



HAL
open science

Étude du comportement des murs de soutènement par clouage des sols en place : application au dimensionnement du parement

Jean Gauthier de Sauvage

► **To cite this version:**

Jean Gauthier de Sauvage. Étude du comportement des murs de soutènement par clouage des sols en place : application au dimensionnement du parement. Matériaux et structures en mécanique [physics.class-ph]. Université de Lyon, 2018. Français. NNT : 2018LYSET011 . tel-01981709

HAL Id: tel-01981709

<https://theses.hal.science/tel-01981709>

Submitted on 15 Jan 2019

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

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



N° d'ordre NNT : 2018LYSET011

THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON

Opérée au sein de

l'École Nationale des Travaux Publics de l'État

École Doctorale N° 162

Mécanique, Énergétique, Génie civil, Acoustique

Spécialité / discipline de doctorat : Génie Civil

Soutenue publiquement le 30/11/2018, par :

Jean de Sauvage

Étude du comportement des murs de soutènement par clouage des sols en place - Application au dimensionnement du parement

Devant le jury composé de :

DELMAS, Philippe	Professeur	CNAM Paris	Président
BREUL, Pierre	Professeur	Université Clermont Auvergne	Rapporteur
DIAS, Daniel	Professeur	Université Grenoble Alpes	Rapporteur
BOST, Marion	Docteur	IFSTTAR	Examinatrice
BRANQUE, Denis	Docteur	ENTPE	Examineur
JACQUARD, Catherine	Docteur	FONDASOL	Examinatrice
RAJOT, Jean-Pierre	HDR	IFSTTAR	Directeur de thèse
CORFDIR, Alain	HDR	ENPC	Co-Directeur de thèse
ROBIT, Philippe	Ingénieur	GTS	Invité
VEZOLE, Pierre	Professeur	Retraité	Invité
JOSEPH, Agnès	Ingénieur	CEREMA	Invitée
BATISTA, Dominique	Docteur	CEREMA	Invité
JOFFRIN, Patrick	Ingénieur	IFSTTAR	Invité

Thèse préparée à l'**IFSTTAR**

Laboratoire Risques Rocheux et Ouvrages géotechniques

À Hélène et Mathurin

"Unfortunately, soils are made by nature and not by man, and the products of nature are always complex."

Karl von Terzaghi

Remerciements

Si une thèse de doctorat est le fruit d'un travail individuel, elle n'est rendue possible que par le soutien de son entourage et la liste des personnes que je tiens à remercier est longue.

Parce qu'on oublie trop souvent leur importance, je tiens à mentionner en premier lieu les personnes qui, sans faire partie officiellement de l'encadrement de ma thèse, ont toujours été disponibles pour m'aider. Merci donc à Christophe Pruvost, Patrick Joffrin et Jean-Pierre David sans qui les expériences n'auraient tout simplement pas pu avoir lieu. Merci également à Frédérique pour son aide au quotidien et pour ses relectures intensives.

Je tiens évidemment à remercier mon directeur de thèse, Jean-Pierre Rajot, dont la porte était toujours ouverte et qui a su me faire appréhender la pratique d'une science que je ne connaissais que théoriquement. Mes remerciements vont également à mon co-directeur, Alain Corfdir, dont la patience et les relectures critiques furent d'une grande aide.

Merci à Pierre Breul et Daniel Dias qui ont accepté d'être les rapporteurs de ce mémoire. Merci à l'ensemble des personnes ayant accepté de siéger dans mon jury de thèse et dans mon comité de suivi.

Merci à l'entreprise GTS qui a financé les expérimentations de ma thèse et merci en particulier à Philippe Robit qui m'a accompagné depuis le début. Merci également à Marion Rioux et Alexandre Mathiote qui m'ont accueilli sur leurs chantiers ainsi qu'à Abdel Merazga qui m'a permis de réaliser des essais sur le site de Saint Priest.

Je souhaite adresser un immense remerciement à Thierry Dubreucq qui a participé très activement à la définition du protocole d'expérimentation en centrifugeuse. Merci également à Patrick Gaudicheau, Stéphane Lerat, Philippe Audrain, Alain Néel, Alexandre Jagu, Fernando Saboya et Matthieu Blanc pour leur aide dans la mise en oeuvre. Merci enfin à Luc Thorel pour m'avoir accueilli au sein du laboratoire GMG.

Merci à Xavier Chapeleau, Venkadesh Raman et Monssef Drissi-Habti pour le prêt de l'interrogateur de fibre optique et l'assistance dans son utilisation. Merci à Aghiad Khadour pour l'ensemble du temps qu'il m'a consacré.

Je souhaite encore adresser un immense remerciement à Philippe Lévêque pour son aide précieuse et efficace dans l'utilisation du Pilote Cesar. Merci également à Emmanuel Bourgeois, Jean-Baptiste Payeur et Benoit Peboscq sans qui je n'aurais pu utiliser Cesar.

Merci au Cerema de Bron pour la mise à disposition de moyens d'essais et l'accompagnement sur le terrain. Merci en particulier à Agnès Joseph, Cédric Rebourg, Adrien Houel et Michael Dierkens.

Merci à Fahd Caira et Sébastien Burlon pour leur accueil au sein de la CNJOG et du sous-groupe de travail sur le parent.

Merci à Dominique Batista, Philippe Delmas, René-Michel Faure, Jean-Pierre Magnan, Olivier Pal, Fabrice Rojat, François Schlosser, Philippe Unterreiner, Pierre Vezole et Thierry Winiarski de m'avoir accordé leur temps, leur écoute et leurs conseils.

Je tiens aussi à mentionner que ce travail n'aurait pu avoir lieu sans le financement de mon ministère de tutelle, le Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire.

*

* *

Last but not least comme disent nos amis ultra-manchots, je souhaite enfin remercier toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu et supporté au cours de ces trois années.

Merci à ma mère qui m'a toujours encouragé sur la voie du travail et de la connaissance. Merci à mon père qui m'a transmis le goût des livres.

Merci à mon fils Mathurin qui a su être sage et compréhensif avec moi pendant les dernières semaines de rédaction. Merci à ma soeur Véronique qui m'a secondé dans la garde de Mathurin.

Merci mille fois à mon épouse Hélène qui m'a soutenu moralement, a supporté les allers et venues entre Paris, Nantes, Lyon et Thiers, m'a conseillé sur le plan scientifique et a encore trouvé le temps de participer activement aux dernières relectures.

Résumé

Le clouage des sols est une technique de soutènement d'excavations développée en France dans les années 1970. En pratique aujourd'hui, les parements de tels ouvrages sont souvent dimensionnés pour reprendre les efforts de traction admissibles dans les renforcements. De manière générale, dans la profession, il est notoire qu'au parement les efforts de service dans les renforcements sont en fait plus faibles que calculés, et ce d'autant plus à proximité du pied de parement en raison du phasage de construction de ces ouvrages, du haut vers le bas. En 2015 la Commission de Normalisation Française Justification des Ouvrages Géotechnique (CNJOG) a engagé une révision de la norme NF P 94 270, notamment pour clarifier la justification du parement.

Dans ce contexte, cette thèse vise à améliorer les connaissances sur le fonctionnement des massifs de sol cloué en place et en particulier sur la mobilisation du parement. Les travaux réalisés ont comporté une étude paramétrique expérimentale sur modèle physique réduit en centrifugeuse géotechnique (trois longueurs de clous), complétée par une analyse par modélisation numérique en déformations.

Sur le modèle réduit, la mobilisation des efforts dans les clous était observée à plusieurs niveaux à l'aide de fibres optiques munies de réseaux de Bragg, situées à l'axe neutre des clous. Les réseaux de Bragg étaient distants de 5 mm, soit 25 cm dans l'ouvrage réel modélisé. Les déplacements au sein du massif ont été suivis à l'aide d'une technique d'imagerie de type *Particle Image Velocimetry* (PIV), par suivi de motifs de grains de sables au travers d'une paroi latérale transparente du modèle physique à échelle réduite. Les essais ont montré une nette influence de l'élançement des ouvrages sur l'amplitude des déplacements et le profil des efforts mobilisés.

Parallèlement, un modèle numérique tridimensionnel de calcul par éléments finis et respectant le phasage de construction a été développé sous CESAR-LCPC. Les clous ont été modélisés par des éléments linéiques partageant leurs nœuds avec les éléments volumiques par l'intermédiaire d'un degré de liberté supplémentaire, correspondant au déplacement relatif sol-clou. Le comportement en déformations du sol a été représenté par le modèle *Hardening Soil Model* (HSM).

La comparaison des résultats expérimentaux et des simulations numériques a permis de mettre en avant l'influence de l'élançement sur le comportement du mur mais a souligné les

limites de l'utilisation des éléments finis, et en particulier la forte sensibilité aux raideurs du sol et de l'interface sol-clou.

Cette comparaison a également permis de proposer une amélioration du dimensionnement des sols cloués. Le logiciel PROSPER réalise ce dimensionnement en choisissant une courbe de rupture le long de laquelle le déplacement du sol mobilise la réaction des clous. Ce déplacement est généralement considéré homogène mais les résultats de ce travail permettent d'en proposer une allure.

Des abaques ont été établis donnant cette distribution en fonction du rapport d'éclatement. Cette approche du calcul des efforts au parement dans les renforcements a été mise en œuvre dans le cas d'un ouvrage expérimental.

Abstract

Soil nailing is technique developed in France during the 70s for the retaining of excavations. Today, the facing of such structures is often designed to support the maximal tensions which are admissible in the reinforcements. The professionals generally admit that the service loads in the reinforcements are smaller than the calculated ones. Especially at the facing foot because of the construction phasage, from top to bottom. In 2015, The French Standardization Commission for Geotechnical Structures Verification launched a revision of the standard concerning soil-nailing, especially about the facing design.

