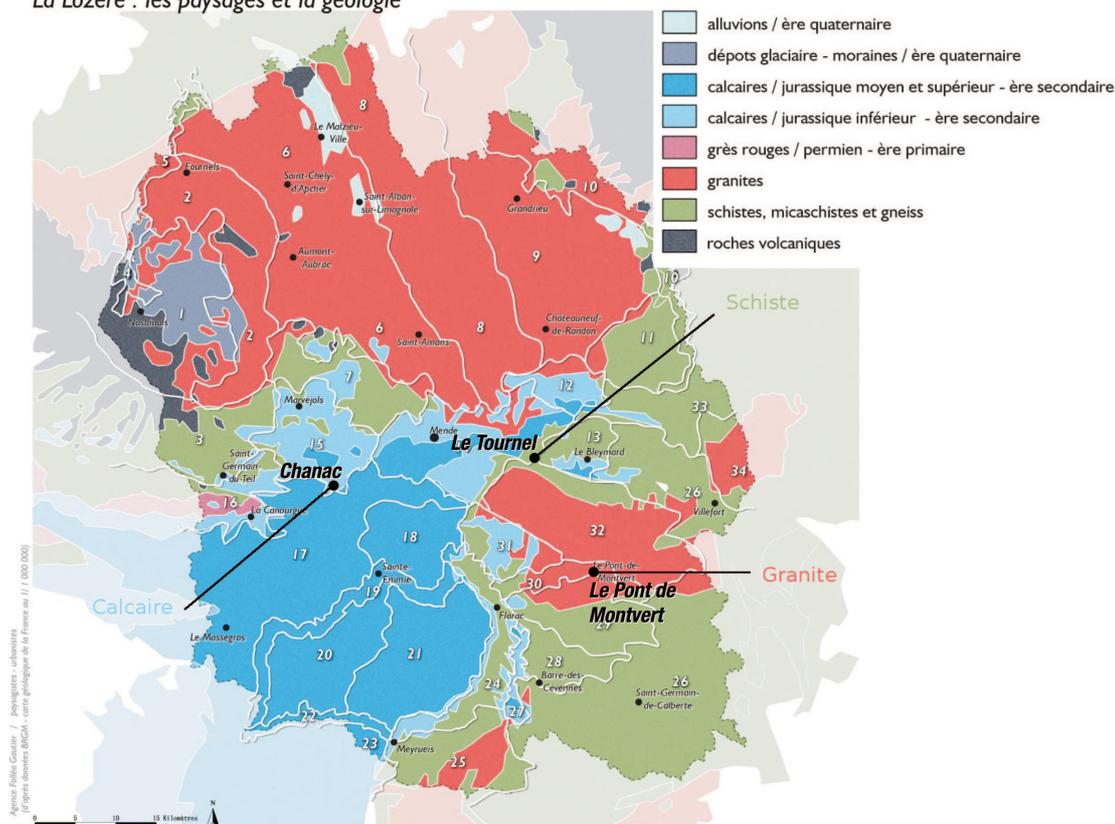


Figure 3.2 – Carte géologique des environs du Pont-de-Montvert.

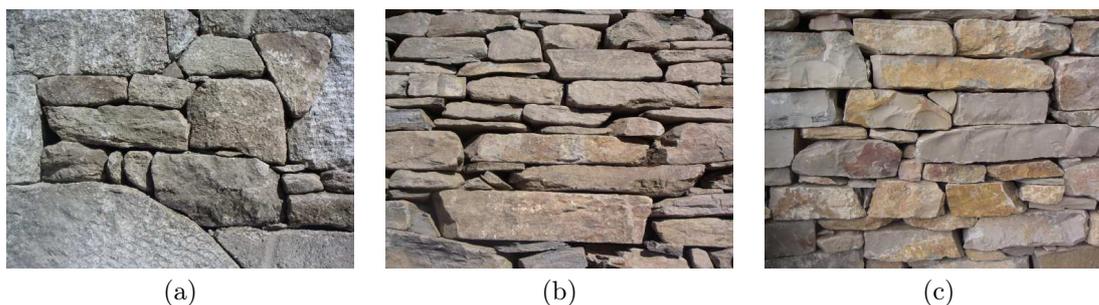


Figure 3.3 – Types de pierre utilisés pour les murs expérimentaux et appareillages associés : granite en opus incertum (a), schiste (b) et calcaire (c) en opus assisé.

Nous avons retenu le gravier roulé naturel 8/16 de Bellegarde (Gard) qui répond à nos critères :

- sol pulvérulent ;
- peu sensible à l'eau car présentant peu de fines ;
- avec un plus fort coefficient de poussée des terres qu'un gravier concassé.



Figure 3.4 – Gravier roulé 8/16 de Bellegarde (Gard) utilisé comme remblai des murs expérimentaux.

Nous avons choisi de mettre en place ce remblai de sol en le faisant glisser le long de sa pente naturelle. Ce mode de chargement nous permet de maintenir la densité du gravier uniforme dans le massif, tout en minimisant les interactions avec le mur lors de sa mise en place. Ce mode de chargement implique la formation d'une pente β à la surface du remblai qu'il faudra évaluer et prendre en compte dans les calculs.

Choix du type de mur. Les murs sont construits suivant les règles de l'art de la construction à sec (cf. § 1.1.2). Ils doivent être autoporteurs, donc construits avec deux parements bâtis, ce qui n'est généralement pas le cas en pratique où le mur est remblayé au fur et à mesure de la construction. L'expérience ayant pour objectif la chute du mur par renversement, le mur doit être plus élancé que les murs réels, habituellement construits avec un coefficient de sécurité, augmentant par là même la difficulté technique pour les artisans.

Nous avons choisi d’explorer les deux grands types de construction, les murs « ingénieurs » et les murs « paysans », l’objectif étant de tester l’influence du type de construction sur la stabilité du mur et sur son indice des vides. Le test des murs paysans émane d’une demande des artisans qui pratiquent régulièrement ce type de construction. Si les deux types de construction impliquent de suivre les règles de l’art de la maçonnerie de pierre sèche, ils se différencient par le temps passé à la construction (dans le cas de nos murs expérimentaux, de 15 jours pour les murs ingénieurs à 2 à 3 jours pour les murs paysans) et plus particulièrement le temps de taille des pierres de parement (fig. 3.5). Deux murs « ingénieurs » ont fait l’objet d’une première campagne expérimentale en octobre-novembre 2007 alors que les murs « paysans » ont été testés en avril-mai 2008. Nous aurions préféré tester ces deux murs « paysans » dans la même configuration (même géométrie, même pierre) que les murs « ingénieurs » mais pour des raisons de difficultés techniques de construction nous avons dû augmenter la largeur des murs et abandonner le granite au profit du calcaire.



Figure 3.5 – Différences de parement entre un mur en schiste « ingénieur » (a) et un mur en schiste « paysan » (b).

Nous avons donc décidé d’entreprendre quatre expériences sur des murs en pierre sèche échelle 1 de matériaux différents chargés par un gravier roulé. Nous désignerons ces quatre murs par la nomenclature décrite à la figure 3.6. Une fois le type d’expérience déterminé, nous nous sommes consacrés au dimensionnement de ces murs expérimentaux.

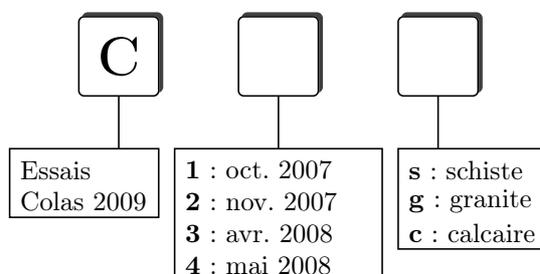


Figure 3.6 – Nomenclature des murs expérimentaux en pierre sèche.

3.1.2 Caractérisation des matériaux constitutifs et pré-dimensionnement

L'objectif ici est de déterminer la géométrie à donner aux murs pour les amener à une rupture en renversement lorsque le remblai, disposé le long de sa pente naturelle, avoisine le couronnement du mur. Nous devons donc commencer par déterminer les caractéristiques des matériaux constitutifs du mur et du remblai par des essais en laboratoire. Notons que la détermination des caractéristiques physiques des murs et du remblai n'est pas standardisée et que, si elle a déjà fait l'objet d'études, le sujet reste encore à explorer. Les caractéristiques déterminées en laboratoire seront ensuite injectées dans notre modèle de calcul à la rupture pour déterminer la géométrie à donner aux murs expérimentaux ; elles serviront également lors de la validation du modèle théorique à partir des résultats expérimentaux (cf. chapitre 4).

3.1.2.1 Détermination des caractéristiques mécaniques des blocs

La maçonnerie en pierre sèche présente la particularité de n'être constituée que d'un seul matériau, la pierre. Ainsi, la caractérisation physique et mécanique du mur passe par la seule caractérisation des blocs qui la composent, de leur arrangement et de leur interaction. Dans le cadre du calcul à la rupture, nous n'avons besoin que du poids volumique du mur γ et de la valeur de l'angle de frottement des blocs φ .

Poids propre des blocs. Nous avons choisi de mesurer le poids propre de chaque type de pierre utilisé dans nos expériences par pesée hydrostatique (fig. 3.7).

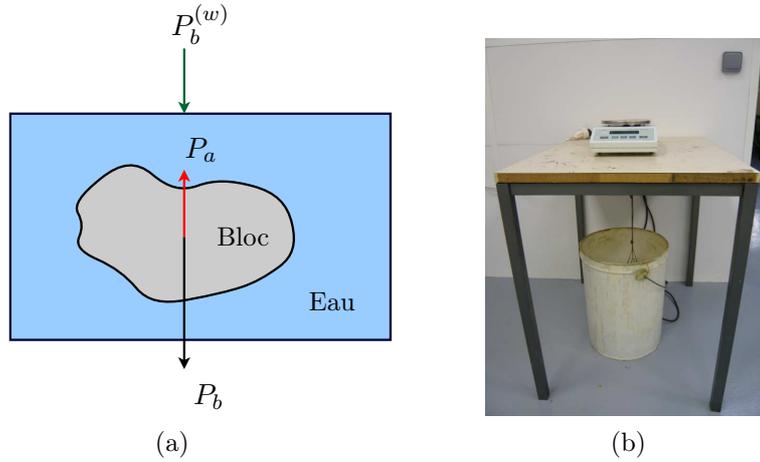


Figure 3.7 – Schéma de principe de la pesée hydrostatique (a) et balance hydrostatique (b).

La pesée hydrostatique consiste à peser un même bloc de pierre à l'air libre et plongé dans un bain d'eau (fig. 3.7). Connaissant le principe d'Archimède, on sait que le poids apparent (poids du bloc plongé dans l'eau) $P_b^{(w)}$ est donc égal au poids de la pierre mesuré à sec P_b auquel on retranche la poussée d'Archimède P_a , elle-même égale au produit du poids propre de l'eau γ_w et du volume de la pierre V_b .

$$\begin{aligned}
 P_b^{(w)} &= P_b - P_a \\
 &= P_b - \gamma_w V_b \\
 P_b^{(w)} &= P_b - \gamma_w \frac{P_b}{\gamma_b}
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

On en déduit donc le poids propre du bloc γ_b :

$$\gamma_b = \gamma_w \frac{P_b}{P_b - P_b^{(w)}} \quad (3.2)$$

Pour chaque type de pierre (granite, schiste, calcaire), plusieurs échantillons pesant entre 100 g et 1,3 kg ont été ainsi testés. Le tableau 3.2 présente les résultats obtenus pour les trois types de pierre.

Tableau 3.2 – Résultats des essais de mesure du poids propre des blocs.

Type de pierre	Granite	Schiste	Calcaire
Nb d'échantillons	3	4	20
Poids volumique (kN/m ³)	24,9	26,4	26,0
Écart type (kN/m ³)	0,3	0,2	0,3

Il est important de noter que le poids propre des blocs ne nous donne pas directement le poids propre du mur en pierre sèche puisqu'il faut tenir compte du pourcentage de vide de la maçonnerie. En nous basant sur l'empirisme et sur les expériences de Villemus (2004), nous pouvons estimer ce taux à 25% pour un mur « ingénieur ». Pour les murs « paysans », nous avons supposé que cette valeur augmentait et nous avons choisi un pourcentage de vide de 30% pour le dimensionnement. Cette campagne expérimentale vise également à fournir plus d'informations sur le pourcentage de vide des murs en pierre sèche.

Frottement bloc sur bloc. Le frottement bloc sur bloc est un mécanisme difficile à modéliser faisant intervenir des phénomènes variés et complexes : usure, interactions physico-chimiques, production de troisième corps. Il existe néanmoins une loi simple qui offre une bonne correspondance avec les résultats expérimentaux : la loi de frottement de Coulomb. C'est cette loi que nous utiliserons dans cette étude.

D'après la loi de frottement de Coulomb, la contrainte de cisaillement τ requise pour mettre un solide en mouvement est proportionnelle à la contrainte normale σ . Au seuil de glissement, cette contrainte définit la résistance au cisaillement entre le solide et la surface de sorte que :

$$\tan \varphi = \frac{\tau}{\sigma} \quad (3.3)$$

où φ est appelé angle de frottement.

C'est cet angle de frottement qui apparaît dans notre modélisation. Notons néanmoins que dans le cas d'un mur en pierre sèche, les surfaces des blocs en contact ne sont pas lisses et que l'agencement des pierres n'est pas régulier.

Nous avons recensé des études sur le comportement mécanique des joints de maçonnerie secs ou avec mortier, menées sur des boîtes de cisaillement perfectionnées (Raffard, 2000; Vasconcelos, 2005). Dans cette thèse, nous avons décidé de nous appuyer sur le travail de Villemus (2004) qui a étudié le problème de la caractérisation du frottement bloc sur bloc dans le cas de la pierre sèche. Pour ce faire, il a réalisé des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande 6 × 6 cm et 30 × 30 cm sur des épontes découpées, des essais à la boîte de Casagrande 100 × 100 cm sur des lits de pierres brutes et des essais au plan incliné sur des échantillons découpés et bruts de différents types de pierre. Il a ainsi montré que :

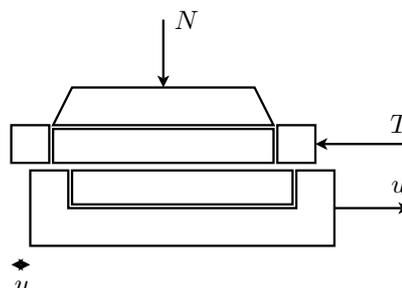
- le frottement ne semble pas dépendre pas de la surface de contact dans un domaine de contraintes normales faibles (30 à 200 kPa) ;
- la cohésion est négligeable dans le même domaine de contraintes ;
- le déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement ne peut pas être évalué par les essais aux boîtes de cisaillement « classiques » ;
- les essais à la boîte de Casagrande « classique » donnent des valeurs d'angle de frottement cohérentes avec les boîtes de cisaillement développées spécifiquement pour les joints rocheux (Raffard, 2000).

Ces conclusions nous ont amenés à caractériser l'angle de frottement bloc sur bloc par un essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande 6×6 cm de l'ENTPE (fig. 3.8a).

Une boîte de Casagrande (fig. 3.8b) est constituée de deux demi-boîtes, la demi-boîte supérieure étant fixe tandis que l'autre peut se déplacer horizontalement par rapport à la première. Pour un essai de cisaillement, on place un échantillon de pierre dans chacune des demi-boîtes puis on applique une pression de confinement sur la demi-boîte supérieure. On peut alors lancer le déplacement de la demi-boîte inférieure et mesurer la force tangentielle générée au niveau de la demi-boîte supérieure au fur et à mesure de l'avancement de la demi-boîte inférieure. La rupture en cisaillement se produit lorsque la contrainte tangentielle atteint un maximum. En réalisant plusieurs essais sur des échantillons identiques à des pressions de confinement différentes, on peut tracer point par point la droite de Coulomb dans le plan de Mohr.



(a)



(b)

Figure 3.8 – Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande : dispositif expérimental de l'ENTPE (a) et schéma de principe (b).

La boîte de Casagrande 6×6 cm de l'ENTPE est équipée d'un capteur de déplacement situé au niveau de la demi-boîte inférieure et d'un capteur de force au niveau de la demi-boîte supérieure. Ces deux capteurs sont reliés à un système d'acquisition permettant d'enregistrer les données au fur et à mesure de l'essai.

La rugosité des blocs induit une localisation des surfaces de contact, rendant la surface de contact entre les blocs difficile à déterminer. Nous avons choisi de considérer comme surface de contact la surface du bloc (36 cm^2) et de ne pas opérer de correction de surface due au déplacement de la boîte de Casagrande au cours de l'essai.

Nous présentons ici les résultats des essais sur les blocs de granite (fig. 3.9), les tests sur le schiste et le calcaire pouvant être retrouvés en annexe B.2. Nous avons entrepris quatre tests correspondant à des confinements de 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa et 125 kPa. Notons

qu'en supposant la répartition de contraintes linéaire, la contrainte normale exercée par le mur de granite, remblayé sur toute sa hauteur, sur ses pierres de fondation sera de l'ordre de 120 kPa.



Figure 3.9 – Épontes de granite $6 \times 6 \times 1$ cm pour les essais à la boîte de Casagrande.

En étudiant l'évolution de la contrainte tangentielle τ en fonction du déplacement u (fig. 3.10a), on constate que les quatre courbes $\tau(u)$ ont un comportement similaire. Les efforts tangentiels augmentent rapidement jusqu'à atteindre un palier pour u compris entre 0,5 et 1 mm. On remarque que ce palier de cisaillement augmente sensiblement à la fin de l'expérience. On peut expliquer ce phénomène en considérant que, compte tenu du décalage des deux boîtes à la fin de l'expérience, il se produit une légère rotation des échantillons qui fausse les mesures. Nous choisirons donc de retenir le début du palier comme contrainte tangentielle maximale. Enfin, on peut noter un saut au dernier essai ($\sigma = 125$ kPa) que l'on peut expliquer par la présence d'une aspérité sur une des deux épontes qui a parasité l'essai. Comme dans l'étude de Villemus, nous n'exploiterons pas les déplacements ; nous ne retiendrons ici que la valeur du palier τ^{\max} .

Pour chaque essai, on place les couples contrainte normale σ /contrainte tangentielle maximale τ^{\max} dans le plan de Mohr (fig. 3.10b). On obtient par régression linéaire la droite de Coulomb et donc l'angle de frottement bloc sur bloc grâce à l'équation (3.3) :

$$\tau = 0,52 \sigma \quad \Leftrightarrow \quad \varphi = 27^\circ \quad (3.4)$$

avec un coefficient de détermination $R^2 = 0,99$.

Notons que nous avons choisi, en nous appuyant sur l'étude de Villemus (2004), d'imposer une cohésion nulle. Sans cette condition, on trouve un angle de frottement $\varphi = 26,5^\circ$ et une cohésion $C = 0,6$ kPa avec un coefficient de détermination $R^2 = 0,99$, ce qui confirme l'hypothèse $C = 0$ de Villemus.

Nous présentons dans le tableau suivant la synthèse des essais réalisés sur les trois types de pierre.

Tableau 3.3 – Angle de frottement bloc sur bloc.

Type de pierre	Granite	Schiste	Calcaire
Nb d'essais	1	1	3
Angle de frottement ($^\circ$)	27	25	35
Écart type ($^\circ$)	–	–	2,5

Nous avons vu que Villemus a aussi mesuré l'angle de frottement bloc sur bloc par un essai au plan incliné (fig. 3.11). L'essai consiste à fixer un bloc de pierre sur une table

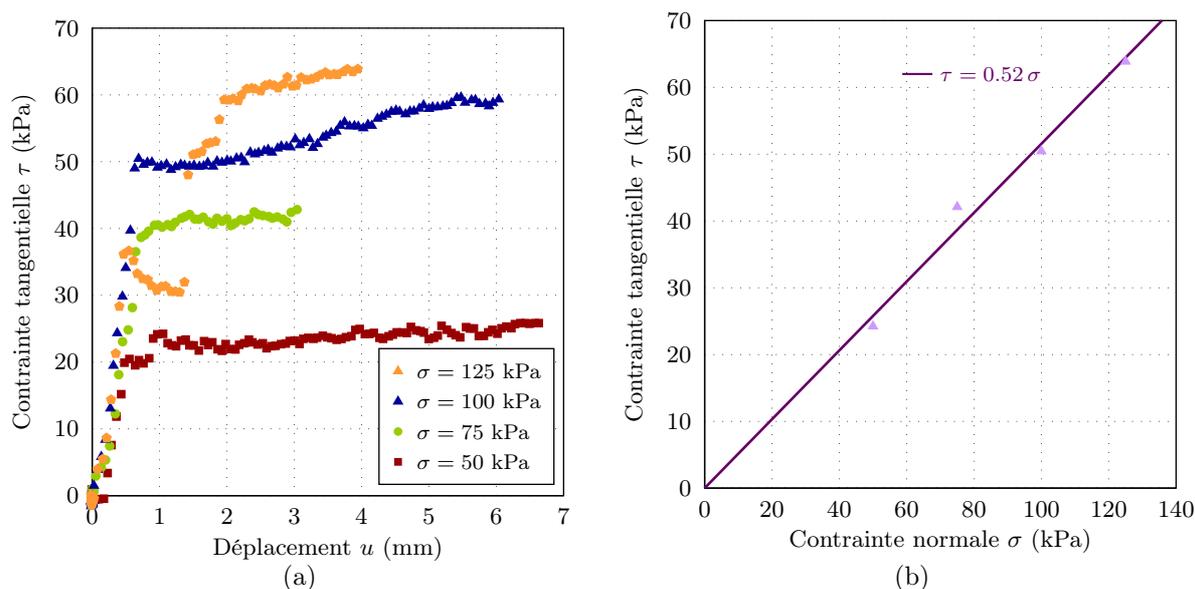


Figure 3.10 – Essais de cisaillement direct sur des blocs de granite : contrainte tangentielle en fonction du déplacement (a) et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale (b).

reliée à l'une de ses extrémités à un pivot. On dispose ensuite au-dessus de ce premier bloc de pierre un second bloc puis on incline la table jusqu'à ce que le bloc supérieur entre en glissement : l'angle que fait alors la table avec l'horizontale nous donne une estimation de l'angle de frottement. L'étude de Villemus montre que ce système donne des résultats dispersés compte tenu des faibles contraintes mises en jeu. Nous avons néanmoins tenu à réaliser de nouveaux essais car ce système peut se révéler particulièrement intéressant pour une utilisation pratique *in situ* grâce à sa simplicité de mise en œuvre et d'analyse.

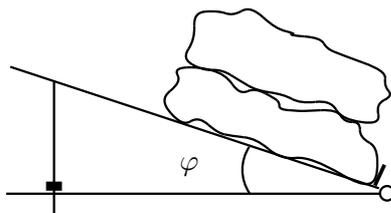


Figure 3.11 – Principe de l'essai au plan incliné.

Nous avons ainsi testé des échantillons de calcaire pour lesquels nous avons trouvé un angle de frottement $\varphi = 37^\circ$, avec un écart type de 1° . On remarque que ce résultat est légèrement supérieur à celui obtenu avec la boîte de Casagrande, comme dans les essais de Villemus.

Dans cette étude, nous retiendrons les angles de frottement obtenus à la boîte de Casagrande (tab. 3.3). Nous devons néanmoins garder en mémoire les incertitudes concernant ces données à savoir l'influence du confinement et des macro-rugosités des blocs sur l'angle de frottement. Nous serons ainsi amenés par la suite à comparer l'angle de frottement obtenu à la boîte de Casagrande à celui mesuré sur les lits de pierre des murs expérimentaux.

3.1.2.2 Détermination des caractéristiques mécaniques du gravier

Nous avons choisi de charger notre mur par du gravier roulé que nous modéliserons comme un sol de Mohr-Coulomb pulvérulent. Pour notre modèle de calcul à la rupture, nous devons déterminer le poids propre du sol γ_s ainsi que son angle de frottement φ_s .

Poids propre du sol. Nous avons calculé le poids propre du sol γ_s en pesant des échantillons de sol préalablement disposés dans un récipient de volume donné. Nous avons testé deux types de disposition du gravier, chute de hauteur nulle et chute à 1 m, sur gravier sec et humide, à teneur en eau naturelle (tab. 3.4).

Tableau 3.4 – Poids propre du sol γ_s en kN/m^3 sous différentes configurations de densité et d’humidité.

Configuration	Sec	Humide
Chute nulle	15,1	15,3
Chute 1 m	15,6	16,1

Le poids propre a également été mesuré au cours des essais triaxiaux menés par le laboratoire Sol, Roche et Rhéologie du CETE Méditerranée que nous détaillons dans le paragraphe suivant. Deux types d’essais ont alors été menés :

- un essai classique en sol saturé sur un matériau dense ;
- un essai sur sol sec et lâche.

La première série d’essais nous donne un poids volumique du sol saturé $\gamma_s = 19,9 \text{ kN/m}^3$ et un poids volumique du sol sec $\gamma_s = 16,0 \text{ kN/m}^3$ pour un indice des vides $e = 0,66$. On peut remarquer que le poids volumique du sol sec est comparable à la valeur trouvée dans nos essais pour une hauteur de chute de 1 m sur un sol sec. Dans la deuxième série d’essais, le sol a été à notre demande volontairement maintenu lâche. Cette demande répond à un souci de cohérence avec les expériences *in situ* pour lesquelles le remblai, déposé le long de sa pente naturelle, est donc maintenu très lâche. On trouve alors $\gamma_s = 14,9 \text{ kN/m}^3$ pour un indice des vides $e = 0,78$, valeur proche de celle trouvée lors de nos essais en laboratoire ($\gamma_s = 15,1 \text{ kN/m}^3$).

Dans nos expérience *in situ*, nous avons choisi de nous placer dans le cas des sols secs pour minimiser les incertitudes liées à la mécanique des sols non saturés. On remarque sur nos premiers essais que le gravier que nous avons choisi a une faible capacité de rétention d’eau. D’autre part, nos différents essais nous montrent que ce poids propre évolue sensiblement avec la densité du gravier. Nous avons choisi de retenir pour nos expériences la valeur du poids propre mesurée au cours des essais triaxiaux $\gamma_s = 14,9 \text{ kN/m}^3$. Il faudra tenir compte lors de l’exploitation de ces essais de l’incertitude sur cette valeur.

Angle de frottement du sol. La mesure de l’angle de frottement d’un sol fait encore l’objet de recherches à ce jour, notamment sur l’influence de la densité sur l’angle de frottement ou la valeur de l’angle de frottement en déformation plane. De plus, s’il existe une abondante bibliographie traitant des sols fins, on trouve moins d’études traitant des graviers.

Pour un matériau pulvérulent, on peut identifier en première approximation l’angle du talus naturel que fait le matériau lorsqu’il se dépose gravitairement sur une surface restreinte avec son angle de frottement intergranulaire. Nous avons donc, dans un premier temps,

estimé l'angle de frottement du remblai φ_s en mesurant l'angle d'un talus naturel sous quatre types de configurations, selon que le gravier est disposé avec une hauteur de chute nulle ou une hauteur de 1 m et selon qu'il est sec ou humide (tab. 3.5).

Tableau 3.5 – Angle de frottement du sol φ_s en ° sous différentes configurations de densité et d'humidité.

Configuration	Sec	Humide
Chute nulle	35,7	32,7
Chute 1 m	36,0	35,2

Cette méthode permet de donner simplement un ordre de grandeur de l'angle de frottement d'un matériau pulvérulent ; elle peut être utile pour une utilisation *in situ*.

En géotechnique, on caractérise classiquement la cohésion et l'angle de frottement d'un sol par un essai triaxial (fig. 3.12). L'essai triaxial est un essai homogène. L'éprouvette sur laquelle l'essai s'effectue est généralement cylindrique d'élancement 2. On place cette éprouvette dans une cellule où elle est soumise à un champ de contraintes $p = \sigma_r$ ainsi qu'à un déviateur de contrainte axial $q = \sigma_z - \sigma_r$ appliqué par un piston sur la cellule. L'essai consiste à faire croître le déviateur des contraintes q à vitesse de déformation constante jusqu'à la déformation de l'éprouvette. La courbe du déviateur q en fonction de la déformation axiale ε_z forme un palier lorsque la rupture est atteinte et donne ainsi la contrainte principale majeure σ_1 . On reporte ensuite les contraintes principales majeure σ_1 et mineure σ_3 dans le plan de Mohr pour obtenir un cercle de rupture. On réitère l'essai pour différents champs de contrainte p et on trace la droite tangente aux cercles de rupture pour obtenir la cohésion et l'angle de frottement.

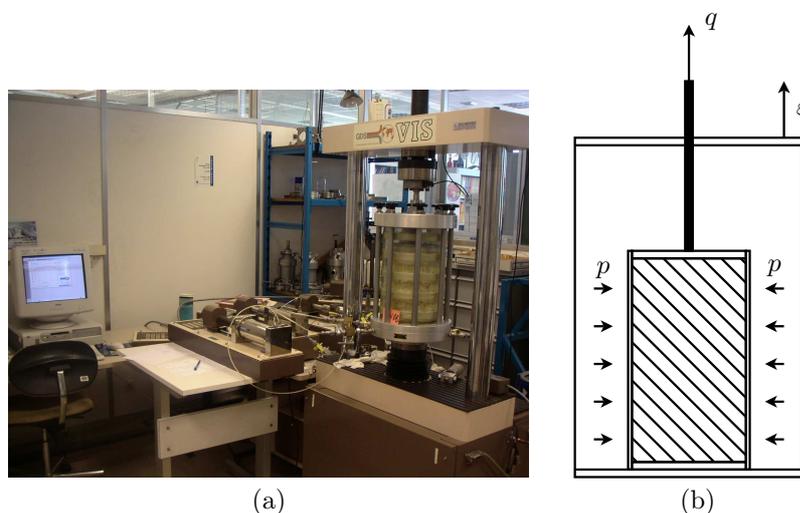


Figure 3.12 – Essai triaxial : appareil triaxial du CETE Méditerranée (a) et schéma de principe (b).

Les essais ont été réalisés par le laboratoire Sol, Roche et Rhéologie du CETE Méditerranée. Notre sol présentant des grains dont le diamètre varie entre 8 et 16 mm, nous devons réaliser des éprouvettes de diamètre conséquent, de préférence dix fois plus important que celui des grains. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes de 15 cm de diamètre et 30 cm

de hauteur (fig. 3.13), maintenus par une membrane assez épaisse pour ne pas s’endommager durant le test. Comme nous l’avons vu au paragraphe précédent, deux types de configuration ont été testées lors de ces essais. Dans un premier temps, le matériau a été densifié par damage manuel puis saturé, configuration classiquement utilisée en mécanique des sols. Au regard de nos conditions expérimentales *in situ*, nous avons demandé une deuxième série d’essais sur sol sec et lâche. Nous ne présenterons ici que les résultats obtenus pour le gravier sec lâche, les résultats du gravier saturé pouvant être consultés en annexe B.3.



Figure 3.13 – Éprouvette ($\varnothing = 15$ cm, $h = 30$ cm) de gravier vue de dessus (a) et vue de face (b).

Les tests sur sol sec ont été réalisés en configuration CD (consolidée drainée) à trois pressions de confinement différentes $p = 20$ kPa, 50 kPa et 100 kPa, volontairement faibles pour rester dans la gamme de pression à laquelle le sol sera soumis dans le massif de remblai (inférieure à 50 kPa). Chaque essai comprend un cycle de chargement-déchargement qui est détaillé dans le rapport du CETE (annexe B.3). Notons que la presse ne dispose pas de système d’anti-fretage. Les capteurs de déplacement et de force sont reliés à un système d’acquisition permettant le relevé des déplacements verticaux de l’échantillon ainsi que du déviateur des contraintes.

L’analyse des courbes du déviateur des contraintes en fonction de la déformation de l’éprouvette (fig. 3.14a) nous montre que, à pressions de confinement différentes, le gravier présente le même comportement. Les courbes présentent un palier pour $\varepsilon_z \approx 3\%$. Dans le plan de Mohr (fig. 3.14b), on obtient la droite de Coulomb du gravier qui nous permet de calculer la cohésion C_s et l’angle de frottement φ_s du gravier :

$$C_s = 3 \text{ kPa} \quad \varphi_s = \arctan 0,7729 = 37,7^\circ \quad (3.5)$$

Or, notre sol étant pulvérulent et sec, la cohésion devrait être nulle. Cette cohésion non nulle peut s’expliquer par l’influence du confinement sur les variations volumiques et donc sur l’angle de frottement du sol, d’où l’importance de réaliser ces essais pour des confinements d’ordre comparable à ceux que l’on retrouve dans notre remblai expérimental. On doit également prendre en compte les limites de la loi de Mohr-Coulomb pour des essais à faible confinement.

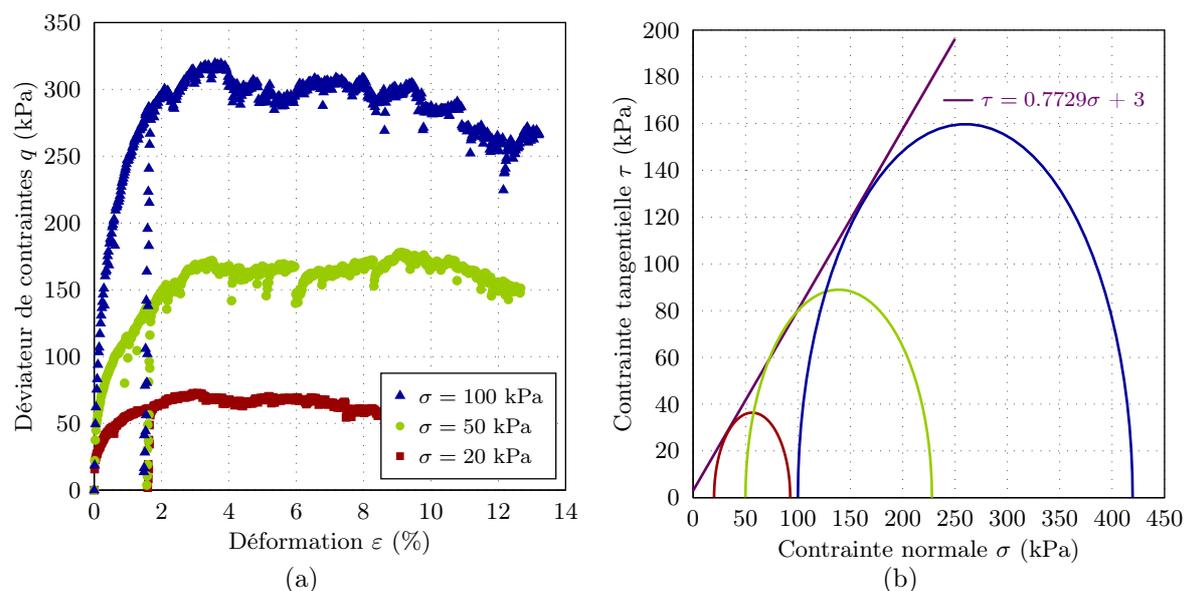


Figure 3.14 – Essais triaxiaux sur le gravier : déviateur des contraintes en fonction du déplacement (a) et représentation de Mohr-Coulomb (b).

Ce gravier a également été testé à l'Université de Bath (Readshaw, 2008). Deux types d'essais ont alors été réalisés :

- un essai de cisaillement à la boîte de Casagrande 30×30 cm ;
- un essai triaxial sur des éprouvettes de 31 cm de diamètre avec un élancement de 1,2.

Ces essais fournissent un angle de frottement du gravier $\varphi_s = 44,3^\circ$, très largement supérieur à celui que nous avons trouvé. Cette différence peut s'expliquer par la différence de densité du gravier entre les essais : alors que nous avons cherché à maintenir le gravier le plus lâche possible, les éprouvettes de sol de Bath ont été densifiées manuellement. On peut comparer cette valeur à celle des essais sur gravier dense et saturé du laboratoire Sol, Roche et Rhéologie qui donnent un angle de frottement de $39,7^\circ$.

Notons qu'un gravier concassé utilisé pour des expériences sur murs en pierre sèche à Bath a également été testé par le laboratoire Sol, Roche et Rhéologie et par l'Université de Bath dans le cadre d'un échange entre l'équipe du Center for Innovative Construction de Bath et la notre. Ces essais donnent un angle de frottement $\varphi_s = 41,9^\circ$ pour le laboratoire Sol, Roche et Rhéologie et un angle $\varphi_s = 51,0^\circ$ pour l'Université de Bath, soit un angle supérieur à celui du gravier roulé dans les deux cas. Ces essais confirment notre choix du gravier roulé pour avoir un coefficient de poussée le plus important possible. Les détails de ces essais peuvent être trouvés en annexe.

Pour nos expériences *in situ*, nous retiendrons un angle de frottement $\varphi_s = 37,7^\circ$ et une cohésion $C = 0$ kPa mais, connaissant les limites des résultats de nos essais en laboratoire, nous devons tenir compte des incertitudes sur l'angle de frottement du sol lors de l'interprétation des résultats. Nous devons veiller à l'influence de la densité du gravier sur son angle de frottement : on pourra se référer aux travaux de Mokni (1992) qui a montré que l'angle de frottement d'un sol granulaire augmentait avec sa densité. Nous avons ainsi pu constater que les essais sur gravier dense du laboratoire Sol, Roche et Rhéologie ou de l'Université de

Bath donnait des angles de frottement supérieur de 2 à 6° à ceux sur gravier lâche. Notons enfin également que l’essai triaxial est un essai en symétrie de révolution 3D alors que notre modèle et nos essais sont menés en déformations planes.

Le dimensionnement de nos murs de soutènement expérimentaux suppose de connaître les caractéristiques physiques des blocs de pierre et du gravier, c’est-à-dire leur poids propre et leur angle de frottement. Toutefois, ces caractéristiques sont difficiles à déterminer et nos mesures sont donc entachées d’incertitudes. Si le poids propre des pierres ou des grains de gravier est bien connu, les incertitudes viennent de l’indice des vides du mur et du remblai. Notons néanmoins que nous avons choisi de peser les pierres constituant le mur après expérimentation : si le poids propre du mur n’est pas connu au moment du dimensionnement, il le sera lors de l’analyse. D’autre part, il n’existe pas de procédure établie pour déterminer l’angle de frottement bloc sur bloc ou l’angle de frottement intergranulaire des graviers. Nous proposons ici pour chaque matériau des essais en laboratoire, en nous basant sur la littérature, ainsi qu’une discussion de ces résultats. Ces valeurs pourront servir de point de comparaison et de base de discussion pour d’autres essais à l’avenir. Nous devons tenir compte des incertitudes sur nos paramètres lors du dimensionnement des murs mais également à l’analyse des résultats expérimentaux.

3.1.2.3 Dimensionnement des murs expérimentaux

Les caractéristiques physiques des blocs et du remblai vont nous permettre de dimensionner les murs de nos expériences. Nous allons utiliser notre modèle de calcul à la rupture (cf. § 2.2.3) pour déterminer la géométrie à donner à notre mur.

Le modèle de calcul à la rupture nous permet de prévoir la hauteur maximale de remblai potentiellement supportable par le mur de soutènement connaissant sa géométrie, son chargement et son critère de résistance. Pour ces expériences, nous voulons une rupture par renversement de l’ouvrage lorsque la hauteur du remblai avoisine celle du mur. Le chargement et le critère de résistance sont donnés par les essais sur les blocs de pierre et sur le gravier que nous avons réalisés, avec les incertitudes que nous avons évoquées précédemment. L’angle de frottement à l’interface mur/sol n’a pas été mesuré dans notre campagne d’essais en laboratoire ; nous avons décidé de poser $\delta = \varphi_s$. En effet, compte tenu de la forte irrégularité du parement interne d’un mur en pierre sèche, on peut considérer que le cisaillement de l’interface correspond au cisaillement du sol (fig. 3.15). Comme nous avons choisi de disposer le remblai selon sa pente naturelle, la pente du remblai n’est pas connue a priori. Toutefois, on peut estimer que cette pente sera du même ordre de grandeur que celle que nous avons mesurée lors de nos essais de talus naturel : on retiendra donc une inclinaison du remblai $\beta = 35,7^\circ$.

Notre objectif était de conserver globalement la même géométrie de mur à chaque expérience pour se concentrer sur l’influence des paramètres physiques. Nous avons choisi de fixer la hauteur des murs à $h = 2,50$ m, ce qui permet de ménager des murs suffisamment larges tout en restant à une hauteur où la construction ne nécessite que des échafaudages élémentaires. Pour limiter les effets de bord et assurer au mur un comportement en déformation plane, la longueur L du mur doit être grande devant celle des blocs : nous avons fixé cette longueur à 4 m. Concernant le profil, nous avons décidé de ménager un léger fruit pour faciliter la construction des murs qui seront ainsi plus larges à la base, à l’endroit où les pierres doivent être les plus grosses. Le parement interne sera maintenu vertical. Nous avons choisi

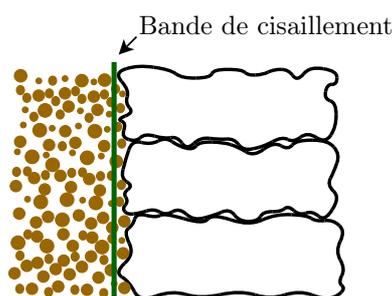


Figure 3.15 – Interaction sol/structure d’un mur en pierre sèche.

lors des deux premières expériences de suivre la pratique courante qui consiste à incliner les assises des murs perpendiculairement au fruit. Après analyse de la première campagne d’essais (octobre-novembre 2007) qui montrait une rupture en cisaillement à la base du mur de schiste, nous avons décidé de prévenir le glissement des lits de pierre en augmentant leur inclinaison α à la base du mur lors des deux derniers essais. La construction des murs « paysans » étant moins soignée, nous avons, après discussion avec les artisans, augmenté la largeur des murs de la deuxième campagne expérimentale. Le troisième mur ayant été plus résistant que prévu, nous avons diminué cette largeur en tête pour le quatrième mur.

Notre objectif est de dimensionner des murs pour les amener à la rupture en renversement lorsque le remblai atteint le haut du mur. Nous devons néanmoins ménager une marge de sécurité liée aux incertitudes sur les caractéristiques géométriques (inclinaison du remblai) et physiques (poids volumique et angle de frottement) du mur et du remblai et sur le modèle de calcul à la rupture que nous testons. Les dimensionnements que nous avons retenus figurent dans le tableau 3.6.

Tableau 3.6 – Paramètres physiques et géométriques retenus pour le dimensionnement des murs expérimentaux.

	Mur C1gi	Mur C2si	Mur C3sp	Mur C4cp
Hauteur du mur h (m)	2,50	2,50	2,50	2,50
Longueur du mur L (m)	4	4	4	4
Largeur en tête du mur l (m)	0,45	0,45	0,55	0,50
Fruit aval du mur f_1 (%)	6	6	6	6
Fruit amont du mur f_2 (%)	0	0	0	0
Inclinaison des lits α (°)	3,4	3,4	9,1	9,1
Inclinaison du remblai β (°)	35,7	35,7	35,7	35,7
Poids propre du mur γ (kN/m ³)	19,1	20,2	18,8	18,6
Poids propre du sol γ_s (kN/m ³)	14,9	14,9	14,9	14,9
Angle de frottement des blocs φ (°)	27	25	25	35
Angle de frottement du sol φ_s (°)	37,7	37,7	37,7	37,7
Angle de frottement à l’interface δ (°)	37,7	37,7	37,7	37,7
Hauteur de remblai maximale prévue h_s^+ (m)	2,35	2,39	2,62	2,50

3.1.3 Dispositif expérimental

3.1.3.1 Mise en chargement du mur

Les murs en pierre sèche sont construits sur une surface relativement plane, à 1 m d'un talus aménagé pour l'expérience (fig. 3.19). Le talus est incliné d'environ 40° pour pouvoir faire glisser le sol le long d'une pente proche de sa pente naturelle, afin qu'il soit le plus lâche possible et que sa densité soit uniforme. Le talus est recouvert d'un géotextile pour prévenir le contact du gravier avec la terre du talus (fig. 3.16). On suppose que le remblai va rompre sous forme d'un prisme de rupture (fig. 2.10) : l'espace de 1 m ménagé entre le mur et le talus doit garantir que la pente du talus n'empiète pas sur la ligne de rupture du sol.

Une fois le mur autoporteur en pierre sèche construit, on met en place le dispositif de chargement. Comme nous voulons réaliser une expérience en déformations planes, nous avons décidé de disposer, de chaque côté du mur, un coffrage rigide permettant de confiner latéralement le remblai. Le frottement entre le remblai et son coffrage est minimisé par l'application de la graisse de silicone *Unisilikon TK 44 N 3* de *Klüber Lubrification*. Cette graisse de silicone a été utilisée par Desrues (1984) pour ses essais biaxiaux en déformations planes parce qu'elle présente la spécificité d'avoir un angle de frottement nul. On protège le gravier du contact avec la graisse de silicone en recouvrant cette dernière de bâches en polyane de $8\ \mu\text{m}$ d'épaisseur. On ménage un espace de quelques centimètres entre le mur et le coffrage de sorte que le coffrage ne bloque pas les déplacements du mur. Des éléments de mousse sont disposés entre le parement aval du mur et le coffrage afin que le gravier ne se déverse pas par l'espace que nous avons ménagé. Nous verrons que, lors de la première et la troisième expérience, les déplacements au sein du mur ont été tels que des blocs sont venus poinçonner le coffrage, freinant ou empêchant la chute du mur.

Le sol est mis en place par couches de quelques centimètres au moyen d'une pelle mécanique qui fait glisser le gravier le long de sa pente naturelle. La surface du sol fait donc un angle β avec l'horizontale correspondant à cette pente naturelle et que l'on suppose constante. Nous vérifierons cette hypothèse en relevant cet angle à chaque couche de remblai.

Notons enfin que le même sol a été réutilisé lors des quatre expériences. Il faudra prendre ce facteur en compte lors de l'analyse des résultats des deux derniers murs puisque les propriétés du sol ont pu s'altérer avec la terre, la poussière et l'eau qui se sont mêlés au sol au fur et à mesure des expériences.

3.1.3.2 Métrologie

Pour ces expériences, nous nous intéressons en premier lieu à la hauteur de chargement maximale supportable par le mur, puisque c'est le résultat fourni par notre modèle de calcul à la rupture.

La hauteur de chargement h_s est mesurée par un capteur à câble (noté C_{11}) relié à un poids qui est descendu au niveau du gravier à chaque couche de remblai supplémentaire. L'angle β que fait la surface du remblai avec l'horizontale a été mesuré à l'aide d'un mètre lors des trois premières expériences et avec un deuxième capteur (noté C_{12}) muni d'un poids lors du dernier essai (fig. 3.19).

Nous avons également mesuré le déplacement du mur au cours du chargement, pour



Figure 3.16 – Dispositif de chargement des murs expérimentaux.

pouvoir apprécier le comportement du mur et préciser quand la rupture est atteinte. Ces mesures pourront également servir à l'analyse qualitative des essais ainsi qu'à l'amélioration du modèle. Elles pourront également être réutilisées pour la comparaison avec d'autres modèles, type éléments finis ou distincts, qui mesurent les déformations du mur.

Le déplacement du mur est enregistré en continu grâce à des capteurs à câbles fixés à un IPN situé à 3 m environ du mur et reliés à des cibles alignées et collées sur le mur (fig. 3.17a). Nous avons choisi de poser ces cibles sur la partie centrale du mur pour éviter les éventuels effets de bord. Nous disposons ainsi de 9 capteurs de sensibilité différente, les plus sensibles étant placés au pied du mur où les déplacements sont les plus faibles ; ils seront notés C_i , $i \in [2, 10]$ et classés par ordre de sensibilité où C_2 désigne le capteur le plus sensible (cf. annexe C.1) ; on notera u_i le déplacement du capteur C_i . En nous appuyant sur les résultats des expériences de Villemus (2004), nous avons choisi de concentrer les capteurs sur les premiers lits de pierre pour pouvoir observer une potentielle rupture en cisaillement de la base du mur puis d'espacer les derniers capteurs jusqu'au sommet du mur pour évaluer le basculement de ce dernier. Le placement exact des capteurs pour chaque expérience est donné en annexe C.2.

Il faut noter que si le mur entre en rotation, il existe une différence ε entre le déplacement réel du mur et le déplacement mesuré par le capteur à câble (fig. 3.18). On peut calculer cette erreur comme :

$$\varepsilon = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{h(1 - \cos \theta)}{d}\right)^2}} - 1 \quad (3.6)$$

Le calcul de l'erreur avec une rotation $\theta = 10^\circ$ (lorsque la rotation maximale des blocs que nous mesurerons sur l'ensemble des expériences est inférieure à 6°) nous donne une erreur inférieure à 1%. On peut donc considérer notre approximation comme valable.



Figure 3.17 – Instrumentation des expériences *in situ* : disposition des capteurs à câble sur le mur (a) et système d'acquisition (b).

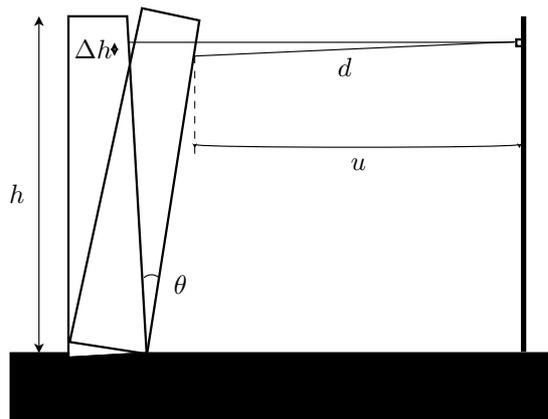


Figure 3.18 – Influence de la rotation du mur sur la mesure des déplacements du mur.

Tous ces capteurs sont reliés à une centrale d'acquisition qui relève les données en continu et nous transmet les informations en temps réel grâce à un programme mis au point sous LabVIEW par Joachim Blanc-Gonnet (fig. 3.17b). Les déplacements du mur (capteurs C_2 à C_{10}) sont enregistrés automatiquement. La fréquence des mesures est fixée par nos soins et peut être modifiée en cours d'expérience ; on rapproche l'espacement des mesures à la fin de l'essai où les déplacements du mur sont les plus importants. L'affichage de l'évolution des capteurs de déplacement en fonction du temps nous permet de nous assurer du bon déroulement de l'essai et notamment :

- de repérer les éventuels dysfonctionnements de l'instrumentation ;
- de réguler l'épaisseur des couches de remblai ;
- d'évaluer la fin de l'essai ;
- de décider du retrait des capteurs du remblai à l'approche de la chute du mur.

Les mesures de chargement sont effectuées ponctuellement à chaque couche de gravier mise en place. À la fin de l'expérience, les mesures sont réalisées à l'aide d'un mètre pour des raisons de sécurité.

Nous disposons également d'une caméra vidéo et d'appareils photo permettant une analyse qualitative de l'expérience a posteriori.