In this context, this thesis aims at a better knowledge of soil-nailed walls behaviour and especially about the mobilization of the facing. The works consisted of a parametrical study on a centrifuge model (three nail lengths) and of a numerical modelling.

On the centrifuge model, the nail tensions were observed, at each level, using Bragg grated optic fibers, placed at the core of the nails. The Bragg networks were placed 5 mm from each other (25 cm on the real wall). The displacements inside the soil were followed by a *Particle Image Velocimetry* like technique. The grains patterns were observed through a lateral translucent face. The experiments have shown a strong influence of the structure slenderness on displacements amplitude and on tensions allures.

A 3D numerical model was also developed with CESAR-LCPC. It was realized with Finite Elements Method and the building phasage was respected. Nails were modeled by lineic elements whose nodes were shared with volumic elements. In order to simulate the friction law, an additional degree of freedom was introduced : the relative displacement between soil and nail. The deformation behaviour of the soil was simulated using *Hardening Soil Model*.

The comparison of experimental and numerical results highlighted the influence of slenderness on wall behaviour as well as the limits of Finite Elements Method. In particular, the results are strongly dependant on the stiffness of soil and of the interface between soil and nail.

This comparison also allowed to propose an improvement of the soil-nailing design. The PROSPER software choses a failure surface along which the displacement of soil mobilizes the reaction of the nails. This displacement is generally considered as homogenous but the results of the present work allow to propose an allure. Abacus have been proposed for the distribution of this displacement and this design approach has been tested on an experimental wall.

Résumé exhaustif

Le clouage des sols est une technique de soutènement d'excavations développée en France dans les années 1970. En pratique aujourd'hui, les parements de tels ouvrages sont souvent dimensionnés pour reprendre les efforts de traction admissibles dans les renforcements, en considérant les schémas de sollicitation du parement figurant dans la norme NF P 94 270 (2009) ou dans les recommandations CLOUTERRE. De manière générale, dans la profession il est notoire qu'au parement les efforts de service dans les renforcements sont en fait plus faibles que calculés, et ce d'autant plus à proximité du pied de parement en raison du phasage de construction de ces ouvrages, du haut vers le bas.

Le projet national CLOUTERRE II (2002) avait tenté de répondre à la question de la sollicitation du parement qui nécessite d'observer les efforts dans les renforcements au droit du parement ainsi que la distribution de la poussée exercée par les sols du massif renforcé contre le parement. Dans l'idée d'apporter rapidement un confinement du front d'excavation des terres pour la passe en cours, le béton projeté a traditionnellement été employé pour

réaliser en place le parement. Avec cette technique, il s'est toutefois avéré difficile d'observer les pressions des terres appliquées au parement, le contact initial entre terrain en place et capteur de pression totale étant aléatoire et le comportement au jeune âge du béton évolutif.

Pour améliorer le drainage du parement, mieux maîtriser la qualité mécanique du parement, améliorer les conditions de sécurité du personnel sur chantier, réduire les contraintes liées aux passes de bétonnage sur le phasage des travaux et éliminer les surconsommations de béton, la société GTS s'est engagée dans le développement d'un nouveau procédé de construction des parements de murs cloués, reposant sur l'utilisation d'écailles préfabriquées en béton armé. Parallèlement, en 2015 la Commission de Normalisation Française Justification des Ouvrages Géotechnique (CNJOG) a engagé une révision de la norme Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué (NF P 94 270 : 2009), notamment pour clarifier la justification du parement.

Dans ce contexte, cette thèse vise à améliorer les connaissances sur le fonctionnement des massifs de sol cloué en place, dans l'objectif d'améliorer les connaissances sur la mobilisation du parement, pour étayer scientifiquement une nouvelle approche de son dimensionnement. Les travaux réalisés ont comporté une étude paramétrique expérimentale sur modèle physique réduit en centrifugeuse géotechnique, complétée par une analyse par modélisation numérique en déformations.

Un programme d'essais sur modèles physiques réduits en centrifugeuse a été défini pour étudier l'influence de la longueur des renforcements et de la hauteur du mur sur l'amplitude et la distribution des efforts au parement. Trois modèles réduits instrumentés de murs cloués verticaux de hauteur 18 cm et de longueurs de clous respectives 8, 12 et 18 cm ont été construits et testés sous une accélération de 50g, correspondant par similitude à des ouvrages réels de hauteur 9 m et de longueurs de clous de 4, 6 et 9 m.

Le sable fin d'Hostun a été employé pour reconstituer par pluviométrie le sol du modèle physique réduit. Par similitude au procédé de construction innovant de l'entreprise GTS, le parement a été composé d'éléments articulés, et les clous formés de tiges métalliques enduites par collage de ciment pour reproduire le frottement par scellement du clou dans le sol. Ce renforcement était installé dès la reconstitution du massif. Les passes successives d'excavation ont été simulées en vol, pendant la centrifugation des modèles, par déblaiements successifs de couches de sable à l'aval du parement.

Pour chaque ouvrage d'essai à échelle réduite, la mobilisation des efforts dans les clous était observée à plusieurs niveaux à l'aide de fibres optiques munies de réseaux de Bragg, collées dans un capillaire situé à l'axe neutre des clous à échelle réduite. Les réseaux de Bragg étaient distants de 5 mm, soit 25 cm dans l'ouvrage réel modélisé, pour observer finement la distribution d'efforts de traction le long du clou. Les déplacements au sein du massif ont été suivis à l'aide d'une technique d'imagerie de type *Particle Image Velocimetry* (PIV), par suivi de motifs de grains de sables au travers d'une paroi latérale transparente du modèle physique à échelle réduite. Les déplacements horizontaux en tête de paroi et les tassements en surface du massif à l'amont du parement ont été observés par distance-mètres laser. L'évolution des contraintes verticales sous l'ouvrage pendant la construction a également été suivie, par trois capteurs de pression totale miniatures placés au niveau du fond de fouille.

Les essais ont montré une nette réduction de l'amplitude des tassements en surface du massif à l'arrière du parement lorsque la longueur des clous augmente, *i.e.* lorsque l'élancement du massif de sol renforcé (le rapport de la hauteur du mur (H) sur la longueur des clous (B), H/B) diminue. L'observation des déplacements du sol dans le massif par PIV a permis de mettre en évidence des modes de fonctionnement du massif de sol renforcé différents selon l'élancement du massif de sol cloué. L'observation des déplacements par PIV pendant les essais permet également de proposer une forme de la distribution des déplacements au sein du massif le long d'une courbe de quasi-rupture, correspondant à une zone où la direction des déplacements change de manière discontinue.

Enfin, concernant les efforts dans les clous, les essais en centrifugeuse montrent que l'effort au parement ou à l'intérieur du massif n'est pas maximum dans le dernier clou, en partie inférieure du massif, mais dans l'un des deux clous au-dessus du dernier. L'amplitude des efforts au parement et la forme de la distribution d'efforts au parement apparaissent dépendre de l'élancement H/B du massif de sol cloué. Toutefois, le faible nombre d'essais ne permet pas de déterminer précisément la part d'incertitude dans ces résultats, donc d'asseoir une relation empirique entre élancement du massif cloué et efforts au parement. En outre, le long des clous, l'effort maximal était fréquemment observé au droit du parement, ce qui interroge sur la conception du modèle réduit et sur la similitude entre modèle réduit et ouvrage réel.

Parallèlement, un modèle numérique tridimensionnel de calcul par éléments finis des murs en sol cloué a été développé pour tenter d'élargir les conclusions de l'étude paramé-

trique expérimentale, après confrontation du modèle numérique aux observations effectuées sur modèles réduits centrifugés. Différentes configurations de soutènement d'excavation par clouage ont été considérées, le profil géotechnique étant néanmoins supposé homogène et sans eau. Ce modèle numérique générique a été construit avec le progiciel CESAR-LCPC.

Dans ce modèle 3D, les clous ont été modélisés par des éléments linéiques partageant leurs nœuds avec les éléments volumiques par l'intermédiaire d'un degré de liberté supplémentaire, correspondant au déplacement relatif dans la direction du renforcement entre le sol et le clou. Cette approche proposée par Bourgeois *et al.* (2012) permet de représenter le frottement entre le sol, composé d'éléments tridimensionnels, et le clou, représenté par des éléments linéiques. Des éléments poutres étaient également superposés aux éléments linéiques pour simuler la résistance en flexion des clous dans le terrain, selon la direction perpendiculaire aux clous dans un profil vertical de renforcements.

Le comportement en déformations du sol a été représenté par le modèle Hardening Soil Model (HSM), proposé par T. Schanz *et al.* (1999). Le frottement entre le sol et les renforcements a été modélisé par une relation bilinéaire, l'effort de cisaillement entre le clou et le sol étant supposé mobilisé proportionnellement au déplacement relatif sol-clou jusqu'à un seuil au-delà duquel l'effort est considéré constant. La surface du massif de sol avant excavation étant horizontale, les contraintes initiales dans le sol ont été considérées orthotropes de révolution, la contrainte effective verticale étant prise égale au poids des terres au-dessus du point considéré et les contraintes effectives horizontales définies alors par le coefficient de poussée des terres au repos, fixé indépendamment des autres paramètres utilisés pour décrire le sol.

Enfin, le phasage de construction était simulé par différentes étapes de calcul, chacune correspondant à l'excavation d'une passe, simulée par l'activation des éléments de structure représentant les clous et le parement de la passe d'excavation précédente et la désactivation des éléments de sol correspondant à la passe d'excavation courante. Le sol étant pulvérulent, une faible cohésion était temporairement donnée aux éléments de sol à proximité du parement pour vérifier sa stabilité locale au voisinage de la fouille avant placement du parement et creusement de la passe suivante. Cette faible cohésion, sur une distance au parement de 1,5 fois la hauteur de passe, correspondait à la valeur minimale permettant d'assurer la stabilité locale de la fouille non soutenue. Cette cohésion locale était supprimée à l'étape de calcul suivante, correspondant à l'installation du renforcement et du parement et le creusement de la passe suivante. Numériquement, lors du radoucissement correspondant à la perte de

cohésion, l'état de contraintes dans certains éléments était si besoin ramené sur le critère de plasticité par application du théorème du retour radial. Les efforts correspondant à ce retour de contraintes sur le critère de plasticité étaient alors redistribués aux nœuds des éléments voisins.

Les résultats des études paramétriques réalisées avec le modèle numérique sont en accord avec les observations faites sur les modèles physiques réduits centrifugés concernant l'influence de l'élanement du massif de sol cloué (H/B) sur les déplacements en tête de parement et les tassements du sol à l'amont du parement causés par la construction du mur. L'influence de l'élanement du massif de sol cloué sur les mécanismes de mobilisation du sol est également bien simulée par le modèle numérique.

Le modèle numérique suggère également une influence de l'élanement du massif cloué sur l'amplitude et la distribution des efforts au parement. Néanmoins, l'étude numérique menée pour investiguer l'influence des autres paramètres du modèle sur les efforts dans les clous a mis en évidence certaines limites du modèle numérique en déformations pour le dimensionnement des murs cloués. Notamment, l'amplitude des efforts calculés dépend de manière significative des paramètres décrivant le module de déformation du sol (E_{50} dans le modèle HSM) et la raideur de l'interface sol-renforcement. Ces paramètres sont aujourd'hui rarement déterminés en pratique.

Par ailleurs, il est à noter que les effets de court terme produits par le déconfinement des sols pendant excavation sur la cohésion des sols grenus non saturés, observés sur ouvrages réels (cf. de Sauvage et al. (2018)) sont difficiles à prendre en compte aujourd'hui dans les modèles numériques. Pourtant la mobilisation des renforcements des murs cloués dépend du chemin de sollicitation, donc de l'évolution de cette cohésion apparente pendant le creusement.

Pour chaque essai sur modèle réduit centrifugé, l'allure du champ de déplacements observé dans le sol cloué a également été obtenue avec le modèle numérique, confortant la validité de l'étude numérique paramétrique du champ de déplacements dans le massif pour différentes configurations d'ouvrages. Ainsi, la forme du champ de déplacement le long de la surface de rupture potentielle critique (zone de discontinuité de l'orientation des déplacements), caractérisée dans cette étude pour un profil géotechnique homogène, dépend essentiellement de l'élanement du massif. Ce résultat conduit à proposer une amélioration

du dimensionnement traditionnel des ouvrages en sol cloué pour tenir compte du phasage de construction des murs cloués, du haut vers le bas.

En effet, toutes les approches conventionnelles de dimensionnement du clouage sont basées sur le calcul à la rupture en stabilité des pentes et sur l'introduction d'efforts dans les renforcements déduits des mêmes modes de rupture des renforcements. Cependant, une de ces approches (logiciel PROSPER, Delmas et al. (1986)) repose sur les modèles d'interaction sol-renforcements en déplacements issus des études de l'interaction sol-pieux (e.g. Franck et Zhao (1982)). Cette méthode permet d'obtenir une distribution continue d'efforts le long du renforcement, respectant l'ensemble des conditions limites mécaniques, et par conséquent de déterminer l'effort au parement.

Néanmoins, faute de connaître l'allure de la distribution des déplacements le long de la courbe de rupture critique, les efforts dans les inclusions sont en pratique déterminés en supposant homogène le déplacement de la masse en rupture potentielle. L'amélioration proposée consiste alors à introduire, dans le calcul conventionnel du clouage selon cette approche de l'interaction sol-renforcement en déplacement, une allure du champ de déplacements le long de la courbe de rupture potentielle, déterminée par modélisation numérique en déformations.

Les calculs ont montré que, pour obtenir des allures similaires de distributions d'efforts dans les renforcements par le logiciel PROSPER et par calcul en déformations, tenant donc compte du phasage de construction, la distribution le long de la surface de rupture de déplacements normalisés par le déplacement maximal (i.e. au sommet de l'ouvrage) à introduire dans PROSPER pouvait être prise égale à la distribution du rapport normalisé de l'effort maximal dans le clou obtenu par calcul en déformations divisé par la profondeur de la tête du clou. L'étude paramétrique numérique en déformations, réalisée pour un profil de sol homogène et un parement vertical, montre que cette distribution dépend essentiellement de la résistance du sol et de l'élancement du massif en sol renforcé.

Des abaques ont été établis donnant cette distribution en fonction du rapport H/B . Cette approche du calcul des efforts au parement dans les renforcements a été mise en œuvre dans le cas de l'ouvrage expérimental construit à Bévenais (F-38690) par la société GTS (Robit et al. (2014)).

Table des matières

1	Introduction générale	1
2	Études antérieures portant sur le clouage des sols	5
2.1	Introduction	5
2.2	Comportement mécanique d'ouvrages en sol cloué	6
2.3	Caractérisation de l'interaction sol-clou	10
2.4	Modèles physiques	13
2.5	Dimensionnement traditionnel des sols cloués	17
2.6	Les modèles d'interaction sol-structure	22
2.7	Conclusion	30
3	Modélisation d'ouvrage en sol cloué sous macro-gravité	33
3.1	Principes de la modélisation en centrifugeuse appliquée à la géotechnique . . .	34
3.2	Modélisation en centrifugeuse des ouvrages en sol cloué	38
3.3	Protocole expérimental	43
3.4	Résultats	61

3.5	Analyse et Interprétation	76
4	Modélisation d'ouvrage en sol cloué par éléments finis	79
4.1	Introduction	79
4.2	Hypothèses de modélisation	80
4.3	Etudes de sensibilité	97
4.4	Validation du modèle de calcul	107
4.5	Investigation numérique sur le comportement des murs cloués	115
5	Principaux enseignements et conséquences pratiques	131
5.1	Un comportement dépendant de l'élanement	132
5.2	Conséquences pratiques	137
5.3	Application : ouvrage de Bévenais	143
6	Conclusions et perspectives	151
A	Modèles réduits centrifugés	153
A.1	Essais d'arrachement	153
A.2	Pesée hydrostatique	157
A.3	Mesure des efforts par fibre optique à réseaux de Bragg	160
A.4	Observation par GeoPIV	166
A.5	Patron du géotextile pour l'excavation	168
B	Calculs annexes	169

<i>TABLE DES MATIÈRES</i>	xix
B.1 Lien entre pression limite et contrainte verticale	169
B.2 Définition du taux de cisaillement relatif	172
C Modèle numérique	173
C.1 Intersection avec le profil géotechnique	173
C.2 Paramètres utilisés dans les simulations	176
C.3 Présentation synthétique de l'ouvrage de Bévenais	177
Références	191

Notations et acronymes

F :	Facteur de sécurité global sur l'ouvrage
δ :	Déplacement relatif à inclure dans PROSPER
H :	Hauteur d'excavation
B :	Emprise horizontale d'un ouvrage en sol cloué
S_v ou h_C :	Espace vertical entre deux clous voisins
S_h ou D :	Espace horizontal entre deux clous voisins
θ_i :	Inclinaison du clou i
L_i :	Longueur du clou i
β :	Pente du talus à l'amont d'un ouvrage en sol cloué
η :	Complémentaire du fruit du parement
d_{50} :	Diamètre médian décrivant la granulométrie du sol
d_{100} :	Diamètre maximal décrivant la granulométrie du sol
C_U :	Coefficient d'uniformité décrivant la courbe granulométrique
e :	Indice des vides
I_D :	Indice de densité relative
ρ :	Masse volumique
c :	Cohésion du sol
ϕ :	Angle de frottement interne du sol
ψ :	Angle de dilatance du sol
γ :	Poids volumique du sol
K_0 :	Coefficient de pression latérale des terres au repos
K_a :	Coefficient de poussée active des terres
q_s :	Coefficient de frottement latéral sol-inclusion
k_i :	Raideur de l'interface sol-inclusion
E :	Module d'Young
ν :	Coefficient de Poisson
E_{50} :	Module sécant à 50% de la charge ultime
E_{ur} :	Module de chargement/déchargement
E_i :	Module initial
E_M :	Module Ménard
R_f :	Ratio de rupture
m :	Exposant du modèle <i>HSM</i>
I :	Module d'inertie
e_b :	Epaisseur du parement
n :	Facteur d'échelle / Rapport des accélérations

e_x, e_y, e_z :	Base canonique de l'espace
$\underline{\underline{\delta}}$:	Tenseur Identité
$\underline{\underline{\sigma}}$:	Tenseur des contraintes
σ :	Contrainte normale
τ :	Contrainte de Cisaillement
u :	Pression interstielle
σ' :	Contrainte normale effective
σ_3 :	Pression de confinement
σ_v :	Contrainte verticale
σ_h :	Contrainte horizontale
p :	Contrainte moyenne
q :	Déviateur des contraintes
T :	Tension dans les clous
T_l :	Tension dans les clous par mètre linéaire d'ouvrage
$T_{p,r}$:	Tension au parement réduite par le poids des terres
$\underline{\underline{\epsilon}}$:	Tenseur des déformations
ϵ_1 :	Déformation principale maximale
ϵ_v :	Dilatation volumique
ξ :	Déplacement relatif sol-inclusion
s :	Tassement en surface
AFPS :	Association Française du génie Parasismique
CEBTP :	Centre d'Expertise du Bâtiment et des Travaux Publics
CNJOG :	Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques
FHWA :	<i>Federal High Way Administration</i>
HSM :	<i>Hardening Soil Model</i>
LASER :	<i>Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation</i>
LCPC :	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
PIV :	<i>Particle Image Velocimetry</i>
PVC :	Polychlorure de Vynile

Chapitre 1

Introduction générale

Développé en France dans les années 1970, le clouage des sols est une technique de stabilisation des talus consistant à les renforcer par des inclusions métalliques. A la différence de la Terre Armée qui consiste à monter un remblai en ajoutant régulièrement des armatures, le clouage se réalise sur du sol en place et le talus est obtenu par décaissements successifs (Figure 1.1). Cette méthode de soutènement est à la fois économique et adaptée aux sollicitations sismiques comme l'a montré Tufenkjian sur modèle réduit [102]. La mission post-sismique de l'AFPS à Amatrice l'a encore constaté en octobre 2016.