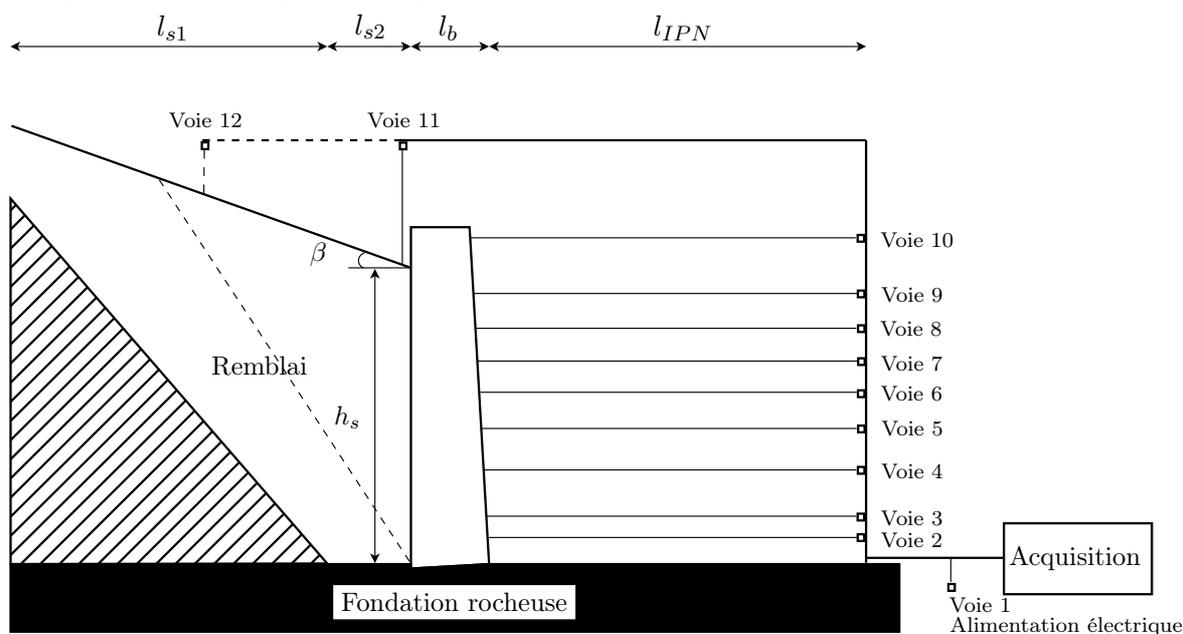


Figure 3.19 – Disposition du site expérimental lors des expériences *in situ*.

Nous avons détaillé la phase de préparation des expériences in situ, des choix préliminaires aux détails du dispositif expérimental. Nous avons ainsi fait le choix de la simplicité pour ces expériences pour limiter l'incertitude des résultats. Nous avons donc testé quatre murs en pierre sèche, chargés jusqu'à la rupture par un remblai de gravier roulé. Nous avons enregistré les déplacements du mur ainsi que les hauteurs de chargement tout au long de l'expérience. Nous allons maintenant nous concentrer sur l'analyse des résultats.

3.2 Campagne d’essais sur murs en pierre sèche chargés par un remblai pulvérulent

La campagne d’essais que nous avons entreprise a mené à la construction et à l’expérimentation de quatre murs en pierre sèche chargés par un remblai pulvérulent. Cette partie est consacrée à l’analyse des résultats obtenus grâce au dispositif de mesure et d’observation que nous avons mis en place au cours de ces expériences. Cette analyse, menée indépendamment de notre modèle de calcul à la rupture, va nous fournir des informations sur le comportement des murs en pierre sèche au cours de leur chargement jusqu’à leur rupture.

3.2.1 Analyse des résultats expérimentaux : méthodologie

Comme nous l’avons vu dans la présentation du dispositif expérimental, nous ne relevons comme seules données que les déplacements des blocs de pierre du parement à l’aide des capteurs de déplacement C_2 à C_{10} ainsi que la hauteur et la pente du remblai (capteurs C_{11} et C_{12} ou mesuré à l’aide d’un mètre) à chaque couche de chargement. L’analyse de ces données va nous permettre d’appréhender le comportement du mur au cours du chargement ainsi que son mode de rupture.

En se basant sur les données brutes obtenues au cours de l’expérimentation ainsi que sur notre connaissance des expériences de Villemus (2004), nous avons pu mettre au point une méthode d’analyse que nous avons appliquée aux quatre murs, en l’adaptant au besoin pour tenir compte de la spécificité de chaque expérience. Ces analyses de données sont complétées par les vidéos, photos et notes que nous avons prises au cours des expériences.

Nous décrivons ci-après la procédure générique d’analyse des expériences.

3.2.1.1 Observations, analyse photo et vidéo

Au cours de l’expérience, on dispose, en plus des capteurs, d’appareils photos et vidéos. On prend également des notes de tous les événements qui interviennent. Après la chute du mur, on enlève le gravier et on récupère les pierres du mur pour les peser et ainsi mesurer le poids propre du mur ainsi que son pourcentage de vide. On veille, lors de cette opération, à ne pas déranger la base du mur restée en place après la chute afin d’effectuer un relevé des restes du mur.

La première étape d’analyse des murs consiste en l’étude des notes, photos et vidéos prises au cours de l’expérimentation. Cette première étude nous permet d’avoir une approche qualitative des phénomènes qui interviennent lors de l’expérience mais également de mesurer quantitativement des paramètres non mesurés par les capteurs.

On commence l’analyse par les observations que nous avons faites au cours des expériences. On repère ainsi les éventuels dysfonctionnements qui sont apparus pour les mettre en parallèle avec les données fournies par les capteurs et effectuer les corrections nécessaires si besoin. On étudie également le relevé des portions de mur restant à la fin de l’expérience.

Les vidéos nous permettent d’analyser la rupture du mur et notamment de repérer les phénomènes de glissement/renversement ainsi que le monolithisme et la déformation plane du mur au moment de la chute.

Les photographies permettent de suivre l'évolution de la tranche du mur que l'on comparera aux résultats fournis par les capteurs pour valider l'hypothèse de déformation plane. Elles permettent également d'apprécier les déformations internes de la maçonnerie et plus particulièrement le phénomène de rotation interne des pierres mis en évidence par Villemus (2004).

3.2.1.2 Déplacement des capteurs en fonction du temps

Notre dispositif métrologique nous permet de relever les déplacements des capteurs reliés au mur en fonction du temps ainsi que la hauteur de chargement à chaque couche de remblai.

On analyse le graphique de la hauteur de chargement en fonction du temps en repérant les phases de chargement et les phases de pause. On peut alors évaluer l'épaisseur moyenne des couches de remblai ainsi que la vitesse de chargement. À chaque couche de remblai, on a également relevé l'angle β que fait la surface du remblai avec l'horizontale, notre objectif étant de maintenir cet angle constant. On donne les différentes valeurs de cet angle ainsi que leur dispersion pour valider notre hypothèse.

On étudie également le déplacement des capteurs du mur en fonction du temps ; c'est le graphique affiché en temps réel par le logiciel d'acquisition. Il nous permet, au cours de l'expérience, de suivre le déplacement des pierres instrumentées lors du chargement ou lors des phases d'arrêt et de prévoir si la rupture est proche ou non. Il permet aussi de repérer les éventuels dysfonctionnements qui peuvent survenir lors de l'expérimentation. Au moment de l'analyse des résultats expérimentaux, on repère sur ce graphique les différents évènements apparus au cours de l'expérience, ce qui nous permet une meilleure interprétation et, au besoin, correction des résultats bruts expérimentaux.

3.2.1.3 Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative

Les données brutes des déplacements des capteurs du mur et du chargement en fonction du temps nous permettent de tracer le déplacement des capteurs du mur en fonction du chargement. Pour cette étude, nous avons choisi de représenter le chargement du remblai par l'excentricité relative. Ce choix nous permet de prendre en compte dans un même paramètre la hauteur et la pente du remblai comme la nature (géométrie et type de pierre) du mur.

L'excentricité e (fig. 3.20b) est la distance qui sépare le centre D de la fondation d'un point D^* appartenant lui aussi à la fondation et pour lequel le moment des forces s'appliquant sur le mur est nul. On calcule l'excentricité e comme le rapport du moment $M_{/D}$ des forces exercées sur le mur en D et de la résultante normale des efforts N :

$$e = \frac{M_{/D}}{N} \quad (3.7)$$

Considérons nos murs expérimentaux de hauteur h , largeur en tête l , fruit λ_1 et lits inclinés d'un angle α par rapport à l'horizontale. On commence par recenser les forces qui s'appliquent sur notre mur : ici, il n'y a que le poids du mur \underline{P} et l'action du remblai \underline{F}_a sur le parement interne (fig. 3.20a).

Compte tenu de la géométrie du mur, on choisit de le décomposer en trois polygones $ABFE$, OAE et OFC : l'action du poids s'exprimera alors sous la forme de trois vecteurs \underline{P}_0 , \underline{P}_1 et \underline{P}_α appliqués respectivement au centre de gravité de $ABFE$, OAE et OFC .

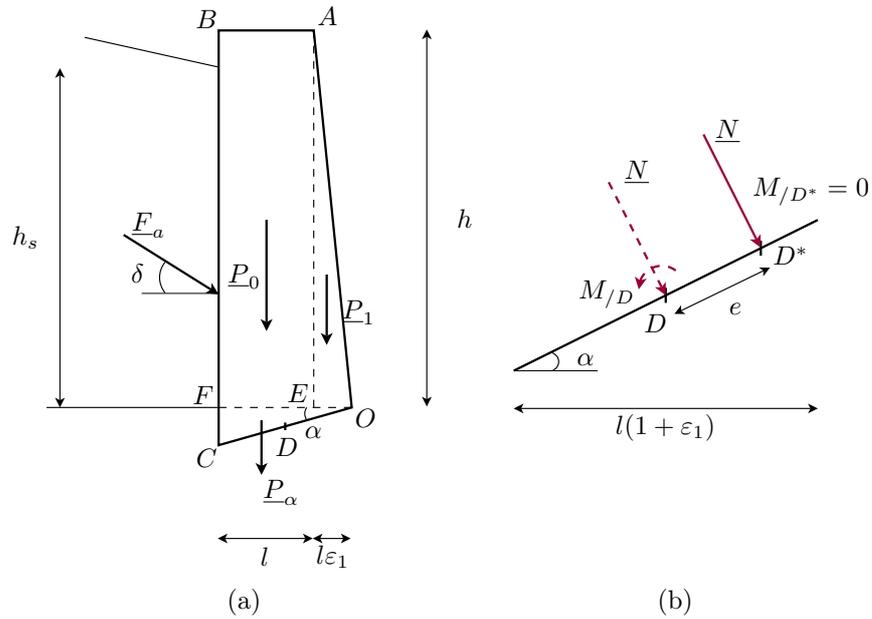


Figure 3.20 – Calcul d'excentricité : bilan des forces sur le mur (a) et définition de l'excentricité (b).

L'action du remblai F_a est calculée en s'appuyant sur la méthode de Coulomb, détaillée au § 1.2.1.2. On suppose donc que la force de poussée est inclinée d'un angle δ par rapport à l'horizontale et qu'elle s'applique au tiers de la hauteur du sol à partir de la base.

On présente dans le tableau 3.7 les valeurs des normes et bras de levier des différentes actions agissant sur le mur. Ces éléments vont nous permettre de calculer la résultante des efforts normaux et le moment des forces qui agissent sur le mur.

Tableau 3.7 – Calcul des moments : valeurs de forces s'exerçant sur le mur et de leur bras de levier.

Force F	Norme F	Bras de levier l_f
P_0	γhl	$\frac{l\varepsilon_1}{2}$
P_1	$\frac{\gamma hl\varepsilon_1}{2}$	$\frac{l(3 - \varepsilon_1)}{6}$
P_α	$\frac{\gamma l^2(1 + \varepsilon_1)^2}{2} \tan \alpha$	$\frac{l(1 + \varepsilon_1)}{6}$
F_a	$\frac{K_a \gamma_s h_s^2}{2}$	$\left(\frac{h_s}{3} + \frac{l(1 + \varepsilon_1)}{2} \tan \alpha \right) \cos \delta - \frac{l(1 + \varepsilon_1)}{2} \sin \delta$

On exprime ainsi la résultante des efforts normaux comme :

$$\begin{aligned}
 N &= -(P_0 + P_1 + P_\alpha) \cos \alpha - F_a \sin(\delta + \alpha) \\
 N &= -\frac{\gamma l}{2} (h(2 + \varepsilon_1) + l(1 + \varepsilon_1)^2 \tan \alpha) \cos \alpha - \frac{K_a \gamma_s}{2} h_s^2 \sin(\delta + \alpha)
 \end{aligned} \tag{3.8}$$

On calcule ensuite le moment en D :

$$\begin{aligned}
 M_{/D} &= P_0 l_{p_0} - P_1 l_{p_1} + P_\alpha l_{p_\alpha} + F_a l_{f_a} \\
 M_{/D} &= \frac{\gamma l^2}{12} \left((3 + \varepsilon_1) \varepsilon_1 h + l(1 + \varepsilon_1)^3 \tan \alpha \right) \\
 &\quad - \frac{K_a \gamma_s}{12} h_s^2 \cos \delta \left(2h_s - 3l(1 + \varepsilon_1)(\tan \delta - \tan \alpha) \right)
 \end{aligned} \tag{3.9}$$

L'excentricité relative k est le rapport entre l'excentricité e et la longueur de la base du mur l_b de sorte que :

$$k = \frac{e}{l_b} = \frac{M_{/D} \cos \alpha}{N l(1 + \varepsilon_1)} \tag{3.10}$$

Notons que le calcul de l'excentricité relative implique de connaître un certain nombre de paramètres du mur et du remblai. Les paramètres géométriques du mur ($h, l, \varepsilon_1, \alpha$) sont ceux choisis lors du dimensionnement (tab. 3.6) et validés expérimentalement. Le poids propre du mur γ est donné par la pesée des pierres du mur après essai. La pente du remblai β est celle mesurée au cours de l'expérience. Nous avons cherché à maintenir cette pente constante ; nous devons donc vérifier que notre hypothèse est justifiée et nous prendrons la moyenne sur tous les chargements. Les paramètres physiques du remblai seront calculés à partir des données du tableau 3.6, avec les incertitudes décrites § 3.1.2.1 et 3.1.2.2. On choisira enfin $\delta = \varphi_s$ comme angle de frottement sol/structure, comme lors du dimensionnement des murs au § 3.1.2.3 (fig. 3.15).

L'étude du graphique du déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative nous donne l'évolution du mur à différentes hauteurs. C'est à partir de ce graphique que l'on distingue différentes phases de déformation du mur correspondant au changement de pente des courbes de déplacement.

3.2.1.4 Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement

Les données fournies par les capteurs de déplacement fixés sur le parement extérieur du mur nous permettent de présenter l'évolution des déplacements du mur. Pour ce faire, on repère chaque capteur du mur par son déplacement u_i en abscisse et sa hauteur dans le mur y_i en ordonnée. On en déduit ensuite l'évolution du profil du parement extérieur du mur au cours du chargement en intégrant l'inclinaison due au fruit. Ces graphiques nous permettent d'apprécier l'action du chargement sur la géométrie du mur. Nous retrouvons ainsi les étapes de déformation du mur vues au § 3.2.1.3. Cette représentation nous permet surtout d'identifier deux processus de déformation pour le mur (fig. 3.21) :

- une rotation globale du mur autour de son pied ;
- un cisaillement de ses lits inférieurs.

3.2.1.5 Étude de la rotation d'ensemble du mur

L'analyse des déplacements des capteurs nous a permis de voir que le mur subit une rotation d'ensemble autour de son pied (fig. 3.21). On calcule l'angle θ de cette rotation à partir des données de deux capteurs C_i et C_j situés sur la partie haute du mur (la base du mur étant affectée par le phénomène de cisaillement) :

$$\theta_{i/j} = \arctan \frac{u_i - u_j}{y_i - y_j} \tag{3.11}$$

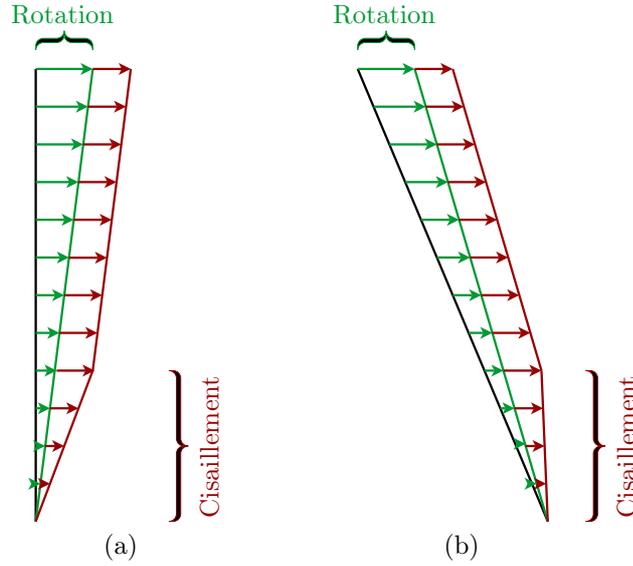


Figure 3.21 – Déplacement (a) et profil (b) du parement externe du mur sous l'effet du chargement.

On peut donc mesurer θ de plusieurs manières différentes, selon les capteurs que l'on choisit pour le calculer, sachant que ces différentes valeurs doivent être proches pour pouvoir considérer que le mur subit une rotation globale autour de son pied. On représentera donc l'évolution des différents $\theta_{i/j}$ en fonction de l'excentricité relative k pour s'assurer de leur correspondance mais on ne retiendra qu'une de ces valeurs, notée θ , pour la suite de l'étude.

L'évolution de θ en fonction de l'excentricité relative k nous permet d'apprécier le comportement en rotation du mur.

3.2.1.6 Étude du cisaillement de la base du mur

À la rotation globale que subit le mur s'ajoute un phénomène de cisaillement qui intervient sur les lits de pierre inférieurs (fig. 3.21). On caractérise ce cisaillement en traçant le rapport entre les efforts tangentiels T et les efforts normaux N reçus au niveau de chaque lit instrumenté en fonction des déplacements relatifs de ce lit. La rupture en cisaillement est avérée lorsque le rapport T/N atteint un palier.

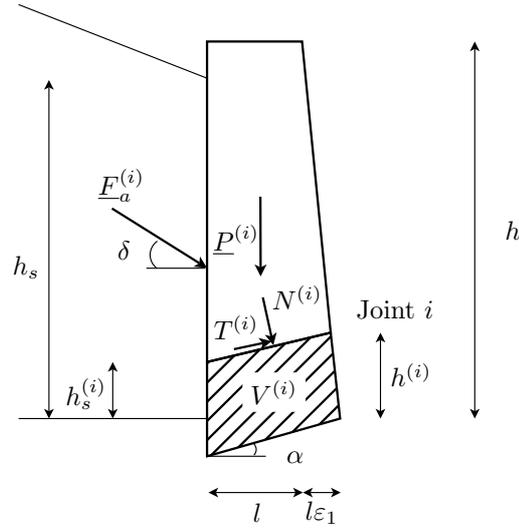
On commence par calculer les efforts normaux et tangentiels s'exerçant sur un lit de pierre. Les seuls efforts à prendre en compte sont la poussée du remblai et le poids du mur.

On se place au niveau du joint i situé au dessus du capteur C_i à une hauteur $h^{(i)}$ du sol (fig. 3.22). La poussée du remblai $F_a^{(i)}$ s'exprime alors en fonction de la hauteur de remblai h_s derrière le mur :

$$F_a^{(i)} = \begin{cases} 0 & \text{si } h_s < h_s^{(i)} \\ \frac{K_a \gamma_s}{2} (h_s - h_s^{(i)})^2 & \text{si } h_s \geq h_s^{(i)} \end{cases} \quad (3.12)$$

où $h_s^{(i)}$ est la hauteur de remblai située en dessous du lit de pierre de sorte que :

$$h_s^{(i)} = (1 + \tan \lambda_1 \tan \alpha) h^{(i)} - l(1 + \varepsilon_1) \tan \alpha \quad (3.13)$$


 Figure 3.22 – Efforts tangentiels et normaux s'exerçant sur le joint i .

La force volumique exercée sur ce lit de pierre s'exprime alors comme :

$$P^{(i)} = \gamma (V - V^{(i)}) \quad (3.14)$$

où

V est le volume du mur

$$V = \frac{l}{2} (h(2 + \varepsilon_1) + l(1 + \varepsilon_1)^2 \tan \alpha) \quad (3.15)$$

$V^{(i)}$ est le volume du mur situé en dessous du lit i :

$$V^{(i)} = \frac{1}{2} (h_s^{(i)} + l(1 + \varepsilon_1) \tan \alpha) (2l(1 + \varepsilon_1) - h^{(i)} \tan \lambda_1) \quad (3.16)$$

On en déduit la valeur des efforts normaux N et tangentiels T en fonction de l'inclinaison initiale α des lits de pierre :

$$\begin{cases} N^{(i)} &= P^{(i)} \cos \alpha + F_a^{(i)} \sin(\delta + \alpha) \\ T^{(i)} &= -P^{(i)} \sin \alpha + F_a^{(i)} \cos(\delta + \alpha) \end{cases} \quad (3.17)$$

Les déplacements associés à un joint $\delta u_0^{(i)}$ sont obtenus à partir des données des capteurs situés au-dessous (C_i) et au-dessus (C_{i+1}) de ce joint de sorte que :

$$\delta u_0^{(i)} = u_{i+1} - u_i \quad (3.18)$$

Compte tenu du phénomène de rotation globale que nous avons identifié précédemment (fig. 3.21), il semble pertinent de retirer au déplacement $\delta u_0^{(i)}$ le déplacement dû à la rotation du mur :

$$\delta u^{(i)} = u_{i+1} - u_i - (y_{i+1} - y_i) \tan \theta \quad (3.19)$$

Si un palier de cisaillement est atteint, la valeur du palier nous donne l'angle de frottement $\varphi^{(i)}$ du joint :

$$\frac{T^{(i)}}{N^{(i)}} = \tan \varphi^{(i)} \quad (3.20)$$

Le graphe du rapport des efforts tranchants T et des efforts normaux N sur un lit de pierre en fonction du déplacement relatif de ce lit nous permet d'identifier les ruptures en cisaillement qui apparaissent dans le mur. Le joint rompt en cisaillement lorsque le rapport T/N atteint un palier, la valeur du palier donnant alors l'angle de frottement du joint. Nous comparerons l'angle de frottement des lits de pierre déterminé *in situ* à l'angle de frottement des blocs déterminé par nos essais en laboratoire.

3.2.2 Analyse du mur C1g

Le premier mur que nous avons expérimenté est le mur C1g construit en granite sur le premier site d'expérimentation et testé au mois d'octobre 2007.



Figure 3.23 – Essai du mur C1g : préparation avant l'expérimentation (a) et chute du mur (b).

3.2.2.1 Observations, analyse photo et vidéo

Cet essai est le premier que nous avons réalisé. Nous avons suivi notre procédure expérimentale jusqu'à une hauteur de remblai de 217 cm. À ce moment, nous avons rencontré une pénurie de gravier due aux importantes pertes lors du déplacement du gravier. Nous avons donc choisi de changer de stratégie de chargement en diminuant la pente pour augmenter la hauteur du remblai puis nous avons commandé du gravier supplémentaire. Le chargement supplémentaire n'a pourtant pas conduit à la chute du mur : en effet, des blocs situés à chaque extrémité du mur sont venus poinçonner le coffrage (fig. 3.24), entraînant une déformation en trois dimensions (effet de voûte) et donc une résistance excessive du mur. Nous avons donc déchargé le mur avant d'écarter les coffrages dans l'intention de le charger à nouveau pour l'amener à la rupture et permettre l'exploitation de la fin de cet essai : néanmoins, notre décharge n'a pas été suffisante et le mur a rompu au moment de l'ouverture des coffrages.



Figure 3.24 – Poinçonnement des blocs de granite du mur C1g sur le coffrage du remblai.

On remarque ainsi qu'une pression appliquée dans le plan du mur freine ou empêche son basculement. Supposons que le contact entre le mur et le coffrage s'opère sur une surface de 2×2 cm et que le coefficient de frottement entre le granite et l'acier du coffrage vaut 0,2. Si la seule force tangentielle qui s'exerce à l'interface est la composante horizontale de la poussée du gravier dans le sol $T = 10$ kN, il faut une force contrainte normale inférieure à 125 Mpa pour provoquer le glissement du bloc contre le coffrage.

Compte tenu des problèmes techniques rencontrés, cet essai n'est exploitable par la méthode présentée § 3.2.1 que jusqu'à 217 cm de chargement. On pourra suivre l'évolution des capteurs tout au long de l'expérience sur le graphe des déplacements des capteurs en fonction du temps en annexe D.1. Nous avons choisi de limiter notre analyse à l'étude du déplacement des capteurs et du mur en fonction de l'excentricité.

3.2.2.2 Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative

Précisons pour commencer que nous avons rencontré des problèmes techniques avec les capteurs C_3 et C_6 que nous avons donc éliminés des représentations graphiques.

Le graphe 3.25 nous montre que les capteurs suivent une progression similaire au fur et à mesure de l'augmentation de l'excentricité. On distingue deux phases de progression :

Phase 0 : $k \leq 0$, soit une hauteur de remblai maximale de 143 cm avec un déplacement en tête de mur de 0,3 cm.

Phase 1 : $0 \leq k \leq 0,18$, soit une hauteur de remblai maximale de 217 cm avec un déplacement en tête de mur de 0,7 cm.

On constate que les deux dernières mesures présentent un saut qui peut laisser penser qu'une troisième phase s'amorce.

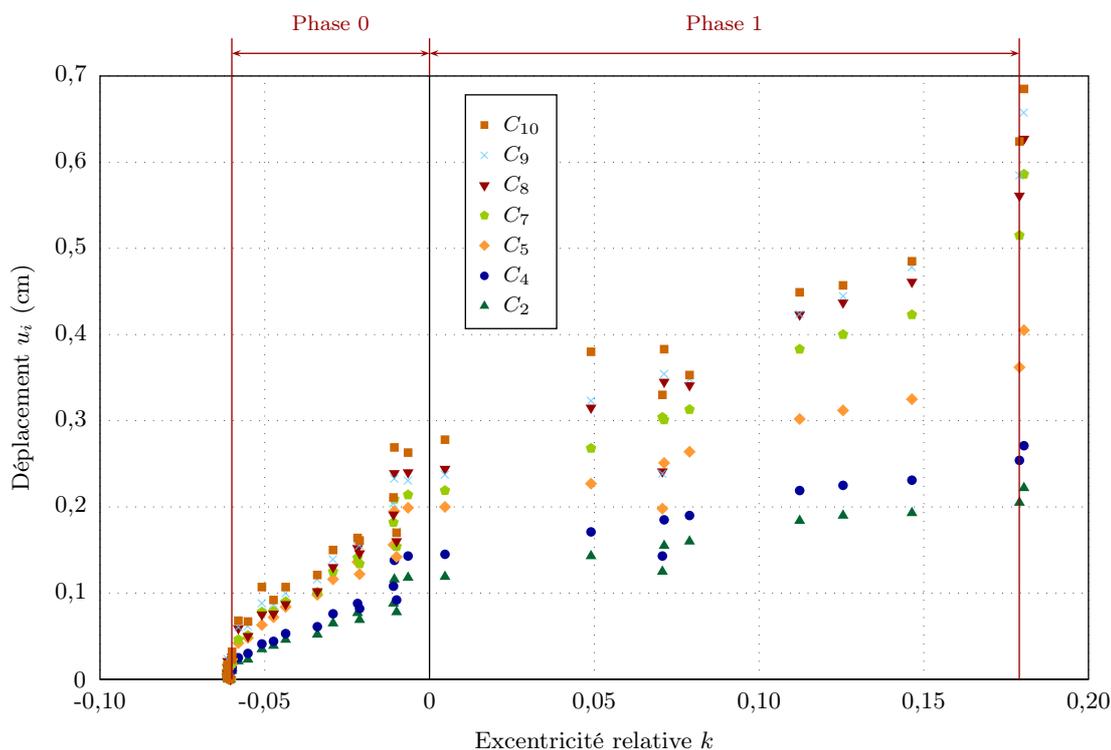


Figure 3.25 – Déplacement u_i des capteurs du mur C1g en fonction de l'excentricité relative k .

3.2.2.3 Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement

La donnée des déplacements des capteurs nous permet de représenter l'évolution des déplacements du mur dans l'espace (fig. 3.26) et nous permet d'apprécier le mode de déformation du mur. On voit ainsi que le mur reste globalement monolithique au début du chargement, même si les capteurs C_2 , C_4 et C_5 semblent légèrement décalés par rapport aux autres capteurs. On constate enfin qu'à $k = 0,18$ la déformation du mur est plus importante, semblant amorcer une phase où le mur ne pourra plus être considéré comme monolithique.

3.2.3 Analyse du mur C2s

Nous allons nous concentrer ici sur l'analyse du mur C2s. Le mur C2s est le deuxième mur qui a été expérimenté. C'est un mur « ingénieur » en schiste qui a été construit en même temps que le mur C1g sur le deuxième site d'expérimentation. Le test a conduit à la rupture du mur pour une hauteur de chargement 241 cm.

3.2.3.1 Observations, analyse photo et vidéo

On commence l'analyse de l'expérience C2s par l'étude des notes, des photos et des vidéos prises pendant l'expérience.

Cet essai s'est déroulé conformément à nos prévisions ; nous n'avons pas relevé de dysfonctionnement au cours de cette expérience. La ruine de l'ouvrage s'est produite sous l'effet du chargement de gravier.

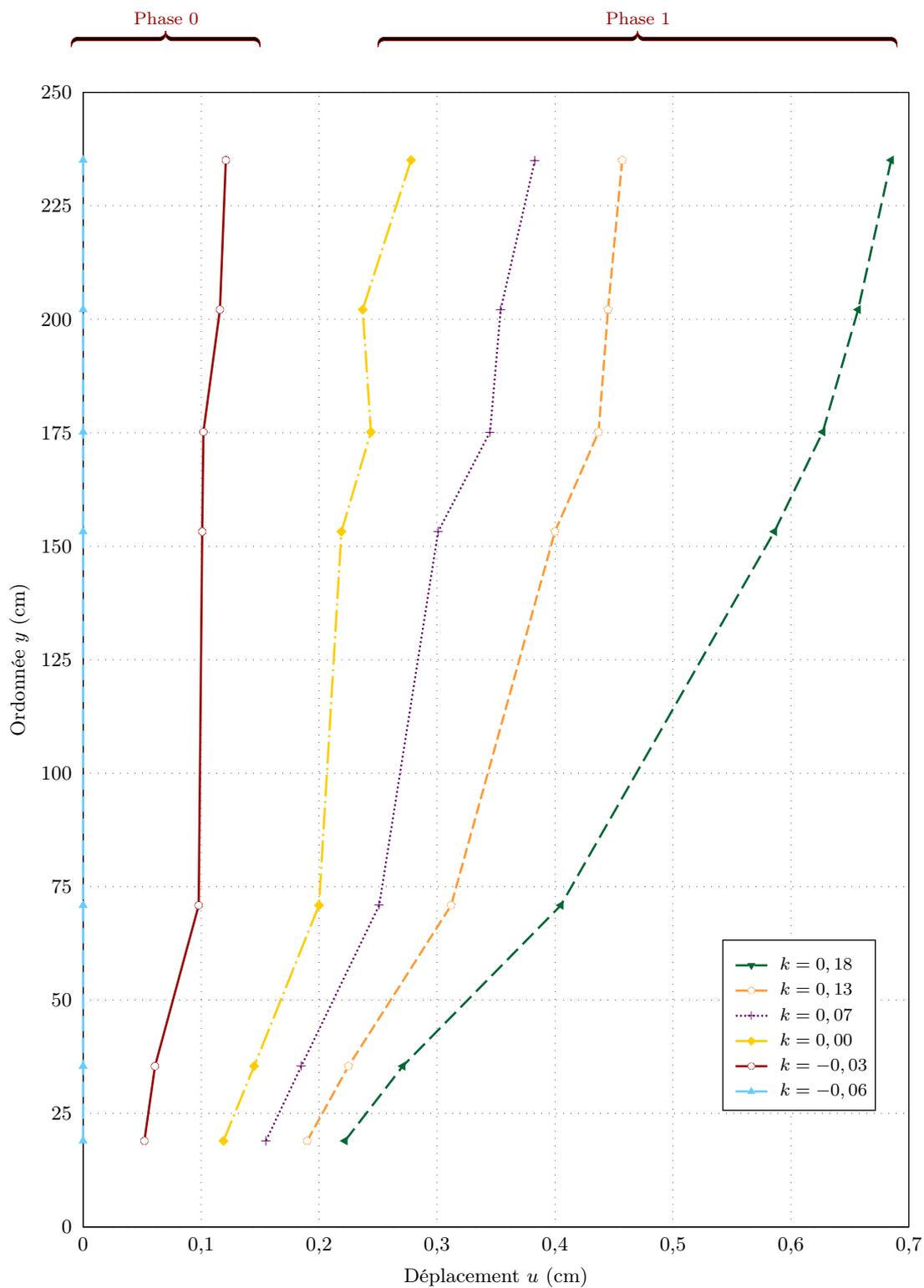


Figure 3.26 – Évolution des déplacements du mur C1g en fonction de l'excentricité relative k .



Figure 3.27 – Essai du mur C2s : préparation avant l’expérimentation (a) et chute du mur (b).

Les vidéos de l’expérience nous montrent ainsi que le mur a chuté selon un mécanisme mixte de cisaillement de la base du mur et de renversement autour de son pied. Ces observations seront confirmées par l’analyse des déplacements relevés par les capteurs. On remarque également qu’au-dessus de la bande de cisaillement, le mur est resté monolithique pendant la chute. La vidéo permet également de valider l’hypothèse de déformation plane.

Les photographies de la tranche du mur permettent de suivre l’évolution du profil du mur. On constate que le mur se renverse globalement autour de son pied mais que les pierres situées dans la bande de cisaillement à la base du mur subissent une rotation plus importante que celles du haut du mur. Cette observation concorde avec l’observation de Villemus (2004) d’une rotation interne des pierres. Néanmoins, Villemus a mesuré cet angle comme l’inclinaison du vecteur déplacement. Or, le vecteur déplacement intègre une composante de translation et une composante de rotation, que Villemus avait considérée comme nulle en supposant que le mouvement de rotation locale des pierres était achevé en fin d’essai. Dans cette étude, nous mesurerons cet angle de rotation interne à partir des photos de la tranche du mur. Nous retenons dans le cas du mur C2s un angle de rotation $\Theta = 2^\circ$.

À la fin de l’expérience, on procède à un relevé des portions de mur qui sont restées en place (fig. 3.28). On remarque ainsi que quatre lits en parement aval et cinq lits en parement amont n’ont pas basculé.

3.2.3.2 Déplacement des capteurs en fonction du temps

L’analyse des données fournies par les capteurs nous permet de retracer le déroulement de l’expérience.

Les données brutes fournies par le capteur C_{11} (fig. 3.30) nous montrent les étapes de chargement du mur. Les relevés sont effectués ponctuellement, à chaque couche de remblai. En référençant les moments correspondant aux arrêts de chargement (notés *Pause* sur le graphique), on peut avoir une indication sur la vitesse de chargement : on voit ici que le chargement est relativement régulier. On remarque également que le relevé s’arrête à $t = 112$ min, le capteur ayant été retiré par mesure de sécurité. Les relevés de chargement ont par la suite été effectués à l’aide d’un mètre.

À chaque couche de chargement, on mesure l’angle β que fait la surface du remblai



Figure 3.28 – Blocs restés en place après la chute du mur C2s (parement interne à droite).

avec l'horizontale. Nous pouvons remarquer (fig. 3.29) que cet angle est resté relativement constant au cours de l'essai, comme souhaité. On a ainsi $\beta = 31,7^\circ$ avec un écart type de $1,8^\circ$. Nous avons choisi de considérer β comme constant dans la suite de cette étude. On remarque que cet angle est inférieur à l'angle du talus naturel ($35,7^\circ$) que nous avons mesuré lors de nos essais sur matériaux et choisi pour notre dimensionnement.

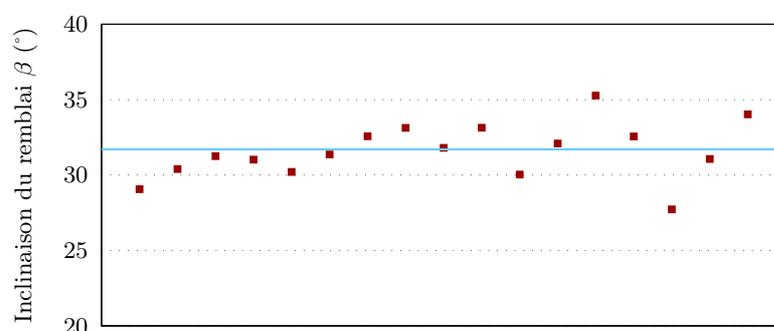


Figure 3.29 – Variation de l'angle d'inclinaison du remblai β à chaque mesure de chargement de l'expérience C2s.

Les données des capteurs C_2 à C_{10} (fig. 3.31) nous informent sur le déplacement des cibles fixées sur le profil du mur. Les mesures sont effectuées automatiquement par le système d'acquisition à un intervalle que l'on peut adapter en cours d'expérience : on évolue ici entre une mesure par minute en début d'expérience et une mesure toutes les 15 s avant la chute du mur. En repérant à nouveau les arrêts de chargement, on peut constater que le mur se déforme principalement lorsqu'il est en cours de chargement. Notons que les capteurs de déplacement du mur ont été maintenus jusqu'à la fin de l'essai.

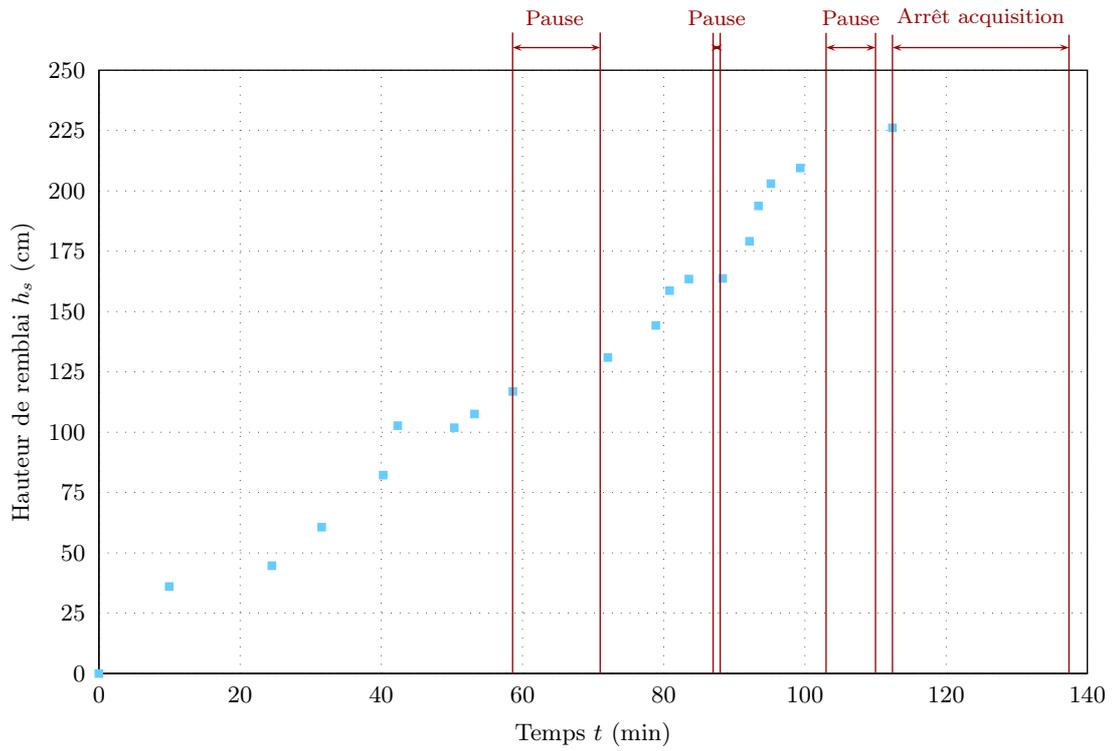


Figure 3.30 – Hauteur de remblai h_s de l'expérience C2s en fonction du temps t .

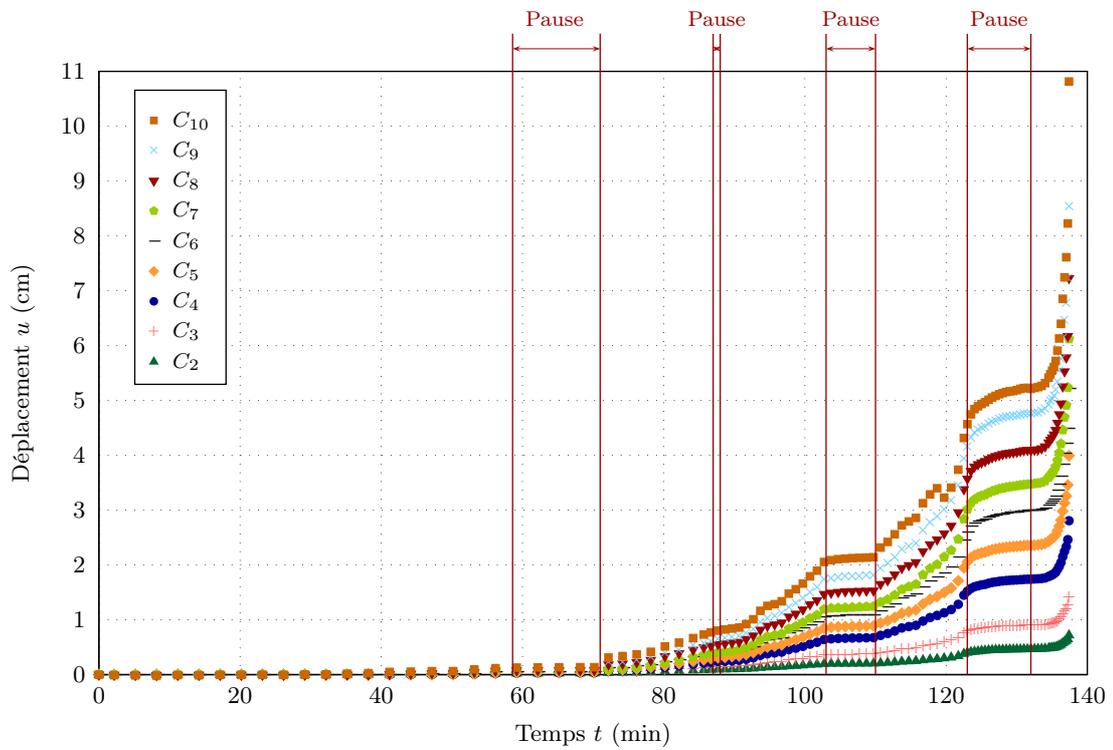


Figure 3.31 – Déplacement u_i des capteurs du mur C2s en fonction du temps t .

3.2.3.3 Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative

L'analyse des déplacements des capteurs en fonction de l'excentricité (fig. 3.32) nous montre que le mur subit de plus grands déplacements dans sa partie haute. On note également que tous les capteurs ont une allure comparable au fur et à mesure du chargement. Les déplacements des capteurs augmentent avec l'excentricité : on peut distinguer quatre phases correspondant chacune à un changement de pente des courbes.

Phase 0 : $k \leq 0$, soit une hauteur de remblai maximale de 131 cm avec un déplacement en tête de mur de 0,3 cm.

Phase 1 : $0 \leq k \leq 0,17$, soit une hauteur de remblai maximale de 203 cm avec un déplacement en tête de mur de 1,3 cm.

Phase 2 : $0,17 \leq k \leq 0,27$, soit une hauteur de remblai maximale de 230 cm avec un déplacement en tête de mur de 2,9 cm.

Phase 3 : $0,27 \leq k \leq 0,32$, soit une hauteur de remblai finale de 241 cm avec un déplacement en tête de mur de 10,8 cm.

On remarque que, lors des trois premières phases, les déplacements des capteurs sont faibles alors que dans la phase 3 le mur subit de grands déplacements ; on peut assimiler cette troisième phase à la rupture de l'ouvrage.

Le dernier relevé de mesure indique que la cible située sur le couronnement du mur s'est déplacée de près de 11 cm avant la ruine du mur.

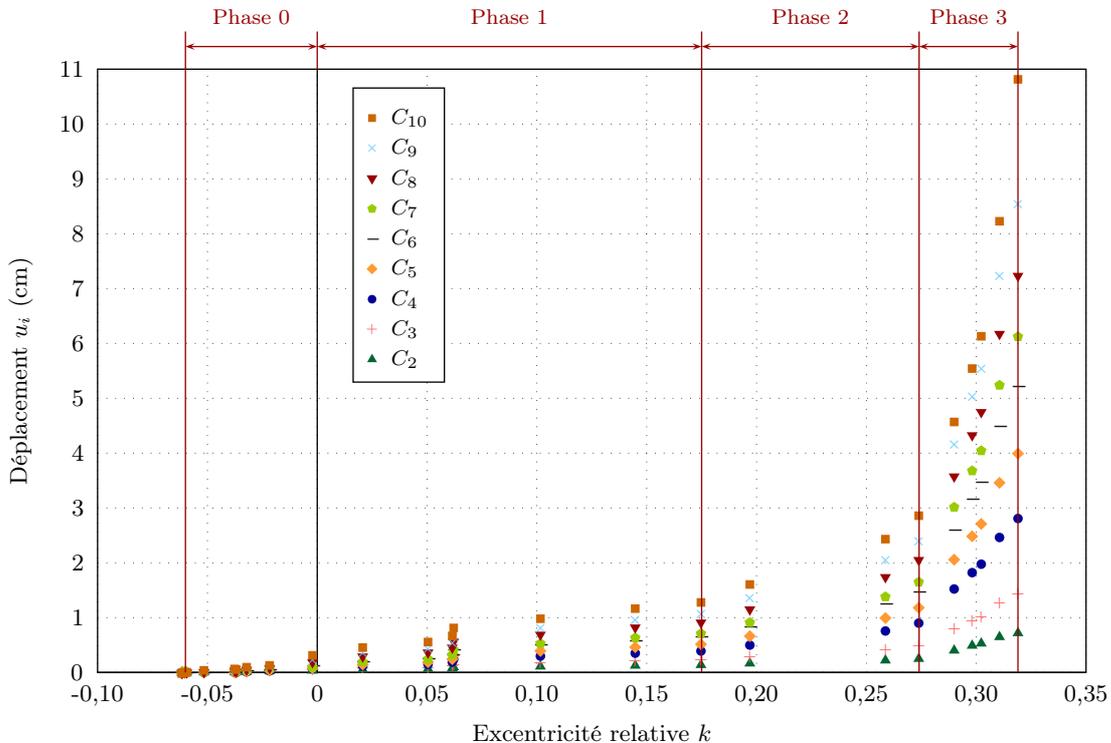


Figure 3.32 – Déplacement u_i des capteurs du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k .

3.2.3.4 Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement

En repérant chacun des capteurs du mur par sa position verticale, on peut suivre l'évolution des déplacements (fig. 3.33) et du profil (fig. 3.34) du mur au cours du chargement. Ce type de représentation nous permet d'apprécier les différences de progression entre la base (environ un tiers de la hauteur) et la partie haute du mur. On peut ainsi repérer les deux modes de rupture qui interviennent au cours du chargement (fig. 3.21) :

- la rotation globale du mur autour de son pied ;
- le cisaillement des lits de la base du mur.

On peut également repérer les quatre phases de déplacement mises en évidence précédemment (§ 3.2.3.3) et préciser leur description à la lumière des deux modes de rupture du mur :

Phase 0 : le mur est monolithique ; ses déplacements sont très faibles (inférieurs à 3 mm).

Phase 1 : le mur peut être considéré comme monolithique en première approximation ; une zone de cisaillement au niveau du pied du mur apparaît mais les déplacements restent assez faibles pour qu'on puisse considérer le mouvement du mur comme une rotation de corps rigide.

Phase 2 : le cisaillement n'est plus négligeable, le mur ne peut plus être considéré comme monolithique.

Phase 3 : le mur subit de grandes déformations (de l'ordre du centimètre), il est proche de la rupture.

Le principe de rupture du mur étant identifié, nous allons détailler les deux phénomènes qui interviennent.

3.2.3.5 Étude de la rotation d'ensemble du mur

Nous avons vu que le mur se déformait partiellement par rotation de l'ensemble du mur autour de son pied. On peut ainsi remarquer l'alignement des capteurs C_6 , C_8 et C_9 tout au long de l'expérience (fig. 3.33). Nous ne retiendrons pas le capteur C_7 qui semble présenter un léger décrochement en début d'essai ni le capteur C_{10} qui perd son alignement au cours de la phase 3.

Nous proposons donc trois mesures de l'angle de rotation :

- $\theta_{6/8}$ calculé à partir des capteurs C_6 et C_8 ;
- $\theta_{6/9}$ calculé à partir des capteurs C_6 et C_9 ;
- $\theta_{8/9}$ calculé à partir des capteurs C_8 et C_9 ;

En traçant θ en fonction de k (fig. 3.35), on remarque que, quels que soient les capteurs de référence choisis, l'angle de rotation du mur est sensiblement le même. Cet angle augmente linéairement au cours des phases 0 à 2 puis à $k = 0,27$ il forme un palier vertical jusqu'à la chute du mur par renversement. Ce comportement nous amène à penser que la phase 3 correspond à la ruine du mur par renversement. Dans cette étude, nous retiendrons $\theta_{6/9}$ comme valeur de référence.