Les clous sont ici des ancrages passifs : ils ne sont pas prétendus et retiennent la masse de sol par frottement lorsque le massif amorce une rupture. Généralement, un forage est réalisé puis le clou y est placé et un coulis de ciment est ensuite injecté autour. Cependant l'usage de clous dits autoforants est de plus en plus répandu. Ces clous sont équipés d'un taillant sacrifié et sont creux afin de permettre l'injection.

Pour retenir les masses de sol libres et éviter l'érosion, un parement est mis en place. Ce parement permet également le confinement des terres. Traditionnellement, il est réalisé en béton projeté sur un treillis d'acier sur lequel sont fixées les têtes de clous. Des drains sont posés à l'arrière du parement afin d'éviter l'accumulation de pressions interstitielles.

Cependant, l'entreprise GTS a développé un procédé de clouage impliquant un parement en écailles préfabriquées fixées sur les têtes de clou. Le confinement des terres ainsi que le drainage sont assurés par l'injection d'une gravette cimentée entre le parement et le sol.

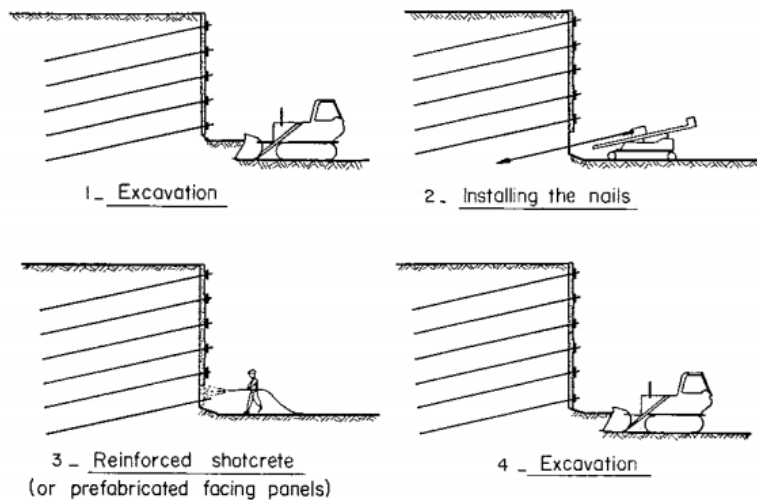


FIGURE 1.1 – Phasage de la construction d'un mur en sol cloué, [86]

Il est à noter que pour limiter le déconfinement des terres dû à l'excavation, cette dernière est parfois réalisée par plots, c'est-à-dire par tronçons de 10 m environ. Dans le cas contraire, on parle d'excavation par bandes.

Enfin, on note l'existence de variantes du clouage qui ne rentrent pas dans le cadre de cette étude :

- Les murs ancrés
 - au rocher : les clous sont forés jusqu'à un substratum rocheux et la paroi n'est plus retenue par frottement mais par ancrage. Le sol n'est pas mobilisé mais retenu.
 - au loin : La paroi est retenue par un ancrage scellé dans une partie du terrain réputée fixe (l'ancrage n'est donc pas frottant). Même lorsque l'ancrage est scellé en dehors de la courbe de rupture prévue, il est recommandé de vérifier sa stabilité au sens de Kranz [50] [21]
- Le clouage en remblai : le talus n'est pas obtenu par excavations successives mais par apport de matériau. Il est souvent réalisé en mur ancré.
- Les pentes clouées : certaines pentes peuvent être confortées par des clous verticaux interceptant les surfaces de ruptures. Elles ne possèdent en général pas de parement.

Si les ouvrages en sol cloué ont été longuement étudiés, certaines zones d'ombre subsistent et, en particulier, le dimensionnement du parement est un sujet non encore résolu par manque de mesures significatives des pressions au parement ou des efforts en tête de clou.

Les professionnels du secteur évoquent une forte influence de la raideur du parement ainsi que la présence d'un effet de voûte permettant une redistribution des efforts entre clous. A titre d'exemple, une paroi clouée de 10 m de hauteur a été réalisée à Montpellier avec un parement d'épaisseur 7 cm sans que ce dernier ne subisse de ruine (parking Pitot).

A l'heure actuelle, la normalisation française traite le dimensionnement du parement dans le paragraphe 11.5 de la norme NF-P94-270 [106]. Ce dernier stipule que la pression des terres au parement $\sigma_{par,d}$ doit rester inférieure à la résistance ultime structurelle dudit parement, $R_{par,d}$. Il est précisé que $R_{par,d}$ doit être calculée en tenant compte de la répartition des pressions.

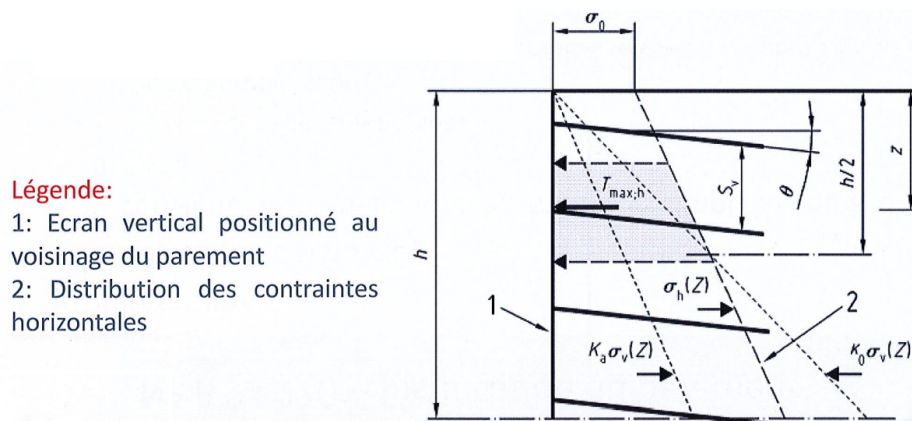


FIGURE 1.2 – Répartition des pressions au parements - méthode simplifiée, NF-P 94-270

L'annexe E de la norme précise une méthode simplifiée (applicable à des cas restreints) pour déterminer la répartition des pressions des terres. Cette méthode suppose une répartition de pente K_a telle que représentée sur la figure 1.2. La pression en tête σ_0 est calculée de manière à retrouver un effort total égal à la poussée au repos :

$$\sigma_0 = \frac{1}{2} (K_0 - K_a) \gamma h \quad (1.1)$$

Cette méthode simplifiée est peu satisfaisante pour la profession et la CNJOG a lancé une réforme de la NF-P 94-270 [30]. En particulier, un groupe de travail a été confié à Olivier Pal (Eiffage) en 2013 pour traiter de la question du parement. Ce groupe de travail a été réouvert en 2017 par Fahd Cuira (Terrasol) sur le constat de manque de connaissances sur le parement.

L'objectif de ce travail de thèse est donc d'atteindre une meilleure connaissance des efforts subis par le parement afin d'en faciliter le dimensionnement. L'enjeu d'un tel dimensionnement est, entre autres, de réduire l'empreinte carbone du parement en béton à une valeur optimale ainsi que son coût.

Le parement étant en interaction avec l'ensemble de l'ouvrage, il est nécessaire d'accéder à une compréhension fine du comportement global des murs en sol cloué. Ainsi la présente étude portera sur le comportement des soutènements par clouage et aura pour application le dimensionnement du parement.

Le clouage a fait l'objet d'études expérimentales au sein du projet national allemand *Bodenvernagelung* puis du projet national français *Clouterre* en 1991. Ce dernier n'ayant pas répondu à tous ses objectifs, un projet national *Clouterre II* a été réalisé en 2002. L'un de ses axes était l'étude du parement mais il n'a pas pu aboutir sur ce point.

Parallèlement l'étude du clouage en centrifugeuse s'est développée notamment sous l'impulsion de Tei (1991). Elle est encore utilisée aujourd'hui mais la modélisation de l'excavation reste un point d'achoppement.

Enfin, des outils de calculs ont été développés d'une part sur la base des méthodes d'étude de la stabilité de pente et d'autre part avec l'utilisation du calcul à la rupture ou des éléments finis.

Une plus ample présentation des travaux antérieurs est faite dans le second chapitre de cette thèse. Le chapitre suivant sera consacré à la modélisation des ouvrages en sol cloué sous-macro-gravité et aux premiers résultats qu'elle permet d'obtenir. Le quatrième chapitre présente le modèle aux éléments finis développé et la vaste étude paramétrique qu'il a permis. Fort de ces résultats de modélisation, une proposition d'amélioration du dimensionnement traditionnel des murs cloués sera faite et appliquée à un cas concret d'ouvrage réel : le mur de Bévenais [80], situé dans l'Isère, en France.

Chapitre 2

Études antérieures portant sur le clouage des sols

2.1 Introduction

L'étude bibliographique présentée ci-dessous concerne les ouvrages en sol cloué réalisés en déblai dont le parement est subvertical. Par conséquent elle exclut l'étude des pentes clouées ou des sols cloués en déblais. Ceci étant dit, la stabilité des pentes ou l'étude des murs en terre armée pourront être évoqués lorsqu'ils participent à l'état des connaissances sur le clouage.

Pour la clarté de l'exposé, résultats expérimentaux, modèles physiques et modèles numériques ont été traités séparément mais l'ordre de rédaction ne préjuge aucunement de l'importance relative de chaque composante. En effet, ces trois modes de compréhension du phénomène se complètent et s'enrichissent mutuellement.

Il a donc été choisi de présenter en premier lieu les résultats expérimentaux obtenus d'une part sur ouvrage réel et d'autre part lors d'essais d'arrachement de clous. Les modèles physiques permettent de réaliser des études paramétriques en plus grand nombre et sont traités à la suite. Enfin est présentée l'approche par le calcul.

2.2 Comportement mécanique d'ouvrages en sol cloué

Le premier ouvrage de sol cloué expérimental a été réalisé pour le Projet National allemand *Bodenvernagelung* [36]. Des cellules Glötzl (cellules de mesures de pression des sols) avaient été posées à l'interface parement - sol mais il a été souligné dans Clouterre II que les mesures de ces cellules sont difficiles à exploiter car perturbées lors de la projection de béton qui rend difficile tout calibrage de la cellule. Par ailleurs, le comportement du béton au jeune âge (et donc son influence sur le confinement des terres) est complexe et enfin la mesure des tensions des clous est plus sujette à caution aux abords du parement où la flexion peut devenir prédominante. Malgré cela cette première expérience permet de mettre en évidence que la pression des terres au parement est de l'ordre de 50% de la pression active de Coulomb et les résultats de Gassler ont servi de point de comparaison dans les études ultérieures (*cf* figure 2.8).

2.2.1 Clouterre et le CEBTP

Dans le cadre du Projet National Clouterre, 3 ouvrages ont été construits par le CEBTP sous la direction de Claude Plumelle [65] [85].

CEBTP 1

Le premier mur expérimental a été réalisé en 1986. D'une hauteur de 7 m, il a été poussé à la rupture par saturation en eau du sol à l'aide d'un bassin en tête de l'ouvrage. L'instrumentation permettait d'obtenir la tension dans les clous et le déplacement du parement.

De plus, si le clouage a bien été réalisé par excavation, cela s'est fait dans un massif constitué pour l'occasion. Il a donc été possible d'insérer de fines couches horizontales de sable noir afin d'observer la déformation du massif au cours de l'opération. Cependant, l'absence de couches colorées sous la cote du fond de fouille n'a pas permis d'observer de potentiels mécanismes contournant le pied de paroi.

Cette première instrumentation a permis d'observer la cinématique de l'ouvrage et de déterminer le lieu de traction maximale des clous au moment de la rupture. Il est représenté sur la figure 2.1. Les études analytiques donnent une spirale logarithmique.

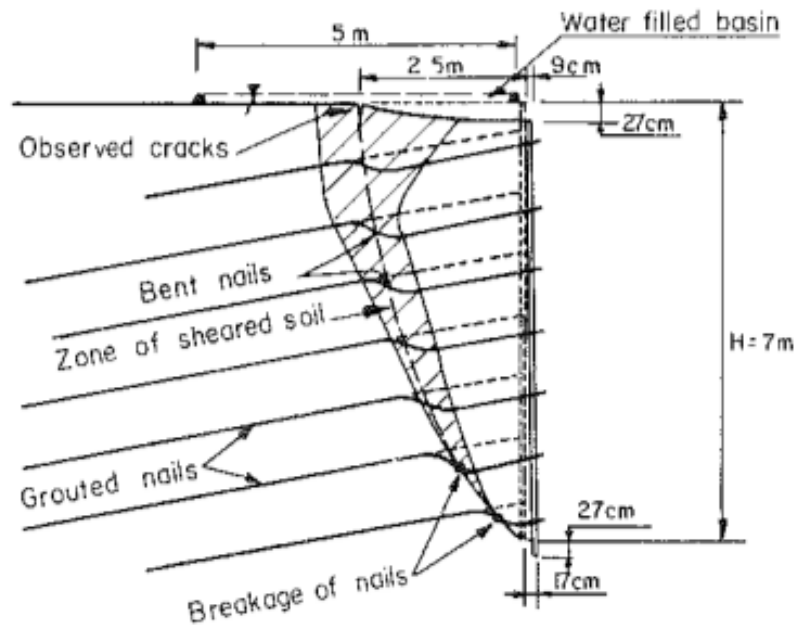


FIGURE 2.1 – Observations post-rupture sur le mur CEBTP 1 [86]

CEBTP 2 et 3

En 1989, deux ouvrages nouveaux ont été instrumentés selon le même processus. Mais les objectifs étaient légèrement différents :

- Le CEBTP 2 ne possédait pas de clous dans sa partie inférieure et le parement était retenu par des éléments de paroi butonnée. Ces éléments étaient retirés progressivement afin d'observer la hauteur critique à partir de laquelle l'effet voûte ne suffit plus à maintenir l'ouvrage.
- Le CEBTP 3 était conçu avec des clous télescopiques, retirés progressivement du massif afin de déterminer la longueur d'ancrage nécessaire.

La figure 2.2 donne l'allure de la pression des terres au parement déduite des efforts mesurés dans les clous des murs du CEBTP. On remarque que la pression des terres dépasse la pression au repos sur le haut du parement mais est nettement inférieure à la poussée active sur le bas. Dans le rapport de Clouterre I, ce report de force du bas vers le haut de l'ouvrage est expliqué par l'absence de déplacement en pied de paroi. Tant que la passe

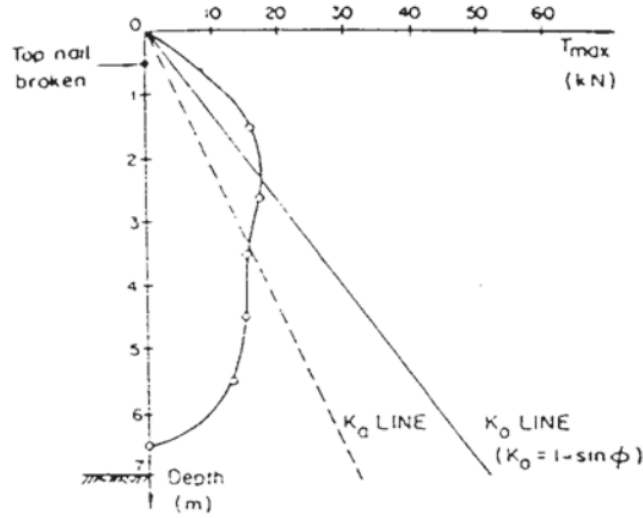


FIGURE 2.2 – Efforts en tête des clous observés au parement d’un sol cloué, Plumelle *et al.*, 1989 (extrait de [96])

suivante n’est pas excavée, le sol sur le bas de l’ouvrage est contraint en déplacement et ne peut donc mobiliser le clou. La masse de sol est donc retenue par les efforts mobilisés dans les clous du haut. Cependant, la répartition présentée par Plumelle est atypique puisque le clou du haut a rompu.

2.2.2 Les murs instrumentés de la FHWA

Aux Etats-Unis, les études sur le clouage se sont développées principalement à l’issue d’une collaboration entre la *Federal Highway Administration* et le Projet Clouterre. La FHWA a ensuite participé à l’instrumentation de plusieurs murs cloués. Les efforts en tête de clou mesurés sont reportés sur la figure 2.3. S’il est difficile de tirer une vue d’ensemble de ces mesures, on remarque que les murs les plus rigides (polyclinic et Swift Delta) présentent une répartition proche de celle mentionnée par Clouterre. Notons enfin que les murs IH-30 étaient réalisés avec des parements flexibles.

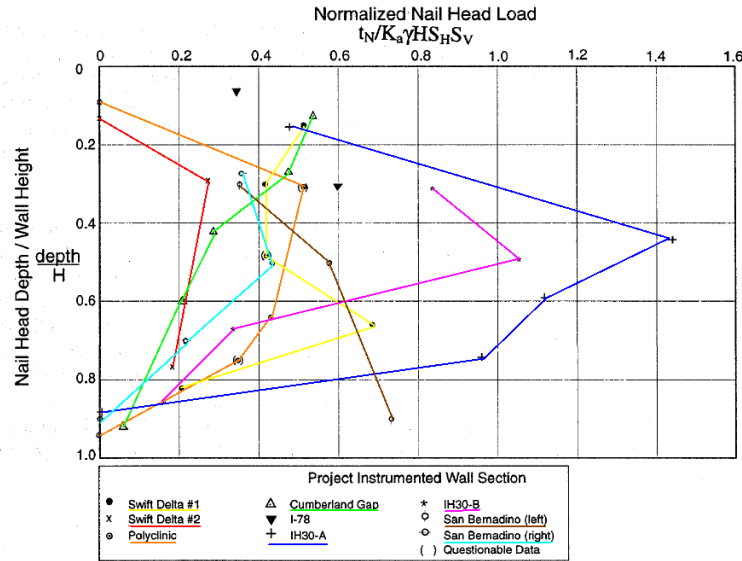


FIGURE 2.3 – Mesures des efforts en tête de clou normalisés par la poussée active pour les différents murs instrumentés par la FHWA (adapté de [14])

2.2.3 Expériences ultérieures

Peu d'instrumentations en grandeur réelle ont été réalisées depuis les projets Clouterre et les mesures de la FHWA. La plupart des chantiers instrumentés depuis sont des ouvrages mixtes mêlant par exemple Terre Armée et Clouage [103].