3.2.3.6 Étude du cisaillement de la base du mur

Nous avons vu qu'à la rotation globale s'ajoutait un mouvement de cisaillement sur une hauteur de 80 cm à partir du pied du mur. On caractérise le cisaillement du joint i en étudiant

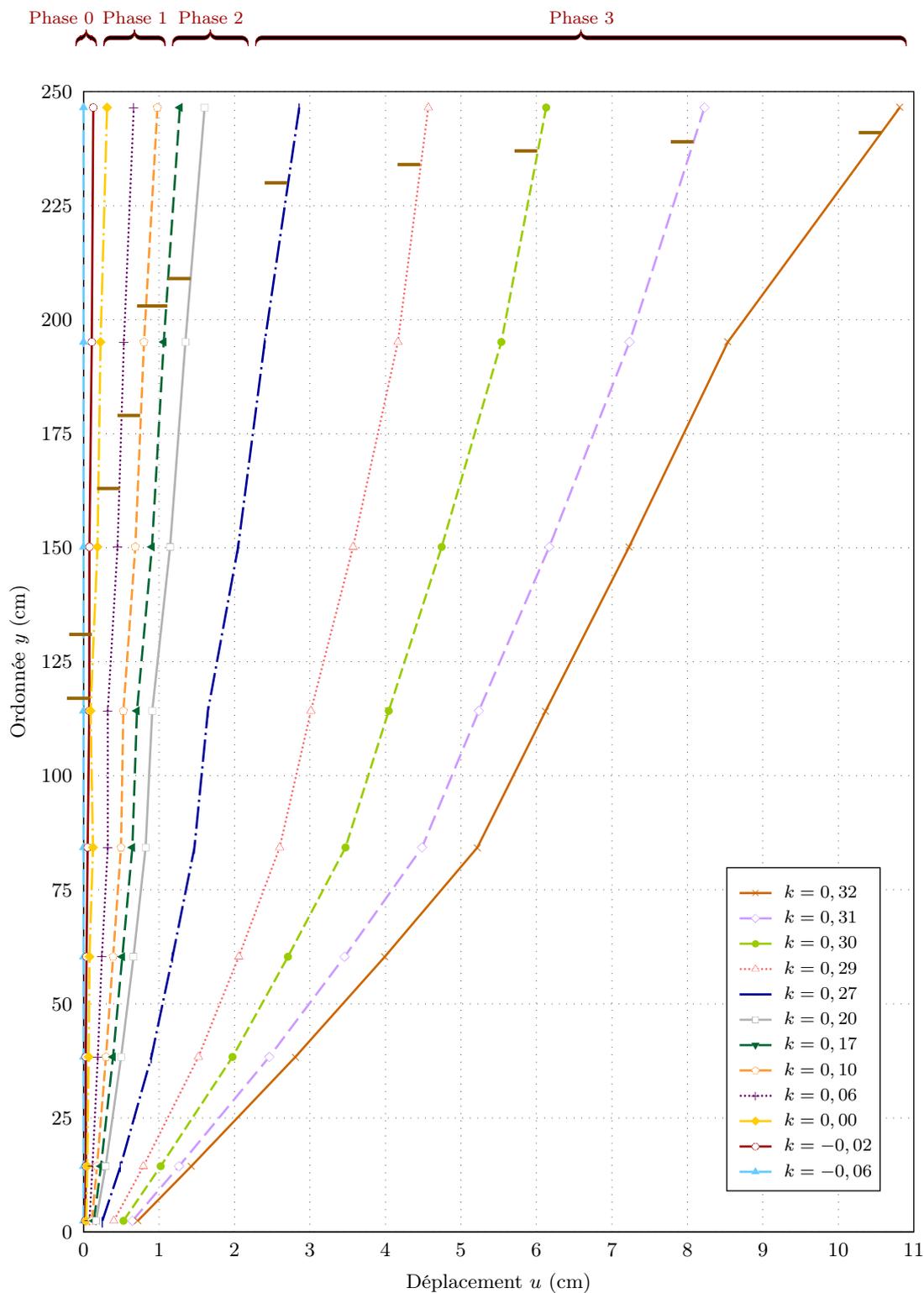


Figure 3.33 – Évolution des déplacements du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k (la hauteur de remblai correspondante est précisée par un trait horizontal).

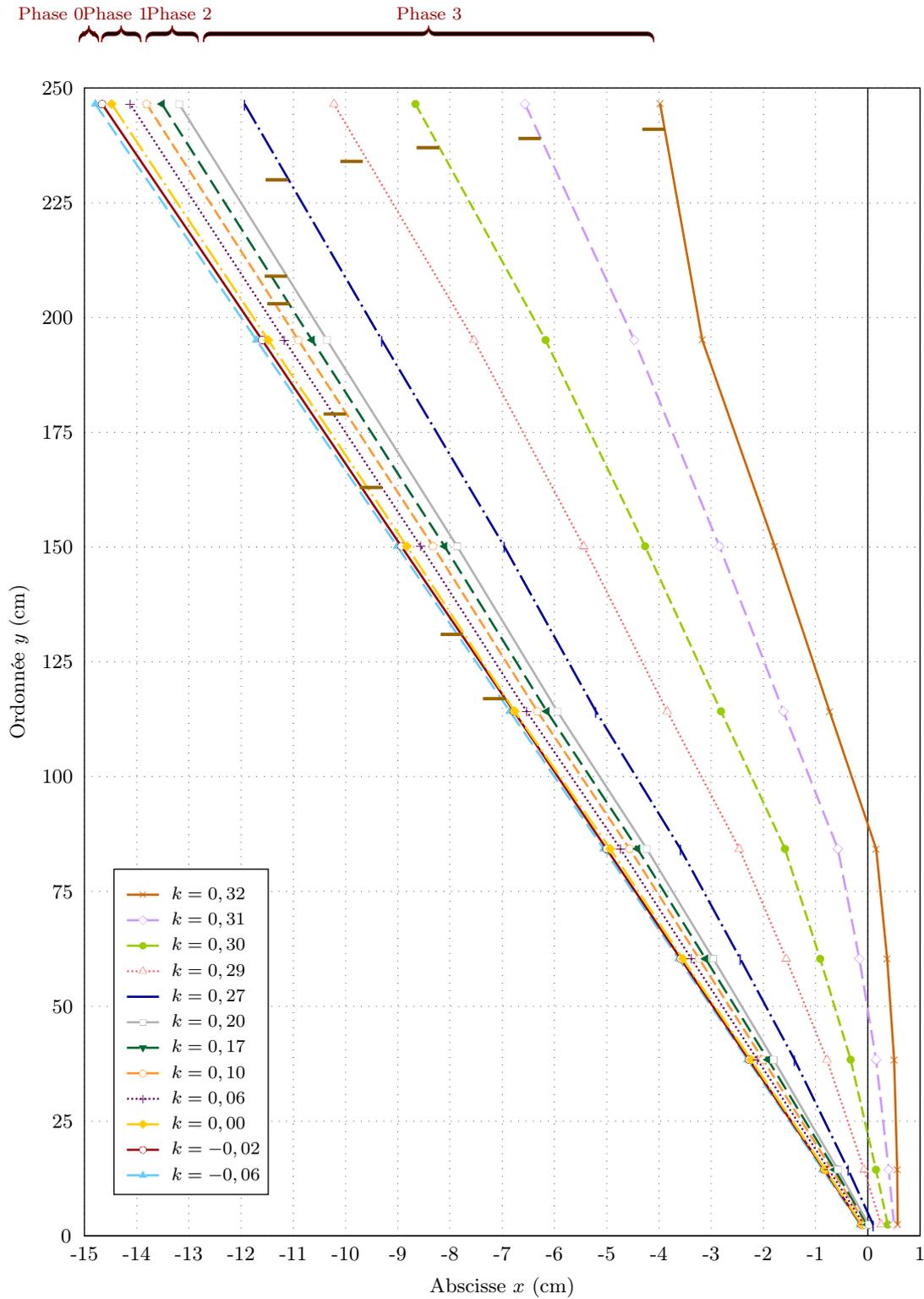


Figure 3.34 – Évolution du profil du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k (la hauteur de remblai correspondante est précisée par un trait horizontal).

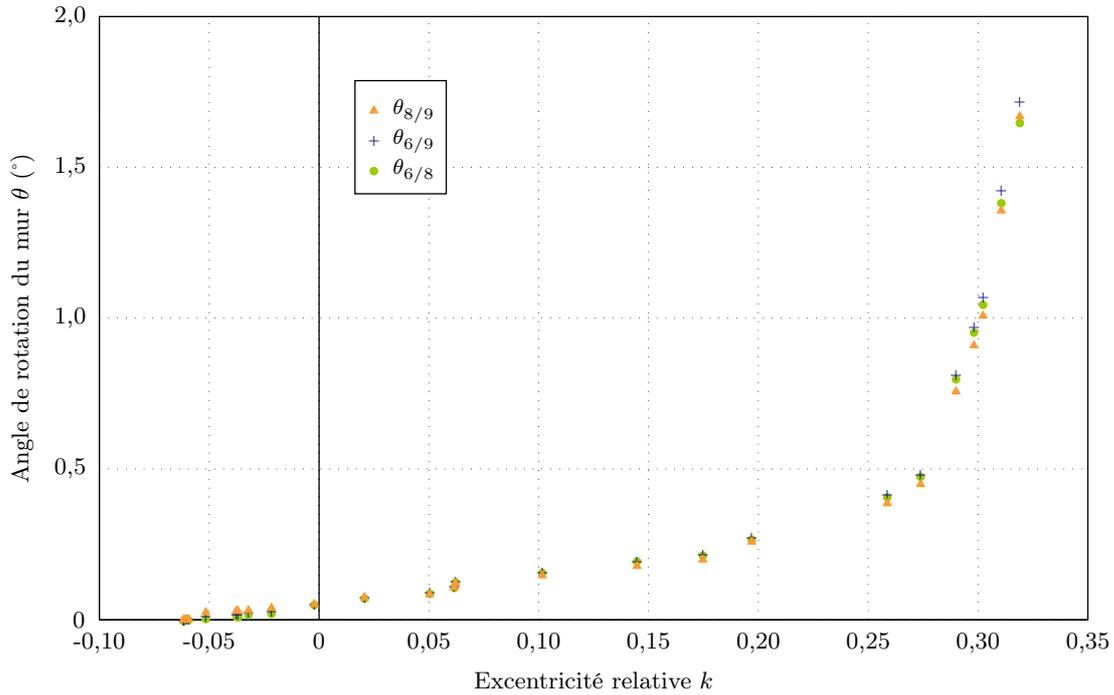


Figure 3.35 – Angle de rotation θ du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k .

l'évolution du rapport efforts tangentiels/efforts normaux en fonction du déplacement du lit de pierres situé au-dessus du joint par rapport à celui situé en dessous.

L'étude des déplacements et du profil du mur nous a amenés à nous concentrer sur le cisaillement des lits situés dans le tiers inférieur du mur. Nous avons ainsi étudié les joints directement situés au-dessus des capteurs de déplacement C_2 à C_6 , ainsi que la fondation. On numérote de 1 à 6 les joints étudiés, 1 correspondant à la fondation et $i \in \llbracket 2, 6 \rrbracket$ désignant les joints situés au-dessus du capteur C_i (fig. 3.36).

Le graphique de T/N en fonction des déplacements relatifs des lits de pierre (fig. 3.37) nous montre que les joints 1 à 6 subissent une rupture en cisaillement qui se manifeste par l'apparition d'un palier en T/N . On constate néanmoins que les déplacements maximaux des deux premiers joints sont inférieurs à ceux des joints 3 à 6, ce qui confirme notre hypothèse de déplacement rotation/cisaillement combiné.

Nous avons donc choisi de nous concentrer sur le cisaillement en retirant les déplacements induits par la rotation globale du mur. Le graphique des déplacements corrigés (fig. 3.38) présente le même phénomène de palier mais les déplacements maximaux des joints 1 à 5 sont cette fois-ci du même ordre (entre 4 et 6 mm). Pour le joint 6, on constate que les déplacements relatifs sont très faibles (inférieurs à 1 mm en valeur absolue). On en déduit que le joint 6 ne présente pas de rupture en cisaillement.

Sur les joints 1 et 2, le palier de cisaillement est atteint pour :

$$T/N = 0,30 \quad \Leftrightarrow \quad \varphi = 16,7^\circ \quad (3.21)$$

On constate que cet angle est très inférieur à l'angle de frottement bloc sur bloc mesuré par des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ($\varphi = 25^\circ$). Cet écart peut s'expliquer par le phénomène de rotation interne des blocs caractéristique des murs en maçonnerie de pierre

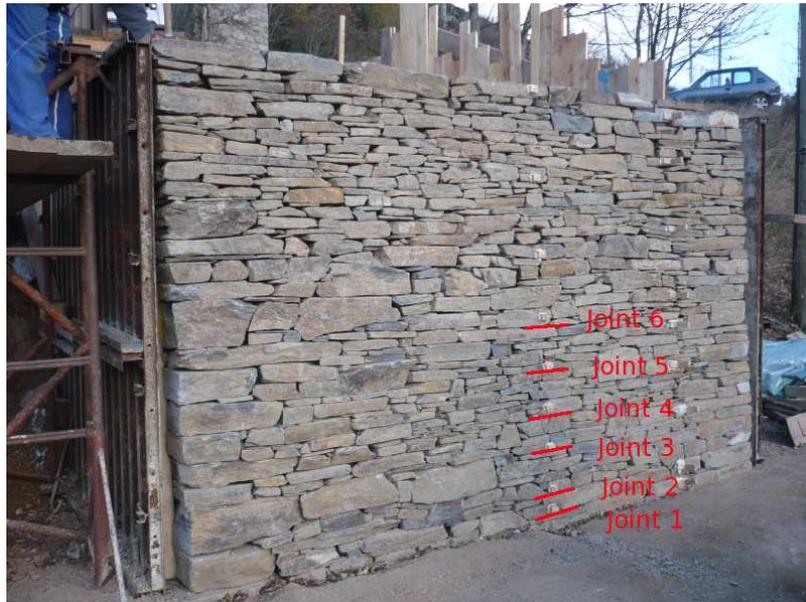


Figure 3.36 – Identification des joints 1 à 6 du mur C2s.

sèche. Nous avons mesuré un angle de rotation interne $\Theta = 2^\circ$ à la fin de l'expérience, auquel on peut ajouter l'angle de rotation du mur variant entre $0,5$ et 2° en phase 3 de déformation du mur. Pour les joints 3 à 5 on observe également un palier de cisaillement mais pour un rapport T/N plus faible. Ces résultats nous indiquent que l'angle de frottement à considérer lors du dimensionnement des murs en pierre sèche est inférieur à celui que l'on peut mesurer à la boîte de Casagrande.

3.2.4 Analyse du mur C3s

Cette partie est consacrée à l'analyse du mur C3s. Le mur C3s débute notre seconde campagne expérimentale qui s'est déroulée en avril-mai 2008. L'objet de cette deuxième série d'expériences était d'évaluer l'influence du mode de construction sur les caractéristiques physiques et mécaniques des murs en pierre sèche. Nous avons également profité de ces essais pour augmenter l'inclinaison des assises du mur afin de renforcer sa stabilité au glissement. Le mur C3s est donc un mur « paysan » en schiste dont les premiers lits font un angle de $9,1^\circ$ avec l'horizontale.

3.2.4.1 Observations, analyse photo et vidéo

Le mur C3s est le premier mur paysan que nous avons testé. Pour cette deuxième série d'expériences, nous avons augmenté l'inclinaison des assises à la base du mur pour minimiser le glissement des premiers lits de pierre ; à partir de 50 cm de hauteur du mur, les lits sont progressivement ramenés à une inclinaison perpendiculaire au fruit du mur (fig. 3.40). La largeur du mur a été augmentée de 10 cm pour faciliter la construction et renforcer la stabilité d'un mur dont on a supposé qu'il devait avoir un plus grand indice des vides que les murs ingénieurs. L'expérience a montré que le mur était plus résistant que prévu sous la combinaison de deux facteurs :

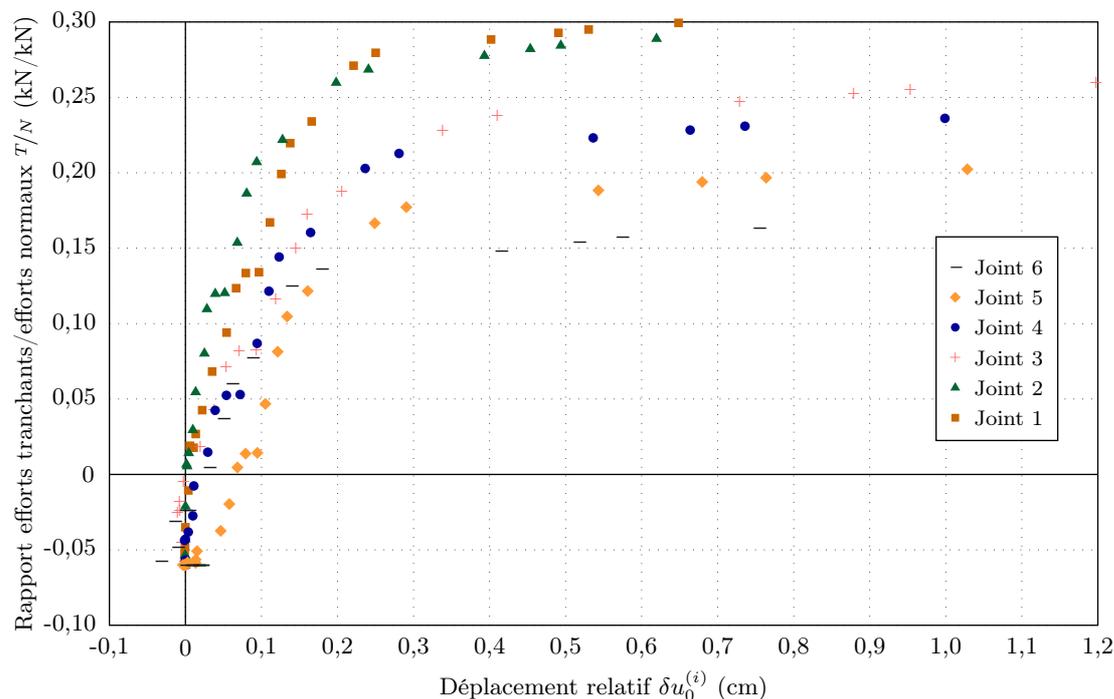


Figure 3.37 – Cisaillement des joints à la base du mur C2s : rapport des efforts tranchants/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs des lits de pierre $\delta u_0^{(i)}$.

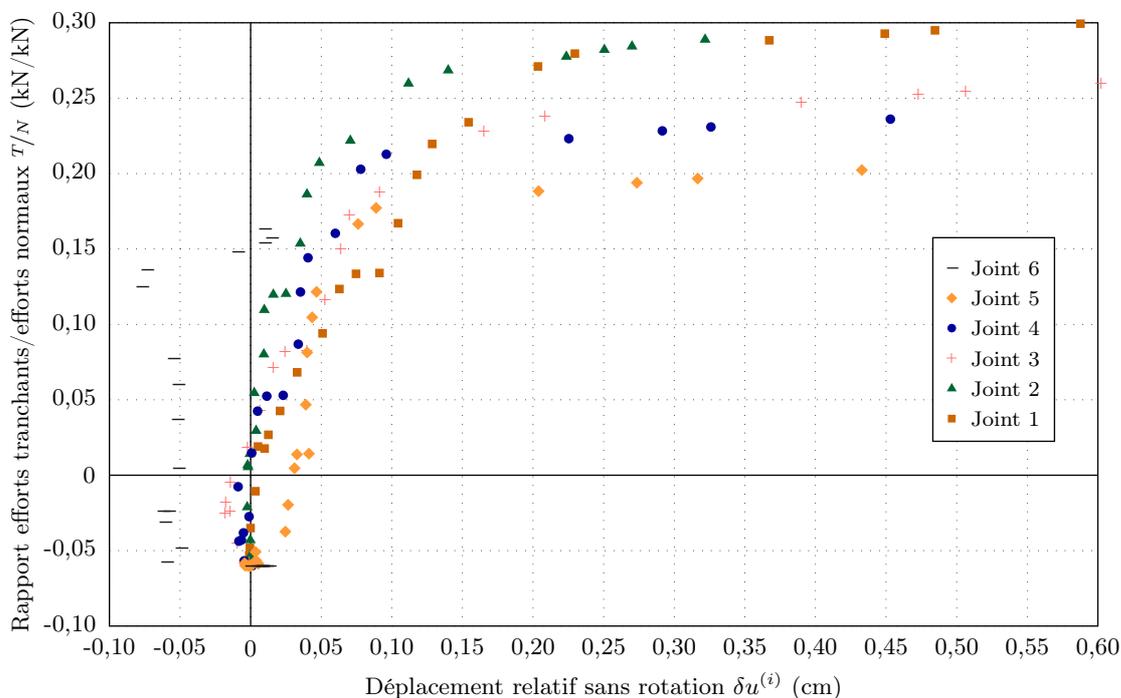


Figure 3.38 – Cisaillement des joints à la base du mur C2s tenant compte de la rotation du mur : rapport des efforts tranchants/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs sans rotation des lits de pierre $\delta u^{(i)}$.



Figure 3.39 – Essai du mur C3s : préparation avant l'expérimentation (a) et chute du mur (b).

- la forte inclinaison des assises à la base qui freine le glissement et la rotation des pierres;
- l'indice des vides qui s'est révélé égal à celui des murs ingénieurs.



Figure 3.40 – Redressement progressif de l'inclinaison des assises du mur C3s de 9 à 4°.

L'analyse de cette deuxième série d'expériences doit tenir compte de la dégradation du sol de remblai : en effet, le gravier a été déplacé pour être stocké pendant les quatre mois séparant les deux campagnes expérimentales puis ramené au site expérimental. Ces opérations ont entraîné une pollution du gravier par le sol du site expérimental qui peut légèrement altérer ses caractéristiques mécaniques.

Sur cet essai, nous avons également rencontré, dans une moindre mesure, le problème que nous avons connu lors de la première expérience à savoir le blocage des pierres du chaînage latéral sur le coffrage. Ce problème n'étant intervenu qu'à la fin de l'expérience, il n'empêche pas l'analyse des données mais il peut expliquer la forte résistance du mur à la fin de l'essai.

Nous avons chargé le mur C3s au-delà de son couronnement en ajoutant des coffrages en bois au dessus du remblai. Il faudra prendre en compte la différence d'angle de frottement sol/structure au moment de l'analyse. Nous avons finalement amené le mur à la rupture en créant des vibrations sur les coffrages latéraux jusqu'à son renversement. Nous avons choisi

de limiter l'analyse des résultats expérimentaux au chargement par remblai : on ne tiendra pas compte de l'influence des vibrations sur la stabilité du mur, ces vibrations n'ayant été créées que pour amener le mur à la rupture effective.

Les vidéos montrent que le mur s'est renversé autour du quatrième lit de pierres, à l'endroit où l'inclinaison des assises diminue. On remarque également que, malgré les problèmes que nous avons rencontrés, les hypothèses de monolithisme et de déformation plane sont toujours bien vérifiées sur cette expérience.

Les photographies de la tranche du mur permettent de mesurer la rotation du mur ainsi que celle des pierres situées à la base du mur. Nous retiendrons ici un angle de rotation des pierres $\Theta = 2^\circ$ à la fin de l'expérience.

L'analyse des portions de mur restées sur la fondation à la fin de l'expérience nous permet de voir que les quatre premiers lits du parement aval et les six premiers lits du parement amont ne se sont pas complètement renversés.

3.2.4.2 Déplacement des capteurs en fonction du temps

Nous faisons figurer en annexe D.2 le graphique des capteurs C_2 à C_{10} en fonction du temps en repérant les arrêts de chargement. On peut noter une forte augmentation des déplacements à la fin de l'expérience ($t \geq 210$ min) qui correspond aux vibrations portées sur le coffrage pour provoquer sa chute. Avant la sollicitation par vibrations, le mur s'est déplacé de 8 cm en tête.

Nous présentons également dans cette annexe le graphique de la hauteur de remblai en fonction du temps qui révèle que le chargement a été régulier au cours de l'expérience. La mesure de l'inclinaison de la surface du remblai β nous montre que cet angle est resté constant : on retiendra $\beta = 32,6^\circ$ (écart type $1,3^\circ$). On peut constater que cet angle est plus grand que celui mesuré lors de l'expérience C2s ($\beta = 31,7 \pm 1,8^\circ$). Cet écart peut être dû à la dégradation du remblai au cours des expériences : le sol du site expérimental se mélange avec le gravier augmentant son pourcentage de fine et sa sensibilité à l'eau.

3.2.4.3 Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative

Les déplacements des capteurs en fonction de l'excentricité relative du mur montrent que le mur C3s se comporte de la même façon que le mur C2s : les déplacements sont plus importants sur la partie haute du mur. On distingue également les quatre phases de déplacement des capteurs mises en évidence dans la section 3.2.3.3 qui correspondent aux quatre pentes de progression des capteurs. On délimite les phases comme suit :

Phase 0 : $k \leq 0$, soit une hauteur de remblai maximale de 142 cm avec un déplacement en tête de mur de 0,0 cm.

Phase 1 : $0 \leq k \leq 0,16$, soit une hauteur de remblai maximale de 216 cm avec un déplacement en tête de mur de 1,3 cm.

Phase 2 : $0,16 \leq k \leq 0,29$, soit une hauteur de remblai maximale de 259 cm avec un déplacement en tête de mur de 3,2 cm.

Phase 3 : $0,29 \leq k \leq 0,42$, soit une hauteur de remblai finale de 296 cm avec un déplacement en tête de mur de 22,2 cm.

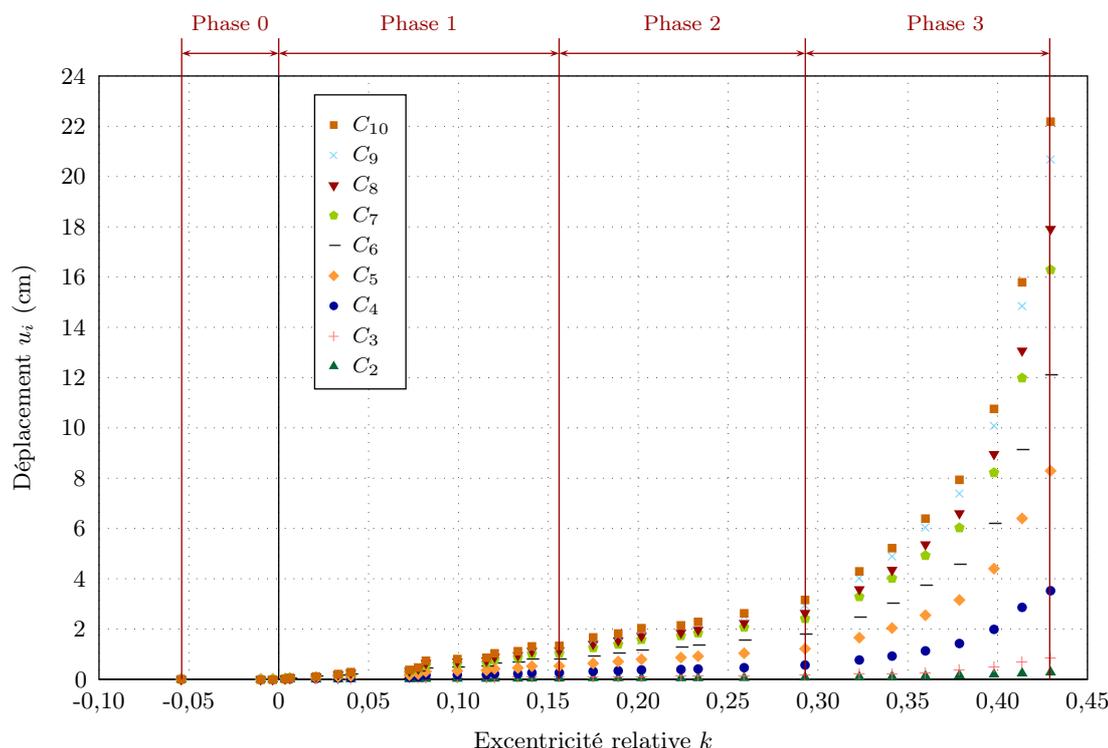


Figure 3.41 – Déplacement u_i des capteurs du mur C3s en fonction de l'excentricité relative k .

3.2.4.4 Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement

La représentation des déplacements du mur (ou du profil du mur, présenté dans l'annexe D.2) permet de repérer les mécanismes de rupture du mur (fig. 3.42) : la rotation globale du mur et le cisaillement de la base. On constate toutefois une différence notable avec le mur C2s puisque les capteurs C_2 et C_3 ne subissent que peu de déplacements : ce phénomène s'explique par la forte inclinaison des lits de pierre ($\alpha = 9^\circ$) portant ces capteurs. Le cisaillement de la base du mur s'opère quant à lui entre les capteurs C_3 et C_6 , dans une partie du mur où l'inclinaison des lits diminue (de 9° à 4°). Pour les lits de pierre portant les capteurs C_2 et C_3 , on considérera que le mur subit un cisaillement moins marqué.

On remarque qu'on peut de nouveau relier les quatre phases de déplacement du mur à leur conséquence en terme de déformation du profil (cf. § 3.2.3.3).

3.2.4.5 Étude de la rotation d'ensemble du mur

On mesure l'angle de rotation du mur à partir des capteurs C_7 , C_8 et C_9 et C_{10} qui sont alignés tout au long de l'expérience (fig. 3.42). On remarque que les trois angles $\theta_{7/10}$, $\theta_{8/10}$ et $\theta_{9/10}$ de rotation qui en découlent sont sensiblement identiques (fig. 3.44) ; pour la suite de cette étude, nous retiendrons $\theta_{7/10}$ comme valeur de référence.

On remarque que, comme pour le mur C2s, l'angle de rotation du mur progresse linéairement pour $k \leq 0,29$. À $k = 0,29$, θ augmente très rapidement. De plus, la valeur de θ à la fin de l'expérience est bien supérieure à celle du mur C2s. Ceci montre qu'à la fin du chargement, le mur ne s'est pas renversé complètement. Cette remarque est justifiée si on

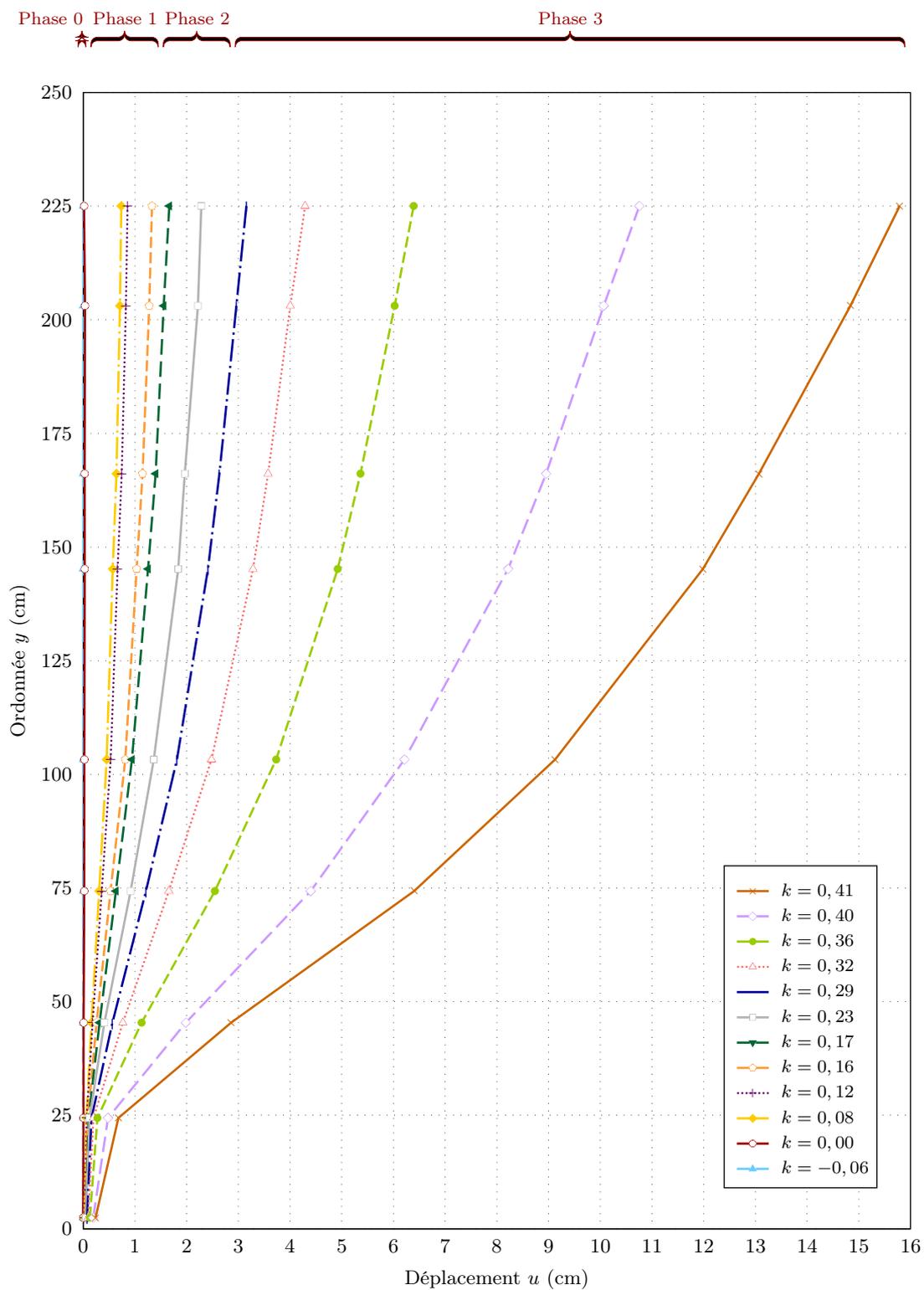


Figure 3.42 – Évolution des déplacements du mur C3s en fonction de l'excentricité relative k .

considère que le mur C3s est sur-dimensionné et qu'il a de plus été bloqué dans sa chute par le coffrage à la fin de l'expérience.

3.2.4.6 Étude du cisaillement de la base du mur

Le mur C3s subit, en plus d'une rotation globale autour de son pied, un cisaillement des lits de pierre situés dans le tiers inférieur du mur (capteurs C_4 à C_6). Les pierres portant les capteurs C_2 et C_3 sont elles aussi sujettes au phénomène de cisaillement mais ce cisaillement est freiné par leur forte inclinaison. Nous étudions le cisaillement des différents lits de pierre en traçant l'évolution du rapport efforts tangentiels/efforts normaux en fonction du déplacement relatif des lits de pierre. Nous avons étudié les joints 1 à 7, le joint 1 correspondant à la fondation et les joints i ($i = 2 \dots 7$) aux joints situés au-dessus du capteur C_i (fig. 3.43). Nous avons retenu une inclinaison de 9° sur les deux premiers lits, 6° pour les lits 3 et 4 et enfin $4,5^\circ$ pour les lits suivants. Nous avons également décidé de retirer le déplacement lié à la rotation du mur pour nous concentrer sur le cisaillement pur.

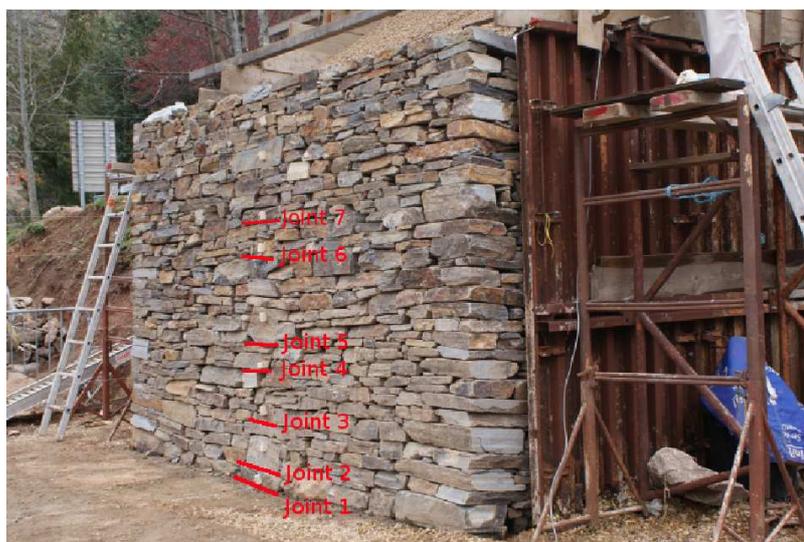


Figure 3.43 – Identification des joints 1 à 7 du mur C3s.

Le graphique 3.45 nous montre que le joint 1 a un déplacement très faible (inférieur à 1 mm). Pour le joint 2, les déplacements enregistrés sont négatifs car le joint 2 subit un cisaillement et une rotation plus faibles que ceux du reste du mur. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que le capteur C_3 est disposé sur une boutisse (pierre traversant le mur) qui s'étend sur deux lits de pierre. Le volume de cette pierre freine donc ses déplacements en rotation comme en cisaillement : ceci nous confirme le rôle structurant des pierres de bâti (boutisse, carreau) dans la construction en pierre sèche. On considérera que sur les joints 1 et 2, il n'y a pas de rupture en cisaillement. Les déplacements du joint 7 sont quasi-nuls indiquant qu'à partir de ce joint, le mur est en rotation pure.

Pour les joints 3 à 6, un palier de cisaillement se forme :

$$T/N = 0,32 \quad \Leftrightarrow \quad \varphi = 17,7^\circ \quad (3.22)$$

Cet angle est très inférieur à celui mesuré à la boîte de Casagrande ($\varphi = 25^\circ$) mais il est comparable à celui fourni par le test du mur C2s ($\varphi = 16,7^\circ$). On remarque ainsi que, malgré les différences de géométrie entre les murs C2s et C3s, l'angle de frottement des lits est sensiblement le même. La différence entre les deux mesures peut être attribuée au problème de frottement du mur contre les coffrages qui peut induire une légère surestimation de l'angle φ . Ces résultats confirment néanmoins que l'angle de frottement à considérer lors du dimensionnement d'un mur en pierre sèche en cisaillement est inférieur à celui mesuré par un essai à la boîte de Casagrande.

Ces essais montrent que l'inclinaison des assises a une forte influence sur le cisaillement des lits de pierre. On constate que les deux premiers joints, qui sont inclinés de 9° , n'ont pas rompu en cisaillement. Le problème s'est reporté sur les joints suivants, moins inclinés, jusqu'à la moitié du mur. On remarque enfin que les joints ont subi de plus grands déplacements que ceux du mur C2s.

3.2.5 Analyse du mur C4c

Le dernier mur testé est le mur C4c : c'est un mur « paysan » en calcaire qui fait partie de la seconde campagne expérimentale et qui a été testé en mai 2008.

3.2.5.1 Observations, analyse photo et vidéo

Compte tenu de la stabilité du mur C3s, nous avons diminué la largeur du mur C4c que nous avons fixée à $l = 50$ cm. Nous avons maintenu les autres paramètres géométriques et notamment l'inclinaison des assises.

Nous avons chargé le mur C4c au-delà de ses 2,50 m de hauteur en ajoutant des coffrages en bois au dessus du remblai. Nous avons de nouveau sollicité le mur par des vibrations sur les coffrages latéraux pour déclencher sa chute : les vibrations ont provoqué la rupture d'un des coffrages en bois qui a entraîné la chute du mur. Ce mode de rupture a induit un léger mouvement de torsion du mur lors de son renversement, mais on peut considérer que les blocs du mur sont restés solidaires au moment de la chute.

On mesure l'angle de rotation du mur et des pierres situées à la base du mur à partir des photographies de la tranche du mur. Nous disposons pour cette expérience d'un appareil photo numérique qui nous permet d'obtenir une meilleure précision. Nous évaluons ici la rotation du mur $\theta = 3^\circ$ à la fin de l'expérience lorsque les pierres ont pivoté de 2 à 3° supplémentaires (fig. 3.47). Nous retiendrons un angle de rotation des pierres $\Theta = 3^\circ$.

À la fin de l'expérience, après avoir retiré le remblai, on constate qu'il reste en place trois lits de pierre du parement aval et cinq lits de pierre du parement amont. L'observation du parement amont montre que ces cinq lits de pierre, d'une hauteur de 70 cm environ, ont glissé les uns sur les autres sur une distance totale de 10 cm.

3.2.5.2 Déplacement des capteurs en fonction du temps

L'analyse des déplacements des capteurs en fonction du temps (graphique en annexe D.3) nous montre une phase de très faibles déplacements jusqu'à la 60^e minute de chargement suivi d'une progression régulière jusqu'à la 95^e minute. On voit enfin qu'à la 108^e minute, le mur a subi un très fort déplacement qui n'a pourtant pas conduit à sa chute : nous estimons

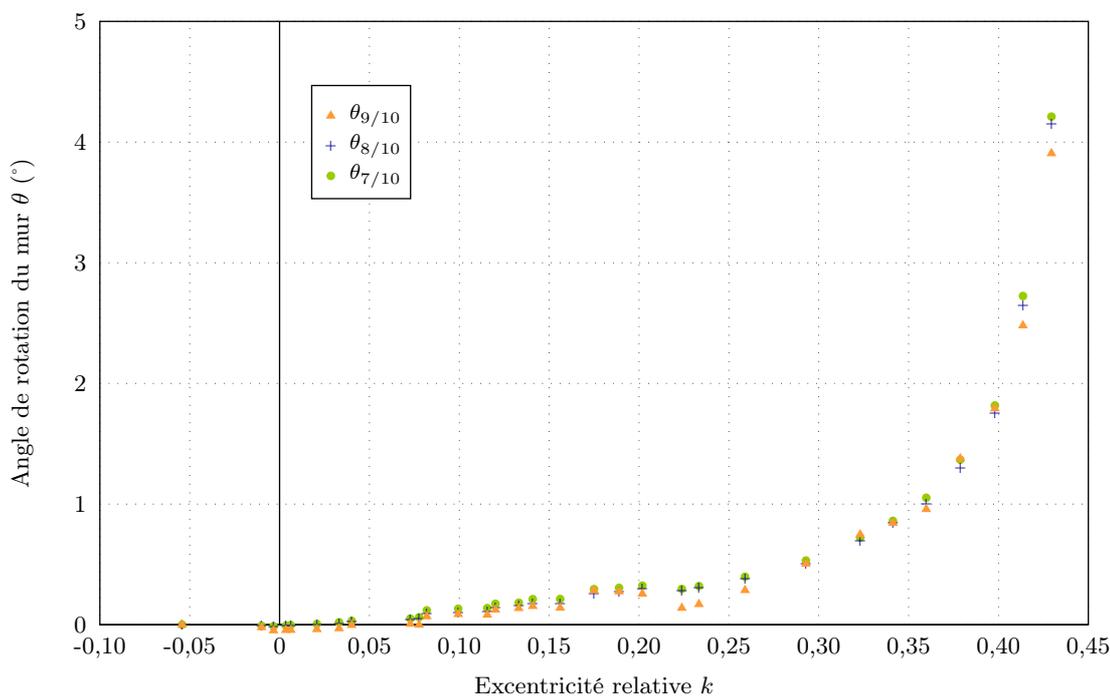


Figure 3.44 – Angle de rotation du mur θ en fonction de l'excentricité relative k .

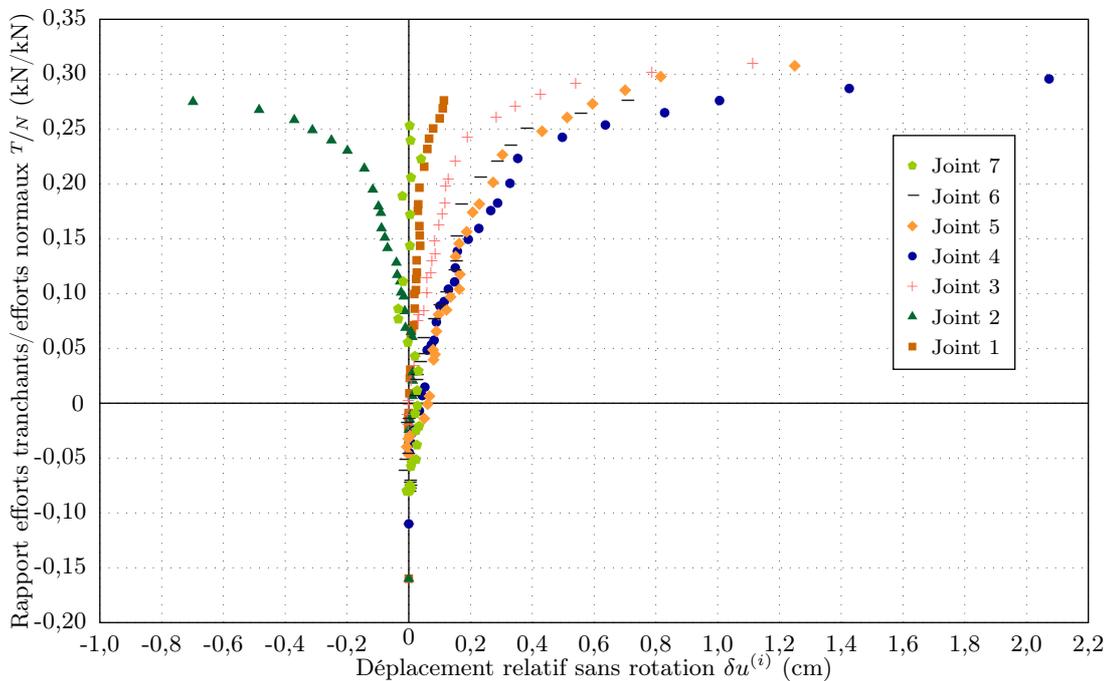


Figure 3.45 – Cisaillement des joints à la base du mur C3s tenant compte de la rotation du mur : rapport des efforts tranchants/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs sans rotation des lits de pierre $\delta u^{(i)}$.



Figure 3.46 – Essai du mur C4c : préparation avant l'expérimentation (a) et chute du mur (b).

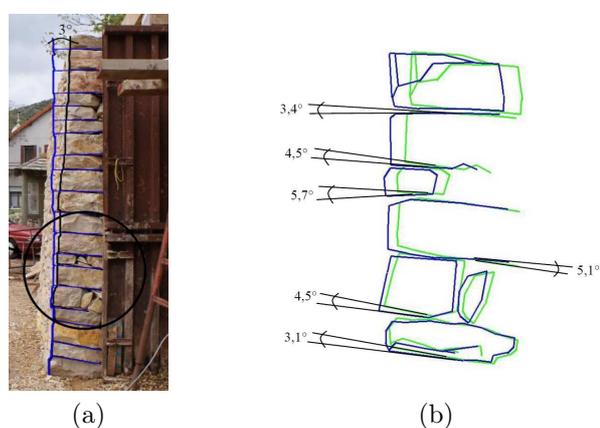


Figure 3.47 – Mesure de la rotation du mur C4c (a) et de la rotation des blocs de la base du mur (b) à partir des photos numériques de la tranche du mur.

que la ruine du mur est effective à ce moment. Après la 110^e minute, les déplacements enregistrés sont dus aux sollicitations par vibration qui ont conduit à la chute du mur.

L'étude de la hauteur de remblai en fonction du temps nous indique que le chargement a été régulier : on peut estimer la vitesse de chargement à 4 cm/min. L'inclinaison de la surface du remblai β est restée constante au cours de l'expérience avec une moyenne $\beta = 34,9^\circ$ pour un écart type de $0,8^\circ$. On peut constater que cet angle augmente encore par rapport à l'expérience précédente (cf. § 3.2.4.2).

3.2.5.3 Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative

Les courbes représentant le déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité présentent la même allure que celles des murs C2s et C3s. On distingue de nouveau les quatre phases de progression du mur avec :

Phase 0 : $k \leq 0$, soit une hauteur de remblai maximale de 148 cm avec un déplacement en tête de mur de 0,1 cm.

Phase 1 : $0 \leq k \leq 0,18$, soit une hauteur de remblai maximale de 209 cm avec un déplacement en tête de mur de 0,4 cm.

Phase 2 : $0,18 \leq k \leq 0,34$, soit une hauteur de remblai maximale de 255 cm avec un déplacement en tête de mur de 1,5 cm.

Phase 3 : $0,34 \leq k \leq 0,51$, soit une hauteur de remblai finale de 295 cm avec un déplacement en tête de mur de 9,0 cm.

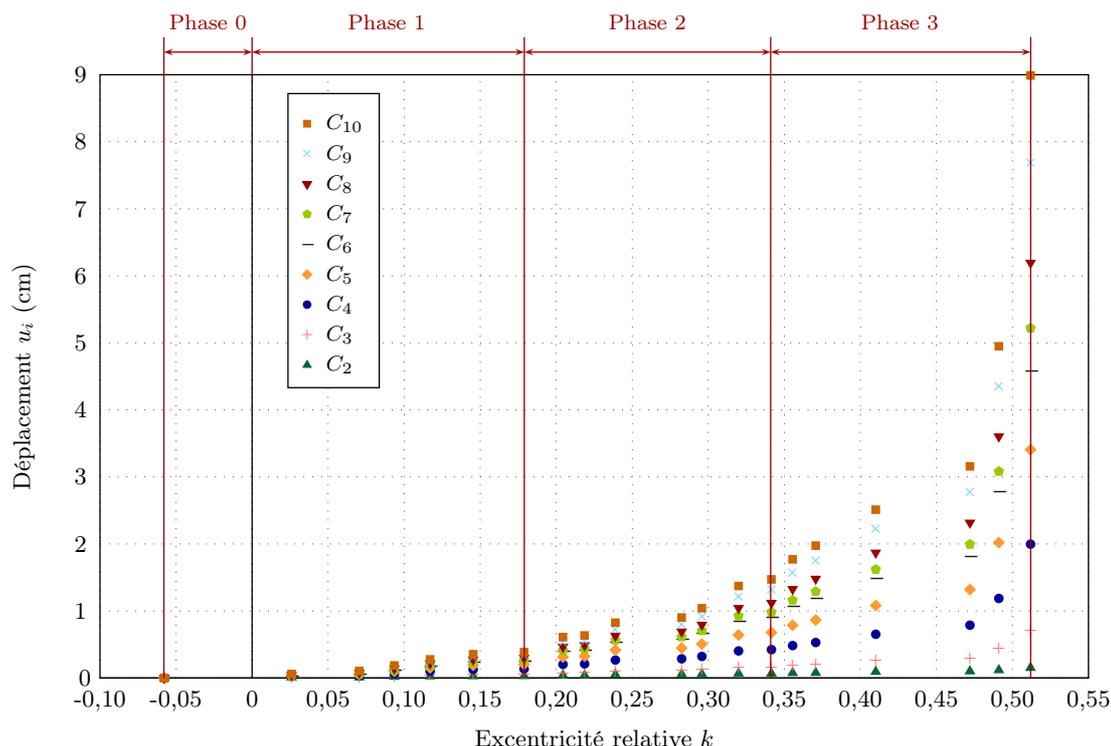


Figure 3.48 – Déplacement u_i des capteurs du mur C4c en fonction de l'excentricité relative k .

3.2.5.4 Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement

On repère sur le graphe des déplacements du mur (fig. 3.49) les mécanismes de rupture qui interviennent au cours du chargement ainsi que les quatre étapes de déformation du mur correspondant aux quatre étapes de déplacement des capteurs. Comme pour le mur C3s, les capteurs C_2 et C_3 se déplacent peu car leur progression est freinée par la forte inclinaison de ces deux lits de pierre. La bande de cisaillement se situe entre les capteurs C_3 et C_6 .

3.2.5.5 Étude de la rotation d'ensemble du mur

Le graphique 3.49 de déplacement du mur nous a montré que le mur tournait autour de son pied suivant un angle de rotation θ . Au vu de l'alignement des capteurs situés sur la partie haute du mur, on propose trois mesures de θ : $\theta_{6/10}$, $\theta_{8/10}$ et $\theta_{9/10}$. On retiendra finalement $\theta_{8/10}$ comme valeur de référence.