Cependant, en 2008, un projet de tunnel pour le Port de Dublin a donné lieu à un suivi de l'ouvrage [56]. L'expérimentation a permis de mettre en lumière le rôle prépondérant du phasage dans la mise en tension "par paliers" des clous ainsi que la très faible sollicitation du clou le plus bas, deux points mal pris en compte par les méthodes courantes de dimensionnement.

Dans ce cas particulier, le clouage était réalisé dans des moraines et Menkiti et Long relèvent que le forage du clou $n + 1$ sollicite le clou n au moins autant que l'excavation. Cette expérimentation a également mis en évidence le caractère très sécuritaire des méthodes actuelles.

Notons enfin l'instrumentation des trois clous supérieurs d'une paroi destinée à l'aménagement d'une voie ferrée dans la région de Pretoria [46]. Jacobsz obtient des efforts globale-

ment inférieurs à ceux déduits par un calcul à la rupture mais attribue cet écart à la forte hétérogénéité du sol (andésite et sable limoneux). Il ressort de cette étude que le clou n est principalement mobilisé par les phases $n + 1$ et $n + 2$.

2.2.4 Conclusion

La rupture des ouvrages en sol cloué a été étudiée avec soin et succès et les surfaces de rupture sont identifiées. Notons tout de même que la plupart des expériences menant à ce résultat sont réalisées avec un substratum rocheux qui empêche le développement d'une zone plastique sous le pied de l'excavation. Il est donc possible que des mécanismes de rupture plus défavorables existent en l'absence de substratum.

Les pressions des terres au parement n'ont été que peu mesurées mais un diagramme semble ressortir : celui proposé par Plumelle. Il est à noter que, faute de moyens techniques, les pressions des terres ne sont jamais mesurées directement mais déduites des efforts en tête de clou.

L'expérience du port de Dublin [56] tend à indiquer que le dimensionnement actuel des murs en sol cloué est largement sécuritaire.

2.3 Caractérisation de l'interaction sol-clou

2.3.1 Injection

Les clous forés ont été rapidement privilégiés sur les clous battus et l'injection de coulis de ciment a donc une importance cruciale sur l'interaction entre le sol et le clou.

Vezele avait proposé de réinjecter une petite quantité de coulis quelques heures après l'injection principale et observait une importante augmentation du frottement latéral [105]. Cette technique d'injection est maintenant répandue et a été validée sur le plan théorique [110]. Elle a pris le pas sur l'injection répétitive sélective dont la pertinence dépend de la nature du sol.

2.3.2 Essais d'arrachement

L'un des paramètres essentiels du dimensionnement des parois en sol cloué est le coefficient de frottement latéral q_s . Ce dernier dépend, entre autres, du coulis utilisé, de la méthode d'injection et du sol environnant. Sa détermination expérimentale a été l'objet d'une littérature abondante.

Alimi a réalisé en 1977 des essais d'arrachement sur des armatures de Terre Armée. Ces armatures étaient équipées de jauges de déformations [1] et l'influence de la déformabilité du sol a ainsi été mise en évidence. Ses résultats, cités par Fau [29], sont présentés sur la figure 2.4. Ce travail est un premier jalon dans l'étude du frottement entre armatures et sol, étude dont une pierre d'angle est la publication de Schlosser et Guilloux [84].

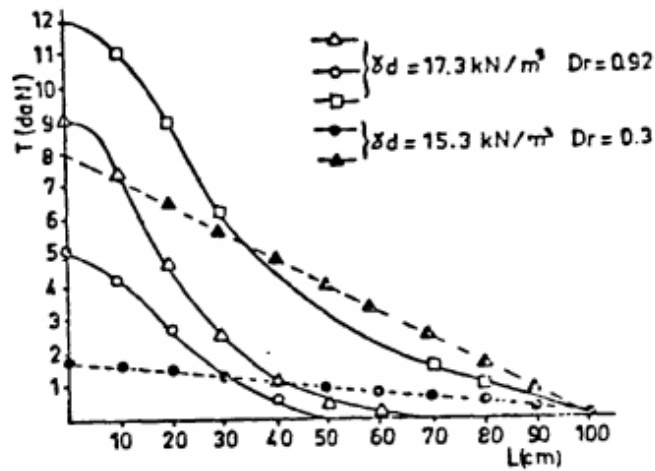


FIGURE 2.4 – Essais d'arrachement d'Alimi cités par Fau [29]

Frank et Zhao ont proposé une loi régissant le frottement unitaire local en fonction du déplacement local. Cette loi trilineaire (figure 2.5) repose sur des paramètres du sol estimés à l'aide d'essais pressiométriques [33].

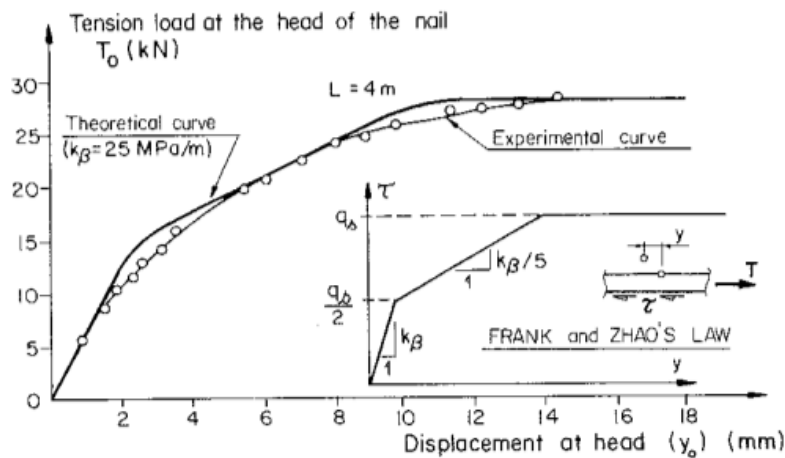


FIGURE 2.5 – Loi de Frank et Zhao [86]

2.3.3 Effet de voûte

L'effet de voûte est souvent mentionné par la profession lorsque l'on évoque la question du dimensionnement des sols cloués mais apparaît peu dans la littérature alors même qu'il est cité dans le chapitre IV de Clouterre II [5].

Le sol étant en général plus déformable que le clou, le déplacement de la masse à retenir induit un frottement le long des clous. Les efforts de poussée sont donc repris en partie par les clous et la répartition des pressions au parement s'en trouve modifiée.

Pour caractériser l'effet de voûte, il peut être révélateur de ne considérer qu'une seule maille $S_v \times S_h$. Une équipe de l'université du Kansas [66] a réalisé une expérience de ce type. Une maille élémentaire de sol cloué est fabriquée artificiellement et chargée jusqu'à la rupture (Ici par poinçonnement du parement). L'objectif n'était cependant pas d'observer l'effet voûte mais de mesurer les déplacements d'un parement flexible. Malheureusement, aucune expérience similaire n'a été réalisée avec un parement rigide ou semi-rigide. Cette expérience permet tout de même de montrer que les parements flexibles, s'ils ne sont pas à prohiber absolument réduisent le facteur de sécurité d'un ouvrage en sol cloué.

L'effet de voûte est un phénomène étudié de longue date en géotechnique. Le cas d'une voûte soumise à la gravité fait encore l'objet de calculs analytiques [53] et de modélisations en éléments discrets [18].

Terzaghi [100] le mentionne pour expliquer un report des pressions de poussée dans le cas des écrans de soutènement. Delattre [23] l'a ensuite caractérisé dans le cas des écrans ancrés.

2.3.4 Conclusion

La détermination du frottement latéral n'entre pas dans le cadre de cette thèse mais on peut noter que son étude a été abondante et se poursuit toujours [19]. Cependant, dans la pratique, les essais d'arrachement permettent de déterminer le frottement maximal mobilisable sur toute la longueur du clou.

A titre d'exemple, la figure 2.6 précise la manière dont la FHWA préconise la prise en compte du frottement dans la répartition des efforts le long du clou.

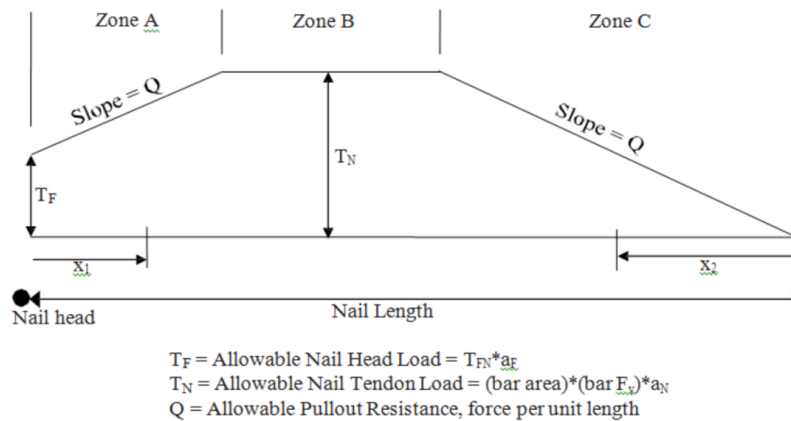


FIGURE 2.6 – Répartition des efforts dans les clous utilisée par la FHWA [14]

2.4 Modèles physiques

Face à la difficulté et aux coûts que représente l'instrumentation d'ouvrages réels, le clouage des sols a souvent été étudié sur modèles réduits.