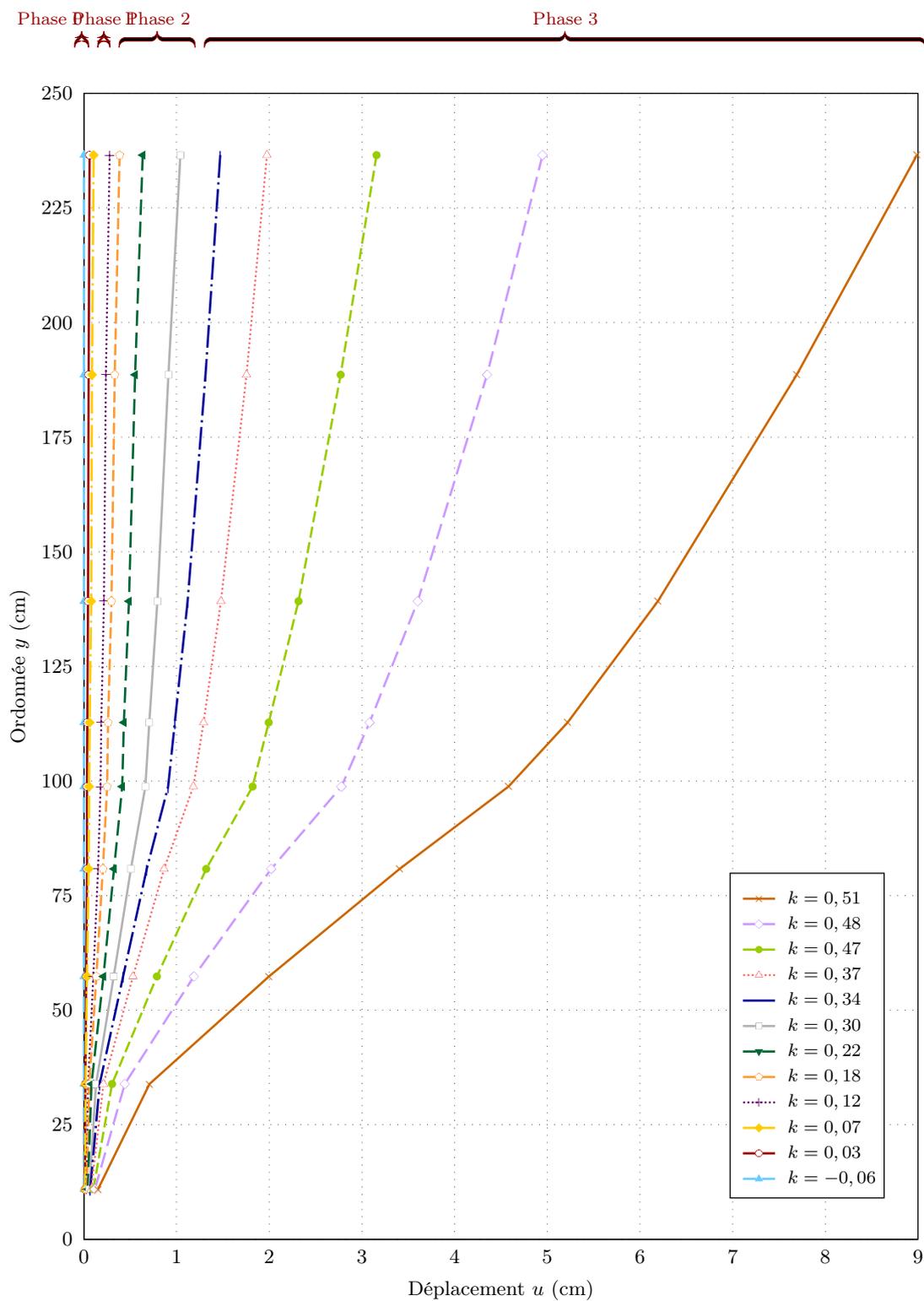


Figure 3.49 – Évolution des déplacements du mur C4c en fonction de l'excentricité relative k .

L'angle de rotation du mur progresse linéairement lors des trois premières phases puis présente un palier vertical pour $k \geq 0,34$. On peut alors considérer que le mur a entamé sa ruine par renversement.

3.2.5.6 Étude du cisaillement de la base du mur

On étudie le cisaillement de la base du mur pour les joints 1 à 6 (fig. 3.50) du mur de calcaire.



Figure 3.50 – Identification des joints 1 à 6 du mur C4c.

On distingue ainsi deux types de comportement : les joints 1 et 2, qui subissent très peu de déplacement (inférieurs à 2 mm), et les joints 3 à 5, qui semblent entamer une rupture en cisaillement, même si le palier n'est pas aussi marqué que pour les murs C2s et C3s ; on a ainsi :

$$T/N = 0,35 \quad \Leftrightarrow \quad \varphi = 19,2^\circ \quad (3.23)$$

La différence avec l'angle mesuré à la boîte de Casagrande ($\varphi = 35^\circ$) est beaucoup plus importante que celle des murs C2s et C3s. L'absence de palier net et l'écart important avec les mesures à la boîte de Casagrande nous confortent dans l'idée que le mur C4c a rompu en renversement seul.

Le joint 6 n'atteint pas de palier, on peut considérer que le mur se déplace entièrement en rotation à cette hauteur.

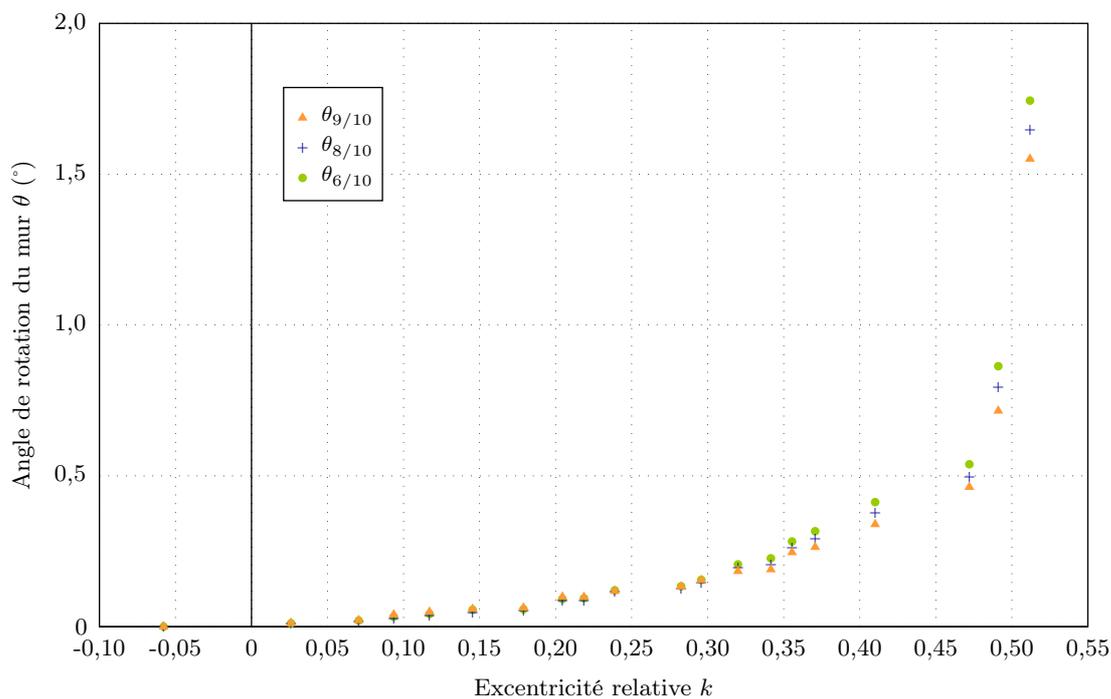


Figure 3.51 – Angle de rotation θ du mur C4c en fonction de l'excentricité relative k .

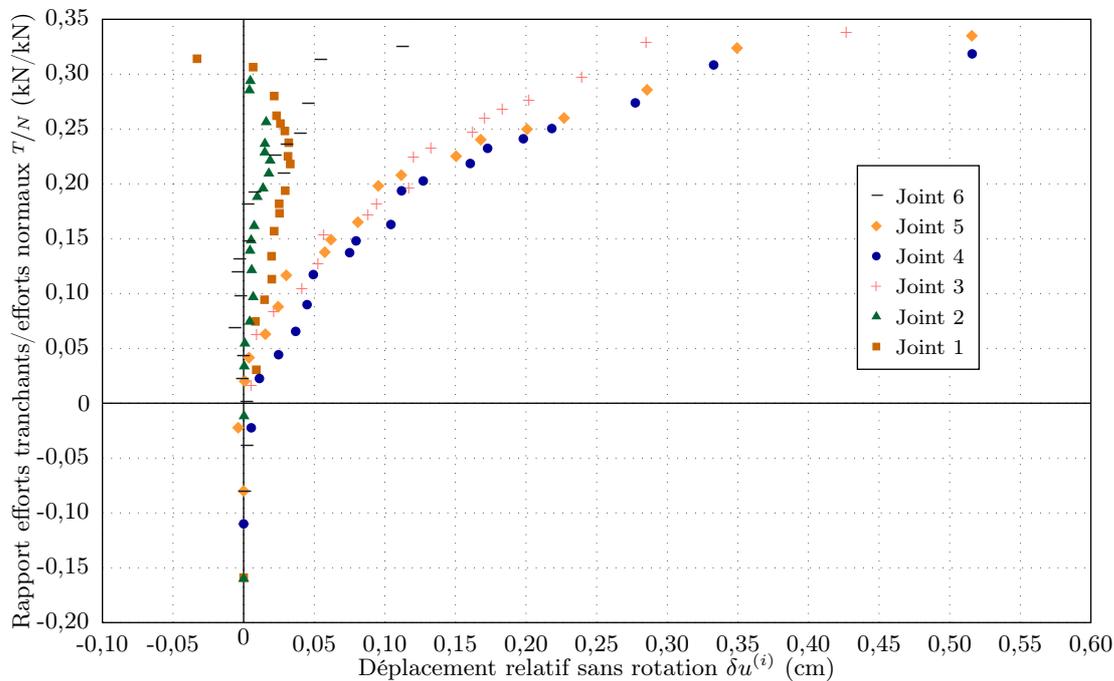


Figure 3.52 – Cisaillement des joints à la base du mur C4c tenant compte de la rotation du mur : rapport des efforts tranchants/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs sans rotation des lits de pierre $\delta u^{(i)}$.

Nous avons mené une campagne d'essai sur quatre murs en pierre sèche échelle 1 chargés par un remblai pulvérulent jusqu'à la rupture. L'analyse de ces essais nous a permis d'identifier deux types de comportement du mur sous chargement : une rotation globale du mur autour de son pied et un cisaillement des lits situés à la base du mur. Nous avons également pu voir que le mur se déformait en quatre phases successives. Nous proposons maintenant de dresser une synthèse de ces quatre essais pour mettre en évidence les principes du comportement et de la rupture d'un mur en pierre sèche sous chargement.

3.3 Bilan de la campagne expérimentale

Nous avons mis en œuvre une campagne expérimentale qui a conduit au test de quatre murs de soutènement en pierre sèche. Nous avons ainsi exploré différents types de construction, de pierre et de géométrie pour le mur tout en conservant le même protocole expérimental. Après avoir détaillé les résultats de chaque expérience, nous allons maintenant nous attacher à la comparaison et à l'analyse des résultats sur l'ensemble de la campagne.

3.3.1 Synthèse des résultats de la campagne expérimentale

3.3.1.1 Phases de déformation des murs

Nous avons ainsi identifié un mode de déformation en quatre phases commun aux quatre expériences.

Phase 0. Lorsque l'excentricité est négative, le mur est monolithique. Ses déplacements sont très faibles (inférieurs à 3 mm).

Tableau 3.8 – Comparaison de la phase 0 des quatre expériences.

	Mur C1g	Mur C2s	Mur C3s	Mur C4c
Excentricité max k	0	0	0	0
Hauteur de remblai max h_s (m)	1,43	1,31	1,42	1,48
Déplacement max u (cm)	0,3	0,3	0,0	0,1

Phase 1. Lorsque $0 \leq k \leq 1/6$, les déplacements du mur sont faibles (inférieurs à 1,5 cm en crête). Le mur peut être considéré comme monolithique en première approximation : une zone de cisaillement au niveau du pied du mur apparaît mais les déplacements restent assez faibles pour qu'on puisse considérer le mouvement du mur comme un basculement pur.

Tableau 3.9 – Comparaison de la phase 1 des quatre expériences.

	Mur C1g	Mur C2s	Mur C3s	Mur C4c
Excentricité max k	0,18	0,17	0,16	0,18
Hauteur de remblai max h_s (m)	2,17	2,03	2,16	2,09
Déplacement max u (cm)	0,7	1,3	1,3	0,4

Phase 2. Lorsque $1/6 \leq k \leq 1/3$, le mur ne peut plus être considéré comme monolithique. Le mur se renverse autour de son pied sur toute sa hauteur mais on observe également à la base du mur un cisaillement des lits de pierre. On peut considérer qu'un tiers de la hauteur du mur est concerné par la rupture en cisaillement.

Tableau 3.10 – Comparaison de la phase 2 des quatre expériences.

	Mur C1g	Mur C2s	Mur C3s	Mur C4c
Excentricité max k	–	0,27	0,29	0,34
Hauteur de remblai max h_s (m)	–	2,30	2,59	2,55
Déplacement max u (cm)	–	2,9	3,2	1,5

Phase 3. Lorsque $k \geq 1/3$, le mur subit de grandes déformations (de l'ordre du centimètre), il est proche de la rupture.

Le passage de la phase 2 à la phase 3 est marqué par un changement radical de pente, au niveau des déplacements des capteurs en fonction de l'excentricité. On peut considérer que le mur est alors entré en rupture.

On peut noter qu'au cours de cette phase, les déplacements du mur sont tels que les pierres de chaînage latérales se sont à deux reprises bloquées contre le coffrage du remblai, rendant l'exploitation de cette phase 3 difficile.

Tableau 3.11 – Comparaison de la phase 3 des quatre expériences.

	Mur C1g	Mur C2s	Mur C3s	Mur C4c
Excentricité max k	–	0,32	0,42	0,51
Hauteur de remblai max h_s (m)	–	2,41	2,96	2,95
Déplacement max u (cm)	–	10,8	22,2	9,0

Les tableaux 3.8 et 3.9 nous montrent que l'excentricité marquant le début des phases 1 et 2 est sensiblement la même pour les quatre murs. En revanche, en début de phase 3 (tab. 3.10), on remarque que l'excentricité du mur C4c est plus importante que celle des murs C2s et C3s. Ceci peut être dû au fait que les murs de schiste subissent de forts déplacements en cisaillement en plus de la rotation globale du mur. On remarque enfin que le déplacement maximal en tête du mur (tab. 3.11) est sensiblement la même pour les murs C2s et C4c ; il est en revanche beaucoup plus importante pour le mur C3s. On peut supposer que les coffrages du remblai ont freiné la chute du mur, autorisant ainsi des déplacements du mur plus importants.

3.3.1.2 Modes de déformation des murs

On a ainsi montré que le mur se déformait selon deux processus conjoints :

- une rotation globale du mur autour de son pied d'un angle de rotation θ ;
- un cisaillement des lits de pierre situés dans le tiers inférieur du mur.

Rotation du mur. Au cours du chargement, le mur subit une rotation d'angle θ autour de son pied. Nous avons vu que l'angle θ reste relativement faible pour $k \leq 1/3$ puis il augmente fortement en tendant vers une asymptote horizontale jusqu'à sa rupture. On peut considérer qu'à ce moment, le mur entame sa rupture en renversement. On estime l'angle de rotation du mur autour de 2° au moment de la rupture, en se basant sur les résultats des murs C2s et C4c ; nous avons choisi de ne pas tenir compte du mur C3s en considérant que la valeur de θ est surestimée par le blocage des pierres sur les coffrages.

Cisaillement du mur. Le mur subit, en plus d'une rotation globale autour de son pied, un cisaillement des lits de pierre situés à la base du mur. En traçant le rapport des efforts normaux et tangentiels en fonction des déplacements relatifs des lits de pierre, on a pu constater que certains lits atteignent un palier de cisaillement. On a ainsi montré que l'angle de frottement des lits de pierre fourni par la valeur du palier était très inférieur à celui mesuré à la boîte de Casagrande pour le dimensionnement des murs. Nous expliquons cette différence par le phénomène de rotation interne spécifique des murs en pierre sèche qui, allié à la rotation du mur, favorise le cisaillement. On a en effet pu constater, à l'instar de Villemus (2004), que les blocs situés dans le tiers inférieur du mur effectuent une rotation plus importante de 2 à 3° par rapport à celle de la rotation globale du mur. Cette rotation favorise le glissement des blocs. Ces observations nous montrent qu'il faudra peut être considérer un angle de frottement inférieur à celui donné par la boîte de Casagrande lors du dimensionnement en cisaillement des murs en pierre sèche.

Tableau 3.12 – Bilan de la campagne expérimentale sur murs de soutènement en pierre sèche.

	Mur C1g	Mur C2s	Mur C3s	Mur C4c
Hauteur du mur h (m)	2,50	2,50	2,50	2,50
Longueur du mur L (m)	4,00	4,00	4,00	4,00
Largeur en tête du mur l (m)	0,45	0,45	0,55	0,50
Fruit aval du mur f_1 (%)	6	6	6	6
Fruit amont du mur f_2 (%)	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
Poids propre du mur γ (kN/m ³)	21,0	20,0	20,0	21,8
Poids propre du sol γ_s (kN/m ³)	14,9	14,9	14,9	14,9
Angle de frottement des blocs φ (°)	27	25	25	35
Angle de frottement du sol φ_s (°)	37,7	37,7	37,7	37,7
Angle de frottement à l'interface δ (°)	37,7	37,7	37,7	37,7
Hauteur de remblai max h_s^+ (m)	–	2,41	2,96 ⁺	2,95
Glissement	–	✓	✗	✗
Renversement	–	✓	✓	✓

⁺ indique que le mur n'est pas tombé pour cette hauteur de remblai mais après sollicitation par vibrations.

3.3.1.3 Résultats qualitatifs

Ces expériences nous ont également fourni des informations d'ordre qualitatif.

On peut tout d'abord constater que l'expérience s'est bien déroulée en déformation plane comme nous l'avions souhaité. On compare le profil des murs relevé par les capteurs à ceux donnés par les photographies des cibles placées au quart de la longueur du mur et les photographies de la tranche du mur (fig. 3.53). Les mesures du profil du mur C3s sont réalisées à partir de clichés argentiques scannés avec une précision de 1 pixel qui correspond à 5 mm sur le mur. L'écart maximal entre les trois courbes est de 1 cm avec une erreur maximale de 1 cm, ce qui donne un écart réel maximal de 2 cm entre deux pans de mur éloignés de 1 à 2 m. Pour le mur C4c, les mesures sont réalisées à partir de photos numériques où 1 pixel vaut 1,5 mm sur le mur, soit une très bonne précision. Avec un écart maximal de 1,5 cm entre les courbes et une erreur maximale de 3 mm, on obtient de nouveau un écart autour de 2 cm. On peut donc valider l'hypothèse de déformation plane.

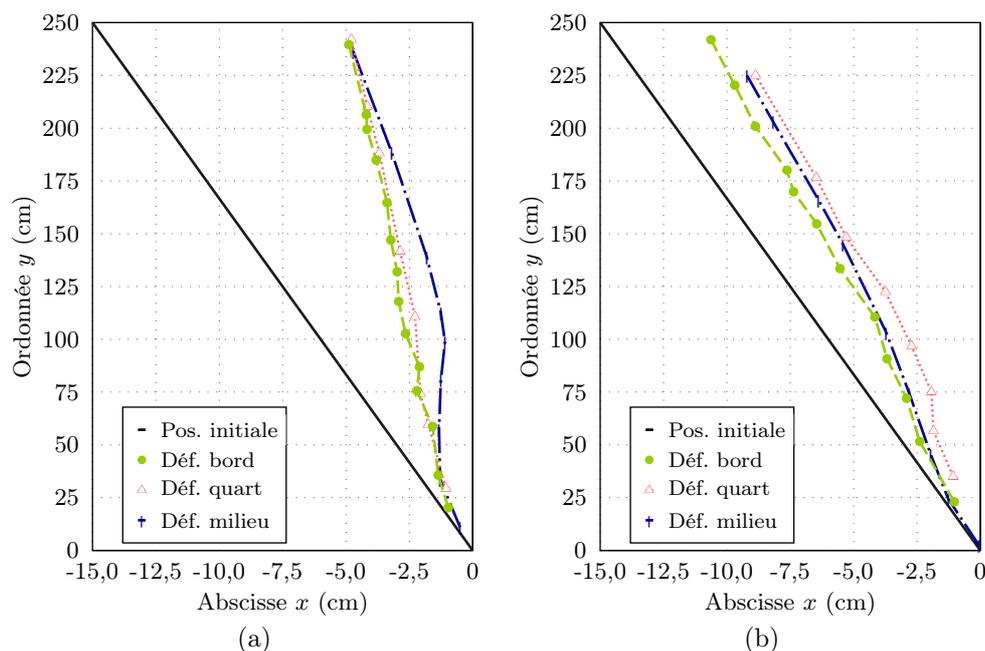


Figure 3.53 – Profils des murs C3s (a) et C4c (b) relevés au milieu, au quart et au bord des murs.

D'autre part, nous avons vu que le type de construction (ingénieur ou paysan) n'influe pas sur le pourcentage de vide de nos murs en schiste. Le pourcentage de vide semble dépendre du type de pierre utilisé. Nous avons ici obtenu des pourcentages de vide compris entre 15 et 25%.

Nous avons également constaté qu'une augmentation de l'inclinaison des assises renforçait fortement la stabilité au cisaillement du mur. Nous verrons dans le chapitre 4 si ce renforcement est pris en compte dans notre modèle.

Nous avons aussi pu voir au cours de ces expériences le rôle des pierres de bâti. Nous avons remarqué, lors de l'analyse des restes du mur, que les boutisses se déplacent peu et qu'elles bloquent les déplacements des pierres autour d'elles. Nous avons également constaté qu'un capteur fixé à une boutisse (capteurs C_3 du mur C3s) présente des déplacements moins importants que les autres capteurs du mur. Ceci confirme l'importance des pierres de bâti pour la stabilité des murs en pierre sèche.

3.3.2 Analyse critique de la campagne expérimentale

Pour cette campagne expérimentale, nous avons pris le parti de la simplicité afin de minimiser les inconnues et les incertitudes. Il reste toutefois un certain nombre de facteurs que nous ne maîtrisons pas et qui entachent nos analyses.

Nous avons rencontré un problème technique majeur qu'est le blocage des pierres sur le coffrage du mur sur deux de nos expériences (murs C1g et C3s) : ce problème a fortement limité l'exploitation du mur C1g et a entaché la fin de l'analyse du mur C3s.

Le problème principal vient des incertitudes sur les paramètres physiques et géométriques du mur et du remblai.

Au moment du dimensionnement, ces incertitudes nous ont amenés à sur-dimensionner les murs C3s et C4c : nous avons dû remblayer ces murs jusqu'à 50 cm au-delà de leur hauteur puis les amener à la rupture en créant des vibrations sur le coffrage, sollicitations non prises en compte par notre modèle. La partie du remblai située au-dessus du mur a été maintenue à l'aide de coffrages en bois dont l'angle de frottement avec le remblai est différent de celui du mur : nous ne prenons pas en compte cette différence dans notre analyse.

Lors de l'analyse des résultats expérimentaux, le poids propre du mur est connu, puisqu'on pèse les pierres du mur après essai, et l'angle de frottement des blocs n'intervient pas directement lors de notre exploitation. En revanche, les paramètres physiques du remblai (poids propre, angle de frottement et pente) interviennent directement dans le calcul de l'excentricité relative et des efforts normaux et tangentiels qui servent de base à notre exploitation. Les incertitudes sur ces paramètres affectent donc l'analyse des résultats expérimentaux. Notons finalement que dans cette analyse, nous modélisons l'action du sol en nous appuyant sur la théorie de Coulomb et en choisissant d'assimiler l'angle de frottement sol/structure à l'angle de frottement du sol, hypothèses qui nous semblent les plus pertinentes mais qui présentent également des limites.

Pour $k \leq 1/6$, le mur est en petites déformations : on peut alors considérer que la géométrie du mur est sensiblement la même que celle de départ et que son comportement monolithique est assuré. En revanche, pour une excentricité au-delà du tiers central, les déplacements du mur sont importants et on peut remettre en question les calculs basés sur la géométrie initiale du mur.

D'autre part, on peut également s'interroger sur le comportement du remblai au cours du chargement et surtout sur l'influence des déplacements du mur sur la densité du remblai.

Ces limites doivent être prises en compte lors de l'analyse des résultats expérimentaux et pourront servir à éclairer la confrontation avec le modèle au chapitre 4.

Nous avons consacré cette partie à la comparaison des résultats obtenus lors de nos quatre essais. Nous avons ainsi pu identifier un comportement au chargement commun aux quatre expériences avec une déformation du mur en quatre étapes et une rupture par rotation globale du mur et cisaillement de sa base.

En conclusion...

Dans ce chapitre, nous avons présenté la campagne expérimentale que nous avons entreprise. L'objectif de cette campagne était d'étudier le comportement d'un mur en maçonnerie de pierre sèche chargé par un remblai de sol jusqu'à la rupture. Ces expériences doivent servir à valider notre modèle de calcul à la rupture présenté au chapitre 2 mais elles pourront également être utilisées à l'avenir pour la validation d'autres modélisations de murs de soutènement en pierre sèche.

Nous avons commencé par définir le protocole expérimental que nous voulions mettre en place. Nous avons choisi de tester des murs en pierre sèche en déformation plane en les remblayant par couches successives avec un gravier roulé, jusqu'à la rupture du mur. Nous avons ainsi testé des murs avec différents types de construction et différents types de pierre, dimensionnés grâce au modèle de calcul à la rupture.

Les expériences ont montré que le mur se déforme sous l'effet de deux mécanismes conjoints : une rotation globale du mur autour de son pied et un cisaillement des lits de pierre situés dans le tiers inférieur du mur. Le mur peut être considéré comme monolithique tant que la résultante des efforts normaux reste dans le tiers central de la base du mur ; au-delà de ce tiers central, on distingue le tiers inférieur du mur, qui subit cisaillement et rotation, de sa partie supérieure, qui ne se déplace qu'en rotation. On remarque également que les pierres situées à la base du mur subissent une rotation plus importante que celle du mur : c'est le phénomène de rotation interne spécifique des maçonneries en pierre sèche.

Nous allons maintenant confronter ces résultats expérimentaux au modèle de calcul à la rupture que nous avons présenté au chapitre 2.

Chapitre 4

Confrontation modèle/expérimentation

Plan du chapitre 4

4.1	Présentation de la base de données expérimentales	157
4.1.1	Campagne expérimentale de Villemus	157
4.1.2	Campagne expérimentale du Pont-de-Montvert	158
4.1.3	Synthèse	159
4.2	Confrontation hypothèses du modèle et expériences	160
4.2.1	Déformation plane du mur	160
4.2.2	Régularité des blocs et de la maçonnerie	160
4.2.3	Homogénéisation périodique	162
4.2.4	Comportement en renversement	163
4.2.5	Comportement en glissement	165
4.2.6	Mode de rupture du mur	167
4.3	Confrontation résultats du modèle et expériences	169
4.3.1	Définition de la hauteur de chargement limite	169
4.3.2	Comparaison des résultats théoriques et expérimentaux	170
4.3.3	Application du modèle et perspectives	172

Pour commencer...

L'objet de cette thèse est de mettre au point un modèle rigoureux et pragmatique de dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche.

Dans un premier temps, nous nous sommes attachés à la mise en place de ce modèle basé sur la théorie du calcul à la rupture (chapitre 2). Nous avons ainsi pu établir une expression analytique de la hauteur maximale de chargement potentiellement supportable par un mur en maçonnerie de pierre sèche qui ne dépende que de la géométrie de la structure, de son chargement et de son critère de résistance. Le modèle peut donner en outre une indication sur le mode de rupture privilégié de la structure. Pour mettre au point ce modèle, nous avons dû émettre un certain nombre d'hypothèses :

- étude du problème en déformations planes ;
- régularité des blocs et de la maçonnerie ;
- critère de Coulomb pour les blocs, le sol et l'interaction sol/structure ;
- rupture par mécanisme de corps rigides.

Ces hypothèses, nécessaires à l'établissement du modèle, peuvent être sources d'erreur et doivent donc être étudiées attentivement.

Une fois le modèle établi, nous avons décidé de tester sa validité. Devant le peu d'études expérimentales réalisées sur le sujet, nous avons choisi d'entreprendre notre propre campagne d'essais (chapitre 3). Nous avons ainsi testé quatre murs en pierre sèche expérimentaux de géométrie et de matériaux différents chargés jusqu'à la rupture avec un remblai de gravier. Ces expériences nous ont fourni des données permettant de tester notre modèle mais également des informations plus générales sur le comportement des murs en pierre sèche sous chargement et à la rupture.

Nous pouvons également évaluer notre modèle sur la campagne expérimentale de Villemus (2004) qui se compose de cinq tests sur des murs en pierre sèche de géométrie et de matériaux différents chargés jusqu'à la rupture par pression hydrostatique. Cette deuxième campagne d'essais nous permettra d'étayer notre analyse sur un plus large panel de données, mais également de tester la pertinence du modèle pour un chargement hydrostatique et les ruptures en glissement favorisées par ce type de chargement.

Notre objectif pour ce chapitre est donc d'éprouver notre modèle sur les résultats expérimentaux dont nous disposons. Cette étape doit nous permettre de valider notre modèle mais également de mieux comprendre comment il fonctionne pour en faire la meilleure utilisation et identifier les pistes d'amélioration. Nous commencerons par présenter les données expérimentales sur lesquelles nous allons nous appuyer dans cette partie (section 4.1). Ensuite, nous dresserons une comparaison des hypothèses du modèle et des observations expérimentales afin de valider ces hypothèses ou de pointer les différences (section 4.2). Nous appliquerons finalement le modèle de calcul à la rupture avec les données expérimentales dont nous disposons et nous comparerons les résultats pour tester la pertinence du modèle et proposer des pistes d'amélioration (section 4.3).

4.1 Présentation de la base de données expérimentales

Nous consacrons cette première section à la présentation des données issues des deux campagnes d'essais sur murs en pierre sèche menées à l'ENTPE sur lesquelles nous allons nous appuyer dans ce chapitre. Nous rappellerons les principaux résultats obtenus lors de notre campagne expérimentale et nous présenterons les résultats expérimentaux de Villemus que nous analyserons afin qu'ils soient exploitables par notre modèle.

4.1.1 Campagne expérimentale de Villemus

En 2003, Villemus a réalisé cinq expériences sur des murs en pierre sèche échelle 1 de géométries et de matériaux différents amenés à la rupture par un chargement hydrostatique. Les quatre premiers murs, en calcaire de Saint-Gens, ont été testés au Beaucet (Vaucluse) et le dernier en schiste local a été expérimenté à Saint-Germain de Calberte (Lozère). Nous rappelons dans le tableau 4.1 les caractéristiques géométriques et physiques des murs de Villemus. Nous adoptons la même nomenclature que celle choisie lors de notre campagne expérimentale pour désigner les murs de Villemus (fig. 3.6).

Comme nous nous sommes appuyés sur cette campagne expérimentale pour mettre au point nos essais, les deux dispositifs expérimentaux sont très proches. Les murs expérimentaux de Villemus sont bâtis autoporteurs puis chargés par de l'eau versée dans une bache spécialement élaborée pour ces expériences pour créer une pression hydrostatique. Des capteurs à câble relèvent les déplacements du mur ainsi que la hauteur de chargement tout au long de l'expérience. En revanche, il faut noter que les capteurs utilisés lors des tests V1c, V2c et V4c n'étaient pas assez précis pour mesurer les déplacements à la base du mur, ce qui induit une dispersion des données sur ces tests.

Nous avons également mené des analyses similaires à celles de Villemus. Néanmoins, nos interprétations ont divergé sur différents points :

- calcul de l'angle de rotation interne des pierres ;
- calcul de l'excentricité relative ;
- calcul des résultantes des efforts normaux et tangentiels.

Nous avons donc repris les données brutes de Villemus pour les analyser selon la méthode décrite au chapitre 3 (cf. § 3.2.1).

Angle de rotation interne des pierres. Les pierres situées à la base d'un mur de soutènement en pierre sèche présentent la particularité de se renverser vers l'aval du mur ; c'est le phénomène de rotation interne mis en évidence par Villemus. Villemus calcule cet angle de rotation interne des pierres comme l'angle que fait le vecteur déplacement mesuré à partir de l'analyse stéréophotogrammétrique des murs expérimentaux. Or, ce vecteur déplacement comprend, en plus de la rotation, une composante de glissement. Nous avons choisi de mesurer l'angle de rotation interne des pierres comme l'angle que fait la pierre avec sa position initiale auquel on soustrait l'angle de rotation du mur. Nous ne retiendrons donc pas les angles de rotation interne calculés par Villemus.

Excentricité relative. Nous avons choisi de paramétrer le chargement du mur par son excentricité relative parce que cette valeur tient compte du chargement extérieur comme du poids propre du mur. Villemus a également utilisé cette valeur mais il n’a pas pris en compte l’inclinaison des assises des murs V4c et V5s dans son calcul. Nous avons donc repris les données brutes de Villemus et calculé l’excentricité relative des murs expérimentaux avec la formule (3.10). Nous obtenons donc de nouvelles courbes d’angle de rotation du mur θ en fonction de l’excentricité k sur ces deux murs. Nous présenterons l’ensemble des courbes $\theta(k)$ des murs expérimentaux de Villemus en figure 4.2.

Résultante des efforts normaux et tangentiels. On caractérise le cisaillement des lits de pierre du mur en traçant le rapport des efforts normaux N et tangentiels T s’exerçant sur un lit en fonction du déplacement relatif du lit. De la même façon que pour l’excentricité relative, Villemus n’a pas pris en compte l’inclinaison des assises dans le calcul des efforts s’exerçant sur les lits de pierre ; nous avons donc repris les calculs de N et T à partir des formules (3.17). Cela nous fournit de nouvelles courbes de cisaillement, avec une nouvelle valeur de palier. La courbe de cisaillement maximal de chaque mur est présentée figure 4.4.

En prenant en compte ces modifications, on dresse le bilan de ces expériences dans le tableau 4.1. Notons que les murs de Villemus n’ont pas été chargés jusqu’à la ruine complète de l’ouvrage, pour éviter que la chute du mur n’entraîne un déversement de la grande quantité d’eau contenu dans la bâche. Les expériences ont été arrêtées lorsque les déplacements du mur étaient tels que la hauteur d’eau n’augmentait plus avec le temps.

Tableau 4.1 – Paramètres physiques et géométriques des murs expérimentaux de Villemus.

	Mur V1c	Mur V2c	Mur V3c	Mur V4c	Mur V5s
Hauteur du mur h (m)	2,00	1,95	4,00	2,00	4,25
Longueur du mur L (m)	2,00	2,00	3,00	2,00	2,95
Largeur en tête du mur l (m)	0,60	0,91	1,20	0,66	1,16
Fruit aval du mur f_1 (%)	15	0	15	12	15
Fruit amont du mur f_2 (%)	0	0	0	0	0
Inclinaison des lits α (°)	0	0	0	4,0	8,5
Poids propre du mur γ (kN/m ³)	15,4	14,9	15,7	15,7	18,0
Angle de frottement des blocs φ (°)	36,0	36,0	36,0	36,0	28,5
Hauteur d’eau max h_w^+ (m)	1,74	1,90	3,37	1,94	3,62
Glissement	✓	✓	✓	✓	✓
Renversement	✗	✓	✗	✓	✗

4.1.2 Campagne expérimentale du Pont-de-Montvert

Notre modèle va également être testé sur la campagne expérimentale que nous avons menée au Pont-de-Montvert. Cette campagne se compose de quatre tests sur des murs en pierre sèche de géométries et de matériaux différents chargés jusqu’à la rupture par un remblai de gravier. Les expériences sont détaillées au chapitre 3 ; on trouvera dans le tableau 3.12 les caractéristiques physiques des murs et du remblai ainsi que la synthèse des résultats expérimentaux. Notons que le mur C1g ne pourra que très partiellement être exploité dans cette partie, compte tenu du problème de blocage des pierres que nous avons rencontré sur cet essai.

4.1.3 Synthèse

Ces deux campagnes expérimentales nous fournissent un panel de 8 à 9 essais (on ne pourra pas exploiter complètement l'essai C1g) pour tester notre modèle. Les données que nous avons recueillies fournissent également des informations plus larges sur les murs en pierre sèche, et plus particulièrement sur leur comportement sous chargement latéral, qui peuvent venir éclairer nos analyses et nous fournir des pistes d'amélioration du modèle. Ces informations pourront également être utilisées à l'avenir pour calibrer et valider d'autres modélisations de murs en pierre sèche, comme par exemple la méthode des éléments distincts.

Nous allons ainsi tester le comportement du modèle avec différents types de pierre, différentes géométries du mur ou différents types de construction. L'exploitation de ces deux campagnes va enfin nous permettre d'explorer deux types de chargement différents, correspondant à deux types de rupture privilégiée (glissement favorisé par l'eau, renversement favorisé par le sol).

Nous avons présenté ici les données expérimentales des essais de Villemus et des essais menés au cours de cette thèse. Ces données vont maintenant pouvoir être utilisées au test de la pertinence du modèle.

4.2 Confrontation hypothèses du modèle et expériences

Nous commençons le test de la pertinence du modèle par le test des différentes hypothèses sur lesquelles repose ce modèle. Dans le modèle de calcul à la rupture, on considère le problème en déformation plane d'un mur de blocs réguliers à joints vifs homogénéisé qui, soumis à un chargement latéral, rompt le long d'une surface de rupture traversant le mur de son pied à son parement interne : la base du mur reste alors en place tandis que la partie située au dessus de la surface de rupture se renverse ou glisse d'un seul bloc. Nous allons confronter ces hypothèses aux observations que nous avons pu faire sur les murs expérimentaux.

4.2.1 Déformation plane du mur

Dans le modèle de calcul à la rupture, nous avons choisi de nous placer en 2D en supposant que, pour un mur suffisamment long, la déformation pouvait être considérée comme plane.

Pour la campagne expérimentale du Pont-de-Montvert, nous avons cherché à minimiser les effets de bord en construisant un mur dont la longueur soit grande devant la taille des blocs de pierre, en limitant le frottement du gravier sur son coffrage et en évitant le contact du mur avec le coffrage autant que possible (problème rencontré pour les murs C1g et C3s). Nous avons pu constater (fig. 3.53) que l'hypothèse de déformation plane était bien vérifiée sur ces expériences.

Villemus (2004) a comparé les déplacements au centre du mur, mesurés par les capteurs de déplacement, à ceux des deux bords, relevés à l'aide d'un mètre, sur le mur V5s (fig. 4.1) : l'écart entre les mesures atteint ici au maximum 6 cm.

On peut donc considérer que nos expériences ont bien été réalisées en déformation plane. Sur un mur réel, la déformation plane est assurée par la longueur du mur que l'on peut considérer comme infinie devant sa hauteur. Néanmoins, il peut apparaître au cours du vieillissement du mur des phénomènes en 3D, liés par exemple à la présence de renfort du mur tels que les chaînages verticaux. On a pu vérifier sur l'essai C1g qu'un blocage latéral du mur renforçait sa stabilité et créait des déformations hors plan. Nous ne prenons pas en compte ces phénomènes ici car nous ne traitons que du dimensionnement d'ouvrages neufs ou à reconstruire.

4.2.2 Régularité des blocs et de la maçonnerie

Dans notre modèle de calcul à la rupture, on assimile les blocs de pierre à des parallépipèdes rectangles de même géométrie, que l'on suppose appareillés en quinconce. On retrouve une certaine régularité dans les murs en pierre sèche expérimentaux puisque les règles de l'art imposent une construction par lits de pierre parallèles et un croisement des joints. Toutefois, le mur est construit avec des pierres brutes ou ébauchées de tout calibre.

On a ainsi pu vérifier expérimentalement l'influence des boutisses, pierres structurantes traversant le mur de part en part. Ces pierres renforcent la stabilité du mur en formant un lien entre les deux parements. D'autre part, l'irrégularité des blocs et la présence de vide

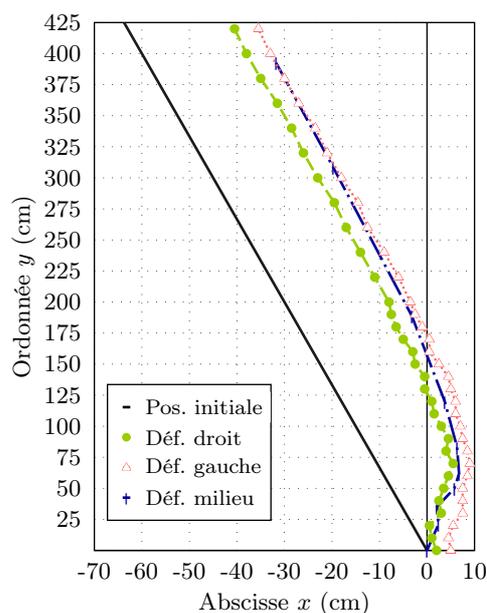


Figure 4.1 – Profils du mur V5s relevé au milieu et sur chacun des bords du mur d’après Villemus (2004).

dans le mur autorisent un réarrangement des pierres au cours du chargement qui n’est pas pris en compte dans le modèle : on peut voir par exemple que la présence d’un vide ou la casse d’une cale entraînent une rotation interne des blocs situés à la base du mur, là où la sollicitation est la plus importante. Cette rotation favorise l’instabilité du mur et n’est pas prise en compte dans notre modèle. On peut également considérer que cette irrégularité peut avoir une conséquence sur l’angle de frottement des lits de pierre.

On pourrait s’affranchir de la définition de la géométrie des blocs en considérant une homogénéisation de borne plutôt qu’une homogénéisation des milieux périodiques. On peut également envisager une modélisation par éléments distincts pour étudier l’influence de l’irrégularité des blocs sur le dimensionnement du mur.

L’hétérogénéité de la maçonnerie a une conséquence sur le poids propre du mur. En effet, celui-ci ne peut pas être déterminé par le seul poids propre des pierres puisqu’il faut tenir compte du pourcentage de vide du mur. Compte tenu de la forte irrégularité de la maçonnerie, ce pourcentage de vide est très difficile à mesurer. Pour chacune de nos expériences, comme pour celles de Villemus (2004), nous avons pesé les pierres du mur après expérience afin d’évaluer ce pourcentage. On répertorie dans le tableau 4.2 les pourcentages de vide calculés à chaque expérience.

Tableau 4.2 – Comparaison des pourcentages de vide des différents murs expérimentaux en pierre sèche.

	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s	C1g	C2s	C3s	C4c
Poids propre des blocs (kN/m^3)	20,7	20,7	20,7	20,7	26,5	24,9	26,4	26,4	26,0
Pourcentage de vide (%)	25	27	24	23	32	16	24	24	16

On peut constater dans un premier temps que les pourcentages de vide des quatre premiers murs de Villemus, bâtis avec le même calcaire, sont du même ordre ($24,8 \pm 1,7$ %). On

remarque également que l'indice des vides des murs C1g et C4c est identique : on peut supposer que l'utilisation de gros modules dans ces deux murs a favorisé un faible indice des vides.

Le pourcentage de vide des murs en calcaire de Villemus est plus élevé que celui trouvé sur le mur de calcaire que nous avons expérimenté au cours de cette thèse. On remarque également que le pourcentage de vide calculé pour le mur de schiste de Villemus est plus élevé que celui trouvé lors de nos expériences. Ces différences s'expliquent par la différence de pierre utilisée dans les deux campagnes expérimentales mais elle peut également être due à la qualité de l'approvisionnement en pierre : lors des expériences de Villemus, les modules de calcaire n'étaient pas tous de bonne qualité (pierres issues de rebut de carrière) et il manquait des pierres de petites tailles dans l'approvisionnement en schiste.

On peut enfin noter qu'il n'y a pas de différence de pourcentage de vide entre les murs dits « ingénieurs » et les murs « paysans » puisque les murs C2s et C3s, construits avec le même schiste mais des types de construction différents, présentent des pourcentages de vide identiques. Contrairement à nos conjectures de départ, les murs paysans n'ont pas un pourcentage de vide plus important que les murs ingénieurs : la différence de temps passé à la construction doit donc être liée au temps passé à la taille des pierres de parement (fig. 3.5), au choix des blocs et au soin de la construction mais pas à la quantité de pierre placée dans le mur.

On pourra donc retenir un pourcentage de vide autour de 24% pour des murs construits avec des pierres de petite taille et un pourcentage de 16% pour des murs construits avec de gros modules. Si l'approvisionnement en pierre n'est pas de bonne qualité (manque de choix, absence de cales, absence de gros modules pour la fondation. . .), on peut majorer d'environ 8% les valeurs précédentes. Dans notre modèle, on considèrera que le poids propre du mur est égal au poids propre des pierres multiplié par le pourcentage de pierre dans le mur.

4.2.3 Homogénéisation périodique

Nous avons calculé le critère de résistance du mur en homogénéisant le mur en pierre sèche, considéré comme périodique. Nous avons, pour ce faire, considéré les blocs comme infiniment résistants devant les joints et nous avons appliqué aux joints un critère de résistance de Mohr-Coulomb purement frottant.

Nos murs expérimentaux ont un élancement plus faible que les murs réels puisque nous avons pour objectif de les amener à la rupture. On dénombre entre 1 et 5 blocs par lit dans la largeur du mur, c'est-à-dire un nombre de blocs inférieur à celui habituellement requis pour une homogénéisation (cinq au minimum selon Fréard (2000)). Les résultats quantitatifs vont néanmoins valider cette hypothèse.

Concernant le choix du critère de résistance des blocs, en comparant les efforts normaux mesurés au cours des expériences, de l'ordre de 150 kPa, à la résistance en compression des empilements de blocs mesurée par Villemus (2004), autour de 800 kPa, on peut conclure que l'hypothèse d'une résistance infinie des blocs est bien vérifiée sur ces essais.

Notons enfin que nous avons retenu comme hypothèse, lors de l'établissement du critère de résistance de la maçonnerie homogénéisée (cf. § 2.2.1.2), la condition (2.23) sur l'élancement $m = a/b$ et l'angle de frottement φ des blocs :

$$2m \leq \frac{1}{\tan \varphi}$$

Compte tenu de l'irrégularité de la maçonnerie (cf. § 4.2.2), l'élanement des blocs m est difficile à estimer. Néanmoins, une moyenne sur les blocs des trois premiers lits de pierre de chacune de nos expériences nous permet d'évaluer m entre 0,3 et 0,6 lorsque l'angle de frottement des blocs maximal mesuré sur nos essais est de 36° ; on vérifie donc bien la condition (2.23).

4.2.4 Comportement en renversement

Les essais de chargement par pression hydrostatique ou remblai de sol entraînent le mur dans un mouvement de rotation globale autour de son pied. On calcule l'angle de rotation θ des murs expérimentaux grâce aux relevés des capteurs de déplacement et on suit l'évolution de cet angle au cours de l'expérience en représentant θ en fonction de l'excentricité relative k (fig. 4.2). On remarque que les courbes $\theta(k)$ présentent la même allure : une faible progression au début du chargement puis un palier vertical. On constate que deux grandes tendances se dégagent : quel que soit le type de chargement ou la géométrie du mur, les murs en schiste tendent à se renverser pour un k plus faible que les murs en calcaire, à l'exception du mur V3c. Sachant que le schiste et le calcaire employés dans les deux campagnes expérimentales sont différents, on peut supposer que la rupture en renversement est liée à la hauteur moyenne des lits de pierre. On peut aussi penser que les ruptures en renversement sont favorisées par le cisaillement préalable des lits de pierre que nous étudierons dans la section suivante (§ 4.2.4).

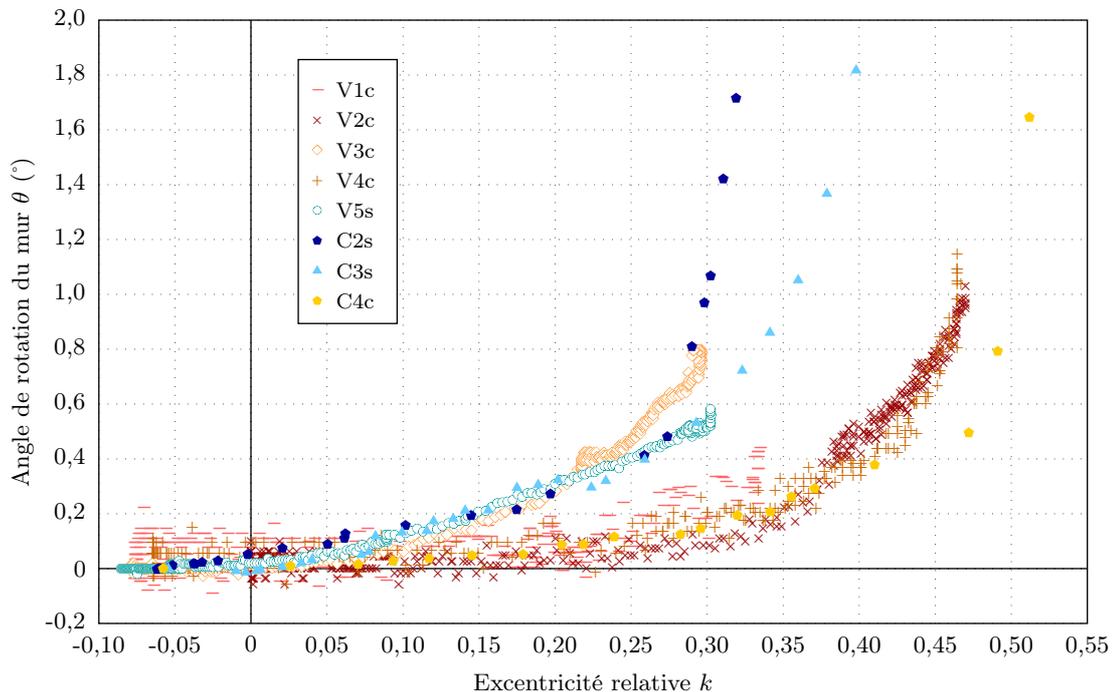


Figure 4.2 – Comportement des murs expérimentaux en pierre sèche vis-à-vis du renversement : angle de rotation du mur θ en fonction de l'excentricité relative k .

Une analyse des murs au cas par cas va nous permettre de mieux comprendre le comportement en rotation des murs de soutènement en pierre sèche.

Notons dans un premier temps que les résultats des murs V1c, V2c et V4c sont très dispersés, ce qui s'explique par l'absence de capteurs de précision lors des deux premières expériences, évoquée précédemment (cf. § 4.1.1).

On remarque que les courbes des murs V1c, V3c et V5s semblent tronquées par rapport aux autres. Ceci s'explique par le fait que ces murs n'ont pas rompu en renversement mais en glissement : la rotation du mur n'a donc pas pu s'effectuer complètement. Les rotations des murs V2c et V4c sont également plus faibles que celles des murs chargés par un sol. Ceci s'explique encore une fois par le fait que ces murs aient aussi rompu en glissement, le chargement hydrostatique utilisé sur les expériences de Villemus favorisant ce type de rupture.

Précisons que nous avons choisi de limiter l'axe des ordonnées à $\theta = 2^\circ$ pour permettre une meilleure lisibilité du graphique. En réalité, l'angle de rotation du mur C3s atteint au final $4,4^\circ$. On peut justifier cet écart par le problème de frottement du mur contre le coffrage du remblai qui a freiné la chute du mur.

La seule expérience qui ne vérifie par cette théorie est celle du mur V3c. La rotation prématurée du mur peut s'expliquer par la désolidarisation du parement externe du mur au cours de l'expérience entraînant l'« ouverture » du mur (fig. 4.3a). Cette désolidarisation résulte de deux phénomènes combinés :

- le poinçonnement de la fondation, qui s'est traduit par la rupture des dalles de pierre supportant le mur (fig. 4.3b) ;
- l'écartement des chaînes d'angle, dû à la rupture en compression des cales sur ces chaînes d'angle (fig. 4.3c).

La rupture du mur V3c semble donc précipitée par la mauvaise qualité de la pierre qui est d'autant plus préjudiciable que le mur est haut.

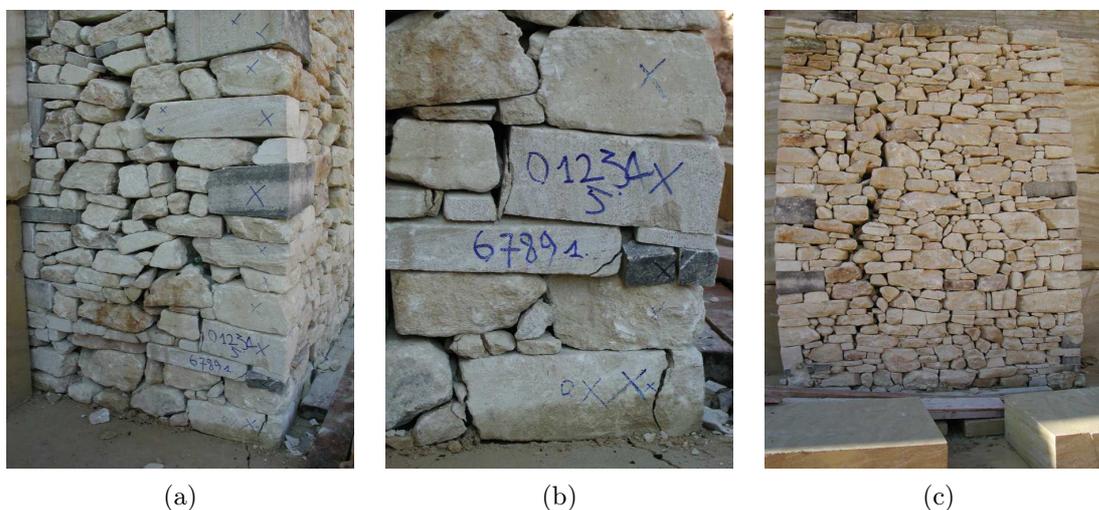


Figure 4.3 – « Ouverture » du mur V3c (a) due au poinçonnement de la fondation (b) et à l'écartement des chaînes d'angle (c).

On retient donc que le renversement est caractéristique du type de pierre utilisé, et plus particulièrement de la hauteur moyenne des lits de pierre qui composent le mur. Elle se manifeste par l'apparition d'un palier vertical de l'angle de rotation en fonction du chargement, où l'on peut considérer que le mur entre en rupture par renversement. Nous avons choisi de

définir le seuil de renversement comme le moment où la courbe $\theta(k)$ s'écarte de plus de 50% de la droite qu'elle suivait initialement.

On répertorie dans le tableau 4.3 l'excentricité au seuil de renversement du mur ainsi que la hauteur de chargement et l'angle de rotation correspondants. Notons que pour les murs V1c, V3c et V5s, qui ont juste amorcé leur rotation à la fin de l'essai, nous avons retenu l'excentricité maximale comme seuil et que nous les avons affichés en italique pour préciser que la rupture en renversement n'était pas consommée.

Tableau 4.3 – Bilan sur le renversement des murs expérimentaux en pierre sèche.

	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s	C2s	C3s	C4c
Hauteur du mur (m)	2,00	1,95	4,00	2,00	4,25	2,50	2,50	2,50
Hauteur moyenne des lits (cm)	12	12	14	15	9	7	9	13
Chargement au seuil (m)	<i>1,74</i>	1,78	<i>3,37</i>	1,90	<i>3,62</i>	2,30	2,78	2,72
Excentricité au seuil	<i>0,33</i>	0,38	<i>0,29</i>	0,42	<i>0,30</i>	0,27	0,36	0,41
Angle de rotation au seuil (°)	<i>0,4</i>	0,4	<i>0,7</i>	0,5	<i>0,5</i>	0,5	1,2	0,4
Renversement	✗	✓	✗	✓	✗	✓	✓	✓

L'analyse du tableau 4.3 nous montre que les murs se renversent pour une excentricité relative autour de 0,40 pour les murs en calcaire. L'excentricité au seuil doit être un peu plus faible pour les murs en schiste mais elle est difficile à apprécier compte tenu des incertitudes sur les résultats du mur C3s et de la rupture mixte glissement-renversement du mur C2s. Notons enfin que l'angle de rotation du mur au seuil est très faible, autour de 0,5° excepté pour le mur C3s pour lequel la valeur peut être faussée par le problème de frottement du mur sur le coffrage.

4.2.5 Comportement en glissement

Nous avons constaté que les murs de soutènement en pierre sèche subissaient un cisaillement des lits de pierre situés dans leur partie inférieure.

Nous avons repéré, pour chaque expérience, la hauteur de mur impliquée dans la rupture en cisaillement à partir des données fournies par les capteurs et de l'analyse des éléments du mur restés en place à la fin de l'expérience. Nous les avons comparés aux résultats obtenus par Villemus (2004) et répertoriés dans le tableau 4.4. On montre ainsi que la hauteur de la bande de cisaillement atteint environ un tiers de la hauteur du mur.

D'autre part, le glissement s'accompagne d'une rotation locale des pierres au niveau de la bande de cisaillement. En effet, la pierre sèche présente la particularité de ménager un certain nombre de vides entre les pierres, ce qui leur permet de se déplacer les unes par rapport aux autres. Elle autorise en particulier une rotation des pierres plus importante que celle induite par la rotation globale du mur. En superposant deux images numériques de la tranche du mur, on a pu apprécier cette rotation locale. On a estimé cette rotation finale du mur autour de 2° (tab. 4.4) lorsque celle des pierres situées à la base du mur oscille entre 2 et 5° à la fin de l'expérience. Nous n'avons pas d'estimation de l'angle de rotation interne des murs de Villemus puisque nous n'avons pas retenu le même mode de calcul de cet angle.

On quantifie le cisaillement des lits de pierre en traçant l'évolution du ratio des efforts tangentiels T et des efforts normaux N exercés sur ce lit en fonction de son déplacement

relatif $\delta u^{(i)}$ (fig. 4.4). Nous avons choisi de représenter pour chaque expérience la courbe du joint dont le cisaillement était maximal : il correspond au joint le plus bas du mur pour les essais de Villemus et l'essai C2s et au joint n°3 des murs C3s et C4c (dû au changement de l'inclinaison des assises).

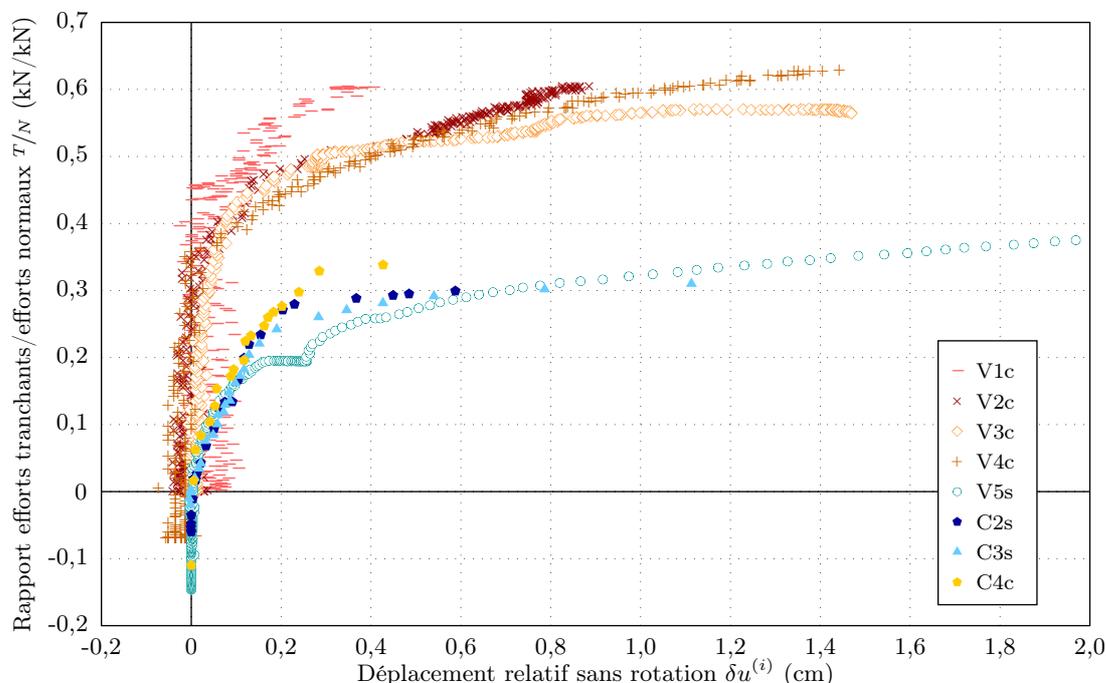


Figure 4.4 – Comportement des murs expérimentaux vis-à-vis du glissement : rapport des efforts tangentiels/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs des lits de pierre $\delta u^{(i)}$.

En confrontant les graphes obtenus à l'analyse des expériences échelle 1 et des essais de Villemus, on remarque que les courbes présentent la même allure c'est-à-dire une progression rapide suivie d'un palier horizontal. On peut identifier, comme dans le cas de la rotation globale, deux grandes tendances correspondant aux deux types de pierre utilisés. On constate ainsi que les courbes de cisaillement des murs en schiste et celles des murs en calcaire de Villemus s'intègrent chacune dans un fuseau. On peut supposer que le cisaillement est donc caractéristique de l'angle de frottement des blocs utilisés dans la maçonnerie. Notons que si les schistes utilisés dans les deux campagnes expérimentales sont différents, leur angle de frottement est néanmoins proche. Seul le mur C4c ne s'intègre pas dans cette analyse.

Une étude plus détaillée des expériences peut nous permettre de mieux interpréter ce phénomène.

Précisons pour commencer que nous avons choisi de limiter l'axe des abscisses à $\delta u^{(i)} = 2$ cm afin d'accroître la lisibilité de notre graphique. Cette représentation tronque la courbe du mur V5s qui présente un palier horizontal jusqu'à 5,5 cm de déplacement relatif.

Le palier de cisaillement est très marqué sur les murs V3c et V5s : ceci s'explique par le fait que ces deux murs n'ont rompu qu'en glissement alors que les autres murs ont aussi atteint leur palier de renversement (cf. § 4.2.4).

On fait correspondre à chaque palier une valeur d'angle de frottement des lits de pierre du mur, que l'on compare à l'angle de frottement mesuré à la boîte de Casagrande. On

regroupe dans le tableau 4.4 l'angle de frottement mesuré au palier ainsi que la hauteur de chargement correspondant à cette valeur de palier, que l'on met en parallèle avec l'angle de frottement mesuré à la boîte de Casagrande. Nous avons choisi de représenter en italique les expériences pour lesquelles on ne distingue pas de palier net.

Tableau 4.4 – Bilan sur le cisaillement des murs expérimentaux en pierre sèche.

	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s	C2s	C3s	C4c
Hauteur du mur (m)	2,00	1,95	4,00	2,00	4,25	2,50	2,50	2,50
Bande de cisaillement (m)	0,6	0,5	0,8	0,4	0,9	0,8	0,8	0,8
Chargement au palier (m)	1,72	1,90	3,36	1,94	3,61	2,34	<i>2,96</i>	<i>2,95</i>
Angle de frottement des lits (°)	31,1	31,0	29,7	32,2	23,2	16,7	<i>17,7</i>	<i>19,2</i>
Angle de rotation interne (°)	–	–	–	–	–	2	2	3
Angle de frottement des blocs (°)	36,0	36,0	36,0	36,0	28,5	25,0	25,0	35,0
Glissement	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✗

Ce tableau (tab. 4.4) nous montre que les angles de frottement expérimentaux sont sensiblement les mêmes pour les quatre premières expériences de Villemus ($\varphi = 31,1 \pm 1,1^\circ$). On trouve également des angles de frottement comparables entre nos deux expériences en schiste. On remarque que les valeurs trouvées expérimentalement sont inférieures d'environ 7° à celles mesurées à la boîte de Casagrande. On peut expliquer cette différence par la rotation interne des pierres qui, ajoutée à la rotation globale du mur, favorise le glissement des blocs : on peut estimer la rotation des blocs entre 3 et 5° à la fin de l'expérience. Cette différence peut également s'expliquer par la différence de contact blocs sur blocs dans l'essai à la boîte de Casagrande et au sein d'un mur en pierre sèche. Il faudra tenir compte de cet écart lors du choix de l'angle de frottement utilisé dans notre modèle de dimensionnement. Enfin, on remarque une différence plus importante (autour de 15°) sur l'expérience C4c : ceci peut s'expliquer par le fait que le mur n'a pas atteint son palier de cisaillement au moment de sa rupture en renversement.

4.2.6 Mode de rupture du mur

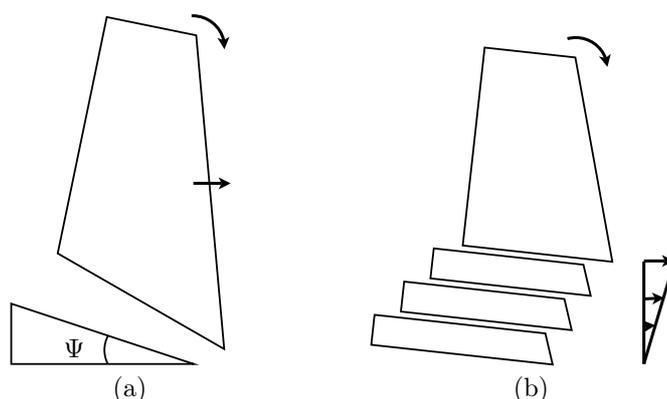


Figure 4.5 – Mode de rupture théorique d'un mur en pierre sèche prévu par le calcul à la rupture (a) et mode de rupture observé sur les expériences (b).

Dans le modèle de calcul à la rupture, on doit choisir un mécanisme de rupture virtuel

pour la structure. Nous avons supposé que le mur rompait le long d'une ligne de rupture inclinée d'un angle Ψ traversant le mur de son pied à son parement interne. La partie du mur située en dessous de cette ligne reste solidaire de la fondation tandis que sa partie supérieure se déplace selon un mouvement de corps rigide de glissement ou de rotation (fig. 4.5a).

L'analyse des vidéos et des restes du mur nous ont montré que le mur se rompait effectivement le long d'une ligne de rupture. Les déplacements de la partie de mur située sous cette ligne sont assez faibles pour que l'on puisse considérer que la base du mur reste fixe. En revanche, on ne peut pas considérer la partie au-dessus de la ligne de rupture du mur comme monolithique. En effet, nous avons vu que, si la partie haute du mur se renverse bien dans un mouvement de corps rigide, le tiers inférieur subit un cisaillement de ses lits qui entraîne une déformation du mur qui ne peut plus être considéré comme monolithique (fig. 4.5b). On pourrait à l'avenir étudier la possibilité d'introduire ce glissement lit sur lit dans le modèle de calcul à la rupture.

D'autre part, les expériences montrent que le mur se déforme à la fois en renversement et en glissement, alors que le modèle ne considère pas ce type de rupture mixte comme optimal. En effet, le modèle ne peut pas prendre en compte les déplacements induits par le cisaillement des lits de pierre qui, alliés à la rotation interne des blocs du mur, favorisent le double mécanisme de renversement et de glissement du mur sous chargement.

Cette section nous a permis de confronter les hypothèses du modèle aux résultats expérimentaux. Nous avons ainsi validé l'hypothèse de déformation plane du mur et pointé les limites de l'hypothèse de régularité des blocs. Cette partie nous a également permis de préciser le comportement du mur sous chargement ainsi que ses mécanismes de rupture. La validation du modèle sur les données expérimentales va désormais nous permettre de valider les autres hypothèses telles que le critère de résistance du mur et du sol et surtout l'interaction sol/structure.

4.3 Confrontation résultats du modèle et expériences

La dernière étape de ce chapitre porte sur l'application du modèle aux essais échelle 1 présentés en section 4.1, afin de comparer les prévisions du modèle aux résultats expérimentaux. Nous pourrions ainsi juger de la pertinence du modèle pour le dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche et proposer des pistes d'amélioration.

4.3.1 Définition de la hauteur de chargement limite

Cette partie est consacrée à la confrontation entre les prévisions du modèle et les résultats expérimentaux. Le modèle de calcul à la rupture nous fournit la hauteur maximale de chargement potentiellement supportable par le mur ainsi qu'une indication sur son mode de rupture. Nous allons donc être amenés à comparer la hauteur de rupture des murs expérimentaux à celle prédite par le modèle. Pour ce faire, nous devons commencer par définir les ruptures théorique et expérimentale.

La hauteur de chargement de rupture théorique est celle fournie directement par le modèle (fig. 2.13). Rappelons que nous calculons deux hauteurs critiques correspondant aux deux mécanismes de rupture (glissement et renversement) que nous avons choisis : on définit la hauteur maximale de chargement potentiellement supportable par le mur comme le minimum de ces deux valeurs. L'utilisation du modèle passe par la définition des paramètres de géométrie, de chargement et de résistance de la structure. Or, nous avons vu que nous avions des incertitudes sur certains de ces paramètres :

- poids volumique du sol ;
- angle de frottement du sol ;
- angle de frottement bloc sur bloc du mur.

La hauteur de chargement potentiellement supportable par le mur est donc donnée avec les incertitudes sur les valeurs de ces paramètres. Notons que pour une utilisation du modèle en pratique, il faudra aussi estimer le poids propre du mur à partir de celui des blocs et du pourcentage de vide du mur que nous avons traité au § 4.2.2.

Dans une première idée, la hauteur de chargement de rupture expérimentale peut être définie comme la hauteur de chargement entraînant la ruine complète du mur.

Or, nous avons vu lors de nos analyses que le mur entre en grandes déformations pour k autour de $1/3$; c'est ce qu'on a appelé la phase 3 de déformation du mur. On peut considérer qu'à ce moment, le mur est entré en rupture et définir cette hauteur de chargement maximale comme celle correspondant au début de la phase 3.

Nous avons préféré décomposer la rupture selon les deux modes que nous avons mis en évidence : nous avons en effet montré que le mur se déforme par renversement autour de son pied et/ou cisaillement des lits à sa base et qu'on peut identifier, pour chaque mode de rupture, un palier indiquant la rupture mécanique de l'ouvrage. On peut donc assimiler la rupture expérimentale à la formation d'un palier de renversement ou de cisaillement et retenir comme hauteur de rupture les valeurs figurant dans les tableaux 4.3 et 4.4.

Nous présenterons donc les hauteurs de rupture en renversement et en cisaillement expérimentales pour les confronter à celles fournies par le modèle.

4.3.2 Comparaison des résultats théoriques et expérimentaux

Nous regroupons dans le tableau 4.5 les résultats théoriques et expérimentaux des expériences de Villemus et de nos propres expériences. Ce tableau comprend pour chaque mur expérimental :

1. la hauteur du mur ;
2. la hauteur de chargement expérimentale correspondant à la rupture en cisaillement ;
3. la hauteur de chargement expérimentale correspondant à la rupture en renversement ;
4. la hauteur de chargement théorique maximale en glissement ;
5. la hauteur de chargement théorique maximale en renversement.

Nous avons affiché en italique les valeurs expérimentales du mur C3s pour lequel le problème de blocage contre les coffrages a pu fausser les résultats en fin d'essai.

Tableau 4.5 – Confrontation des hauteurs de chargement limites théoriques et expérimentales.

	Mur	Chargement exp	Chargement th	Ecart (%)	Type de rupture
Mur V1c	2,00	1,74	1,85	6	✓ Glissement
		–	1,92	–	✗ Renversement
Mur V2c	1,95	1,90	1,98	4	✓ Glissement
		1,78	1,92	8	✓ Renversement
Mur V3c	4,00	3,37	3,74	11	✓ Glissement
		–	3,86	–	✗ Renversement
Mur V4c	2,00	1,94	2,00	3	✓ Glissement
		1,90	1,94	2	✓ Renversement
Mur V5s	4,25	3,60	3,98	10	✓ Glissement
		–	4,11	–	✗ Renversement
Mur C2s	2,50	2,30	3,18	38	✓ Glissement
		2,30	2,58	12	✓ Renversement
Mur C3s	2,50	–	4,19	–	✗ Glissement
		<i>2,78</i>	2,85	3	✓ Renversement
Mur C4c	2,50	–	6,46	–	✗ Glissement
		2,72	2,67	2	✓ Renversement

Pour analyser ces résultats, nous devons tenir compte des spécificités de chaque expérience. Les problèmes rencontrés sur certains essais rendent difficile l'exploitation et la comparaison des résultats.

On peut remarquer que, pour les murs de Villemus, les prévisions du modèle en glissement et en renversement sont proches (différence inférieure à 4%). Les expériences des murs V2c et V4c montrent effectivement une rupture en glissement et renversement ; les murs V1c, V3c et V5s ont rompu en glissement mais on a pu observer un palier de renversement se former. Si on compare la hauteur de rupture expérimentale au minimum des valeurs théoriques de chaque mur, on constate que le modèle prédit la hauteur de remblai maximale supportable par le mur avec une erreur inférieure à 11%. On peut de plus constater que la valeur optimale donnée par le modèle correspond au type de rupture effectivement observé expérimentalement : le modèle fournit une indication sur le mode de rupture privilégié. Les taux d'erreurs les plus importants sont atteints lorsque le mur tombe en glissement seul.

Pour les expériences avec chargement de remblai, on constate que le modèle prévoit une hauteur de chargement très élevée pour provoquer la chute du mur en glissement. Or, nous

avons vu expérimentalement que le mur avait atteint son palier de cisaillement sur l'essai C2s et qu'il en était proche pour les essais C3s et C4c. Le modèle semble donc surestimer la hauteur de rupture en glissement. Cette différence peut provenir de notre choix de mécanisme de rupture : nous avons vu expérimentalement qu'il se produisait non pas un glissement de bloc monolithique mais un cisaillement des lits de pierre accompagné d'une rotation interne des blocs. Une piste d'amélioration du modèle serait d'explorer un mécanisme de cisaillement des lits de pierre à la base du mur. Pour les ruptures en renversement, le modèle donne encore de très bons résultats avec un écart inférieur à 10%. L'écart en glissement est plus important sur les deux dernières expériences : cette différence peut être liée à la spécificité de construction de ces deux murs bâtis avec une inclinaison de joint très importante à la base qui diminue ensuite. Le modèle ne pouvant pas prendre en compte ce changement d'inclinaison, nous avons retenu l'inclinaison initiale dans le modèle, ce qui peut expliquer cette surestimation en glissement.

Pour tester la pertinence du modèle de calcul à la rupture, on ne retient que les deux minima des hauteurs théoriques et expérimentales. Nous avons choisi de représenter la hauteur théorique en fonction de la hauteur expérimentale pour chacun des essais (fig. 4.6), la distance de ces points à la première bissectrice nous donnant une indication sur l'erreur réalisée.

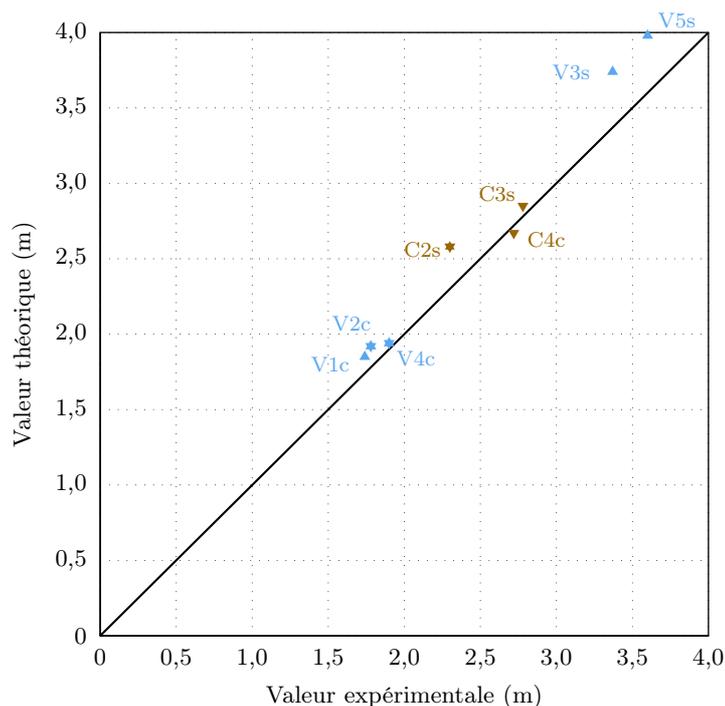


Figure 4.6 – Représentation des hauteurs de chargement maximales théoriques en fonction des hauteurs expérimentales.

Ce graphique (fig. 4.6) montre la pertinence de notre modèle dans la prédiction de la hauteur de chargement maximale potentiellement supportable par un mur de soutènement en pierre sèche. Ces résultats nous permettent de valider les hypothèses retenues dans le modèle et plus particulièrement les choix de critère de résistance et les essais en laboratoire sur les blocs de pierre et le gravier.

Nous proposons une première approche de l'influence des incertitudes sur le modèle en étudiant l'impact d'une petite variation d'un paramètre sur l'estimation de la charge maximale potentiellement supportable par le mur C2s. Cette étude n'est pas exhaustive mais elle donne un ordre de grandeur des incertitudes.

Une erreur de mesure de 1 cm ou de 1° d'un paramètre géométrique a une influence faible sur la charge maximale supportable par le mur (inférieure à 5%).

Concernant les paramètres physiques (les plus difficiles à obtenir), une erreur de 0,5 kN/m³ sur le poids propre du mur γ et du remblai γ_s a peu d'impact sur les prédictions du modèle (autour de 1%). L'angle de frottement des blocs φ n'influe pas sur la rupture en renversement théorique; en revanche, en posant $\varphi \leq 19^\circ$ la rupture théorique se fait en glissement et elle varie donc avec φ . Il est intéressant de constater par exemple que pour $\varphi = 16,7^\circ$, valeur de cisaillement mesurée lors des essais échelle 1, on a $h_s^+ = 2,35$ m. C'est l'angle de frottement du sol φ_s qui a le plus grand impact sur le modèle puisqu'il intervient également dans l'angle de frottement à l'interface δ : une variation de 1° de φ_s entraîne une variation de 7 cm de la hauteur limite de remblai. Nous avons enfin étudié deux nouvelles hypothèses pour l'angle de frottement à l'interface: $\delta = \varphi$, l'angle de frottement des blocs, et $\delta = 0$, cas extrême où il n'y a pas de frottement entre le mur et le sol. On trouve alors des erreurs respectives de 8% et 23%.

4.3.3 Application du modèle et perspectives

Cette section nous a permis de montrer que le modèle de calcul à la rupture mis au point au chapitre 2 peut être un outil de dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche.

Son utilisation en pratique requiert la connaissance des paramètres géométriques et physiques du mur et du remblai. Les caractéristiques mécaniques (poids propre et angle de frottement) du sol de remblai peuvent être déterminées par des essais géotechniques classiques. Le poids du mur est donné par le poids des blocs et le pourcentage de vide du mur où l'on pourra retenir 15% pour des murs construits avec de gros modules et 25% pour de petits modules. L'angle de frottement des blocs peut être estimé par un essai à la boîte de Casagrande. On rappelle également que les hypothèses du modèle supposent que le mur est construit selon les règles de l'art.

Nous avons également pu voir les limites du modèle dans la modélisation du glissement du mur. Peut-être arrive-t-on également à la limite de l'hypothèse de périodicité de la maçonnerie: il pourrait s'avérer intéressant d'explorer un mécanisme de cisaillement des lits de pierre accompagné d'une rotation des blocs et/ou d'étudier une homogénéisation de borne de la maçonnerie en pierre sèche.

Nous avons consacré cette partie au test du modèle sur des résultats expérimentaux. Cette opération nous a permis de montrer que le modèle de calcul à la rupture fournissait une bonne estimation de la hauteur maximale de remblai supportable par le mur en donnant une indication sur le mode de rupture privilégié du mur. Le modèle semble atteindre ses limites dans le dimensionnement en glissement et il serait intéressant de tester un autre mécanisme de rupture pour l'améliorer dans ce domaine.

En conclusion...

Ce dernier chapitre était consacré à la validation du modèle à partir des données expérimentales que nous avons obtenues au cours de notre campagne d'essais, étayées par celles issues des essais de Villemus.

Nous avons ainsi pu montrer que les hypothèses du modèle de calcul à la rupture étaient cohérentes avec les observations expérimentales sur l'hypothèse de déformation plane et le mode de rupture du mur par blocs. En revanche, les essais échelle 1 ont montré que la rupture des murs en pierre sèche découlait d'un double phénomène de renversement global du mur et de cisaillement à sa base qui n'est pas intégré dans le modèle.

Nous avons ensuite utilisé notre modèle pour prédire la hauteur de chargement maximale supportable par les murs expérimentaux. Cette étape nous a permis de voir les difficultés qui se posent à l'utilisation du modèle : si les paramètres géométriques sont bien connus, il existe des incertitudes concernant les paramètres physiques du mur, et même du chargement dans le cas du remblai de sol, dont nous devons tenir compte au moment de la confrontation théorie/modèle.

La comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux nous a montré que notre modèle de calcul à la rupture peut prédire le type de rupture privilégié du mur et donner une bonne estimation de la hauteur maximale de chargement supportable par le mur. Ces résultats nous permettent de valider notre modèle comme un outil pragmatique et pertinent de dimensionnement des murs en pierre sèche.

Ces tests ont mis en évidence les points forts et les limites du modèle et ainsi offert des pistes d'amélioration. On obtient de très bons résultats dans le cas d'une rupture par renversement du mur ou d'une rupture mixte en renversement et en glissement. En revanche, les résultats pour les ruptures en glissement seul sont plus éloignés des observations expérimentales. Nous pouvons donc trouver là des pistes d'amélioration pour notre modèle :

- étude de l'interaction sol/structure ;
- modélisation du phénomène de cisaillement et rotation interne des blocs.

Conclusion

La pierre sèche, technique de construction très répandue au XIX^e siècle en Europe, connaît depuis ces trente dernières années un regain d'intérêt lié au besoin d'auscultation et de réparation des nombreuses constructions existantes mais également à l'engouement pour une technique innovante et performante en terme de développement durable. Devant la nécessité de reconstruction d'ouvrages endommagés par le temps et la demande en constructions neuves, nous avons choisi de consacrer cette thèse au dimensionnement des murs de soutènement en pierre sèche.

Nous avons proposé une modélisation par le calcul à la rupture : en idéalisant le mur en pierre sèche comme une maçonnerie périodique à joints vifs, nous avons mis au point un modèle de dimensionnement analytique qui ne dépende que de la géométrie, du poids propre et de l'angle de frottement du mur et du sol de remblai. Le modèle intègre les possibilités de rupture interne au sein de la maçonnerie ainsi que l'interaction du mur et de son remblai.

Nous avons ensuite entrepris une étude expérimentale de dimensionnement. La forte hétérogénéité du mur et la spécificité de l'interaction sol/structure rendent nécessaire le recours à l'échelle 1 dans les essais. Nous avons ainsi entrepris, en collaboration avec des bâtisseurs en pierre sèche, la construction de quatre murs en pierre sèche de 2,50 m de hauteur, chargés jusqu'à la rupture avec un remblai de sol pulvérulent. Ces essais ont permis d'approfondir nos connaissances sur le comportement et la rupture des murs en pierre sèche sous chargement de sol.

La confrontation du modèle et des expériences nous a permis de présenter l'utilisation pratique du modèle, et notamment la détermination des paramètres physiques du mur et du remblai. Nous avons ainsi montré qu'un essai à la boîte de Casagrande sur les blocs de pierre et un essai triaxial sur le sol de remblai permettaient d'obtenir les angles de frottement du mur et du sol nécessaires au modèle. Nous avons montré finalement la pertinence de notre modèle sur nos essais échelle 1, particulièrement dans le dimensionnement en renversement, souvent préjudiciable pour les murs de soutènement.

Dans la continuité de ce travail, il serait intéressant d'explorer d'autres hypothèses pour permettre une utilisation plus large du modèle. On pourrait par exemple intégrer une cohésion dans le sol pour couvrir le champ des sols argileux ou envisager la présence d'eau dans le remblai. On pourrait également traiter le cas d'une fondation de sol déformable et explorer les problèmes de poinçonnement du mur. On peut enfin envisager, à partir de ce modèle, de complexifier le chargement en ajoutant une surcharge sur le remblai ou en étudiant l'effet d'une sollicitation dynamique.

Nous avons vu d'autre part que le modèle était moins performant pour les ruptures en glissement. Nos expériences ont mis en évidence un phénomène de cisaillement des lits de

Pierre allié à une rotation vers l'aval à la base du mur. Il serait intéressant de mettre en œuvre de nouveaux mécanismes prenant en compte ce type de rupture.

Enfin, il reste encore un champ très vaste à explorer dans l'auscultation des murs de soutènement en pierre sèche existants. L'important patrimoine en pierre sèche, datant majoritairement du XIX^e siècle, présente aujourd'hui des pathologies, notamment des déformations sous forme de ventre difficiles à analyser. Dans cette étude, on pourra s'appuyer sur les travaux réalisés au Royaume-Uni et plus particulièrement sur la thèse de Mundell (2009). La méthode des éléments distincts, calibrée par les essais échelle 1 que nous avons réalisés au cours de cette thèse, pourrait permettre d'étudier des murs particuliers et d'explorer différents scénarios pour expliquer leur déformation. Il serait aussi intéressant d'étudier les techniques non-destructives développées pour l'auscultation des ouvrages monumentaux en maçonnerie.

Liste des symboles

a	Hauteur des blocs de pierre
b	Largeur des blocs de pierre
\underline{e}_1	Vecteur directeur de l'axe (O, X_1)
\underline{e}'_1	Vecteur directeur de l'axe (O, X'_1)
\underline{e}''_1	Vecteur directeur de l'axe (O, X''_1)
\underline{e}_2	Vecteur directeur de l'axe (O, X_2)
\underline{e}'_2	Vecteur directeur de l'axe (O, X'_2)
\underline{e}''_2	Vecteur directeur de l'axe (O, X''_2)
f_1	Fruit aval du mur
f_2	Fruit amont du mur
F_a	Force de poussée d'un sol
h	Hauteur du mur
h'	Hauteur du mur dans le repère (O, X'_1, X'_2)
h_r	Hauteur de rupture du mur
h'_r	Hauteur de rupture du mur dans le repère (O, X'_1, X'_2)
h_s	Hauteur du remblai de sol
h'_s	Hauteur du remblai de sol dans le repère (O, X'_1, X'_2)
h_w	Hauteur de la pression hydrostatique
h'_w	Hauteur de la pression hydrostatique dans le repère (O, X'_1, X'_2)
k	Excentricité relative
K_a	Coefficient de poussée d'un sol
l	Largeur du mur
l'	Largeur du mur dans le repère (O, X'_1, X'_2)
m	Élancement des blocs
\mathcal{P}^e	Puissance des efforts extérieurs
\mathcal{P}^{rm}	Puissance résistante maximale
u	Déplacement
u_i	Déplacement du capteur C_i , $i \in [2, 10]$
\underline{v}	Vitesse virtuelle de rupture du mur
\underline{v}_s	Vitesse virtuelle de rupture du sol
X_1	Abscisse du point \underline{X} dans le repère (O, X_1, X_2)
X'_1	Abscisse du point \underline{X} dans le repère (O, X'_1, X'_2)
X''_1	Abscisse du point \underline{X} dans le repère (O, X''_1, X''_2)

X_2	Ordonnée du point \underline{X} dans le repère (O, X_1, X_2)
X'_2	Ordonnée du point \underline{X} dans le repère (O, X'_1, X'_2)
X''_2	Ordonnée du point \underline{X} dans le repère (O, X''_1, X''_2)
α	Inclinaison des lits de pierre du mur
β	Inclinaison de la surface du remblai
β'	Inclinaison de la surface du remblai dans le repère (O, X'_1, X'_2)
$\underline{\gamma}$	Poids propre du mur
$\underline{\gamma}_s$	Poids propre du sol
δ	Angle de frottement à l'interface mur/sol
ε_1	Coefficient du parement aval du mur
ε_2	Coefficient du parement amont du mur
ε'_1	Coefficient du parement aval du mur dans le repère (O, X'_1, X'_2)
ε'_2	Coefficient du parement amont du mur dans le repère (O, X'_1, X'_2)
λ_1	Inclinaison du parement aval du mur
λ_2	Inclinaison du parement amont du mur
λ'_1	Inclinaison du parement aval du mur dans le repère (O, X'_1, X'_2)
λ'_2	Inclinaison du parement amont du mur dans le repère (O, X'_1, X'_2)
θ	Angle de rotation expérimental du mur
Θ	Angle de rotation expérimental des blocs à la base du mur
φ	Angle de frottement de blocs de pierre
φ_s	Angle de frottement du sol
$\underline{\chi}$	Vitesse virtuelle du mur en translation
$\underline{\chi}_s$	Vitesse virtuelle du sol en translation
ψ	Orientation du vecteur $\underline{\chi}$ de vitesse virtuelle du mur
ψ_s	Orientation du vecteur \underline{v}_s de vitesse virtuelle du sol
Ψ	Angle de rupture virtuel du mur
Ψ_s	Angle de rupture virtuel du sol
σ	Contrainte normale
τ	Contrainte tangentielle
ω	Angle de rotation virtuel du mur
ω_s	Coefficient de cisaillement virtuel du sol

Liste des figures

1.1	La maçonnerie à pierres sèches.	13
1.2	Croquis d'une maçonnerie de pierre sèche en opus assisé et en opus incertum.	14
1.3	Composition d'un mur en pierre sèche.	15
1.4	Inclinaison des lits d'assise d'un mur en pierre sèche en fonction de son fruit.	16
1.5	Aménagement des lits de pierre d'un mur en pierre sèche.	17
1.6	Règle de croisement des joints dans un mur en pierre sèche : décaler les jointures pour éviter les coups de sabre.	17
1.7	Patrimoine en pierre sèche : terrasses de la haute vallée du Douro au Portugal et cabanes du Breuil en Dordogne (France).	20
1.8	Comparatif du coût financier et de l'indice de charge polluante (écopoint) du cycle de vie d'un mur en pierre sèche et d'un mur en béton d'après Langrand <i>et al.</i> (2007).	21
1.9	Équilibre des forces sur un mur-poids : poids propre du mur, poussée du remblai et réaction de la fondation.	24
1.10	Principe de la méthode de Coulomb : ligne de rupture inclinée d'un angle Ψ_s et équilibre du poids du remblai, de la réaction de la surface de rupture du sol et de la réaction du mur.	25
1.11	Méthode des équilibres limites : lignes de glissement inclinées dans la zone de rupture du sol.	27
1.12	Ligne de rupture interne dans un mur de soutènement en pierre sèche selon Constable (1875).	34
1.13	Modélisation du vieillissement des blocs d'un mur en pierre sèche entraînant une déformation sous forme de ventre selon Cooper (1986).	35
1.14	Modélisation de la rotation des blocs et de la rupture interne d'un mur en pierre sèche selon Villemus (2004).	35
1.15	Modélisation UDEC de murs de clôture expérimentaux au Grand Zimbabwe par Dickens et Walker (1996).	36
1.16	Champ de vecteurs vitesses dans le mur C de Burgoyne à la fin de la simulation UDEC par Harkness <i>et al.</i> (2000).	37
1.17	Profils des murs expérimentaux de Burgoyne (1853).	39
1.18	Dispositif expérimental des essais sur murs en pierre sèche de Mundell (2009).	39
1.19	Analyse stéréophotogrammétrique et mise en évidence de la ligne de rupture interne du troisième mur expérimental en pierre sèche par Villemus (2004).	40
1.20	Position du problème : étude d'un mur en pierre sèche soumis à un chargement latéral.	42

2.1	Construction par l'intérieur du domaine K des chargements potentiellement supportables.	53
2.2	Construction par l'extérieur du domaine K des chargements potentiellement supportables.	54
2.3	Idéalisation de la maçonnerie de pierre sèche en maçonnerie régulière périodique puis homogénéisation périodique de la maçonnerie régulière.	57
2.4	Mécanisme de rupture des blocs du VER d'après de Buhan et de Felice (1997).	57
2.5	Domaine G^{hom} des contraintes admissibles de la maçonnerie homogénéisée.	59
2.6	Hypothèses de géométrie, chargement et résistance du système mur sous pression hydrostatique.	60
2.7	Mécanisme de rupture du mur sous pression hydrostatique.	61
2.8	Hypothèses de géométrie, chargement et résistance du système mur sous poussée d'un sol.	65
2.9	Hypothèses de géométrie, chargement et résistance du système mur/remblai.	66
2.10	Mécanisme de rupture en translation du mur et de son remblai.	69
2.11	Mécanisme de rupture en rotation du mur et en cisaillement du sol.	70
2.12	Modèle de calcul à la rupture d'un mur sous pression hydrostatique (CR _{p_w}).	71
2.13	Modèle de calcul à la rupture d'un mur et son remblai de sol (CRs).	72
2.14	Profil des murs expérimentaux de Burgoyne.	73
2.15	Comparaison des modèles de calcul à la rupture, d'équilibre limite et d'éléments distincts sur l'influence de l'angle de frottement du mur φ_m sur la stabilité des murs A et B de Burgoyne.	75
2.16	Comparaison des modèles de calcul à la rupture, d'équilibre limite et d'éléments distincts sur l'influence de l'angle de frottement du sol φ_s sur la stabilité des murs A et B de Burgoyne.	77
2.17	Comparaison des modèles de calcul à la rupture, d'équilibre limite et d'éléments distincts sur l'influence de l'angle de frottement des blocs, de l'angle de frottement du sol, du poids propre du mur, du poids propre du sol et de la largeur du mur sur la stabilité du mur D de Burgoyne.	78
2.18	Dispositif expérimental des essais sur maquette : exemple d'un mur de bois et test sur un mur de brique remblayé par des rouleaux de Schneebeli.	81
2.19	Ruptures expérimentales des maquettes : glissement sur sa base d'un mur en bois et renversement autour de son pied d'un mur en brique.	81
2.20	Évolution des hauteurs limites de remblai théoriques et expérimentales pour les murs de brique et de bois en fonction de l'inclinaison des lits, du fruit du mur et de la pente du remblai.	84
3.1	Le parking du Temple du Pont-de-Montvert lors de la construction des deux premiers murs expérimentaux (octobre 2007).	95
3.2	Carte géologique des environs du Pont-de-Montvert.	95
3.3	Types de pierre utilisés pour les murs expérimentaux et appareillages associés : granite en opus incertum, schiste et calcaire en opus assisé.	96
3.4	Gravier roulé 8/16 de Bellegarde (Gard) utilisé comme remblai des murs expérimentaux.	96
3.5	Différences de parement entre un mur en schiste « ingénieur » et un mur en schiste « paysan ».	97

3.6	Nomenclature des murs expérimentaux en pierre sèche.	97
3.7	Schéma de principe de la pesée hydrostatique et balance hydrostatique. . . .	98
3.8	Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande : dispositif expérimental de l'ENTPE et schéma de principe.	100
3.9	Épentes de granite $6 \times 6 \times 1$ cm pour les essais à la boîte de Casagrande. . .	101
3.10	Essais de cisaillement direct sur des blocs de granite : contrainte tangentielle en fonction du déplacement et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.	102
3.11	Principe de l'essai au plan incliné.	102
3.12	Essai triaxial : appareil triaxial du CETE Méditerranée et schéma de principe.	104
3.13	Éprouvette ($\varnothing = 15$ cm, $h = 30$ cm) de gravier vue de dessus et vue de face.	105
3.14	Essais triaxiaux sur le gravier : déviateur des contraintes en fonction du déplacement et représentation de Mohr-Coulomb.	106
3.15	Interaction sol/structure d'un mur en pierre sèche.	108
3.16	Dispositif de chargement des murs expérimentaux.	110
3.17	Instrumentation des expériences <i>in situ</i> : disposition des capteurs à câble sur le mur et système d'acquisition.	111
3.18	Influence de la rotation du mur sur la mesure des déplacements du mur. . .	111
3.19	Disposition du site expérimental lors des expériences <i>in situ</i>	112
3.20	Calcul d'excentricité : bilan des forces sur le mur et définition de l'excentricité.	115
3.21	Déplacement et profil du parement externe du mur sous l'effet du chargement.	117
3.22	Efforts tangentiels et normaux s'exerçant sur le joint i	118
3.23	Essai du mur C1g : préparation avant l'expérimentation et chute du mur. . .	119
3.24	Poinçonnement des blocs de granite du mur C1g sur le coffrage du remblai.	120
3.25	Déplacement u_i des capteurs du mur C1g en fonction de l'excentricité relative k	121
3.26	Évolution des déplacements du mur C1g en fonction de l'excentricité relative k .	122
3.27	Essai du mur C2s : préparation avant l'expérimentation et chute du mur. . .	123
3.28	Blocs restés en place après la chute du mur C2s.	124
3.29	Variation de l'angle d'inclinaison du remblai β à chaque mesure de chargement de l'expérience C2s.	124
3.30	Hauteur de remblai h_s de l'expérience C2s en fonction du temps t	125
3.31	Déplacement u_i des capteurs du mur C2s en fonction du temps t	125
3.32	Déplacement u_i des capteurs du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k	126
3.33	Évolution des déplacements du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k .	128
3.34	Évolution du profil du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k	129
3.35	Angle de rotation θ du mur C2s en fonction de l'excentricité relative k	130
3.36	Identification des joints 1 à 6 du mur C2s.	131
3.37	Cisaillement des joints à la base du mur C2s : rapport des efforts tranchants/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs des lits de pierre $\delta u_0^{(i)}$	132
3.38	Cisaillement des joints à la base du mur C2s tenant compte de la rotation du mur : rapport des efforts tranchants/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs sans rotation des lits de pierre $\delta u^{(i)}$	132
3.39	Essai du mur C3s : préparation avant l'expérimentation et chute du mur. . .	133

3.40	Redressement progressif de l'inclinaison des assises du mur C3s de 9 à 4° . . .	133
3.41	Déplacement u_i des capteurs du mur C3s en fonction de l'excentricité relative k	135
3.42	Évolution des déplacements du mur C3s en fonction de l'excentricité relative k .	136
3.43	Identification des joints 1 à 7 du mur C3s.	137
3.44	Angle de rotation du mur θ en fonction de l'excentricité relative k	139
3.45	Cisaillement des joints à la base du mur C3s tenant compte de la rotation du mur : rapport des efforts tranchants/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs sans rotation des lits de pierre $\delta u^{(i)}$	139
3.46	Essai du mur C4c : préparation avant l'expérimentation et chute du mur. . .	140
3.47	Mesure de la rotation du mur C4c et de la rotation des blocs de la base du mur à partir des photos numériques de la tranche du mur.	140
3.48	Déplacement u_i des capteurs du mur C4c en fonction de l'excentricité relative k	141
3.49	Évolution des déplacements du mur C4c en fonction de l'excentricité relative k .	142
3.50	Identification des joints 1 à 6 du mur C4c.	143
3.51	Angle de rotation θ du mur C4c en fonction de l'excentricité relative k . . .	144
3.52	Cisaillement des joints à la base du mur C4c tenant compte de la rotation du mur : rapport des efforts tranchants/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs sans rotation des lits de pierre $\delta u^{(i)}$	144
3.53	Profils des murs C3s et C4c relevés au milieu, au quart et au bord des murs.	149
4.1	Profils du mur V5s relevé au milieu et sur chacun des bords du mur d'après Villemus (2004).	161
4.2	Comportement des murs expérimentaux en pierre sèche vis-à-vis du renversement : angle de rotation du mur θ en fonction de l'excentricité relative k	163
4.3	« Ouverture » du mur V3c due au poinçonnement de la fondation et à l'écartement des chaînes d'angle.	164
4.4	Comportement des murs expérimentaux vis-à-vis du glissement : rapport des efforts tangentiels/efforts normaux T/N en fonction des déplacements relatifs des lits de pierre $\delta u^{(i)}$	166
4.5	Mode de rupture théorique d'un mur en pierre sèche prévu par le calcul à la rupture et mode de rupture observé sur les expériences.	167
4.6	Représentation des hauteurs de chargement maximales théoriques en fonction des hauteurs expérimentales.	171
A.1	Hypothèses de géométrie, chargement et résistance et mécanisme de rupture du système mur sous pression hydrostatique.	202
A.2	Hypothèses de géométrie, chargement et résistance et mécanisme de rupture du système mur sous poussée d'un sol.	209
A.3	Hypothèses de géométrie, chargement et résistance et mécanisme de rupture du système mur/remblai.	213
B.1	Essais de cisaillement direct sur des blocs de brique : contrainte tangentielle en fonction du déplacement et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.	222

B.2	Essais de cisaillement direct sur des blocs de bois : contrainte tangentielle en fonction du déplacement et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.	223
B.3	Essais de cisaillement direct sur des blocs de schiste : contrainte tangentielle en fonction du déplacement et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.	224
B.4	Essais de cisaillement direct sur des blocs de calcaire : contrainte tangentielle en fonction du déplacement et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.	225
B.5	Essais de cisaillement direct sur des blocs de calcaire : contrainte tangentielle en fonction du déplacement et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.	226
D.1	Hauteur de remblai h_s de l'expérience C1g en fonction du temps t	246
D.2	Déplacement u_i des capteurs du mur C1g en fonction du temps t	246
D.3	Évolution du profil du mur C1g en fonction de l'excentricité relative k	247
D.4	Hauteur de remblai h_s de l'expérience C3s en fonction du temps t	248
D.5	Déplacement u_i des capteurs du mur C3s en fonction du temps t	248
D.6	Évolution du profil du mur C3s en fonction de l'excentricité relative k	249
D.7	Hauteur de remblai h_s de l'expérience C4c en fonction du temps t	250
D.8	Déplacement u_i des capteurs du mur C4c en fonction du temps t	250
D.9	Évolution du profil du mur C4c en fonction de l'excentricité relative k	251

Liste des tableaux

2.1	Caractéristiques géométriques et physiques des murs de soutènement de Burgoyne retenues dans cette étude.	74
2.2	Caractéristiques physiques et géométriques du mur et du remblai.	80
3.1	Tableau récapitulatif de l'état de l'art de la mécanique des murs de soutènement en pierre sèche.	92
3.2	Résultats des essais de mesure du poids propre des blocs.	99
3.3	Angle de frottement bloc sur bloc.	101
3.4	Poids propre du sol γ_s en kN/m^3 sous différentes configurations de densité et d'humidité.	103
3.5	Angle de frottement du sol φ_s en $^\circ$ sous différentes configurations de densité et d'humidité.	104
3.6	Paramètres physiques et géométriques retenus pour le dimensionnement des murs expérimentaux.	108
3.7	Calcul des moments : valeurs de forces s'exerçant sur le mur et de leur bras de levier.	115
3.8	Comparaison de la phase 0 des quatre expériences.	146
3.9	Comparaison de la phase 1 des quatre expériences.	146
3.10	Comparaison de la phase 2 des quatre expériences.	147
3.11	Comparaison de la phase 3 des quatre expériences.	147
3.12	Bilan de la campagne expérimentale sur murs de soutènement en pierre sèche.	148
4.1	Paramètres physiques et géométriques des murs expérimentaux de Villemus.	158
4.2	Comparaison des pourcentages de vide des différents murs expérimentaux en pierre sèche.	161
4.3	Bilan sur le renversement des murs expérimentaux en pierre sèche.	165
4.4	Bilan sur le cisaillement des murs expérimentaux en pierre sèche.	167
4.5	Confrontation des hauteurs de chargement limites théoriques et expérimentales.	170
C.1	Caractéristiques des capteurs de déplacement utilisés lors des essais échelle 1.	242
C.2	Mesures du site expérimental.	243

Bibliographie

- V. Acary. *Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés*. Thèse de Doctorat, Université Aix-Marseille II, 2001.
- A. Anthoine. Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization. *International Journal of Solids and Structures*, 32(2), pp. 137–163, 1995.
- A. Arya et V.P. Gupta. Retaining walls for hill roads. Dans *Indian Roads Congres*, pp. 291–326, 1983.
- S. Benmebarek, T. Khelifa, N. Benmebarek et R. Kastner. Numerical evaluation of 3D passive earth pressure coefficients for retaining wall subjected to translation. *Computers and geotechnics*, 35(1), pp. 47–60, 2008.
- J. Bonal. Stabilité des murs de soutènement en pierres sèches. Master Recherche, ENTPE, 2007.
- I. Bouchy, J.B. Lanaspèze et V. Legeait. Pour une nouvelle valorisation des terrasses de culture. Technical report, PROTERRA, 2001.
- J. Burgoyne. Revetments of retaining walls. *Corps of Royal Engineering Papers*, 3, pp. 154–159, 1853.
- L. Cagin et L. Nicolas. *Construire en pierre sèche*. Eyrolles, Paris, 2008.
- C. Calderini et S. Lagomarsino. A micromechanical inelastic model for historical masonry. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(4), pp. 453–479, 2006.
- CAPEB. *Guide des bonnes pratiques de construction de murs de soutènement en pierre sèche*. CAPEB, Paris, 2008.
- A. Caquot, J. Kerisel et E. Absi. *Tables de butée et de poussée*. Gauthier-Villars, 2e édition, 1973.
- B. Chetouane, F. Dubois, M. Vinches, C. Bohatier, P. Devillers et M. Nemoz-Gaillard. Analyse comparée de différentes modélisations du comportement au séisme de monuments en pierres sèches. Dans *VIe rencontres du groupe APS*, Octobre 2002.
- B. Chetouane, F. Dubois, M. Vinches et C. Bohatier. NSCD discrete element method for modelling masonry structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 64(1), pp. 65–94, 2005.