En particulier, une étude de l'université de Padoue [78] cherchant à déterminer le rôle de la raideur du parement dans la stabilité des ouvrages en sol cloué a donné lieu à une campagne

expérimentale sur modèles réduits en laboratoire. Cette expérience permet de se débarrasser des erreurs de phasage et permet donc d'obtenir les contraintes au parement ainsi que ses déplacements au cours de l'excavation puis lors d'une mise en rupture. Malheureusement, le modèle ne comporte que deux lits de clous, ce qui ne permet pas réellement d'observer la distribution des efforts au parement et de la comparer avec celle observée par Plumelle. Cependant, il ressort que la rigidité du parement affecte le facteur de sécurité de l'ouvrage en fin d'excavation.

Fau [29] a également utilisé des modèles réduits dans sa thèse pour déterminer les surfaces de rupture de massifs en sol cloué.

Toutefois, l'étude de modèles réduits soulève la question de la similitude entre modèle et prototype. En géotechnique, il est essentiel de réaliser le modèle dans un sol présentant le même comportement que le sol du prototype. Le choix du sol utilisé étant donc très contraint, le respect des règles de similitudes conduit à modifier la gravité et à instrumenter des modèles réduits centrifugés.

2.4.1 Premières expériences en centrifugeuse

Le premier exemple de modélisation de mur en sol cloué sous macrogravité date de 1982 et est dû à Shen [88]. La paroi clouée était réalisée à 1g avant d'être centrifugée et la gravité augmentée jusqu'à la rupture du mur. Aucun effort n'était mesuré mais les déplacements étaient reconstitués à l'aide de punaises enduites de graisse, plaquées sur la vitre d'observation et réputées suivre le mouvement du sol. Shen met en évidence une rupture selon une surface parabolique en accord avec ses prévisions faites par analyse limite.

Dans le cadre d'un travail sur les parois clouées, Stewart [93] et Bolton ont également modélisé en centrifugeuse l'impact de la dissipation de succion sur la mobilisation d'un clou stabilisateur. Puis en 1992, Tufenkjian [102] a réalisé une série d'essais dynamiques mettant en évidence une bonne tenue de ce type d'ouvrages aux sollicitations sismiques.

2.4.2 Une étude fondatrice

A la fin des années 1990, Tei [96], a réalisé de nombreux tests en centrifugeuse, afin, notamment, de confronter les résultats de Gassler et Güdehus [37]. Son apport principal est

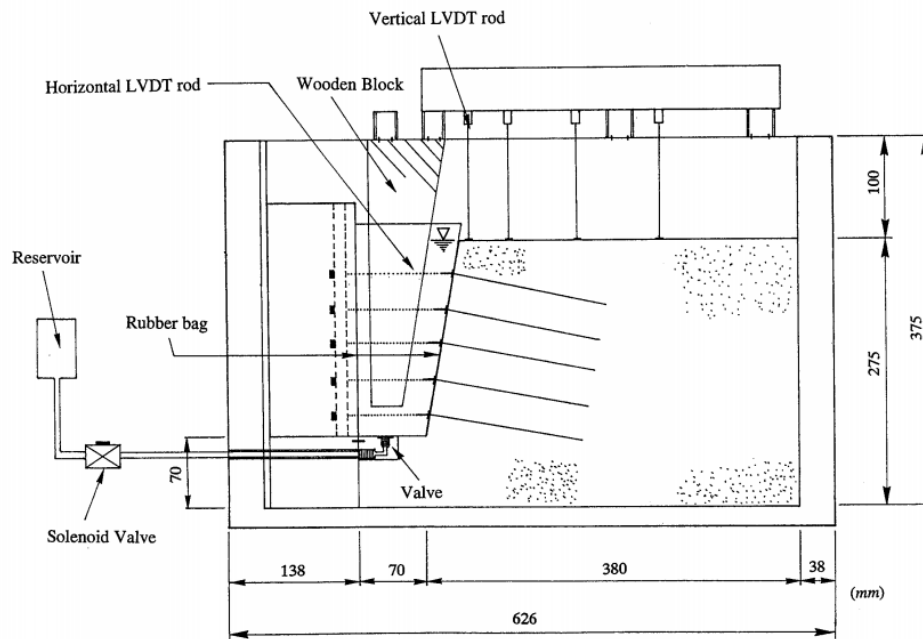


Fig. 2. General arrangement of centrifuge test box

FIGURE 2.7 – Modélisation phasée de paroi clouée en centrifugeuse à l'aide de poches de fluide [97]

la prise en compte du phasage dans la modélisation. Ce dernier est réalisé en remplaçant le sol à excaver par des poches plastiques emplies d'eau et vidées au cours de l'opération par une pompe (figure 2.7).

Utilisant des cellules de pressions miniaturisées (diamètre 5 mm et épaisseur 0,2 mm), il a mesuré des pressions au parement comparables (bien que surestimées) à celles obtenues en grandeur réelle par Gassler (figure 2.8). La répartition des efforts se rapproche d'un diagramme "à la Plumelle" ou de Terzaghi-Peck [101].

Cette étude paramétrique comptait 24 essais et a permis de mettre en évidence l'influence de la rugosité du parement ainsi que la faible sollicitation en flexion des clous. Enfin, les surfaces de rupture obtenues étaient des spirales logarithmiques passant par le pied de la paroi.

Cependant, ces travaux présentent plusieurs limitations :

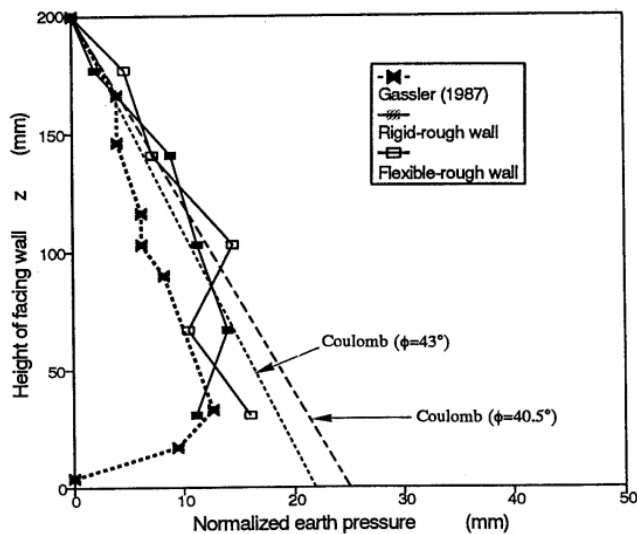


FIGURE 2.8 – Comparaison des efforts obtenus par Tei et par Gassler [97]

- Les clous et le parement sont mis en place avant le début de l’excavation. Ainsi, lors des passes intermédiaires d’excavation, la paroi est fichée et non pas libre.
- La présence de la valve en pied de paroi crée une forte butée et bloque certains mécanismes de rupture.
- L’eau en place avant l’excavation modéliserait un sol de coefficient de pression latérale $K_0 = 1$. Cela ne représente pas une grande erreur, la densité de l’eau étant inférieure à celle du sol. Cependant, la contrainte verticale imposée sur le fond de fouille avant excavation est inférieure à celle imposée par un sol en place.
- La loi de frottement entre le sol et l’inclusion est importante mais difficile à modéliser [58].

2.4.3 Études récentes

A la suite de la thèse de Tei, plusieurs expériences ont été conduites :

- Jacobsz [45] a utilisé le procédé d’excavation pour reproduire un mur cloué instrumenté dans la région de Pretoria. Les efforts obtenus dans les clous sont légèrement supérieurs à ceux observés sur l’ouvrage réel.

- Taib et craig [94] ont comparé l’excavation en vol avec poches de fluide et l’excavation à $1g$, c’est-à-dire avant le vol, et tendent à conclure que le phasage a peu d’importance sur leurs résultats.
- Zhang [111] a également réalisé une excavation à $1g$.
- Viswanadham [107] a réalisé plusieurs essais sous macrogravité en s’écartant du procédé de Tei. En effet, la paroi clouée n’est pas adossée à une poche de fluide mais à des butons contrôlés par vérins pneumatiques. De plus, la rupture n’est pas atteinte par augmentation de la gravité mais par saturation en eau. Cette étude, doublée de modélisations en éléments finis, a permis de confirmer le lien entre rigidité du parement, facteur de sécurité de l’ouvrage et tension des clous (donc pressions au parement).

Enfin, Kundu [51] a tracé un bilan des différentes méthodes utilisées pour modéliser une excavation en vol. Elles se regroupent en trois types : robot excavateur, enroulement de géotextile et vidange de fluide.

2.4.4 Conclusion

Il ressort de cette étude que la modélisation physique sous macro-gravité d’ouvrages en sol cloué a été réalisée plusieurs fois et permet d’obtenir des résultats comparables aux mesures expérimentales. Cependant, on notera que le mode d’excavation représente toujours une certaine difficulté.

2.5 Dimensionnement traditionnel des sols cloués

2.5.1 Stabilité des pentes non clouées

Toutes les méthodes traditionnelles de dimensionnement des ouvrages en sol cloué dérivent du calcul de la stabilité des pentes. Une présentation détaillée de ce calcul est accessible dans [64], [71] ou [70].

On dénote de nombreuses méthodes d’analyse de stabilité de pentes de Fellenius (1927) à Sarma (1979) mais elles peuvent être classées en 2 catégories :

- La méthode des tranches : le massif de sol au-dessus de la surface de rupture est découpée en n tranches verticales (des variantes découpent en blocs de forme quel-

conque) et l'on écrit l'équilibre mécanique de chaque tranche. Des hypothèses sont faites quant à la transmission des efforts d'une tranche à la suivante. La plus utilisée est la méthode de Bishop supposant des efforts horizontaux entre les tranches. Elle permet de tenir compte de l'hétérogénéité du sol.