- M. Claxton, R.A. Hart, P.F. McCombie et P.J. Walker. Rigid block distinct-element modeling of dry-stone retaining walls in plane strain. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(3), pp. 381–389, 2005.
- F. Cluni et V. Gusella. Homogenization of non-periodic masonry structures. *International Journal of Solids and Structures*, 41, pp. 1911–1923, 2004.
- A.S. Colas. *Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1*. Thèse de Doctorat, ENTPE-ECL, 2009.
- A.S. Colas et J.C. Morel. An overview of dry-stone masonry modelling. Dans *Xth International Drystone Walling Congress*, Montalbán (Espagne), Septembre 2006.
- A.S. Colas, J.C. Morel et D. Garnier. Yield design modelling of dry-stone retaining walls. Dans *Xth Int. Conf. on Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture (STRE-MAH)*, pp. 449–457, Prague (République Tchèque), Juillet 2007.
- A.S. Colas, J.C. Morel et D. Garnier. Yield design of dry-stone masonry retaining structures – Comparisons with analytical, numerical, and experimental data. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(14), pp. 1817–1832, 2008a.
- A.S. Colas, J.C. Morel et D. Garnier. Yield design modelling of dry joint masonry retaining structures. Dans *8th International Seminar on Structural Masonry*, pp. 251–257, Istanbul (Turquie), Novembre 2008b.
- A.S. Colas, J.C. Morel et D. Garnier. 2D modelling of a dry joint masonry wall retaining a pulverulent backfill. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, under review, 2009.
- C. Constable. Retaining walls – an attempt to reconcile theory with practice. *American Society of Civil Engineers*, 3, pp. 67–75, 1875.
- M.R. Cooper. Deflections and failure modes in dry-stone retaining walls. *Ground Engineering*, 19(8), pp. 40–45, 1986.
- A. Corfdir. *Analyse de la stabilité des ouvrages en gabions cellulaires par la théorie du calcul à la rupture*. Thèse de Doctorat, ENPC, 1997.
- P. Coste, C. Cornu, D. Larcena et R. Sette. *Pierre sèche*. Le bec en l’air, Manosque, 2008.
- C.A. Coulomb. *Sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes relatifs à l’architecture*. Mémoire, Académie Royale des Sciences, 1773.
- C. Cussatlegras. Le mur de soutien routier en pierres sèches. Technical report, Ministère de l’Environnement, Juin 1996.
- P. de Buhan. *Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sols renforcés*. Thèse d’État, Université Paris VI, 1986.
- P. de Buhan et G. de Felice. A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 45(7), pp. 1085–1104, 1997.

- M. Delaître. *Manuel de l'architecte et de l'ingénieur*. Persan et cie, 1825.
- J.M. Delbecq. *Analyse de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture*. Thèse de Doctorat, ENPC, 1983.
- J. Desrues. *La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires*. Thèse de Doctorat, USMG & INPG, 1984.
- J.G. Dickens et P.J. Walker. Use of distinct element model to simulate behaviour of dry-stone walls. *Structural Engineering Review*, 8(2/3), pp. 187–199, 1996.
- J. Fréard. *Analyse de la stabilité des massifs rocheux fracturés par une méthode d'homogénéisation*. Thèse de Doctorat, ENPC, 2000.
- R.E. Goodman. *Introduction to rock mechanics*. New York, 1980.
- M. Guiton. *Ruissellement et risque majeur : phénomènes, exemples et gestion spatiale des crues*. LCPC, 1994.
- V.P. Gupta et N.K. Lohani. Treatment and repair of partially damaged retaining walls in hills. *Indian Highways*, pp. 20–28, 1982.
- H.C. Hardiyatmo. *Approche expérimentale du dimensionnement des massifs renforcés à parement cellulaire*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 1995.
- R.M. Harkness, W. Powrie, X. Zhang, K.C. Brady et M.P. O'Reilly. Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls. *Géotechnique*, 50(2), pp. 165–179, 2000.
- J. Heyman. The stone skeleton. *International Journal of Solids and Structures*, 2(2), pp. 249–279, 1966.
- J. Idris, T. Verdel et M. Al-Heib. Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(3), pp. 251–263, 2008.
- M. Jean. The non-smooth contact dynamics method. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 177(3-4), pp. 235–257, 1999.
- C.J.F.P. Jones. Current practice in designing earth retaining structures. *Ground Engineering*, 12(6), pp. 40–45, 1979.
- M. Kawa, S. Pietruszczak et B. Shieh-Beygi. Limit states for brick masonry based on homogenization approach. *International Journal of Solids and Structures*, 45(3-4), pp. 998–1016, 2008.
- G. Langrand, D. Lessa, N. Mitteault, V. Pham, J. Song et X. Yu. Ouvrages en pierre sèche : Analyse du cycle de vie. Projet d'étude, École Centrale de Lyon, 2007.
- C. Lassure. *La pierre sèche, mode d'emploi*. Eyrolles, Paris, 2008.
- C. Lassure et D. Repérant. *Cabanes en pierre sèche de France*. Édisud, Aix-en-Provence, 2004.

- J. Lemos. Discrete element modelling of historical structures. Dans *International Conference on New Technologies in Structural Engineering*, pp. 1099–1106, Lisbonne (Portugal), 1997.
- F.Q. Liu et J.H. Wang. A generalized slip line solution to the active earth pressure on circular retaining walls. *Computers and Geotechnics*, 35(2), pp. 155–164, 2008.
- J. Lopez, S. Oller, E. Oñate et J. Lubliner. A homogeneous constitutive model for masonry. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 46(10), pp. 1651–1671, 1999.
- H.R. Lotfi et P.B. Shing. An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Computers & Structures*, 41(3), pp. 413–425, 1991.
- H.R. Lotfi et P.B. Shing. Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of structural engineering*, 120(1), pp. 63–80, 1994.
- P.B. Lourenço et J.G. Rots. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(7), pp. 660–668, 1997.
- P.B. Lourenço, R. De Borst, et J.G. Rots. A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 40(21), pp. 4033–4057, 1997.
- P.B. Lourenço, J.G. Rots et J. Blaauwendraad. Continuum model for masonry : parameter estimation and validation. *Journal of Structural Engineering*, 124(6), pp. 642–652, 1998.
- P.B. Lourenço, D.V. Oliveira, P. Roca et A. Orduna. Dry joint stone masonry walls subjected to in-plane combined loading. *Journal of Structural Engineering*, 131(11), pp. 1665–1673, 2005.
- R. Luciano et E. Sacco. Homogenization technique and damage model for old masonry material. *International Journal of Solids and Structures*, 32(24), pp. 3191–3208, 1997.
- G. Macchi. Diagnosis of the facade of St. Peter’s Basilica in Rome. Dans *3rd International Seminar on Structural Analysis of Historical Construction*, pp. 309–318, Guimarães (Portugal), 7–9 Novembre 2001.
- S. Maghous, P. de Buhan et A. Bekaert. Failure design of jointed rock structures by means of a homogenization approach. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 3(3), pp. 207–228, 1998.
- S. Maghous, P. De Buhan et A. Bekaert. Représentation à l’échelle microscopique d’un mécanisme de rupture dans un milieu à joints. *C. R. Mécanique*, 333, pp. 285–291, 2005.
- M. Mokni. *Relations entre déformations en masse et déformations localisées dans les matériaux granulaires*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 1992.
- F. Mola et R. Vitaliani. Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments : the St Mark’s Basilica in Venice. Dans *1st International Seminar on Structural Analysis of Historical Construction*, Barcelone (Espagne), 1997.

- R. Moldano et M.I. González. Engineering of the Taironas circa 1200. Dans *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundations*, pp. 1273–1275, 1989.
- M. Mommessin. *Application du calcul à la rupture à l'étude de la stabilité des murs-poids de soutènement*. Thèse de Doctorat, Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1981.
- J.J. Moreau. Cism international centre for mechanical sciences. Dans *Nonsmooth Mechanics and Applications*, volume 302. Springer, Wien, 1988.
- J.C. Morel, A. Mesbah, M. Oggero et P.J. Walker. Building houses with local materials : means to drastically reduce the environmental impact of construction. *Building and Environment*, 36(10), pp. 1119–1126, 2001.
- E. Méry. Équilibre des voûtes en berceau. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1, pp. 50–70, 1840.
- C. Mundell. *An experimental and analytical study of dry-stone retaining walls*. Thèse de Doctorat, University of Bath, 2009.
- E. Oñate, A. Hanganu, A. Barbat, S. Oller, R. Vitaliani, A. Saetta et R. Scotta. Structural analysis and durability assessment of historical construction using a finite element damage model. Dans *Structural Analysis of Historical Construction*, pp. 189–224, 1997.
- N. Odent. Recensement des ouvrages de soutènement en bordure du réseau routier national. *Ouvrage d'Art*, 34, pp. 15–18, 2000.
- M.P. O'Reilly, D.I. Bush, K.C. Brady et W. Powrie. The stability of drystone retaining walls on highways. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 133(2), pp. 101–107, 1999.
- A.W. Page. Finite element model for masonry. *A.S.C.E Journal of Structural Division*, 104(8), pp. 1267–1285, 1978.
- G.N. Pande, J.X. Liang et J. Middleton. Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and Geotechnics*, 8(5), pp. 243–365, 1989.
- J. Peng. Developping structural integrity assessment for dry-stone retaining walls. Compte rendu, Université de Bath, 1999.
- M. Polonceau. *Annales des Chemins Vicinaux*, volume 1, chapter Note sur les travaux de la vicinalité, pp. 29–33. Imprimerie et Librairie Administrative de Paul Dupont, 1845.
- J.V. Poncelet. *Mémoire sur la stabilité des revêtements et de leurs fondations*. Bachelier, 1840.
- W. Powrie, R.M. Harkness, X. Zhang et D.I. Bush. Deformation and failure modes of drystone retaining walls. *Géotechnique*, 52(6), pp. 435–446, 2002.
- D. Raffard. *Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire : Application aux ouvrages d'intérêt archéologique*. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, 2000.

- A. Rafiee, M. Vinches et C. Bohatier. Application of the NSCD method to analyse the dynamic behaviour of stone arched structures. *International Journal of Solids and Structures*, 45(25-26), pp. 6269–6283, 2008.
- G. Readshaw. Determining shear behavior of dense gravel. Master of Engineering, University of Bath, 2008.
- K. Sab. Yield design of thin periodic plates by a homogenization technique and an application to masonry walls. *Comptes Rendus Mécanique*, 331(9), pp. 641–646, 2003.
- J. Salençon. *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1983.
- J. Salençon. An introduction to the yield design theory and its application to soils mechanics. *European Journal of Mechanics A/Solids*, 9(5), pp. 477–500, 1990.
- G. Schneebeli. Une mécanique pour les terres sans cohésion. *Compte rendus des séances de l'Académie des Sciences*, 243, pp. 2647–2673, 1956.
- SETRA. *IQOA - Image de la Qualité des Ouvrages d'Art - Murs de soutènement, murs poids en maçonnerie : Type 1. Pierre sèche, Type 2. Maçonnerie Jointoyée*, 2000.
- SETRA. *Recensement des ouvrages de soutènement*, 1998a.
- SETRA. *Les ouvrages de soutènement. Guide de Conception générale.*, 1998b.
- B. Shieh-Beygi et S. Pietruszczak. Numerical analysis of structural masonry : mesoscale approach. *Computers and Structures*, 86(21-22), pp. 1958–1973, 2008.
- R. Tufnell. *Building and Repairing Dry Stone Walls*. Dry Stone Walling Association of Great Britain, 1991.
- UNESCO. Orientations devant guider la mise en oeuvre de la convention du patrimoine mondial. , 2008.
- V. Valdenaire. Expérimentation sur des murs de soutènement en pierres sèches à l'échelle 1 jusqu'à la rupture. Master Recherche, ENTPE, 2008.
- G. Vasconcelos. *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry : characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*. Thèse de Doctorat, Universidade do Minho, 2005.
- M. Vigouroux. *Annales des chemins vicinaux*, volume 42, chapter Notice sur les murs de soutènement, pp. 277–288. Imprimerie et Librairie Administrative de Paul Dupont, 1889.
- B. Villemus. *Étude des murs de soutènement en maçonnerie de pierres sèches*. Thèse de Doctorat, ENTPE–INSA de Lyon, 2004.
- B. Villemus, J.C. Morel et C. Boutin. Experimental assessment of dry stone retaining wall stability on a rigid foundation. *Engineering Structures*, 29(9), pp. 2124–2132, 2007.
- P.J. Walker et J.G. Dickens. Stability of medieval dry stone walls in Zimbabwe. *Géotechnique*, 45(1), pp. 141–147, 1995.

- P.J. Walker, J.C. Morel et B. Villemus. Outline of dry-stone retaining wall construction in Britain and France. Dans *Proceedings of the 12th International Brick/Block Masonry Conference*, pp. 1909–1927, Juin 2000.
- H. Wilson-Jones. *Ouvrages renforcés par des géosynthétiques dans un modèle analogique plan*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 1992.
- X.L. Yang. Upper bound limit analysis of active earth pressure with different fracture surface and nonlinear yield criterion. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 47(1), pp. 46–56, 2007.
- X. Zhang, N.C. Koutsabeloulis, S. Hope et A. Pearce. A finite element analysis for the stability of drystone masonry retaining walls. *Géotechnique*, 54(1), pp. 57–60, 2004.
- A. Zucchini et P.B. Lourenço. A coupled homogenisation-damage model for masonry cracking. *Computers and Structures*, 82(11-12), pp. 917–929, 2004.
- A. Zucchini et P.B. Lourenço. Mechanics of masonry in compression : Results from a homogenisation approach. *Computers and Structures*, 85(3-4), pp. 193–204, 2007.

Table des matières

Introduction	7
1 État de l'art sur les murs de soutènement en pierre sèche	9
1.1 La maçonnerie à pierres sèches	13
1.1.1 La pierre sèche : définitions	13
1.1.2 Règles de l'art de la construction en pierre sèche	14
1.1.2.1 Le matériau	14
1.1.2.2 L'appareillage	14
1.1.2.3 La composition d'un mur en pierre sèche	15
1.1.2.4 La construction d'un mur en pierre sèche	15
1.1.3 Regards sur la construction en pierre sèche	18
1.1.3.1 Historique	18
1.1.3.2 La pierre sèche, une technique moderne	19
1.1.3.3 Les enjeux de la pierre sèche aujourd'hui	21
1.2 État de l'art de la modélisation des ouvrages de soutènement et des structures maçonneries	23
1.2.1 Modélisation des ouvrages de soutènement	23
1.2.1.1 Introduction au dimensionnement des murs de soutènement	23
1.2.1.2 Études sur la poussée des terres	25
1.2.2 Modélisation des structures maçonneries	28
1.2.2.1 Introduction à la modélisation des structures maçonneries . .	28
1.2.2.2 Modélisation macro-mécanique des structures maçonneries . .	29
1.2.2.3 Modélisation micro-mécanique des structures maçonneries . .	30
1.2.2.4 Modélisation multi-échelle des structures maçonneries	31
1.3 État de l'art de la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche . .	33
1.3.1 Étude empirique des murs de soutènement en pierre sèche	33
1.3.2 Approche macro-mécanique des murs de soutènement en pierre sèche	34
1.3.3 Approche micro-mécanique des murs de soutènement en pierre sèche	36
1.3.4 Approche expérimentale des murs de soutènement en pierre sèche . .	38
1.4 Vers une modélisation des murs en pierre sèche par le calcul à la rupture et l'expérimentation échelle 1	41
1.4.1 Le choix d'une approche pragmatique	41
1.4.2 Position du problème	42

2	Modélisation des murs de soutènement en pierre sèche par le calcul à la rupture	47
2.1	Présentation du cadre théorique	51
2.1.1	Introduction à la théorie du calcul à la rupture	51
2.1.1.1	Position du problème	51
2.1.1.2	Approche par l'intérieur	52
2.1.1.3	Approche par l'extérieur	53
2.1.2	Mise en place de l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture . .	54
2.2	Application du calcul à la rupture au cas des murs de soutènement en pierre sèche	56
2.2.1	Hypothèses de modélisation de la maçonnerie	56
2.2.1.1	Hypothèse de régularité de la maçonnerie	56
2.2.1.2	Homogénéisation périodique de la maçonnerie	56
2.2.2	Modélisation d'un mur sous pression hydrostatique	59
2.2.2.1	Hypothèses du calcul à la rupture	59
2.2.2.2	Choix du mécanisme de rupture virtuel	60
2.2.2.3	Détermination de la hauteur d'eau critique	61
2.2.2.4	Application directe aux murs de soutènement en pierre sèche	65
2.2.3	Modélisation d'un mur chargé par un remblai pulvérulent	66
2.2.3.1	Hypothèses du calcul à la rupture	66
2.2.3.2	Choix du mécanisme de rupture virtuel	68
2.2.3.3	Détermination de la hauteur de remblai critique	68
2.2.4	Bilan de la modélisation des murs de soutènement en pierre sèche . .	71
2.3	Test du modèle	73
2.3.1	Confrontation à la littérature sur les essais de John Burgoyne	73
2.3.1.1	Comparaison avec l'étude de Powrie <i>et al.</i>	74
2.3.1.2	Comparaison avec l'étude de Claxton <i>et al.</i>	76
2.3.2	Confrontation à des essais sur modèles réduits en 2D	79
2.3.2.1	Préparation des expériences	79
2.3.2.2	Analyse paramétrique	82
3	Expérimentations échelle 1 sur murs de soutènement en pierre sèche	89
3.1	Préparation des expériences	93
3.1.1	Objectifs et moyens mis en œuvre	93
3.1.1.1	Cahier des charges de la campagne expérimentale	93
3.1.1.2	Configuration de la campagne expérimentale	93
3.1.2	Caractérisation des matériaux constitutifs et pré-dimensionnement . .	98
3.1.2.1	Détermination des caractéristiques mécaniques des blocs	98
3.1.2.2	Détermination des caractéristiques mécaniques du gravier	103
3.1.2.3	Dimensionnement des murs expérimentaux	107
3.1.3	Dispositif expérimental	109
3.1.3.1	Mise en chargement du mur	109
3.1.3.2	Métrologie	109
3.2	Campagne d'essais sur murs en pierre sèche chargés par un remblai pulvérulent	113
3.2.1	Analyse des résultats expérimentaux : méthodologie	113
3.2.1.1	Observations, analyse photo et vidéo	113

3.2.1.2	Déplacement des capteurs en fonction du temps	114
3.2.1.3	Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative	114
3.2.1.4	Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement	116
3.2.1.5	Étude de la rotation d'ensemble du mur	116
3.2.1.6	Étude du cisaillement de la base du mur	117
3.2.2	Analyse du mur C1g	119
3.2.2.1	Observations, analyse photo et vidéo	119
3.2.2.2	Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative	120
3.2.2.3	Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement	121
3.2.3	Analyse du mur C2s	121
3.2.3.1	Observations, analyse photo et vidéo	121
3.2.3.2	Déplacement des capteurs en fonction du temps	123
3.2.3.3	Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative	126
3.2.3.4	Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement	127
3.2.3.5	Étude de la rotation d'ensemble du mur	127
3.2.3.6	Étude du cisaillement de la base du mur	127
3.2.4	Analyse du mur C3s	131
3.2.4.1	Observations, analyse photo et vidéo	131
3.2.4.2	Déplacement des capteurs en fonction du temps	134
3.2.4.3	Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative	134
3.2.4.4	Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement	135
3.2.4.5	Étude de la rotation d'ensemble du mur	135
3.2.4.6	Étude du cisaillement de la base du mur	137
3.2.5	Analyse du mur C4c	138
3.2.5.1	Observations, analyse photo et vidéo	138
3.2.5.2	Déplacement des capteurs en fonction du temps	138
3.2.5.3	Déplacement des capteurs en fonction de l'excentricité relative	140
3.2.5.4	Évolution des déplacements et du profil du mur au cours du chargement	141
3.2.5.5	Étude de la rotation d'ensemble du mur	141
3.2.5.6	Étude du cisaillement de la base du mur	143
3.3	Bilan de la campagne expérimentale	146
3.3.1	Synthèse des résultats de la campagne expérimentale	146
3.3.1.1	Phases de déformation des murs	146
3.3.1.2	Modes de déformation des murs	147
3.3.1.3	Résultats qualitatifs	148
3.3.2	Analyse critique de la campagne expérimentale	149
4	Confrontation modèle/expérimentation	153
4.1	Présentation de la base de données expérimentales	157
4.1.1	Campagne expérimentale de Villemus	157
4.1.2	Campagne expérimentale du Pont-de-Montvert	158

4.1.3	Synthèse	159
4.2	Confrontation hypothèses du modèle et expériences	160
4.2.1	Déformation plane du mur	160
4.2.2	Régularité des blocs et de la maçonnerie	160
4.2.3	Homogénéisation périodique	162
4.2.4	Comportement en renversement	163
4.2.5	Comportement en glissement	165
4.2.6	Mode de rupture du mur	167
4.3	Confrontation résultats du modèle et expériences	169
4.3.1	Définition de la hauteur de chargement limite	169
4.3.2	Comparaison des résultats théoriques et expérimentaux	170
4.3.3	Application du modèle et perspectives	172
	Conclusion	175
	Liste des symboles	177
	Liste des figures	179
	Liste des tableaux	185
	Bibliographie	187
	Table des matières	195
A	Modélisation par le calcul à la rupture	201
A.1	Modélisation d'un mur sous pression hydrostatique	202
A.1.1	Hypothèses du calcul à la rupture	202
A.1.2	Choix du mécanisme de rupture virtuel	203
A.1.3	Détermination de la hauteur d'eau critique	204
A.1.3.1	Rupture du mur par translation	204
A.1.3.2	Rupture du mur par rotation	206
A.2	Modélisation d'un mur sous poussée d'un sol pulvérulent	209
A.2.1	Hypothèses du calcul à la rupture	209
A.2.2	Choix du mécanisme de rupture virtuel	209
A.2.3	Détermination de la hauteur de sol critique	210
A.2.3.1	Rupture du mur par translation	210
A.2.3.2	Rupture du mur par rotation	211
A.3	Modélisation d'un mur chargé par un remblai pulvérulent	213
A.3.1	Hypothèses du calcul à la rupture	213
A.3.2	Choix du mécanisme de rupture virtuel	214
A.3.3	Détermination de la hauteur de sol critique	215
A.3.3.1	Rupture du mur par translation	215
A.3.3.2	Rupture du mur par rotation	217

B	Caractérisation mécanique des matériaux utilisés dans les expérimentations	221
B.1	Essais de cisaillement sur les blocs de brique et de bois	222
B.1.1	Essais de cisaillement sur la brique	222
B.1.2	Essais de cisaillement sur le bois	223
B.2	Essais de cisaillement sur les blocs de pierre	224
B.2.1	Essais de cisaillement sur le schiste	224
B.2.2	Essais de cisaillement sur le calcaire	225
B.3	Essai triaxial sur le gravier	227
C	Dispositif expérimental des essais du Pont-de-Montvert	241
C.1	Caractéristiques des capteurs	242
C.2	Organisation du site expérimental	243
D	Résultats des essais sur murs en pierre sèche	245
D.1	Mur C1g	246
D.2	Mur C3s	248
D.3	Mur C4c	250

Annexe A

Modélisation par le calcul à la rupture

Cette annexe est consacrée au détail des calculs des modèles de calcul à la rupture présentés section 2.2.

Annexe A.1 : modélisation d'un mur sous pression hydrostatique (cf. § 2.2.2).

Annexe A.2 : modélisation d'un mur sous poussée d'un sol (cf. § 2.2.2.4).

Annexe A.3 : modélisation d'un mur et de son remblai de sol (cf. § 2.2.3).

- une pression hydrostatique (condition limite) sur un segment $[FW]$ de son parement intérieur :

$$\underline{p}_w = \gamma_w \cos(\lambda'_2 - \alpha)(h'_w - X'_2) \underline{e}'_1 - \gamma_w \cos(\lambda'_2 - \alpha) \tan \lambda'_2 (h'_w - X'_2) \underline{e}'_2 \quad (\text{A.4})$$

On appelle h'_0 l'ordonnée de F dans (O, X'_1, X'_2) :

$$h'_0 = \frac{\cos \lambda'_2 \sin \alpha}{\cos(\lambda'_2 - \alpha)} l'(1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) \quad (\text{A.5})$$

et h'_w l'ordonnée de W .

Critère de résistance. Le mur est caractérisé par son critère de résistance homogénéisé que l'on exprime grâce à sa fonction d'appui :

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) = \begin{cases} 0 & \text{si } \underline{n} \text{ et } \llbracket \underline{v} \rrbracket \text{ vérifient (A.7)} \\ \infty & \text{sinon} \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

avec

$$-n_1 v_1 \leq 0 \quad (\text{A.7a})$$

$$\tan \varphi |n_1 v_1| \leq 2m n_2 v_2 \quad (\text{A.7b})$$

$$|n_1 v_2 + n_2 v_1| \leq \tan \varphi n_1 v_1 + \frac{1}{\tan \varphi} n_2 v_2 \quad (\text{A.7c})$$

A.1.2 Choix du mécanisme de rupture virtuel

On choisit un mode de rupture de corps rigide le long d'une surface OO' inclinée d'un angle Ψ avec X'_1 (fig. A.1). La géométrie du système impose alors :

$$\Psi \in \left[\alpha, \arctan \frac{h'}{l'(1 + \varepsilon'_1)} \right] \quad (\text{A.8})$$

On caractérise la surface de rupture OO' par sa normale \underline{n} :

$$\underline{n} = \sin \Psi \underline{e}'_1 + \cos \Psi \underline{e}'_2 \quad (\text{A.9})$$

On définit également les coordonnées $(-l'_r, h'_r)$ du point O' en fonction de l'angle Ψ comme :

$$l'_r(\Psi) = \frac{\cos \lambda'_2 \cos \Psi}{\cos(\Psi - \lambda'_2)} l'(1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) \quad (\text{A.10a})$$

$$h'_r(\Psi) = l'_r \tan \Psi \quad (\text{A.10b})$$

On considère que le triangle $OO'C$ reste immobile tandis que le trapèze $OABO'$ se déplace à la vitesse \underline{v} de sorte qu'en tout point \underline{X} de $OABO'$ on a :

$$\underline{v}(\underline{X}) = (\chi \cos \psi + \omega X'_2) \underline{e}'_1 + (\chi \sin \psi - \omega X'_1) \underline{e}'_2 \quad (\text{A.11})$$

Dans cette annexe, nous développerons les cas particuliers :

- d'une rupture par translation pure :

$$\underline{v}(\underline{X}) = \chi \cos \psi \underline{e}'_1 + \chi \sin \psi \underline{e}'_2 \quad (\text{A.12})$$

- d'une rupture par rotation pure :

$$\underline{v}(\underline{X}) = \omega X'_2 \underline{e}'_1 - \omega X'_1 \underline{e}'_2 \quad (\text{A.13})$$

A.1.3 Détermination de la hauteur d'eau critique

A.1.3.1 Rupture du mur par translation

Puissance des efforts extérieurs. On calcule la puissance des efforts extérieurs :

$$\mathcal{P}^e = \underbrace{\iint_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV}_{\mathcal{P}_v^e} + \underbrace{\int_{O'W} \underline{p}_w \cdot \underline{v} \, dS}_{\mathcal{P}_s^e} \quad (\text{A.14})$$

La puissance des efforts volumiques \mathcal{P}_v^e s'écrit à partir des expressions (A.3) et (A.12) :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_v^e &= \iint_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{\chi} \, dV \\ &= \iint_{OABO'} -\gamma \chi \sin(\psi + \alpha) \, dX'_1 dX'_2 \\ &= -\gamma \chi \sin(\psi + \alpha) V_{OABO'} \\ \mathcal{P}_v^e &= -\frac{\gamma \chi}{2} \sin(\psi + \alpha) l' \left[(2 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h' - (1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h_r - l' (1 + \varepsilon'_1) \tan \alpha \right] \end{aligned} \quad (\text{A.15})$$

La puissance des efforts surfaciques \mathcal{P}_s^e s'écrit à partir des expressions (A.4) et (A.12) :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_s^e &= \int_{O'W} \underline{p}_w \cdot \underline{v} \, dS \\ &= \int_{h'_r}^{h'_w} \gamma_w \chi \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha) \cos(\psi + \lambda'_2)}{\cos \lambda'_2} (h'_w - X'_2) \frac{dX'_2}{\cos \lambda'_2} \\ \mathcal{P}_s^e &= \frac{\gamma_w \chi}{2} \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha) \cos(\psi + \lambda'_2)}{\cos^2 \lambda'_2} (h'_w - h'_r)^2 \end{aligned} \quad (\text{A.16})$$

Puissance résistante maximale. On calcule ensuite la puissance résistante maximale \mathcal{P}^{rm} :

$$\mathcal{P}^{rm} = \int_{OABO'} \pi^{\text{hom}}(\underline{d}) \, dV + \int_{OO'} \pi^{\text{hom}}(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) \, dS \quad (\text{A.17})$$

avec

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{d}) = 0 \quad (\text{A.18})$$

et

$$\pi^{\text{hom}}(\underline{n}, \llbracket \underline{v} \rrbracket) = 0 \quad (\text{A.19})$$

sous les conditions d'existence (A.7) de la fonction d'appui.

On explicite les conditions d'existence en remplaçant \underline{n} et \underline{v} par leurs expressions respectives (A.9) et (A.12) ; on trouve ainsi que :

– (A.7a) devient :

$$\begin{aligned} -n_1 v_1 &\leq 0 \\ -\sin \Psi (\chi \cos \psi) &\leq 0 \\ -\chi &\leq 0 \end{aligned}$$

– (A.7b) devient :

$$\begin{aligned} \tan \varphi |n_1 v_1| &\leq 2m n_2 v_2 \\ \tan \varphi |\sin \Psi (\chi \cos \psi)| &\leq 2m \cos \Psi (\chi \sin \psi) \\ \tan \varphi \tan \Psi &\leq 2m \tan \psi \end{aligned}$$

– (A.7c) devient :

$$\begin{aligned} |n_1 v_2 + n_2 v_1| &\leq \tan \varphi n_1 v_1 + \frac{1}{\tan \varphi} n_2 v_2 \\ |\sin \Psi (\chi \sin \psi) + \cos \Psi (\chi \cos \psi)| &\leq \tan \varphi \sin \Psi (\chi \cos \psi) + \frac{1}{\tan \varphi} \cos \Psi (\chi \sin \psi) \\ 1 + \tan \Psi \tan \psi &\leq \tan \varphi \tan \Psi + \frac{\tan \psi}{\tan \varphi} \\ 1 - \tan \varphi \tan \Psi &\leq \frac{\tan \psi}{\tan \varphi} - \tan \Psi \tan \psi \\ 1 - \tan \varphi \tan \Psi &\leq (1 - \tan \varphi \tan \Psi) \frac{\tan \psi}{\tan \varphi} \\ \tan \varphi &\leq \tan \psi \end{aligned}$$

$$\text{avec } \tan \Psi \leq \frac{1}{\tan \varphi}.$$

On retiendra donc les conditions de pertinence suivantes :

$$\chi \geq 0 \quad (\text{A.20a})$$

$$\tan \varphi \tan \Psi \leq 2m \tan \psi \quad (\text{A.20b})$$

$$\varphi \leq \psi \quad \text{avec } \tan \Psi \leq 1/\tan \varphi \quad (\text{A.20c})$$

Calcul de la charge limite. L'approche par l'extérieur du calcul à la rupture nous dit alors que :

$$\mathcal{P}^e \leq \mathcal{P}^{rm} \quad (\text{A.21})$$

La hauteur critique $h_w'^{g0}$ est donc la plus grande racine du polynôme \mathcal{P}^e :

$$h_w'^{g0}(\psi, \Psi) = h_r' + \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_w} \frac{\sin(\psi + \alpha) \cos^2 \lambda_2'}{\cos(\psi + \lambda_2') \cos(\lambda_2' - \alpha)} l' \left[(2 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2') h' - (1 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2') h_r - l'(1 + \varepsilon_1') \tan \alpha \right]} \quad (\text{A.22})$$

On cherche les valeurs de ψ et Ψ qui minimisent $h_w'^{g0}$ sous les conditions (A.8) et (A.20) :

$$\psi^{\text{opt}} = \varphi \quad (\text{A.23a})$$

$$\Psi^{\text{opt}} = \alpha \quad (\text{A.23b})$$

On trouve ainsi la hauteur limite $h_w'^g$:

$$h_w'^g = h_0' + \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_w} \frac{\sin(\varphi + \alpha) \cos^2 \lambda_2'}{\cos(\varphi + \lambda_2') \cos(\lambda_2' - \alpha)} l' \left[(2 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2') h' - (1 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2') h_0' - l'(1 + \varepsilon_1') \tan \alpha \right]} \quad (\text{A.24})$$

On donne finalement la hauteur h_w^g :

$$\boxed{h_w^g = \frac{\cos(\lambda_2' - \alpha)}{\cos \lambda_2'} h_w'^g - \sin \alpha l' (1 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2')} \quad (\text{A.25})$$

A.1.3.2 Rupture du mur par rotation

Puissance des efforts extérieurs. La puissance des efforts extérieurs est donnée par l'expression (A.14).

Dans le cas d'une rotation pure, la puissance des efforts volumiques s'exprime comme :

$$\begin{aligned}
 \mathcal{P}_v^e &= \iint_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV \\
 &= \iint_{OABO'} -\gamma\omega(X_2' \sin \alpha - X_1' \cos \alpha) \, dX_1' dX_2' \\
 \mathcal{P}_v^e &= -\gamma\omega \left[\int_{l_{0i}}^{l_{0f}} \int_{h_{0i}}^{h_{0f}} (X_2' \sin \alpha - X_1' \cos \alpha) \, dX_1' dX_2' \right. \\
 &\quad \left. + \int_{l_{1i}}^{l_{1f}} \int_{h_{1i}}^{h_{1f}} (X_2' \sin \alpha - X_1' \cos \alpha) \, dX_1' dX_2' + \int_{l_{2i}}^{l_{2f}} \int_{h_{2i}}^{h_{2f}} (X_2' \sin \alpha - X_1' \cos \alpha) \, dX_1' dX_2' \right]
 \end{aligned} \tag{A.26}$$

avec

	l	h	
0i	$-l'(1 + \varepsilon_1')$	$-X_1' \tan \Psi$	
0f	$-l'\varepsilon_1'$	$h' - (l'(1 + \varepsilon_1') + X_1') \tan \alpha$	
1i	$-l'\varepsilon_1'$	$-X_1' \tan \Psi$	
1f	0	$X_1' / \tan \lambda_1'$	
2i	$-l'_r$	$-X_1' \tan \Psi$	
2f	$-l'(1 + \varepsilon_1')$	$(l'(1 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2') + X_1') / \tan \lambda_2'$	

(A.27)

On calcule la puissance des efforts surfaciques \mathcal{P}_s^e en se plaçant sur le parement interne du mur ; on peut, sur ce parement, exprimer X_1' en fonction de X_2' :

$$X_1' = X_2' \tan \lambda_2 - l'(1 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2') \tag{A.28}$$

\mathcal{P}_s^e s'exprime alors comme :

$$\begin{aligned}
 \mathcal{P}_s^e &= \int_{O'W} \underline{p}_w \cdot \underline{v} \, dS \\
 \mathcal{P}_s^e &= \int_{h'_r}^{h'_w} \gamma_w \omega \frac{\cos(\lambda_2' - \alpha)}{\cos^2 \lambda_2'} (h'_w - X_2') \left(\frac{X_2'}{\cos \lambda_2'} - l'(1 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2') \sin \lambda_2' \right) \, dX_2'
 \end{aligned} \tag{A.29}$$

On peut donc écrire \mathcal{P}^e comme un polynôme de degré 3 en h'_w :

$$\mathcal{P}^e = \omega (p_3(\Psi) h_w'^3 + p_2(\Psi) h_w'^2 + p_1(\Psi) h_w' + p_0(\Psi)) \tag{A.30}$$

où les p_i sont des coefficients qui s'expriment en fonction des paramètres géométriques et physiques du mur.

Puissance résistante maximale. La puissance résistante maximale \mathcal{P}^{rm} s'écrit de nouveau :

$$\mathcal{P}^{rm} = 0 \tag{A.31}$$

sous les conditions d'existence (A.7) de la fonction d'appui.

On explicite les conditions d'existence en remplaçant \underline{n} et \underline{v} par leurs expressions respectives (A.9) et (A.13) ; on trouve ainsi que :

– (A.7a) devient :

$$\begin{aligned} -n_1 v_1 &\leq 0 \\ -\sin \Psi (\omega X_2) &\leq 0 \\ -\omega &\leq 0 \end{aligned}$$

– (A.7b) devient :

$$\begin{aligned} \tan \varphi |n_1 v_1| &\leq 2m n_2 v_2 \\ \tan \varphi |\sin \Psi (\omega X_2)| &\leq 2m \cos \Psi (-\omega X_1) \\ -\frac{X_2}{X_1} \tan \varphi \tan \Psi &\leq 2m \\ \tan^2 \Psi &\leq \frac{2m}{\tan \varphi} \end{aligned}$$

– (A.7c) devient :

$$\begin{aligned} |n_1 v_2 + n_2 v_1| &\leq \tan \varphi n_1 v_1 + \frac{1}{\tan \varphi} n_2 v_2 \\ |\sin \Psi (-\omega X_1) + \cos \Psi (\omega X_2)| &\leq \tan \varphi \sin \Psi (\omega X_2) + \frac{1}{\tan \varphi} \cos \Psi (-\omega X_1) \\ X_2 (1 - \tan \varphi \tan \Psi) &\leq -X_1 \left(\frac{1}{\tan \varphi} - \tan \Psi \right) \\ -\frac{X_2}{X_1} (1 - \tan \varphi \tan \Psi) &\leq (1 - \tan \varphi \tan \Psi) \frac{1}{\tan \varphi} \\ \tan \Psi &\leq \frac{1}{\tan \varphi} \end{aligned}$$

On retiendra donc les conditions de pertinence suivantes :

$$\omega \geq 0 \tag{A.32a}$$

$$\tan \Psi \leq \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} \tag{A.32b}$$

$$\tan \Psi \leq \frac{1}{\tan \varphi} \tag{A.32c}$$

Calcul de la charge limite. La hauteur critique est donc une racine du polynôme \mathcal{P}^e (A.30), que l'on peut calculer grâce à la méthode de Cardan.

On divise \mathcal{P}^e par $\omega p_3(\Psi)$ et on opère le changement de variable :

$$H'_w = h'_w + \frac{p_2(\Psi)}{3 p_3(\Psi)} \tag{A.33}$$

ce qui nous permet de transformer le polynôme \mathcal{P}^e en polynôme unitaire \mathcal{Q}^e dont les termes du second degré sont nuls de sorte que :

$$\mathcal{Q}^e = H'_w{}^3 + q_1(\Psi) H'_w + q_0(\Psi) \tag{A.34}$$

Notons que ce changement de variable permet d'éliminer ω .

On calcule ensuite le discriminant Δ de ce polynôme :

$$\Delta(\Psi) = [q_0(\Psi)]^2 + \frac{4}{27} [q_1(\Psi)]^3 \tag{A.35}$$

Δ étant dans notre cas toujours positif, on obtient la hauteur critique $h_w'^{r0}$:

$$h_w'^{r0}(\Psi) = \sqrt[3]{\frac{-q_0(\Psi) + \sqrt{\Delta(\Psi)}}{2}} + \sqrt[3]{\frac{-q_0(\Psi) - \sqrt{\Delta(\Psi)}}{2}} - \frac{p_2(\Psi)}{3p_3(\Psi)} \quad (\text{A.36})$$

On cherche la valeur de Ψ qui minimise $h_w'^{r0}$ sous les conditions (A.32) :

$$\Psi^{\text{opt}} = \begin{cases} \Psi_0 \text{ avec } \frac{dh_w'^{r0}}{d\Psi}(\Psi_0) = 0 & \text{si } 0 \leq \Psi_0 \leq \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} \\ \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} & \text{si } \Psi_0 \geq \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} \end{cases} \quad (\text{A.37})$$

On trouve ainsi la hauteur limite $h_w'^r$:

$$h_w'^r = h_w'^{r0}(\Psi^{\text{opt}}) \quad (\text{A.38})$$

On donne finalement la hauteur h_w^r :

$$\boxed{h_w^r = \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha)}{\cos \lambda'_2} h_w'^r - \sin \alpha l'(1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2)} \quad (\text{A.39})$$

La hauteur extrême d'eau potentiellement supportable par le mur est majorée par la hauteur h_w^+ qui s'exprime en fonction de (A.25) et (A.39) comme :

$$\boxed{h_w^+ = \min\{h_w^g, h_w^r\}} \quad (\text{A.40})$$

A.2 Modélisation d'un mur sous poussée d'un sol pulvérulent

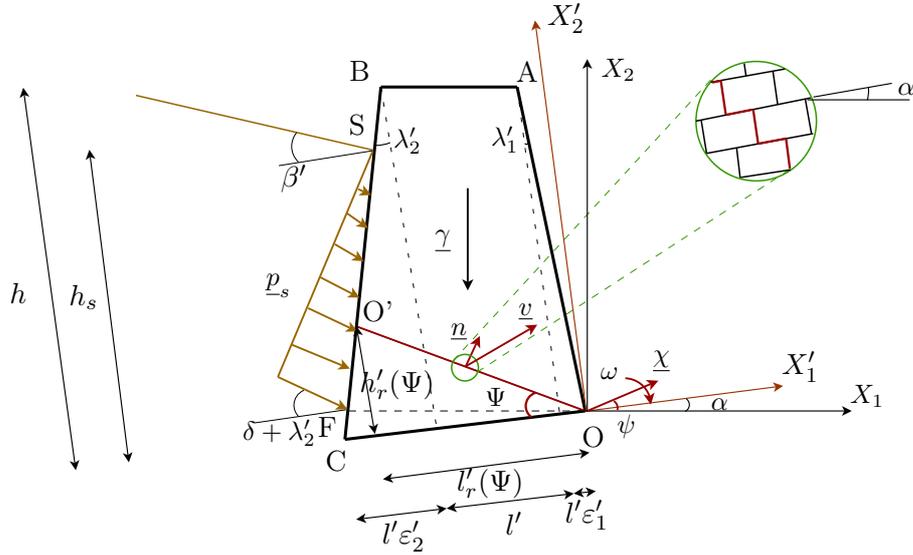


Figure A.2 – Hypothèses de géométrie, chargement et résistance et mécanisme de rupture du système mur sous poussée d'un sol.

A.2.1 Hypothèses du calcul à la rupture

Géométrie. On considère un mur $OABC$ de hauteur h , largeur en tête l , fruit extérieur λ_1 , fruit intérieur λ_2 , inclinaison des lits de pierre α (fig. 1.20). Nous reprendrons les mêmes notations que dans le cas de la pression hydrostatique (A.1/A.2).

Chargement. Le mur est soumis à deux chargements :

- son poids propre (chargement à distance) donné par l'expression (A.3).
- la poussée d'un remblai de sol (condition limite) sur un segment $[FS]$ de son parement intérieur :

$$\underline{p}_s = K_a \gamma_s \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha)}{\cos \lambda'_2} (h'_s - X'_2) \cos(\delta + \lambda'_2) \underline{e}'_1 - K_a \gamma_s \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha)}{\cos \lambda'_2} (h'_s - X'_2) \sin(\delta + \lambda'_2) \underline{e}'_2 \quad (\text{A.41})$$

où K_a est le coefficient de poussée des terres que l'on exprime grâce à la théorie de Coulomb (1.10) en fonction de l'angle de frottement du remblai de sol φ_s , de sa pente β , de l'inclinaison du parement λ_2 et de l'angle de frottement entre le mur et le sol δ .

Critère de résistance. Le mur est caractérisé par son critère de résistance homogénéisé que l'on exprime grâce à sa fonction d'appui (A.6) qui dépend des conditions (A.7).

A.2.2 Choix du mécanisme de rupture virtuel

On choisit un mode de rupture de corps rigide le long d'une surface OO' inclinée d'un angle Ψ avec X'_1 ; on caractérise cette surface de rupture par sa normale \underline{n} (A.9).

On considère que le triangle $OO'C$ reste immobile tandis que le trapèze $OABO'$ se déplace à la vitesse \underline{v} (A.11). Dans cette annexe, nous développerons les cas particuliers :

- d'une rupture par translation pure (A.12) ;
- d'une rupture par rotation pure (A.13).

A.2.3 Détermination de la hauteur de sol critique

A.2.3.1 Rupture du mur par translation

Puissance des efforts extérieurs. On calcule la puissance des efforts extérieurs :

$$\mathcal{P}^e = \underbrace{\iint_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV}_{\mathcal{P}_v^e} + \underbrace{\int_{O'S} \underline{p}_s \cdot \underline{v} \, dS}_{\mathcal{P}_s^e} \quad (\text{A.42})$$

La puissance des efforts volumiques \mathcal{P}_v^e conserve la même expression (A.15) :

$$\mathcal{P}_v^e = -\frac{\gamma\chi}{2} \sin(\psi + \alpha) l' \left[(2 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h' - (1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h_r - l'(1 + \varepsilon'_1) \tan \alpha \right]$$

La puissance des efforts surfaciques \mathcal{P}_s^e s'écrit :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_s^e &= \int_{O'S} \underline{p}_s \cdot \underline{v} \, dS \\ &= \int_{h'_r}^{h'_s} K_a \gamma_s \chi \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha) \cos(\psi + \delta + \lambda'_2)}{\cos \lambda'_2} (h'_s - X'_2) \frac{dX'_2}{\cos \lambda'_2} \\ \mathcal{P}_s^e &= \frac{K_a \gamma_s \chi}{2} \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha) \cos(\psi + \delta + \lambda'_2)}{\cos^2 \lambda'_2} (h'_s - h'_r)^2 \end{aligned} \quad (\text{A.43})$$

Puissance résistante maximale. On calcule ensuite la puissance résistante maximale \mathcal{P}^{rm} à partir de l'expression (A.17). On en déduit que la puissance résistante maximale est nulle et que les paramètres cinématiques doivent respecter les conditions (A.20) :

$$\begin{aligned} \chi &\geq 0 \\ \tan \varphi \tan \Psi &\leq 2m \tan \psi \\ \varphi &\leq \psi \quad \text{avec } \tan \Psi \leq 1/\tan \varphi \end{aligned}$$

Calcul de la charge limite. L'approche par l'extérieur du calcul à la rupture nous dit alors que :

$$\mathcal{P}^e \leq \mathcal{P}^{rm} \quad (\text{A.44})$$

La hauteur critique $h'_s{}^{g0}$ est donc la plus grande racine du polynôme \mathcal{P}^e :

$$\begin{aligned} h'_s{}^{g0}(\psi, \Psi) = \\ h'_r + \sqrt{\frac{\gamma}{K_a \gamma_s} \frac{\sin(\psi + \alpha) \cos^2 \lambda'_2}{\cos(\psi + \delta + \lambda'_2) \cos(\lambda'_2 - \alpha)} l' \left[(2 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h' - (1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h_r - l'(1 + \varepsilon'_1) \tan \alpha \right]} \end{aligned} \quad (\text{A.45})$$

On cherche les valeurs de ψ et Ψ qui minimisent $h'_s{}^{g0}$ sous les conditions (A.8) et (A.20) :

$$\psi^{\text{opt}} = \varphi \quad (\text{A.46a})$$

$$\Psi^{\text{opt}} = \alpha \quad (\text{A.46b})$$

On trouve ainsi la hauteur limite $h'_s{}^g$:

$$h'_s{}^g = h'_0 + \sqrt{\frac{\gamma}{K_a \gamma_s} \frac{\sin(\varphi + \alpha) \cos^2 \lambda'_2}{\cos(\varphi + \delta + \lambda'_2) \cos(\lambda'_2 - \alpha)} l' \left[(2 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h' - (1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h'_0 - l'(1 + \varepsilon'_1) \tan \alpha \right]} \quad (\text{A.47})$$

On donne finalement la hauteur h_s^g :

$$h_s^g = \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha)}{\cos \lambda'_2} h'_s{}^g - \sin \alpha l'(1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) \quad (\text{A.48})$$

A.2.3.2 Rupture du mur par rotation

Puissance des efforts extérieurs. La puissance des efforts extérieurs est donnée par l'expression (A.42).

La puissance des efforts volumiques conserve la même expression (A.26).

La puissance des efforts surfaciques \mathcal{P}_s^e s'écrit :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_s^e &= \int_{O'S} p_s \cdot \underline{v} \, dS \\ \mathcal{P}_s^e &= \int_{h'_r}^{h'_s} K_a \gamma_s \omega \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha)}{\cos^2 \lambda'_2} (h'_s - X'_2) \left(X'_2 \frac{\cos \delta}{\cos \lambda'_2} - l'(1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) \sin(\delta + \lambda'_2) \right) dX'_2 \end{aligned}$$

On peut donc écrire \mathcal{P}^e comme un polynôme de degré 3 en h'_s :

$$\mathcal{P}^e = \omega (p_3(\Psi) h'_s{}^3 + p_2(\Psi) h'_s{}^2 + p_1(\Psi) h'_s + p_0(\Psi)) \quad (\text{A.49})$$

Puissance résistante maximale. On calcule ensuite la puissance résistante maximale \mathcal{P}^{rm} à partir de l'expression (A.17). On en déduit que la puissance résistante maximale est nulle et que les paramètres cinématiques doivent respecter les conditions (A.32).

$$\begin{aligned} \omega &\geq 0 \\ \tan \Psi &\leq \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} \\ \tan \Psi &\leq \frac{1}{\tan \varphi} \end{aligned}$$

Calcul de la charge limite. La hauteur critique est donc une racine du polynôme \mathcal{P}^e , que l'on peut calculer grâce à la méthode de Cardan.

On divise \mathcal{P}^e par $\omega p_3(\Psi)$ et on opère le changement de variable :

$$H'_s = h'_s + \frac{p_2(\Psi)}{3 p_3(\Psi)} \quad (\text{A.50})$$

ce qui nous permet de transformer le polynôme \mathcal{P}^e en polynôme unitaire \mathcal{Q}^e dont les termes du second degré sont nuls de sorte que :

$$\mathcal{Q}^e = H_s'^3 + q_1(\Psi) H_s' + q_0(\Psi) \quad (\text{A.51})$$

Notons que ce changement de variable permet également d'éliminer ω .

On calcule ensuite le discriminant Δ de ce polynôme :

$$\Delta(\Psi) = [q_0(\Psi)]^2 + \frac{4}{27} [q_1(\Psi)]^3 \quad (\text{A.52})$$

Δ étant dans notre cas toujours positif, on obtient la hauteur critique $h_s'^{r0}$:

$$h_s'^{r0}(\Psi) = \sqrt[3]{\frac{-q_0(\Psi) + \sqrt{\Delta(\Psi)}}{2}} + \sqrt[3]{\frac{-q_0(\Psi) - \sqrt{\Delta(\Psi)}}{2}} - \frac{p_2(\Psi)}{3p_3(\Psi)} \quad (\text{A.53})$$

On cherche la valeur de Ψ qui minimise $h_s'^{r0}$ sous les conditions (A.32) :

$$\Psi^{\text{opt}} = \begin{cases} \Psi_0 \text{ avec } \frac{dh_s'^{r0}}{d\Psi}(\Psi_0) = 0 & \text{si } 0 \leq \Psi_0 \leq \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} \\ \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} & \text{si } \Psi_0 \geq \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} \end{cases} \quad (\text{A.54})$$

On trouve ainsi la hauteur limite $h_s'^r$:

$$h_s'^r = h_s'^0(\Psi^{\text{opt}}) \quad (\text{A.55})$$

On donne finalement la hauteur h_s^r :

$$\boxed{h_s^r = \frac{\cos(\lambda_2' - \alpha)}{\cos \lambda_2'} h_s'^r - \sin \alpha l' (1 + \varepsilon_1' + \varepsilon_2')} \quad (\text{A.56})$$

La hauteur extrême de remblai potentiellement supportable par le mur est majorée par h_s^+ tel que :

$$\boxed{h_s^+ = \min\{h_s^g, h_s^r\}} \quad (\text{A.57})$$

avec (A.7) :

$$\begin{aligned} -n_1 v_1 &\leq 0 \\ \tan \varphi |n_1 v_1| &\leq 2m n_2 v_2 \\ |n_1 v_2 + n_2 v_1| &\leq \tan \varphi n_1 v_1 + \frac{1}{\tan \varphi} n_2 v_2 \end{aligned}$$

Le sol pulvérulent est caractérisé par un critère de résistance de Mohr-Coulomb purement frottant que l'on exprime grâce à ses fonctions d'appui :

$$\pi(\underline{d}_s) = \begin{cases} 0 & \text{si (A.61)} \\ \infty & \text{sinon} \end{cases} \quad (\text{A.60})$$

avec

$$\text{tr}(\underline{d}_s) \geq (|d_{s1}| + |d_{s2}|) \sin \varphi_s \quad (\text{A.61})$$

et

$$\pi(\underline{n}_s, \llbracket v_s \rrbracket) = \begin{cases} 0 & \text{si (A.63)} \\ \infty & \text{sinon} \end{cases} \quad (\text{A.62})$$

avec

$$\llbracket v_s \rrbracket \cdot \underline{n}_s \geq |\llbracket v_s \rrbracket| \sin \varphi_s \quad (\text{A.63})$$

L'interface entre le mur et le sol est caractérisée par un critère de résistance de Mohr-Coulomb que l'on exprime grâce à sa fonction d'appui :

$$\pi(\underline{n}, \underline{\Delta v}) = \begin{cases} 0 & \text{si (A.65)} \\ \infty & \text{sinon} \end{cases} \quad (\text{A.64})$$

avec

$$\underline{\Delta v} \cdot \underline{n}_\delta \geq |\underline{\Delta v} \cdot \underline{t}_\delta| \tan \delta \quad (\text{A.65})$$

A.3.2 Choix du mécanisme de rupture virtuel

On garde pour le mur un mode de rupture de corps rigide le long d'une surface OO' inclinée d'un angle Ψ avec X'_1 ; on caractérise cette surface de rupture par la normale \underline{n} décrite en (A.9) :

$$\underline{n} = \sin \Psi \underline{e}'_1 + \cos \Psi \underline{e}'_2 \quad (\text{A.66})$$

Seul le trapèze $OABO'$ se déplace à la vitesse \underline{v} .

Le sol se rompt également le long d'une surface plane $O'T$ inclinée d'un angle Ψ_s par rapport au parement intérieur du mur ; on appelle \underline{n}_s la normale de $O'T$:

$$\underline{n}_s = \cos(\Psi_s - \lambda'_2) \underline{e}'_1 + \sin(\Psi_s - \lambda'_2) \underline{e}'_2 \quad (\text{A.67})$$

Seul le triangle $O'TS$ est mobilisé en déplacement à la vitesse \underline{v}_s .

L'interface entre le mur et le sol est caractérisée par sa normale \underline{n}_δ et sa tangente \underline{t}_δ :

$$\underline{n}_\delta = \cos \lambda'_2 \underline{e}'_1 - \sin \lambda'_2 \underline{e}'_2 \quad (\text{A.68a})$$

$$\underline{t}_\delta = \sin \lambda'_2 \underline{e}'_1 + \cos \lambda'_2 \underline{e}'_2 \quad (\text{A.68b})$$

Deux champs de vitesse virtuels vont être explorés dans cette étude :

1. une translation de vecteur $\underline{\chi}$ du mur et une translation de vecteur $\underline{\chi}_s$ du sol :

$$\underline{v} = \chi \cos \psi \underline{e}'_1 + \chi \sin \psi \underline{e}'_2 \quad (\text{A.69a})$$

$$\underline{v}_s = \chi_s \cos \psi_s \underline{e}'_1 - \chi_s \sin \psi_s \underline{e}'_2 \quad (\text{A.69b})$$

2. une rotation d'angle ω du mur et un cisaillement du sol :

$$\underline{v} = \omega X'_2 \underline{e}'_1 - \omega X'_1 \underline{e}'_2 \quad (\text{A.70a})$$

$$\underline{v}_s = \omega_s X''_2 \cos \psi_s \underline{e}''_1 + \omega_s X''_2 \sin \psi_s \underline{e}''_2 \quad (\text{A.70b})$$

A.3.3 Détermination de la hauteur de sol critique

A.3.3.1 Rupture du mur par translation

Puissance des efforts extérieurs. On calcule la puissance des efforts extérieurs :

$$\mathcal{P}^e = \underbrace{\iint_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{\chi} \, dV}_{\mathcal{P}_{\text{mur}}^e} + \underbrace{\iint_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{\chi}_s \, dV}_{\mathcal{P}_{\text{sol}}^e} \quad (\text{A.71})$$

La puissance des efforts du mur $\mathcal{P}_{\text{mur}}^e$ se présente sous la même forme que \mathcal{P}_v^e (A.15) de sorte que :

$$\mathcal{P}_{\text{mur}}^e = -\frac{\gamma\chi}{2} \sin(\psi + \alpha) l' \left[(2 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h' - (1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h_r - l'(1 + \varepsilon'_1) \tan \alpha \right] \quad (\text{A.72})$$

La puissance des efforts du sol $\mathcal{P}_{\text{sol}}^e$ s'écrit comme :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_{\text{sol}}^e &= \iint_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{\chi}_s \, dS \\ &= \iint_{O'ST} \gamma_s \chi_s \sin(\psi_s - \alpha) \, dX'_1 dX'_2 \\ &= \gamma_s \chi_s \sin(\psi_s - \alpha) V_{O'ST} \\ \mathcal{P}_{\text{sol}}^e &= \frac{\gamma_s \chi_s}{2} \frac{\sin(\psi_s - \alpha) \sin \Psi_s \cos(\beta' - \lambda'_2)}{\cos(\Psi_s + \beta' - \lambda'_2) \cos^2 \lambda'_2} (h'_s - h'_r)^2 \end{aligned} \quad (\text{A.73})$$

Puissance résistante maximale. Toutes les fonctions d'appui du mur et du sol étant nulles, la puissance résistante maximale \mathcal{P}^{rm} est également nulle. Les paramètres cinématiques doivent respecter les conditions d'existence des fonctions d'appui du domaine de résistance du mur (A.7), du sol (A.63) et de l'interface (A.65).

Concernant le domaine de résistance du mur, comme nous avons retenu la même vitesse (A.69a) et la même surface de rupture (A.66), les conditions d'existence de la fonction π restent les mêmes que dans le cas des modélisations de mur sous pression soit (A.20) :

$$\begin{aligned} \chi &\geq 0 \\ \tan \varphi \tan \Psi &\leq 2m \tan \psi \\ \varphi &\leq \psi \quad \text{avec } \tan \Psi \leq 1/\tan \varphi \end{aligned}$$

Dans le cas du sol, en remplaçant \underline{n}_s et \underline{v}_s par (A.67) et (A.69b) dans (A.63), on trouve :

$$\begin{aligned} \llbracket \underline{v}_s \rrbracket \cdot \underline{n}_s &\geq \llbracket \underline{v}_s \rrbracket \sin \varphi_s \\ (\chi_s \cos \psi_s) \cos(\Psi_s - \lambda'_2) - (\chi_s \sin \psi_s) \sin(\Psi_s - \lambda'_2) &\geq \chi_s \sin \varphi_s \\ \cos(\psi_s + \Psi_s - \lambda'_2) &\geq \cos\left(\frac{\pi}{2} - \varphi_s\right) \\ \psi_s &\geq \frac{\pi}{2} - \Psi_s - \varphi_s + \lambda'_2 \quad (\text{A.74}) \end{aligned}$$

À l'interface, on substitue à \underline{n}_δ et \underline{t}_δ leur expression (A.68a) et (A.68b) et on explicite $\underline{\Delta v} = \underline{v} - \underline{v}_s$ dans l'équation (A.65) :

$$\begin{aligned} \underline{\Delta v} \cdot \underline{n}_\delta &\geq |\underline{\Delta v} \cdot \underline{t}_\delta| \tan \delta \\ \Delta v_1 \cos \lambda'_2 - \Delta v_2 \sin \lambda'_2 &\geq \left[\Delta v_1 \sin \lambda'_2 + \Delta v_2 \cos \lambda'_2 \right] \tan \delta \\ \Delta v_1 \cos(\delta + \lambda'_2) &\geq \Delta v_2 \sin(\delta + \lambda'_2) \\ (\chi \cos \theta - \chi_s \cos \theta_s) \cos(\delta + \lambda'_2) &\geq (\chi \sin \theta - \chi_s \sin \theta_s) \sin(\delta + \lambda'_2) \\ \chi \cos(\theta + \delta + \lambda'_2) &\geq \chi_s \cos(\theta_s - \delta - \lambda'_2) \quad (\text{A.75}) \end{aligned}$$

Calcul de la charge limite. L'approche par l'extérieur du calcul à la rupture nous dit alors que :

$$\mathcal{P}^e \leq \mathcal{P}^{rm} \quad (\text{A.76})$$

La hauteur critique $h_s'^{g0}$ est donc la plus grande racine du polynôme \mathcal{P}^e :

$$h_s'^{g0}(\psi, \Psi) = h_r + \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_s} K l' \left[(2 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h' - (1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h'_r - l'(1 + \varepsilon'_1) \tan \alpha \right]} \quad (\text{A.77})$$

avec

$$K(\psi, \psi_s, \Psi_s) = \frac{\sin(\psi + \alpha) \cos(\psi_s - \delta - \lambda'_2) \cos(\Psi_s + \beta' - \lambda'_2) \cos^2 \lambda'_2}{\cos(\psi + \delta + \lambda'_2) \sin(\psi_s - \alpha) \sin \Psi_s \cos(\beta' - \lambda'_2)} \quad (\text{A.78})$$

On cherche les valeurs de ψ , Ψ , ψ_s et Ψ_s qui minimisent $h_s'^{g0}$ sous les conditions (A.20), (A.74) et (A.75) ; on trouve en particulier :

$$\psi^{\text{opt}} = \varphi \quad (\text{A.79a})$$

$$\Psi^{\text{opt}} = \alpha \quad (\text{A.79b})$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \frac{\pi}{2} - \Psi_s - \varphi_s + \lambda'_2 \quad (\text{A.79c})$$

On trouve ainsi la hauteur limite $h_s'^g$:

$$h_s'^g(\psi, \Psi) = h'_0 + \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_s} K^{\text{opt}} l' \left[(2 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) - (1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2) h'_0 - l'(1 + \varepsilon'_1) \tan \alpha \right]} \quad (\text{A.80})$$

avec

$$K^{\text{opt}} = \frac{\sin(\varphi + \alpha) \sin(\Psi_s^{\text{opt}} + \varphi_s + \delta) \cos(\Psi_s^{\text{opt}} + \beta' - \lambda'_2) \cos^2 \lambda'_2}{\cos(\varphi + \delta + \lambda'_2) \cos(\Psi_s^{\text{opt}} + \varphi_s - \lambda'_2 - \alpha) \sin \Psi_s^{\text{opt}} \cos(\beta' - \lambda'_2)} \quad (\text{A.81})$$

On donne finalement la hauteur h_s^g :

$$\boxed{h_s^g = \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha)}{\cos \lambda'_2} h_s'^g - \sin \alpha l' (1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2)} \quad (\text{A.82})$$

A.3.3.2 Rupture du mur par rotation

Puissance des efforts extérieurs. La puissance des efforts extérieurs s'écrit :

$$\mathcal{P}^e = \underbrace{\iint_{OABO'} \underline{\gamma} \cdot \underline{v} \, dV}_{\mathcal{P}_{\text{mur}}^e} + \underbrace{\iint_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dV}_{\mathcal{P}_{\text{sol}}^e} \quad (\text{A.83})$$

La puissance des efforts du mur conserve la même expression (A.26).

La puissance des efforts du sol s'exprime comme :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_{\text{sol}}^e &= \iint_{O'ST} \underline{\gamma}_s \cdot \underline{v}_s \, dS \\ &= \iint_{O'ST} \gamma_s \omega_s \sin(\Psi_s + \psi_s + \alpha - \lambda'_2) X_2'' \, dX_1'' dX_2'' \\ \mathcal{P}_{\text{sol}}^e &= \int_0^{TH} \int_0^{X_{21}''} \gamma_s \omega_s \sin(\Psi_s + \psi_s + \alpha - \lambda'_2) X_2'' \, dX_1'' dX_2'' \\ &\quad + \int_{TH}^{TO'} \int_0^{X_{22}''} \gamma_s \omega_s \sin(\Psi_s + \psi_s + \alpha - \lambda'_2) X_2'' \, dX_1'' dX_2'' \end{aligned} \quad (\text{A.84})$$

où SH est la distance du point S à TO' .

On a ainsi :

$$TH = \frac{\sin \Psi_s \tan(\Psi_s + \beta' + \lambda'_2)}{\cos \lambda'_2} (h'_s - h'_r) \quad (\text{A.85a})$$

$$TO' = \frac{\cos(\lambda'_2 - \beta')}{\cos(\Psi_s + \beta' - \lambda'_2) \cos \lambda'_2} (h'_s - h'_r) \quad (\text{A.85b})$$

et

$$X_{21}'' = X_1'' \tan\left(\frac{\pi}{2} - \Psi_s - \beta' + \lambda'_2\right) \quad (\text{A.86a})$$

$$X_{22}'' = (TO' - X_1'') \tan \Psi_s \quad (\text{A.86b})$$

On peut donc écrire \mathcal{P}^e comme un polynôme de degré 3 en h'_s :

$$\mathcal{P}^e = \mathcal{P}_{\text{mur}}^e + p^s(\omega_s, \psi_s, \Psi_s)(h'_s - h'_r)^3 \quad (\text{A.87})$$

où p^s est un coefficient qui s'exprime en fonction des paramètres géométriques et physiques du mur.

Puissance résistante maximale. Toutes les fonctions d'appui du mur et du sol étant nulles, la puissance résistante maximale \mathcal{P}^{rm} est également nulle. Les paramètres cinématiques doivent respecter les conditions d'existence des fonctions d'appui du domaine de résistance du mur (A.7), du sol (A.63) et de l'interface (A.65).

Pour le mur, comme nous avons retenu la même vitesse (A.70a) et la même surface de rupture (A.66), les conditions restent les mêmes que dans le cas des modélisations de mur

sous pression soit (A.32) :

$$\begin{aligned}\omega &\geq 0 \\ \tan \Psi &\leq \sqrt{\frac{2m}{\tan \varphi}} \\ \tan \Psi &\leq \frac{1}{\tan \varphi}\end{aligned}$$

Pour le sol, on remplace \underline{n}_s et \underline{v}_s par (A.67) et (A.70b) dans (A.61) et on trouve :

$$\begin{aligned}\text{tr}(\underline{d}_s) &\geq (|d_{s1}| + |d_{s2}|) \sin \varphi_s \\ \omega_s \sin \psi_s &\geq \left[\frac{1}{2} \omega_s (1 + \sin \psi_s) + \frac{1}{2} \omega_s (1 - \sin \psi_s) \right] \sin \varphi_s \\ \sin \psi_s &\geq \sin \varphi_s\end{aligned}\tag{A.88}$$

À l'interface, on substitue à \underline{n}_δ et \underline{t}_δ leur expression (A.68a) et (A.68b) et on explicite $\underline{\Delta v} = \underline{v} - \underline{v}_s$ dans l'équation (A.65) :

$$\begin{aligned}\underline{\Delta v} \cdot \underline{n}_\delta &\geq |\underline{\Delta v} \cdot \underline{t}_\delta| \tan \delta \\ \Delta v_1 \cos \lambda'_2 - \Delta v_2 \sin \lambda'_2 &\geq \left[\Delta v_1 \sin \lambda'_2 + \Delta v_2 \cos \lambda'_2 \right] \tan \delta \\ \Delta v_1 \cos(\delta + \lambda'_2) &\geq \Delta v_2 \sin(\delta + \lambda'_2) \\ \omega (X'_2 \cos \delta - l'(1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2)) \cos \lambda'_2 \sin(\delta + \lambda'_2) &\geq \omega_s (X'_2 - h'_r) \sin \Psi_s \sin(\Psi_s + \psi_s + \delta) \\ \Psi &\geq \delta + \lambda'_2\end{aligned}\tag{A.89}$$

Calcul de la charge limite. La hauteur critique est donc une racine du polynôme \mathcal{P}^e telle que :

$$h_s'^{r0}(\omega, \Psi, \omega_s, \psi_s, \Psi_s) = h'_r - \sqrt[3]{\frac{\mathcal{P}_{\text{mur}}^e}{p^s(\omega_s, \psi_s, \Psi_s)}}\tag{A.90}$$

On cherche enfin les valeurs de Ψ , ψ_s et Ψ_s qui minimisent $h_s'^{r0}$ sous les conditions (A.32), (A.88) et (A.89) ; on trouve en particulier :

$$\Psi^{\text{opt}} = \delta + \lambda'_2\tag{A.91a}$$

$$\psi_s^{\text{opt}} = \varphi_s\tag{A.91b}$$

On trouve ainsi la hauteur limite $h_s'^r$:

$$h_s'^r = h_s'^0(\delta + \lambda'_2, \varphi_s, \Psi_s^{\text{opt}})\tag{A.92}$$

On donne finalement la hauteur h_s^r :

$$\boxed{h_s^r = \frac{\cos(\lambda'_2 - \alpha)}{\cos \lambda'_2} h_s'^r - \sin \alpha l'(1 + \varepsilon'_1 + \varepsilon'_2)}\tag{A.93}$$

La hauteur extrême de remblai potentiellement supportable par le mur est majorée par h_s^+ tel que :

$$\boxed{h_s^+ = \min\{h_s^g, h_s^r\}}\tag{A.94}$$

On se propose de comparer les résultats des modèles CRp_s (A.2) et CRs (A.3). Les deux modèles sont destinés à évaluer la stabilité d'un mur de soutènement sous chargement de sol mais dans le modèle CRp_s l'action du sol est figurée par une pression sur le parement amont du mur alors que dans le modèle CRs on intègre le remblai au système d'étude.

En comparant les deux modèles, on remarque que la hauteur maximale de chargement pour un mécanisme de translation est la même dans les deux modèles. En effet, en remplaçant K_a par sa valeur selon Coulomb grâce à l'équation (1.7) dans l'équation (A.44), on retrouve l'équation (A.75).

En revanche, les modèles donnent des résultats différents pour un mécanisme de rotation du mur. On pourra remarquer que la valeur optimale donnée par le modèle CRp_s atteint son minimum pour une valeur de Ψ comprise entre 0 et le maximum de Ψ . Lorsque $\Psi = \Psi^{\max}$, la hauteur maximale de remblai dépend alors de l'élanement m des blocs qu'il est difficile de déterminer dans le cas de la pierre sèche. En revanche, dans le modèle CRs, la valeur optimale de Ψ vaut toujours $\delta + \lambda'_2$; l'élanement des blocs n'intervient pas ici.

Notons enfin que le modèle CRs est plus rigoureux que le modèle CRp_s puisqu'on s'affranchit alors de l'hypothèse sur la poussée du sol.

Annexe B

Caractérisation mécanique des matériaux utilisés dans les expérimentations

Cette annexe regroupe les essais réalisés en laboratoire pour caractériser les matériaux utilisés dans nos différentes expériences.

Annexe B.1 : essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande 10×10 cm de l'ENTPE sur les blocs de brique et de bois utilisés dans les expériences à échelle réduite (cf. § 2.3.2).

Annexe B.2 : essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande 6×6 cm de l'ENTPE sur les blocs de schiste et de calcaire utilisés dans les expériences à échelle 1 (cf. § 3.1.2.1).

Annexe B.3 : rapport de Jean-François Serratrice du laboratoire Sol, Roche et Rhéologie du CETE Méditerranée sur les essais triaxiaux sur le gravier utilisé dans les expériences à échelle 1 (cf. § 3.1.2.2).

B.1 Essais de cisaillement sur les blocs de brique et de bois

B.1.1 Essais de cisaillement sur la brique

Matériau : Brique
 Densité : 1,88
 Essais : Casagrande 10 × 10 cm
 Confinement :

- ▲ $\sigma = 24,3$ kPa
- $\sigma = 15,9$ kPa
- $\sigma = 9,1$ kPa

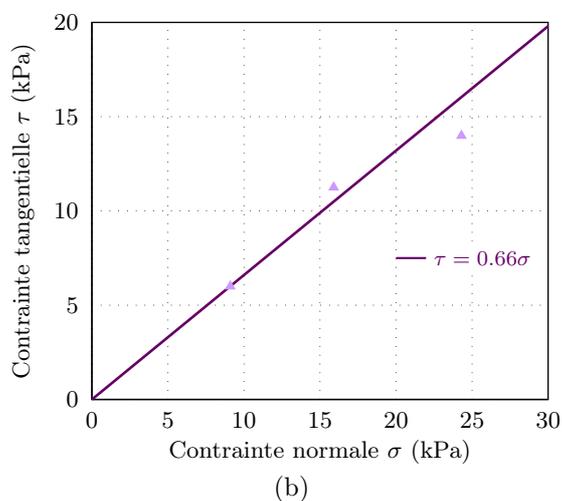
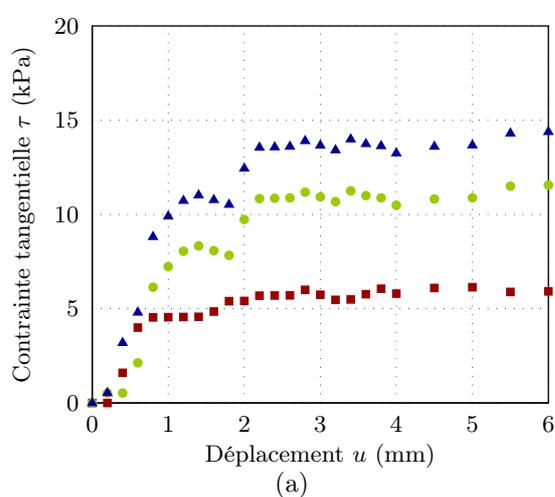


Figure B.1 – Essais de cisaillement direct sur des blocs de brique : contrainte tangentielle en fonction du déplacement (a) et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale (b).

B.1.2 Essais de cisaillement sur le bois

Matériau : Bois
 Densité : 0,72
 Essais : Casagrande 10 × 10 cm
 Confinement :

- ◆ $\sigma = 41,5$ kPa
- ▲ $\sigma = 33,4$ kPa
- ▲ $\sigma = 25,2$ kPa
- $\sigma = 17,0$ kPa
- $\sigma = 9,1$ kPa

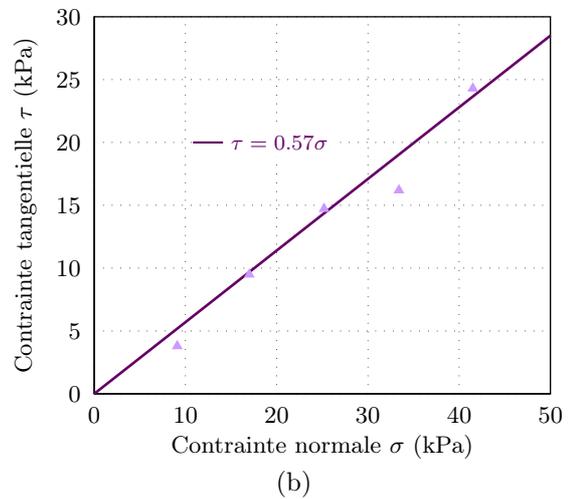
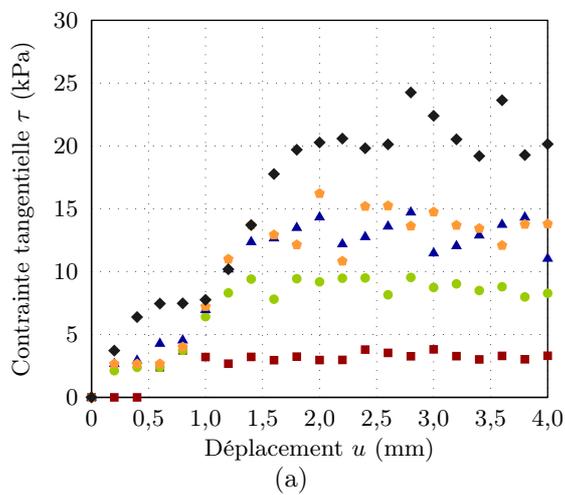


Figure B.2 – Essais de cisaillement direct sur des blocs de bois : contrainte tangentielle en fonction du déplacement (a) et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale (b).

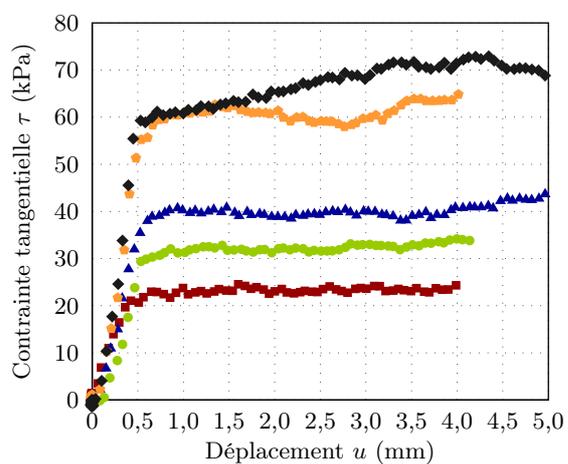
B.2 Essais de cisaillement sur les blocs de pierre

B.2.1 Essais de cisaillement sur le schiste

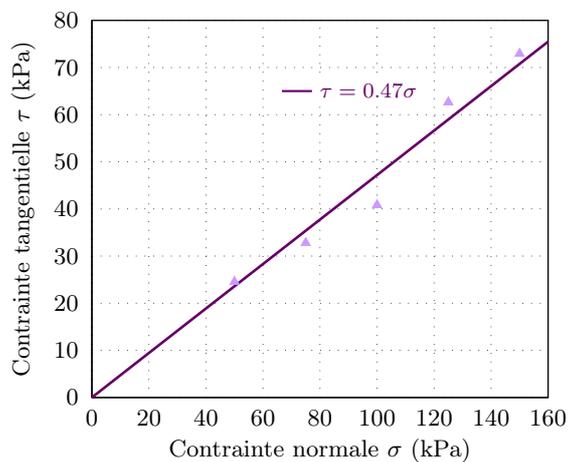
Matériau : Schiste
 Provenance : Le Tournel
 Densité : 2,69
 Essai : Casagrande 6 × 6 cm
 Confinement :



- ◆ $\sigma = 150$ kPa
- ▲ $\sigma = 125$ kPa
- ▲ $\sigma = 100$ kPa
- $\sigma = 75$ kPa
- $\sigma = 50$ kPa



(a)



(b)

Figure B.3 – Essais de cisaillement direct sur des blocs de schiste : contrainte tangentielle en fonction du déplacement (a) et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale (b).

B.2.2 Essais de cisaillement sur le calcaire

Matériau : Calcaire
 Provenance : Chanac
 Densité : 2,65
 Essai : Casagrande 6 × 6 cm
 Confinement :

- ▲ $\sigma = 200$ kPa
- ▲ $\sigma = 150$ kPa
- $\sigma = 100$ kPa
- $\sigma = 50$ kPa

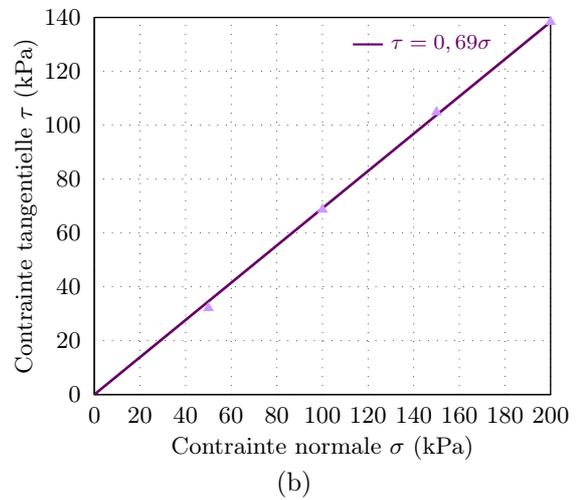
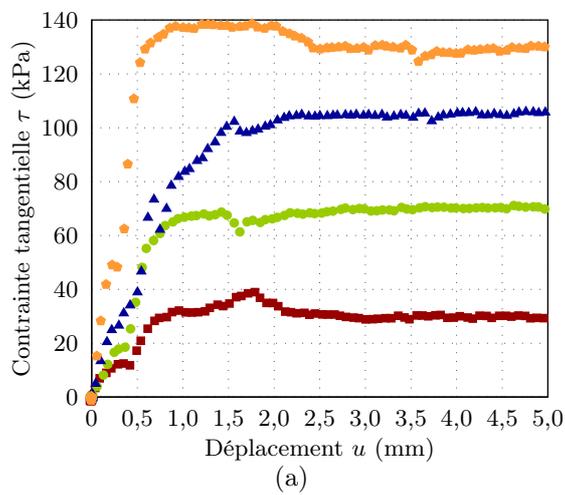


Figure B.4 – Essais de cisaillement direct sur des blocs de calcaire : contrainte tangentielle en fonction du déplacement (a) et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale (b).

Matériau : Calcaire
 Provenance : Chanac
 Densité : 2,65
 Essai : Casagrande 6 × 6 cm
 Confinement :



- ◆ $\sigma = 150$ kPa
- ▲ $\sigma = 125$ kPa
- ▲ $\sigma = 100$ kPa
- $\sigma = 75$ kPa
- $\sigma = 50$ kPa

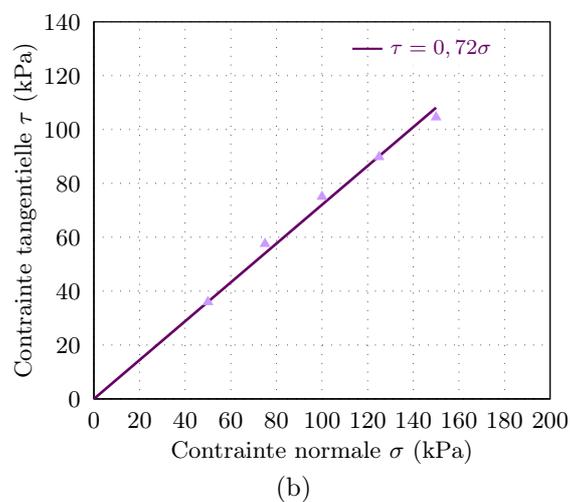
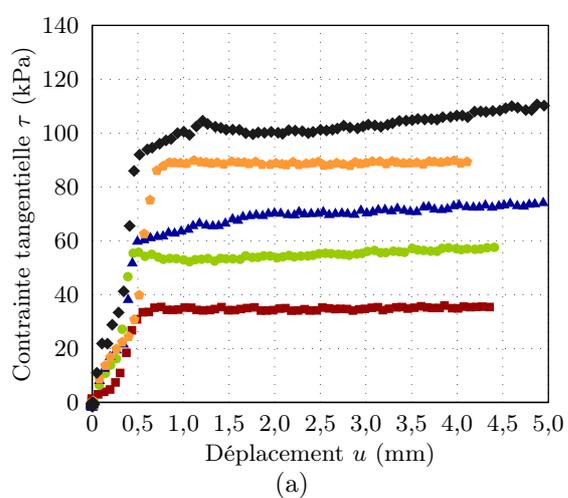


Figure B.5 – Essais de cisaillement direct sur des blocs de calcaire : contrainte tangentielle en fonction du déplacement (a) et contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale (b).

B.3 Essai triaxial sur le gravier



Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement

**LABORATOIRE REGIONAL
DES PONTS ET CHAUSSEES**

Aix en Provence

Pont de Montvert Essais triaxiaux Graviers roulés et concassés

Juin 2008

Dossier N°xxxxx.01/643

Destinataires : ENTPE/DGBC/LGM
Rue Maurice Audin
69518 VAUX en VELIN cedex
A l'attention de Mlle COLAS 2 ex.
+1 repro.

Copies : Service i - Mécanique des Sols 1 ex.
Direction du Laboratoire 1 ex.

Réf : jfs i08-114

Le : 22/08/2008

Auteurs du rapport :

J.F. SERRATRICE

Vérifié par le Chef de Section ou le
Responsable Technique :

Vu et transmis,
Le Directeur du Laboratoire :

jfs i08-114 29/06/2008

CETE Méditerranée

Labo Sols Roches Rhéologie

LRPC d'Aix en Provence

Pont de Montvert

Graviers

Essais de laboratoire

Juin 2008

J.F. Serratrice
CETE Méditerranée
LRPC d'Aix en Provence

Introduction.

Deux sacs de graviers ont été reçus au laboratoire le 13/05/2008 et le 13/06/2008 en vue de réaliser des essais triaxiaux pour mesurer les propriétés de résistance de ces matériaux. Pour cela, les éprouvettes ont été reconstituées au laboratoire. Le matériau de l'envoi n° 1 est un gravier roulé, tandis que le matériau de l'envoi n° 2 est un gravier concassé. Les matériaux ont été testés dans deux conditions, saturé ou sec. Le gravier roulé a été testé dans un état moyennement dense et dans un état lâche. Au total, dix éprouvettes ont été testées.

Ce compte-rendu présente les essais réalisés, les propriétés physiques des matériaux et les caractéristiques mécaniques mesurées. La description des matériaux et les résultats des essais sont donnés dans un tableau général en annexe ([pages 7 à 9](#)) et sous forme graphique ([pages 10 à 59](#)). Des photos montrent les échantillons et les éprouvettes d'essai ([pages 60 à 72](#)), puis les matériels utilisés ([pages 73 à 75](#)).

1. Essais triaxiaux cycliques drainés.

1.1 – Conditions d'essais.

Le gravier roulé a été testé dans deux conditions, saturé moyennement dense ou sec lâche. Le gravier concassé a été testé à sec dans un état lâche. Le [tableau 1](#) résume ces conditions et indique les noms des éprouvettes testées.

Pont de Montvert Essais labo 2008

jfs i08-114 29/06/2008

Tableau 1 : Conditions d'essais.

matériau	conditions	éprouvettes
gravier roulé	saturé moyennement dense	PMV01 PMV02 PMV03 PMV04
	sec lâche	PMV05 PMV06 PMV07
gravier concassé	sec lâche	PMV08 PMV09 PMV10

1.2 – Préparation des éprouvettes et caractéristiques d'état.

Préparation des éprouvettes saturées.

Les éprouvettes triaxiales sont préparées dans un moule à dépression dont le diamètre initial est $d_0 = 150$ mm et la hauteur initiale $h_0 = 300$ mm, soit un volume initial $V_0 = 5000$ cm³ environ. Le moule à dépression est rempli préalablement avec du gaz carbonique. Puis le matériau est déversé dans ce moule, en cinq couches, avec un léger damage manuel. Le sol est saturé ensuite avec de l'eau désaérée. Cette eau interstitielle est mise en dépression par gravité pour autoriser le démoulage de l'éprouvette et le montage de la cellule triaxiale. Les éprouvettes sont dénommées PMV01 à 04.

Préparation des éprouvettes sèches.

Les éprouvettes triaxiales sont préparées dans le moule décrit ci-dessus. Puis le matériau est déversé dans ce moule, en cinq couches, avec une hauteur de chute nulle. Les éprouvettes sont dénommées PMV05 à 10.

Caractéristiques d'état des sols.

Les caractéristiques d'état initial des sols sont mesurées sur les éprouvettes triaxiales reconstituées. Les données sont récapitulées dans le tableau général en annexe, pages 8 et 9. Le poids volumique γ et le poids volumique sec γ_d sont calculés avec $g = 9,81$ m/s². L'indice des vides e et le degré de saturation S_r (sol saturé) sont calculés avec un poids volumique solide $\gamma_s = 26,5$ kN/m³ (soit une masse volumique solide $\rho_s = 2,7$ g/cm³, soit un poids volumique solide $\gamma_s = 26,5$ kN/m³). Le tableau 2 précise l'état initial moyen des éprouvettes au début des essais, pour chacun des matériaux et des états considérés.

Tableau 2 : Caractéristiques d'état des éprouvettes triaxiales reconstituées et moyennes.

éprouvettes	sol	n	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e ()	S_r (%)
PMV01 02 03 04	roulé	4	24,46	19,86	15,96	0,661	100
PMV05 06 07	roulé	3	0	14,88	14,88	0,781	0
PMV08 09 10	concassé	3	0	14,40	14,40	0,840	0

Dans les mêmes conditions de préparation, le graviers concassé se place dans un état moins dense que le gravier roulé.

jfs i08-114 29/06/2008

1.3 – Phases d'essais. Eprouvettes saturées.

Phases d'essais.

Après montage dans la cellule triaxiale, puis sur une presse, les éprouvettes sont soumises à trois phases d'essais :

- saturation par circulation d'eau désaérée, puis saturation sous une contre-pression $u_{cp} = 300$ kPa,
- consolidation sous des pressions effectives isotropes p_c égale à 50, 100, 200 et 400 kPa,
- cisaillement drainé en compression (CD), à la vitesse $v = 0,5$ mm/min, avec un cycle de chargement déchargement.

Les conditions d'essais sont récapitulées dans le [tableau 3](#). L'essai PMV04 a été interrompu après éclatement de la membrane triaxiale.

Tableau 3 : Essai triaxial CD. Conditions d'essai. Gravier roulé saturé.

éprouvette	d_0 (cm)	h_0 (cm)	condition	p_c (kPa)	v (mm/min)	date de l'essai
PMV02	14,6	30,4	CD cycle	50	0,5	25/05/2008 – 26/05/2008
PMV01	14,6	30,9	CD cycle	100	0,5	15/05/2008 – 17/05/2008
PMV03	14,6	30,3	CD cycle	200	0,5	29/05/2008 – 30/05/2008
PMV04	14,6	30,4	CD ⁽¹⁾	400	0,5	02/06/2008 – 03/06/2008

CD consolidé drainé

d_0 , h_0 diamètre et hauteur initiale des éprouvettes

v vitesse de cisaillement

⁽¹⁾ membrane triaxiale éclatée

p_c pression effective de consolidation isotrope

$u_{cp} = 300$ kPa contre-pression

Mesures pendant les phases de consolidation et de cisaillement.

En raison du problème de pénétration de la membrane entre les graviers à la périphérie de l'éprouvette pendant la phase de consolidation, le volume d'eau expulsé ΔV ne représente pas la déformation volumique de l'éprouvette. Ce volume d'eau est néanmoins représenté sur le graphique de la [page 11](#) par exemple.

Les phases de cisaillement en compression sont exprimées au travers des courbes contrainte déformation (ϵ_a , q), des chemins de déformation (ϵ_a , ϵ_v) et des chemins des contraintes (p , q) avec :

- $\epsilon_a = \Delta h/h_s$ la déformation axiale (Δh déplacement axial, h_s hauteur de l'éprouvette estimée après consolidation),
- $\epsilon_v = \Delta V/V_s$ la déformation axiale (ΔV volume d'eau échangé, V_s volume estimé de l'éprouvette après consolidation),
- $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ la pression effective moyenne,
- $q = \sigma'_a - \sigma'_r = F/S_s$ le déviateur (F effort axial, S_s section actuelle de l'éprouvette),
- σ'_a et σ'_r les contraintes effectives axiale et radiale.

Le calcul des variables est effectué à partir des données brutes, enregistrées pendant les essais, en tenant compte de la variation de section de l'éprouvette (forme de déformation en tonneau).

jfs i08-114 29/06/2008

1.4 – Phases d'essais. Eprouvettes sèches.

Phases d'essais.

Après montage dans la cellule triaxiale, puis sur une presse, les éprouvettes sont soumises à deux phases d'essais :

- consolidation sous des pressions effectives isotropes p_c égale à 20, 50 et 100 kPa,
- cisaillement drainé en compression (CD), à la vitesse $v = 0,5$ mm/min, avec un cycle de chargement déchargement.

Les conditions d'essais sont récapitulées dans les [tableaux 4 et 5](#).

Tableau 4 : Essai triaxial CD. Conditions d'essai. Gravier roulé sec.

épreuve	d_o (cm)	h_o (cm)	condition	p_c (kPa)	v (mm/min)	date de l'essai
PMV07	14,3	30,3	CD cycle	20	0,5	19/06/2008 – 19/06/2008
PMV05	14,3	30,3	CD cycle	50	0,5	05/06/2008 – 10/06/2008
PMV06	14,3	30,3	CD cycle	100	0,5	12/06/2008 – 12/06/2008

CD consolidé drainé

p_c pression effective de consolidation isotrope

d_o , h_o diamètre et hauteur initiale des éprouvettes

v vitesse de cisaillement

$u_{cp} = 0$ kPa contre-pression

Tableau 5 : Essai triaxial CD. Conditions d'essai. Gravier concassé sec.

épreuve	d_o (cm)	h_o (cm)	condition	p_c (kPa)	v (mm/min)	date de l'essai
PMV09	14,4	30,3	CD cycle	20	0,5	24/06/2008 – 24/06/2008
PMV08	14,4	30,3	CD cycle	50	0,5	23/06/2008 – 23/06/2008
PMV10	14,4	30,4	CD cycle	100	0,5	27/06/2008 – 27/06/2008

CD consolidé drainé

p_c pression effective de consolidation isotrope

d_o , h_o diamètre et hauteur initiale des éprouvettes

v vitesse de cisaillement

$u_{cp} = 0$ kPa contre-pression

Mesures pendant les phases de cisaillement.

Le volume d'eau échangé ne peut pas être mesuré sur les éprouvettes sèches. Deux méthodes ont été mises en œuvre pour mesurer ce volume ΔV , avec :

- le volume d'air échangé par les circuits de drainage (l'air est à la pression atmosphérique),
- la variation de volume du fluide de confinement en tenant compte du volume de pénétration du piston dans la cellule triaxiale.

Les variables déduites des mesures sont identiques au cas précédent.

1.5 – Paramètres mesurés.

Déformabilité.

Le module d'Young initial tangent et le module cyclique sont mesurés comme les pentes des courbes contrainte déformation (ϵ_a , q) :

$$E = \Delta q / \Delta \epsilon_a$$

Pont de Montvert Essais labo 2008

jfs i08-114 29/06/2008

Le coefficient de Poisson ν est calculé à partir de la pente initiale μ des chemins de déformation ($\varepsilon_a, \varepsilon_v$) :

$$\mu = \Delta\varepsilon_v / \Delta\varepsilon_a \quad \nu = (1 - \mu) / 2$$

Résistance.

Dans le plan (p, q) des contraintes effectives, les points à la rupture en compression s'alignent sur une droite de Coulomb définie par :

$$q_{\text{rupt}} = M_c p_{\text{rupt}} + C_{qc}$$

de caractéristiques C_{qc} et M_c :

$$\begin{aligned} M_c &= 6 \sin\phi' / (3 - \sin\phi') & C_{qc} &= 6 \cos\phi' c' / (3 - \sin\phi') \\ \sin\phi' &= 3M_c / (6 + M_c) & c' &= C_{qc} (3 - \sin\phi') / 6 \cos\phi' \end{aligned}$$

avec c' et ϕ' la cohésion et l'angle de frottement interne. Le rapport q sur p est noté $\eta = q/p$. A la rupture en compression, $M_c = \eta_r = q_r/p_r$.

La dilatace δ est la pente des chemins de déformation à la rupture :

$$\delta = \Delta\varepsilon_v / \Delta\varepsilon_a$$

2. Résultats des essais triaxiaux cycliques drainés.

2.1 – Commentaires.

Les courbes d'essai sont rassemblées sur les graphiques des [pages 10 à 55](#). Les courbes contrainte déformation (ε_a, q) sont données à deux échelles, au début des essais et pour l'ensemble des essais ([pages 12 et 13](#), par exemple). Après une première phase élastique, ces courbes présentent un maximum (résistance) peu marqué, suivi par une décroissance. Les cycles de chargement déchargement ont été effectués vers 1,5 % de déformation axiale. La phase quasi élastique est complète pendant les cycles, avec une déformation irréversible marquée. Ces courbes montrent une dispersion importante des mesures du déviateur q. Cela provient du réarrangement des graviers au sein du matériau et de la rupture de certains d'entre eux. (voir les photos en annexe). Ces écarts (jusqu'à 50 kPa) augmentent avec la déformation axiale, quand les éprouvettes prennent une forme en tonneau à la fin de la phase de cisaillement.

Pour les sols secs, les deux méthodes de mesures des variations de volume ne sont pas comparables. La méthode basée sur le volume d'air échangé indique bien la contraction des sols, puis leur dilatace. Mais ces mesures sont trop imprécises (voir les figures des [pages 31 et 32](#) par exemple). La méthode basée sur le volume du fluide de confinement a été adoptée pour exploiter les essais (exemple, PMV06p, [page 32](#)).

Pour tous les matériaux, les chemins de déformation ($\varepsilon_a, \varepsilon_v$) montrent une contraction des sols au début du chargement, suivi par une dilatace d'autant plus marquée que la pression moyenne effective est petite.

jfs i08-114 29/06/2008

2.2 – Propriétés mécaniques par éprouvette.

Le tableau de la [page 57](#) récapitule les propriétés mécaniques mesurées sur chacune des éprouvettes. Ces propriétés sont reportées sur les graphiques des [pages 58 et 59](#).

Le [tableau 6](#) donne les principales propriétés mécaniques mesurées sur chacune des éprouvettes. Il apparaît que les modules d'Young augmentent avec la pression effective moyenne p_c ; Les coefficients de Poisson sont relativement faibles, ce qui est généralement observé sur les sols grossiers. Les dilatances diminuent en valeur absolue quand p_c augmente. Les modules cycliques sont plus grands que les modules initiaux.

Tableau 6 : Propriétés mécaniques mesurées par éprouvette.

éprouvette	sol	p_c (kPa)	E (MPa)	E_{cyc} (MPa)	μ ()	ν (°)	δ (°)
PMV02	roulé	50	90,3	137,5	0;55	0,22	-0,58
PMV01	roulé	100	102,0	213,5	0;55	0,22	-0,55
PMV03	roulé	200	147,5	239,6	0;55	0,22	-0,27
PMV04	roulé	400	161,9		0;69	0,22	
PMV07	roulé	20	60,0	92,0	0;55	0,22	-0,39
PMV05	roulé	50	117,5	136,2	0;55	0,22	-0,27
PMV06	roulé	100	138,8	179,6	0;55	0,22	-0,06
PMV09	concassé	20	99,6	123,5	0;67	0,16	-0,50
PMV08	concassé	50	142,5	160,2	0;67	0,16	-0,34
PMV10	concassé	100	105,5	234,2	0;67	0,16	-0,18

2.3 – Propriétés mécaniques par matériaux et états.

Les points à la rupture sont donnés dans le tableau de la [page 57](#), avec les principaux paramètres mesurés sur chacune des éprouvettes. Le [tableau 7](#) récapitule les caractéristiques de résistance des matériaux testés. Les angles de frottement internes dépendent de la compacité des graviers roulés. Celui du gravier concassé est plus grand.

Tableau 7 : Propriétés de résistance. Essais triaxiaux CD cycliques.

éprouvette	sol	C_{qc} (kPa)	M_c ()	c' (kPa)	ϕ' (°)
PMV01 à 04	roulé	31	1,61	16	39,3
PMV05 à 07	roulé	6	1,54	3	37,7
PMV08 à 10	concassé	20	1,72	10	41,9

jfs i08-114 29/06/2008

CETE Méditerranée

Labo Sols Roches Rhéologie

LRPC d'Aix en Provence

Pont de Montvert 2008

Graviers

Essais de laboratoire

Essai triaxial CD Gravier roulé saturé

Essai triaxial CD. Gravier roulé saturé

Récapitulation

Essais triaxiaux CD. Conditions d'essai.

éprouvette	d_0 (cm)	h_0 (cm)	condition	p_c (kPa)	v (mm/min)	date de l'essai
PMV02	14,6	30,4	CD cycle	50	0,5	25/05/2008 – 26/05/2008
PMV01	14,6	30,9	CD cycle	100	0,5	15/05/2008 – 17/05/2008
PMV03	14,6	30,3	CD cycle	200	0,5	29/05/2008 – 30/05/2008
PMV04	14,6	30,4	CD ⁽¹⁾	400	0,5	02/06/2008 – 03/06/2008

CD consolidé drainé

d_0 h_0 diamètre et hauteur initiale des éprouvettes

v vitesse de cisaillement

⁽¹⁾ membrane triaxiale éclatée

p_c pression effective de consolidation isotrope

$u_{cp} = 300$ kPa contre-pression

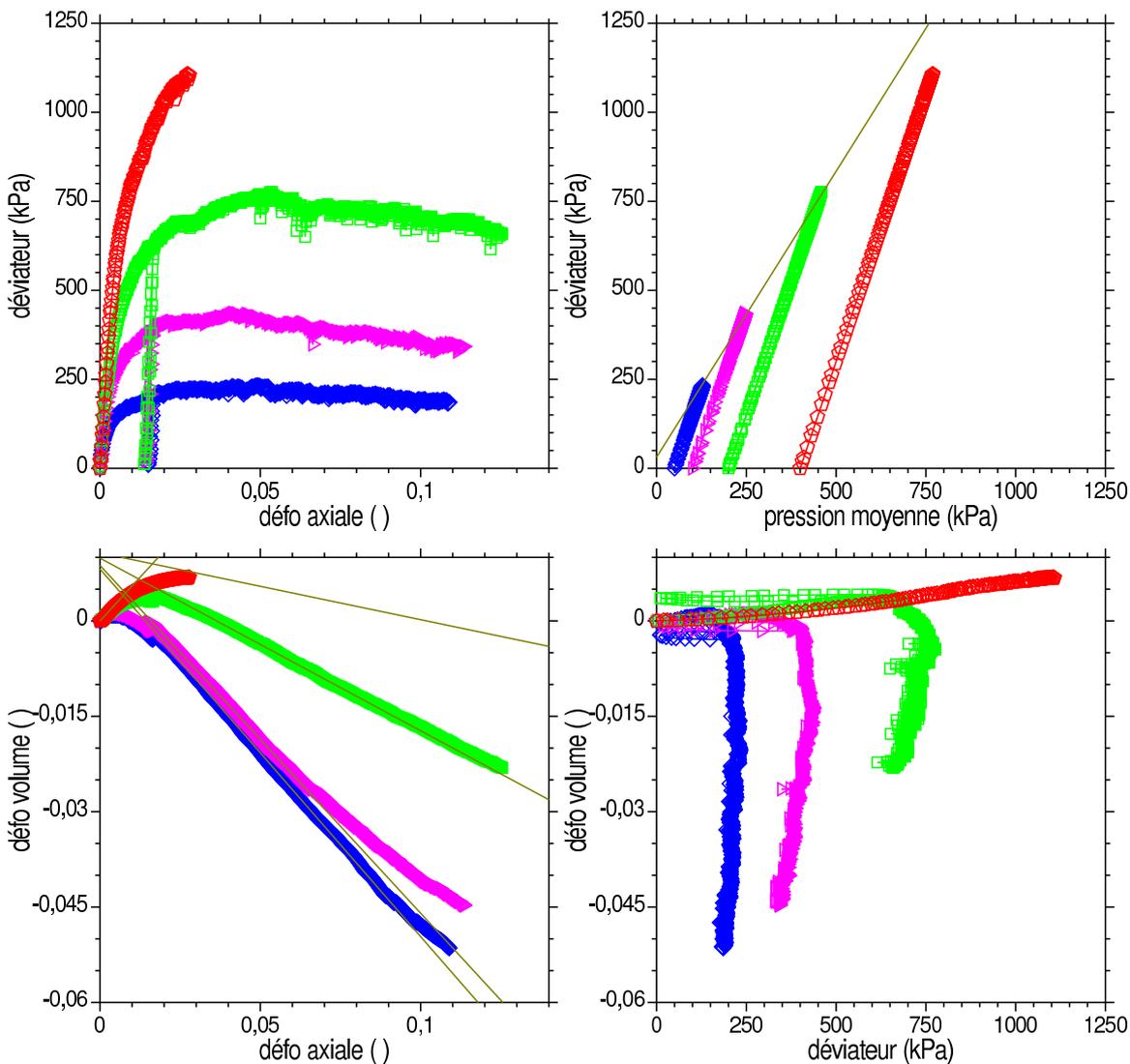
jfs i08-114 15/05/2008

CETE Méditerranée
LRPC Aix en Provence
Labo Sols Roches Rhéologie

Essai triaxial CD

Pont de Montvert
E
Gravier roulé 8/16

Prélèvement
0,0 m



- ◇◇ PMV02 CD 50 kPa
- ▷▷ PMV01 CD 100 kPa
- PMV03 CD 200 kPa
- ◇◇ PMV04 CD 400 kPa

ϕ' 39,3 degré c' 16 kPa

$\mu = 0,55$ $\nu = 0,22$

$\delta = -0,58 -0,55 -0,27 -0,10$

Courbes contraintes déformations. Chemins des contraintes.

Pont de Montvert

LRPC Aix Dta v3-0 Juil 2005 403trx 28/ 6/2008

jfs i08-114 29/06/2008

CETE Méditerranée

Labo Sols Roches Rhéologie

LRPC d'Aix en Provence

Pont de Montvert 2008

Graviers

Essais de laboratoire

Essai triaxial CD Gravier roulé sec

Essai triaxial CD. Gravier roulé sec

Récapitulation

Essais triaxiaux CD. Conditions d'essai.

éprouvette	d_0 (cm)	h_0 (cm)	condition	p_c (kPa)	v (mm/min)	date de l'essai
PMV07	14,3	30,3	CD cycle	20	0,5	19/06/2008 – 19/06/2008
PMV05	14,3	30,3	CD cycle	50	0,5	05/06/2008 – 10/06/2008
PMV06	14,3	30,3	CD cycle	100	0,5	12/06/2008 – 12/06/2008

CD consolidé drainé

d_0 h_0 diamètre et hauteur initiale des éprouvettes

v vitesse de cisaillement

p_c pression effective de consolidation isotrope

$u_{cp} = 0$ kPa contre-pression

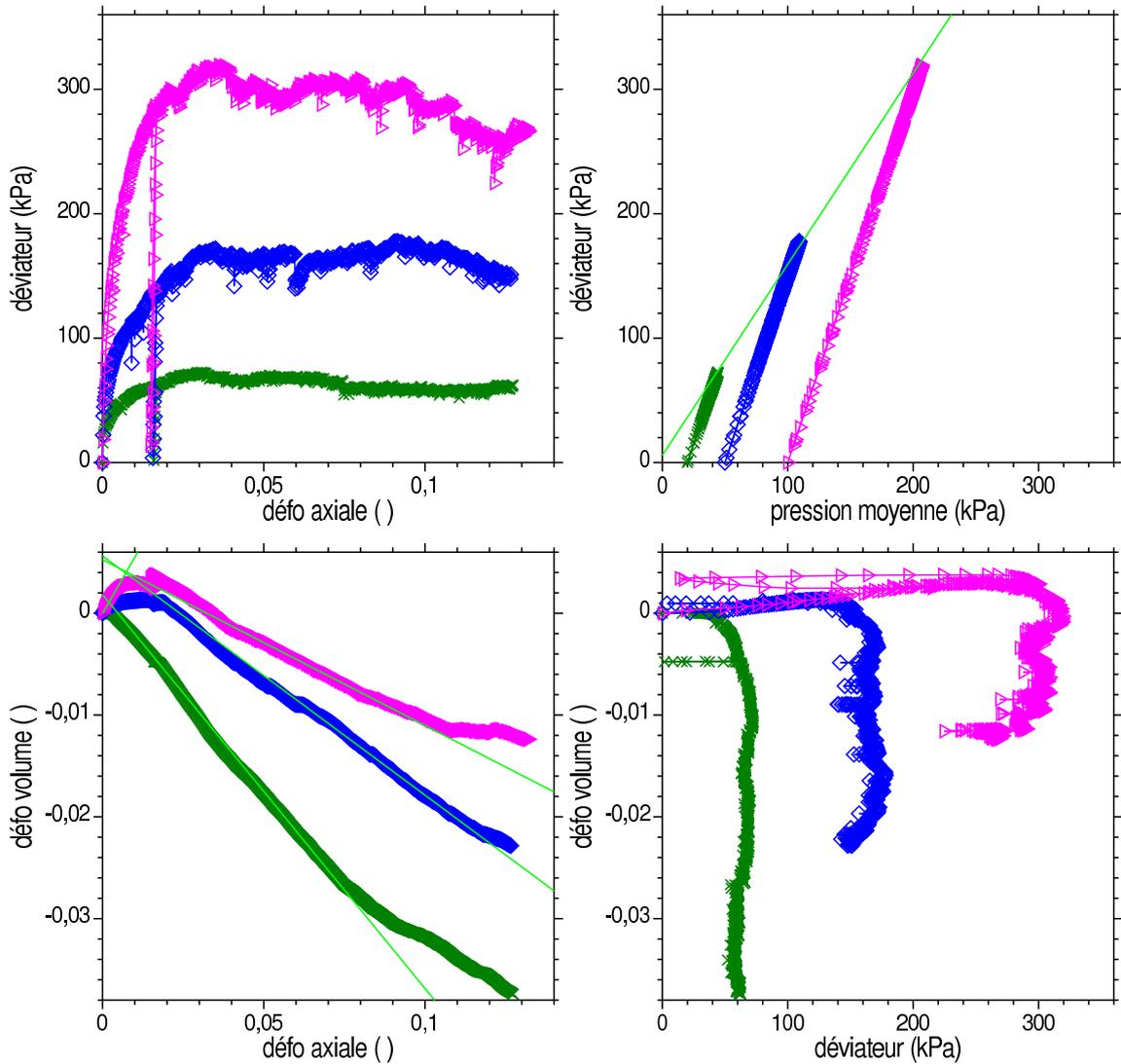
jfs i08-114 16/06/2008

CETE Méditerranée
LRPC Aix en Provence
Labo Sols Roches Rhéologie

Essai triaxial CD

Pont de Montvert
E
Gravier roulé 8/16 sec

Prélèvement
0,0 m



x—x PMV07p CD 20 kPa
◇—◇ PMV05p CD 50 kPa
▷—▷ PMV06p CD 100 kPa

$\phi' = 37,7 \text{ degré}$ $c' = 3 \text{ kPa}$

$\mu = 0,55$ $\nu = 0,22$

$\delta = -0,39 -0,24 -0,16$

Courbes contraintes déformations. Chemins des contraintes.

Pont de Montvert

LRPC Aix Dta v3-0 Juil 2005 403trx 28/ 6/2008

jfs i08-114 29/06/2008

CETE Méditerranée

Labo Sols Roches Rhéologie

LRPC d'Aix en Provence

Pont de Montvert 2008

Graviers

Essais de laboratoire

Essai triaxial CD Gravier concassé sec

Essai triaxial CD. Gravier concassé sec

Récapitulation

Essais triaxiaux CD. Conditions d'essai.

éprouvette	d_0 (cm)	h_0 (cm)	condition	p_c (kPa)	v (mm/min)	date de l'essai
PMV09	14,4	30,3	CD cycle	20	0,5	24/06/2008 – 24/06/2008
PMV08	14,4	30,3	CD cycle	50	0,5	23/06/2008 – 23/06/2008
PMV10	14,4	30,4	CD cycle	100	0,5	27/06/2008 – 27/06/2008

CD consolidé drainé

d_0 h_0 diamètre et hauteur initiale des éprouvettes

v vitesse de cisaillement

p_c pression effective de consolidation isotrope

$u_{cp} = 0$ kPa contre-pression

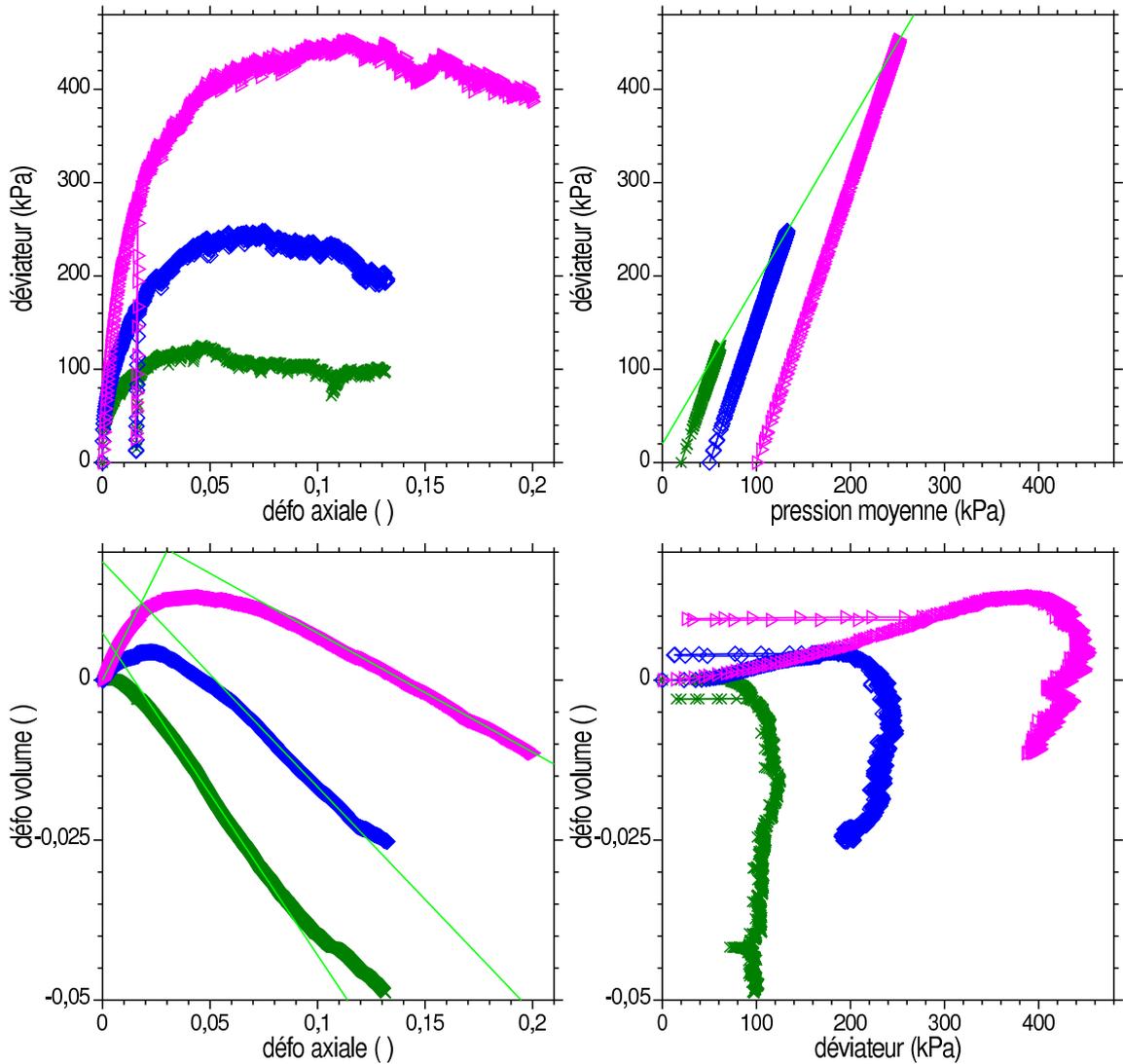
jfs i08-114 27/06/2008

CETE Méditerranée
LRPC Aix en Provence
Labo Sols Roches Rhéologie

Essai triaxial CD

Pont de Montvert
E Envoi n° 2
Gravier concassé

Prélèvement
0,0 m



- x—x PMV09p CD 20 kPa
- ◇—◇ PMV08p CD 50 kPa
- ▷—▷ PMV10p CD 100 kPa

ϕ' 41,9 degré c' 10 kPa

$\mu = 0,67$ $\nu = 0,16$

$\delta = -0,50 -0,35 -0,19$

Courbes contraintes déformations. Chemins des contraintes.

Pont de Montvert

LRPC Aix Dta v3-0 Juil 2005 403trx 28/ 6/2008

Annexe C

Dispositif expérimental des essais du Pont-de-Montvert

On présente dans cette annexe la métrologie et le dispositif expérimental des essais échelle 1 (cf. § 3.1.3).

Annexe C.1 : caractéristiques des capteurs à câble utilisés pour instrumenter les murs expérimentaux échelle 1.

Annexe C.2 : disposition du site expérimental lors des essais échelle 1.

C.1 Caractéristiques des capteurs

On donne dans le tableau C.1 les références des capteurs de déplacement utilisés dans les expériences échelle 1. Tous les capteurs utilisés dans cette campagne expérimentale sont des capteurs de marque *UniMeasure* mais de modèle différent selon leur placement dans le mur. On rappelle que les capteurs C_2 à C_{10} sont placés sur une même ligne à des hauteurs différentes (le capteur C_2 étant le plus bas, le capteur C_{10} le plus haut) et reliés au mur pour mesurer son déplacement.

Tableau C.1 – Caractéristiques des capteurs de déplacement utilisés lors des essais échelle 1.

Capteur	Modèle	Course (mm)
C_2	PA 2	5
C_3	PA 2	5
C_4	HX-PA 10	25
C_5	HX-PA 10	25
C_6	PA 20	50
C_7	PA 20	50
C_8	PA 30	75
C_9	PA 30	75
C_{10}	PA 50	125
C_{11}	HX-PA 200	500
C_{12}	PA 80	200

C.2 Organisation du site expérimental

On donne dans le tableau C.2 les mesures du site expérimental ainsi que l'emplacement des capteurs de déplacement reliés au mur, en s'appuyant sur le schéma 3.19.

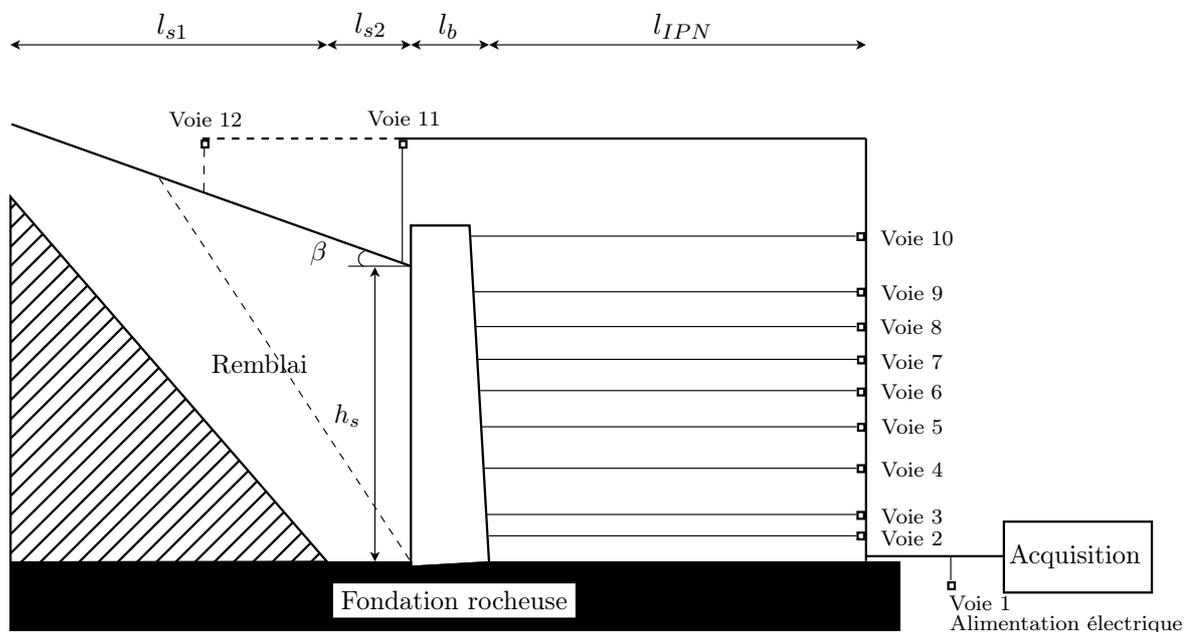


Tableau C.2 – Mesures du site expérimental.

Distance (m)	Mur C1g	Mur C2s	Mur C3s	Mur C4c
l_{s1}	3,20	4,60	4,60	4,60
l_{s2}	0,70	1,00	1,00	1,00
l_b	0,45	0,45	0,55	0,50
l_{IPN}	2,30	2,80	3,50	3,50
h_2	0,19	0,02	0,02	0,11
h_3	–	0,14	0,24	0,34
h_4	0,35	0,38	0,45	0,57
h_5	0,71	0,60	0,74	0,81
h_6	1,24	0,84	1,03	0,99
h_7	1,53	1,14	1,45	1,13
h_8	1,75	1,50	1,66	1,39
h_9	2,02	1,95	2,03	1,89
h_{10}	2,35	2,46	2,25	2,37

Annexe D

Résultats des essais sur murs en pierre sèche

Cette annexe regroupe les graphiques complémentaires des essais C1g (D.1), C3s (D.2) et C4c (D.3) :

- la hauteur de remblai en fonction du temps ;
- le déplacement des capteurs en fonction du temps ;
- l'évolution du profil du mur en fonction de l'excentricité relative k .

D.1 Mur C1g

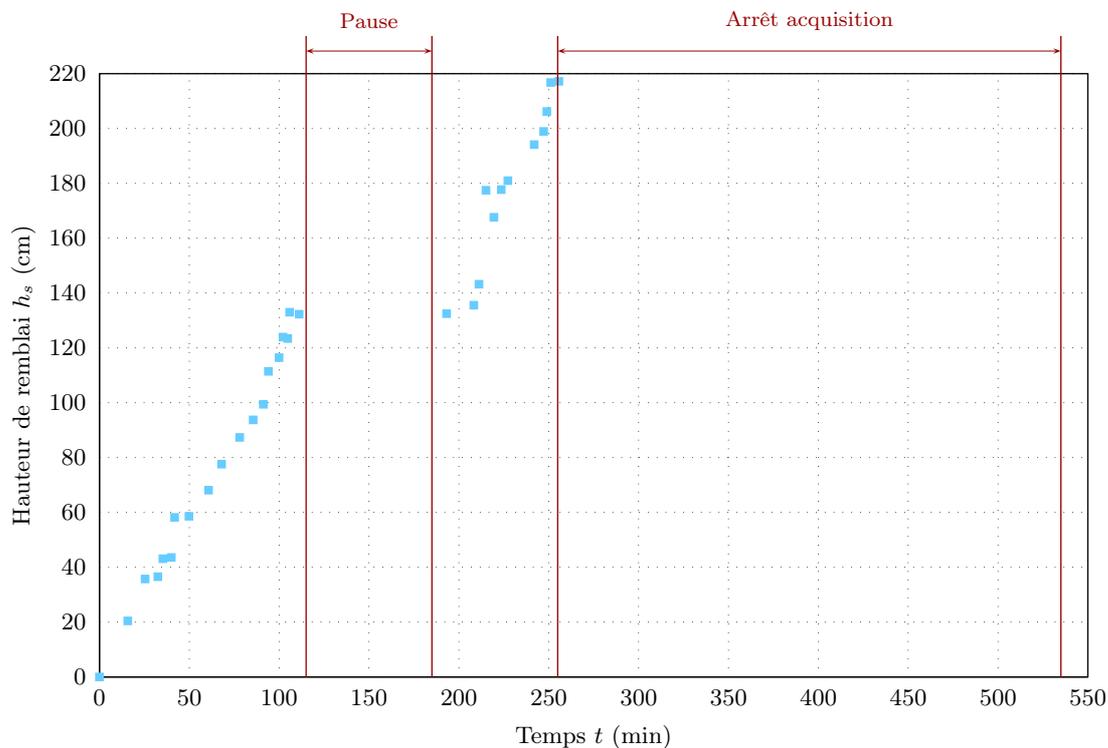


Figure D.1 – Hauteur de remblai h_s de l'expérience C1g en fonction du temps t .

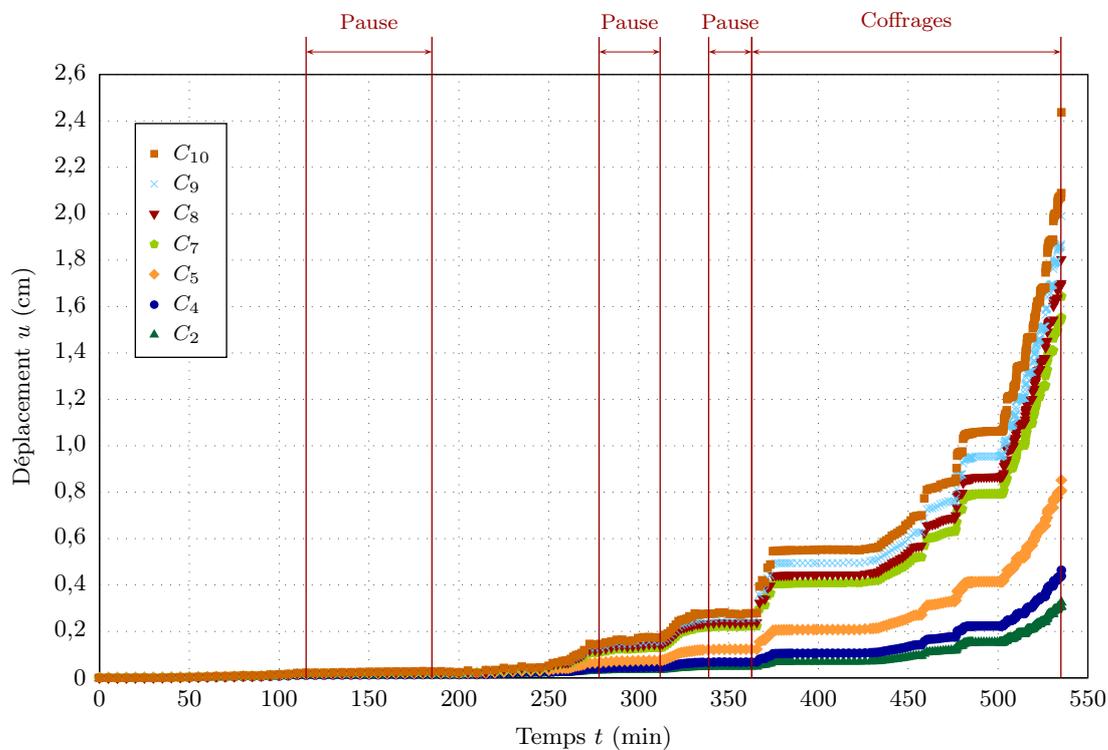
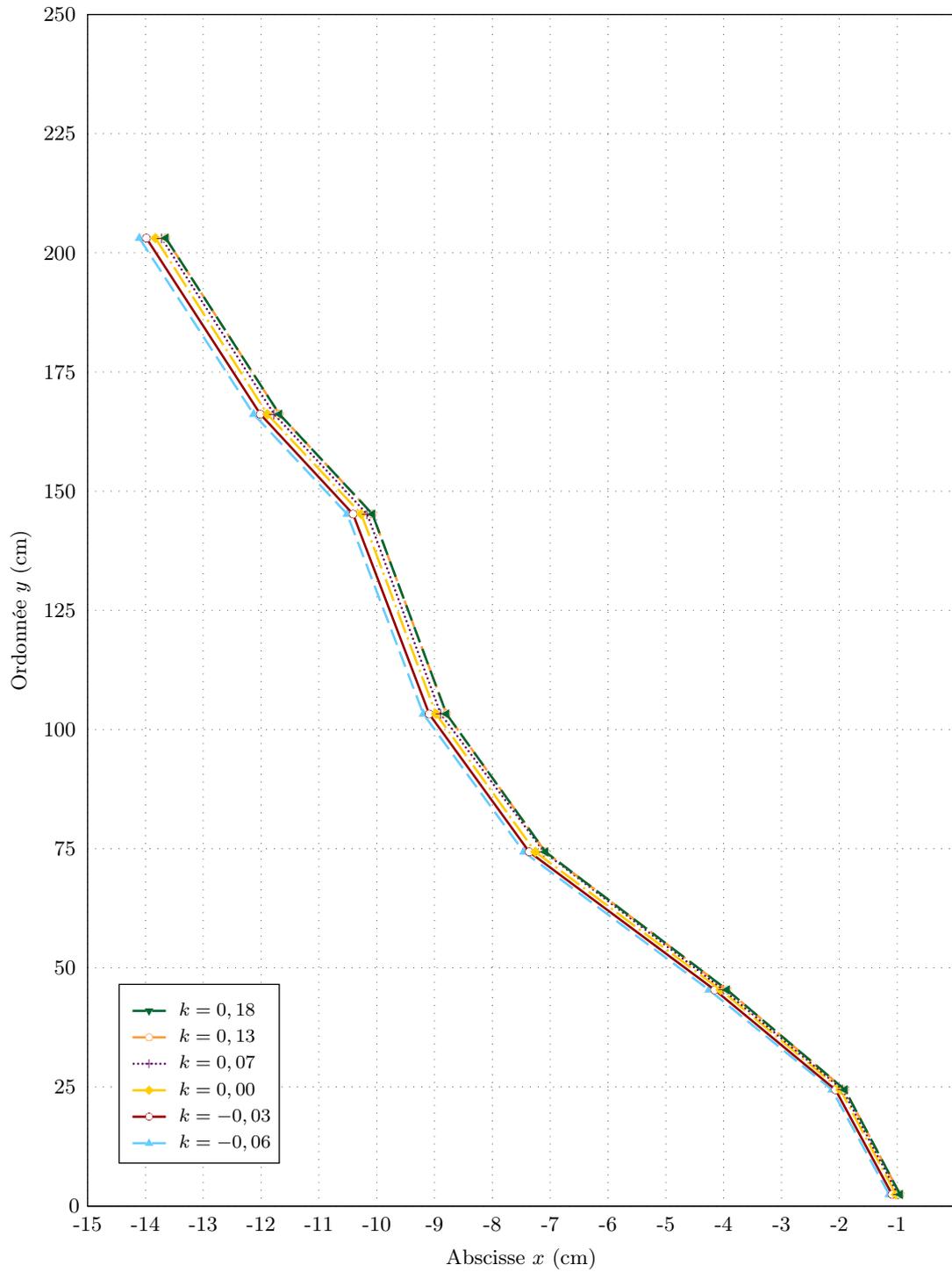


Figure D.2 – Déplacement u_i des capteurs du mur C1g en fonction du temps t .

Figure D.3 – Évolution du profil du mur C1g en fonction de l'excentricité relative k .

D.2 Mur C3s

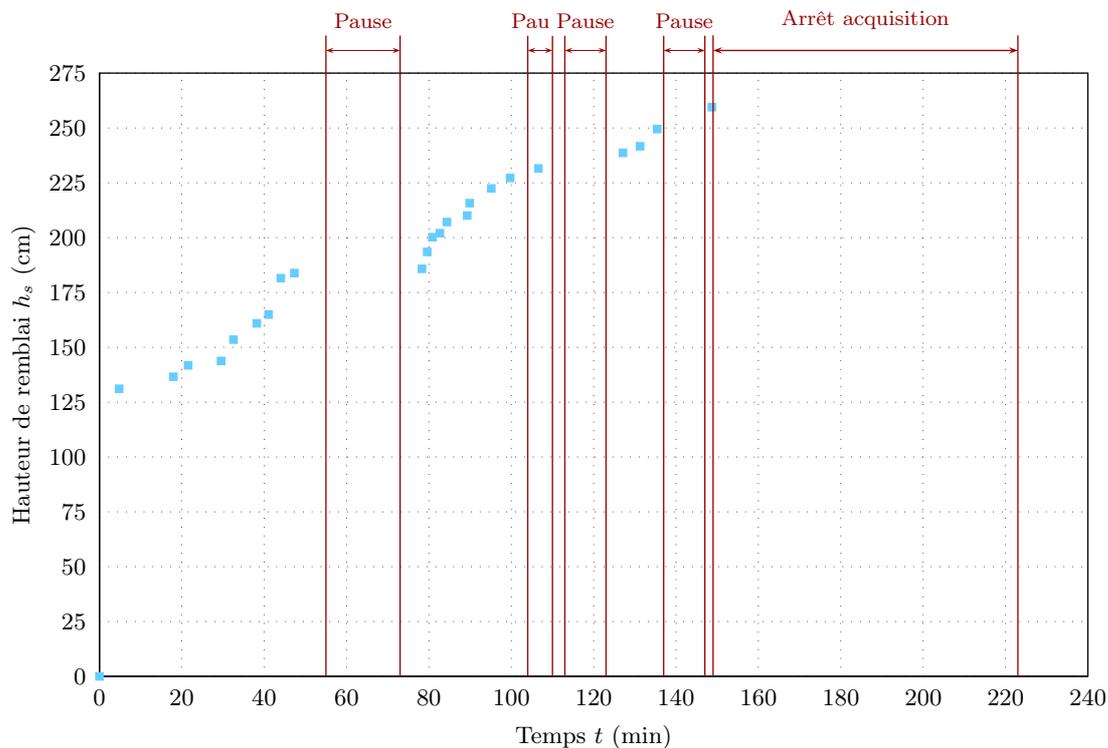


Figure D.4 – Hauteur de remblai h_s de l'expérience C3s en fonction du temps t .

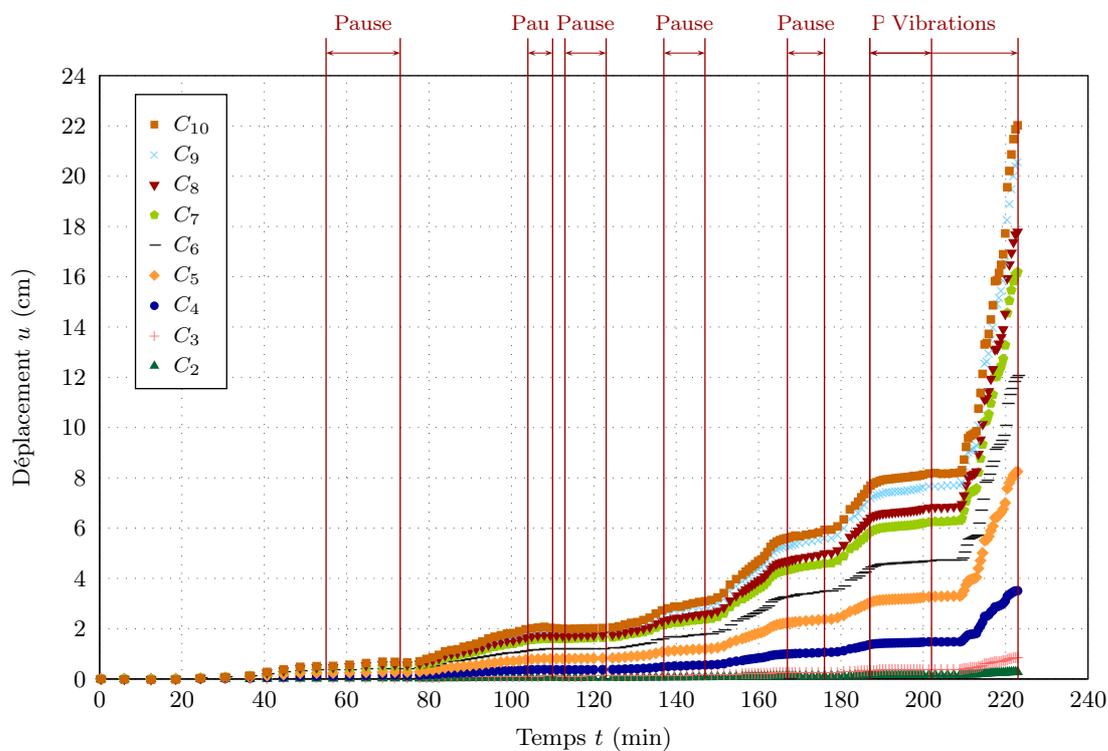


Figure D.5 – Déplacement u_i des capteurs du mur C3s en fonction du temps t .

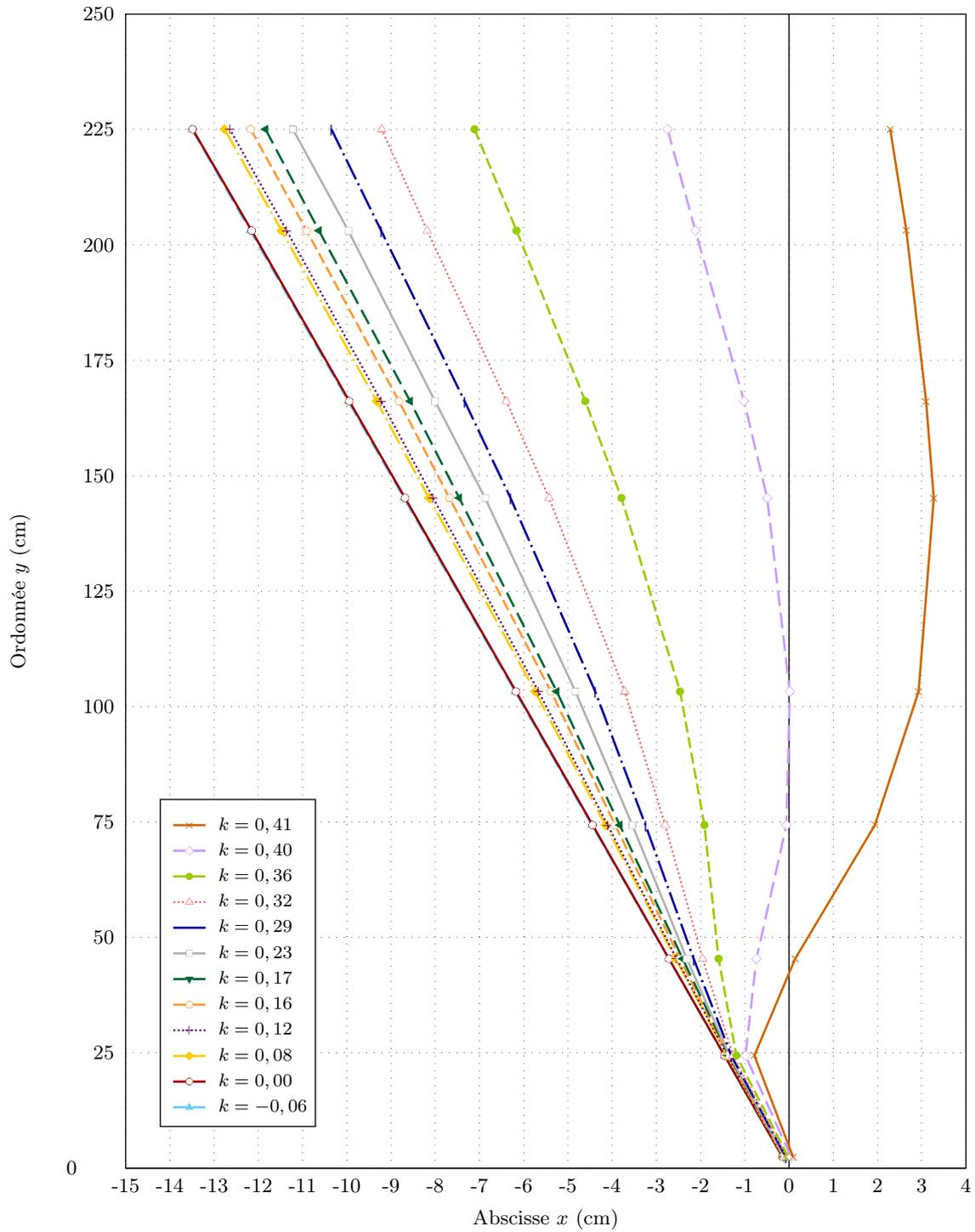


Figure D.6 – Évolution du profil du mur C3s en fonction de l'excentricité relative k .

D.3 Mur C4c

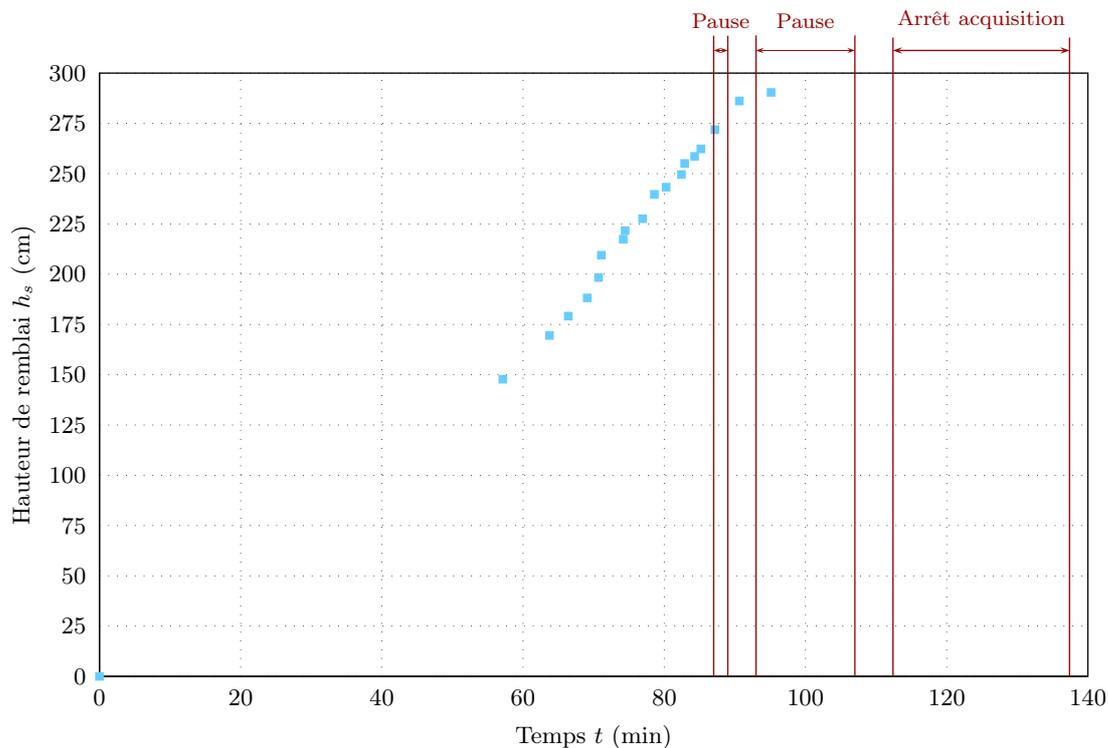


Figure D.7 – Hauteur de remblai h_s de l'expérience C4c en fonction du temps t .

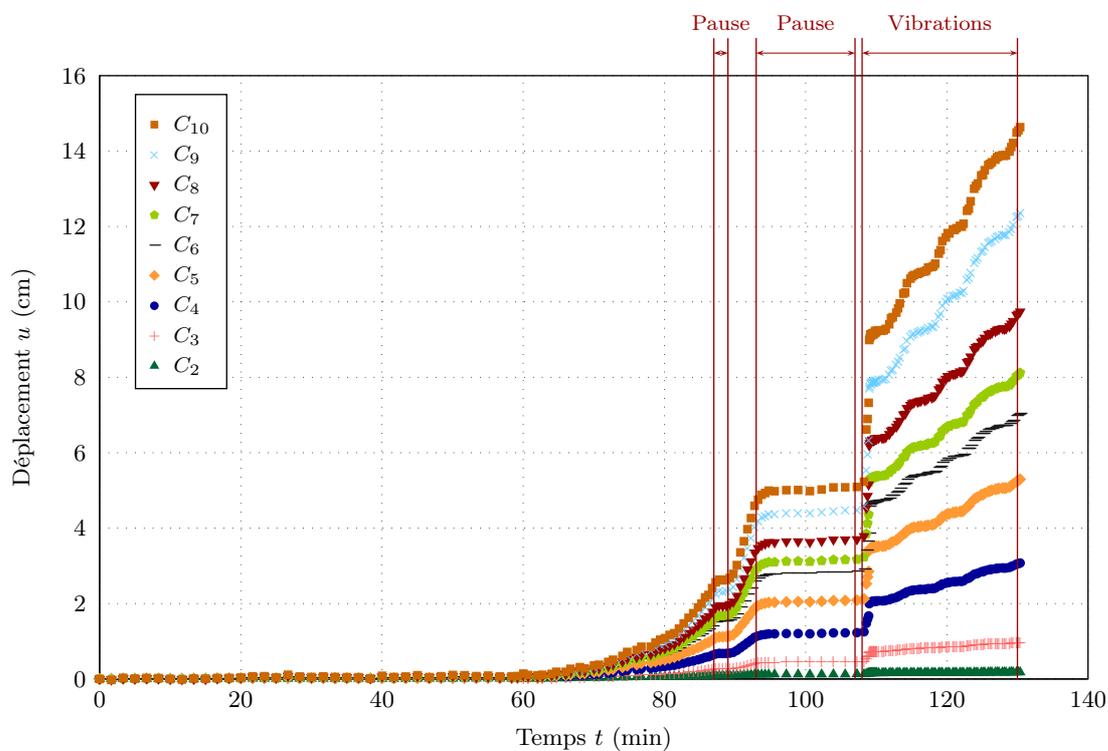


Figure D.8 – Déplacement u_i des capteurs du mur C4c en fonction du temps t .

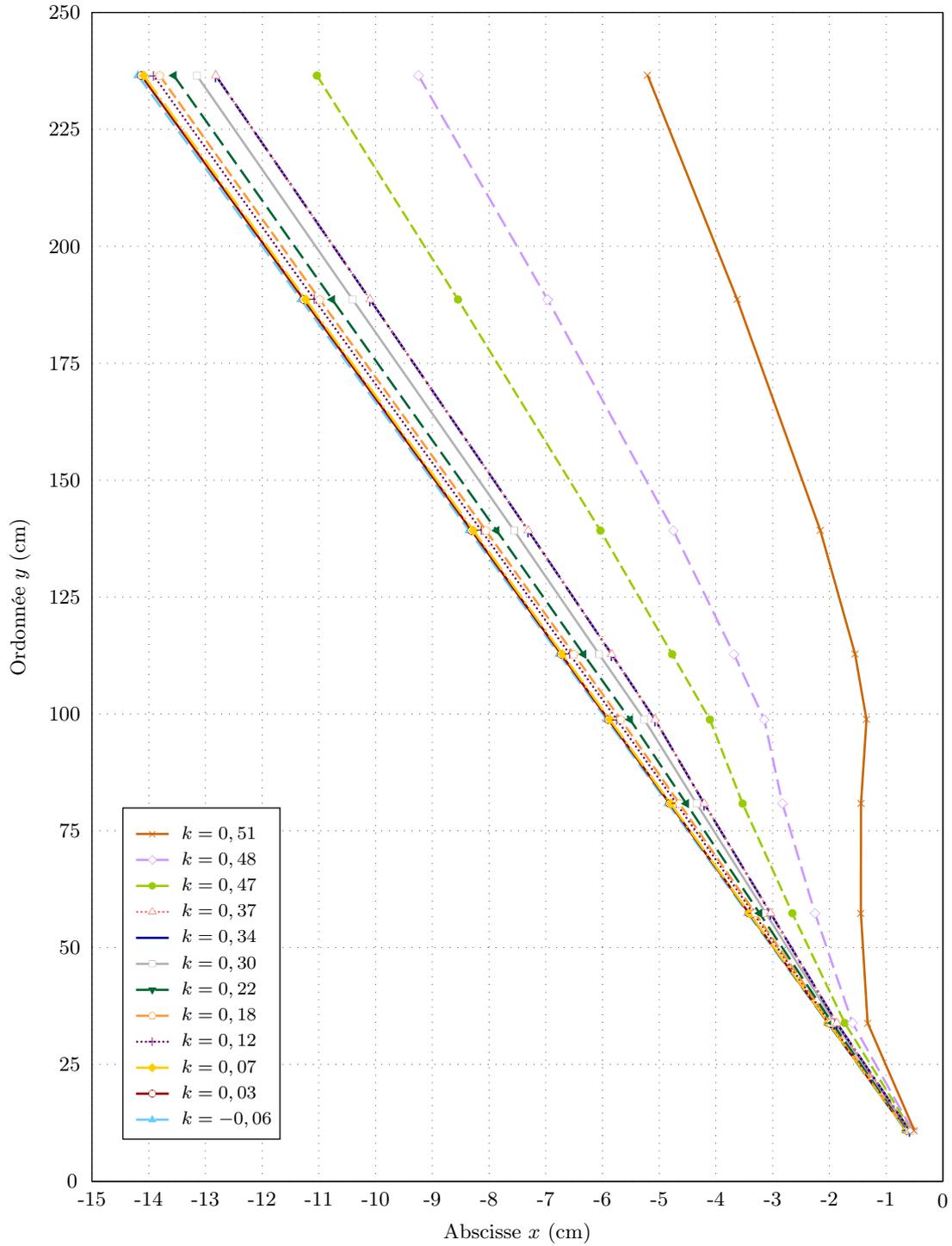


Figure D.9 – Évolution du profil du mur C4c en fonction de l'excentricité relative k .

Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1.

Résumé :

La pierre sèche est une technique de construction qui consiste en la pose de blocs bruts ou ébauchés sans recours à un quelconque liant. On retrouve cette forme de construction vernaculaire sur les cinq continents. Un temps abandonnée, la pierre sèche connaît ces dernières années un regain d'intérêt, motivé tant par la nécessité de préserver le patrimoine existant que par la performance que présente la technique dans le cadre d'une construction durable. L'objectif de ce travail de thèse est de contribuer à la construction d'un cadre scientifique permettant de garantir la fiabilité de cette technique auprès des décideurs. Nous proposons ici une évaluation de la stabilité mécanique des murs de soutènement en pierre sèche basée sur une modélisation multi-échelle s'appuyant sur la théorie du calcul à la rupture. Le volet modélisation est complété par des expérimentations *in situ* sur des murs en pierre sèche échelle 1 chargés jusqu'à la rupture par un remblai de sol pulvérulent. Ces essais permettent de mieux comprendre le comportement des murs en pierre sèche sous chargement ainsi que leur mode de rupture. On utilise enfin les résultats de la campagne expérimentale pour valider le modèle de calcul à la rupture.

Mots-clés : pierre sèche, maçonnerie, mur de soutènement, calcul à la rupture, expérimentation échelle 1.

Dry-stone retaining wall mechanics : yield design modelling and full-scale experiments.

Abstract :

Dry-stone walling is a vernacular, widespread form of construction which has received growing interest over the past few years, due to the recognition of its rich heritage in the framework of sustainable development ; yet, dry masonry's expansion is slowed down by the lack of scientific knowledge to assess its reliability. This work aims at contributing to the construction of this scientific frame. This thesis presents a model based on yield design to assess dry-stone wall stability. This theoretical approach is completed by field trials on full-scale dry-stone retaining walls backfilled until failure by a pulverulent soil. This experimental campaign aims at a better understanding of dry-stone masonry's behaviour under loading and its failure mode. Finally, comparisons between theoretical and experimental results are undertaken in order to validate the yield design simulation.

Key words : dry-stone, masonry, retaining wall, yield design, full-scale field trials.