- La méthode globale : Elle étudie l'équilibre global de la masse de sol au-dessus de la surface de rupture. La méthode globale la plus utilisée est la méthode des perturbations.

Toutes ces méthodes reposent sur le choix d'une surface de rupture. Coulomb avait d'abord proposé une ligne droite en 1776. Le cercle est adoubé en 1927 avec la méthode de Fellenius et est toujours utilisé. D'autres surfaces comme la cycloïde de Frontard [34] ou la spirale logarithmique (Rendulic [73]) sont utilisées.

Si le cercle présente l'avantage de la simplicité, les spirales logarithmiques définies par $r(\theta) = r_0 e^{\theta \tan \phi}$ (où ϕ est l'angle de frottement interne du sol) ont pour elles des arguments physiques. Dans le cadre du calcul à la rupture, Salençon [77] a montré que pour des mouvements rigidifiants et en admettant un critère de rupture de Mohr-Coulomb, elles fournissaient la majoration optimale de la puissance résistante. Dans le cadre de l'équilibre limite de bloc, elles simplifient le calcul du moment résistant (calculé au pôle) en annulant sa composante frottante [20].

La méthode des perturbations

Cette méthode mise au point par Raulin *et al.* [71] étant grandement utilisée, il est bon de la développer brièvement.

D'après le critère de Coulomb,

$$\tau_{max} = c + (\sigma_n - u) \tan \phi \quad (2.1)$$

donc, comme le facteur de sécurité est défini par $F = \tau_{max}/\tau$ (L'hypothèse forte ici est que le rapport τ_{max}/τ soit une constante),

$$\tau = \frac{c + (\sigma_n - u) \tan \phi}{F} \quad (2.2)$$

Disposant de 3 équations par la statique, on "a le droit à" 3 inconnues. La première étant F , on peut définir la contrainte normale comme étant :

$$\sigma_n = \sigma_0 (\lambda + \mu v(M)) \quad (2.3)$$

avec σ_0 une valeur approchée de σ_n (appelée contrainte initiale), λ et μ deux inconnues et $v(M)$ un paramètre géométrique connu (paramètre de perturbation).

La méthode suppose un choix de la courbe de rupture, de la contrainte initiale et du paramètre de perturbation. Le meilleur des choix étant celui qui minimise F et pour lequel λ est le plus proche de 1 et μ de 0, afin de minimiser la perturbation.

Faure et Rajot [70] introduisaient une fonction δ permettant de faire varier le coefficient de sécurité le long de la courbe de rupture. Si s est l'abscisse curviligne le long de cette courbe, on a ainsi $F(s) = F_0 \delta(s)$. Cette fonction (que j'appellerai par la suite fonction de déplacement relatif) présente l'intérêt de pouvoir modéliser l'influence du phasage de la construction et de la déformabilité de la masse en rupture. Cependant, on notera qu'à l'heure actuelle, peu de travaux ont porté sur cette fonction de déplacement relatif souvent prise égale à 1.

2.5.2 Stabilité des murs cloués

Les méthodes d'analyse de stabilité des pentes présentées précédemment (et en particulier, la méthode des perturbations) ont été utilisées ensuite pour dimensionner les ouvrages en sol cloué. Le calcul des efforts stabilisateurs des clous se fait principalement à l'aide du calcul multicritère ou de la méthode en déplacement [16] [17].

Calcul multicritère

Cette méthode d'évaluation des efforts stabilisateurs est implémentée par exemple dans TALREN [99] et NIXESC [70]. Elle est présentée dans [84].

Le principe est de calculer les efforts normal T_n et tranchant T_t mobilisables au maximum dans les clous. Les inclusions souples étant considérées comme symétriques par rapport au

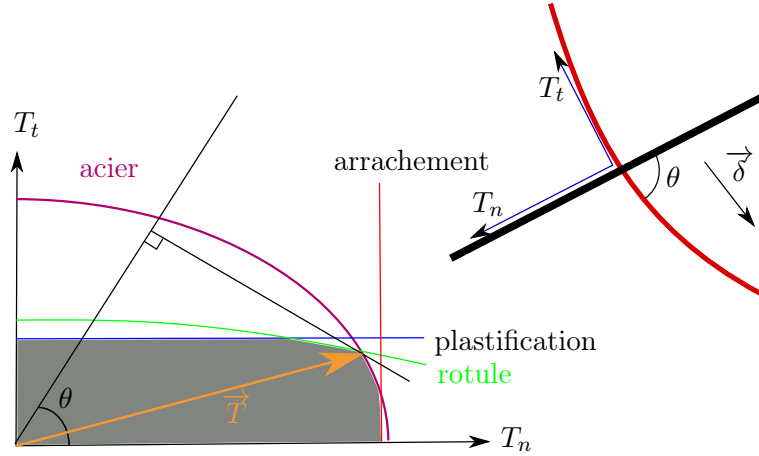


FIGURE 2.9 – Illustration de la méthode multicritère : en gris, le domaine admissible

point de rupture, le moment est nul donc n'intervient pas. La détermination des efforts repose sur 4 critères :

- rupture de l'acier,
- arrachement du clou,
- plastification du sol sous le clou resté droit,
- plastification du sol sous le clou ayant développé une rotule plastique.

L'enveloppe intérieure de ces 4 courbes permet de tracer un critère de rupture mixte et le dimensionnement de l'ouvrage est réalisé en supposant que chaque clou est sur ce critère. Afin de déterminer en quel point précis se trouve le clou, le principe de Hill ou principe du travail maximal est mis en application. Si la courbe de rupture (et donc le déplacement $\vec{\delta}$ de la masse de sol) fait un angle θ avec le clou, il reste à maximiser le produit scalaire $\vec{\delta} \cdot \vec{T}$. La figure 2.9 illustre le raisonnement. Parfois, l'angle θ est remplacé par $\theta - \phi$ pour prendre un champ de vitesse faisant un angle ϕ avec la surface de rupture.

Dans la pratique, le critère est souvent très aplati et le dimensionnement dicté par T_n plus que par T_t [41].

Le logiciel américain SNAP (*Soil Nail Analysis Program* [89]) a été codé en suivant les recommandations de [14] et repose donc également sur un calcul multicritère. La détermination de T_n permet ensuite de déduire l'effort le long du clou comme indiqué sur le diagramme de la figure 2.6.

Enfin, il est à noter qu'aujourd'hui le logiciel TALREN propose également une analyse par calcul à la rupture et cette dernière utilise aussi le calcul multicritère pour la prise en compte des renforcements.

2.5.3 Méthode en déplacement

Dans le logiciel PROSPER [24], un autre mode de calcul a été introduit dans lequel la détermination des efforts ne suppose plus que l'inclusion (ou le sol) soit en situation de rupture comme le faisait le calcul multicritère. Le mode de calcul de PROSPER permet donc de repérer les clous surdimensionnés ou sous-dimensionnés.

Le principe est de supposer un déplacement de la masse en rupture et d'en déduire les efforts tranchant et de flexion induits par ce déplacement avant de les introduire dans le calcul du facteur de sécurité par la méthode des perturbations. Il s'ensuit une itération sur le déplacement du massif afin d'obtenir le coefficient de sécurité désiré.

Il est à noter que le code de Prosper permet d'introduire un déplacement différentiel entre le haut et le bas de la surface de rupture. Cette fonctionnalité n'est cependant jamais utilisée faute de connaissances sur les variations de ce déplacement mais elle permettraient de revenir sur l'hypothèse forte d'un taux de cisaillement constant le long de la surface de rupture.

Notons enfin que la méthode de calcul de Prosper donne directement les efforts le long du clou en intégrant le module Pilate développé par le LCPC [32]. Le calcul des efforts dans les clous et donc des efforts au parement repose sur une hypothèse simple (le déplacement se décompose en une composante parallèle au clou seule responsable de l'effort normal et une composante perpendiculaire seule responsable de la flexion du clou) et les travaux plus récents de Zhou [113] permettent de raffiner le calcul des efforts mobilisés.

2.5.4 Conclusion

Gigan [42] a montré que les résultats de ces deux approches étaient équivalents dans le cas d'un dimensionnement optimal. Elles présentent toutes deux l'avantage d'être simples à mettre en oeuvre.

Cependant, elles reposent toutes deux sur un choix de la surface de rupture effectué par l'utilisateur du logiciel. En particulier, il est d'usage d'utiliser des courbes de ruptures passant par le pied du parement quand bien même certains mécanismes mettant en jeu une plastification du sol sous l'excavation et un effort de butée peuvent se révéler plus défavorables.

Les méthodes de dimensionnement traditionnelles sont aujourd'hui les plus utilisées, comme en témoigne la normalisation française. La méthode des perturbations est par exemple utilisée dans [76] pour déterminer le dimensionnement optimal des parois clouées. Cependant, elles négligent la déformabilité du massif. De plus, en appliquant de telles méthodes, la longueur des clous n'a pas d'importance tant qu'elle suffit à reprendre par frottement le poids des terres à retenir. Or cette longueur a un impact sur le comportement de l'ouvrage puisqu'elle modifie le rapport d'aspect du bloc rigide "sol+clou".

2.6 Les modèles d'interaction sol-structure

2.6.1 Calcul cinématique à la rupture

Un mécanisme plus complexe

Le mécanisme de rupture reposant sur une seule surface de rupture utilisé dans les méthodes traditionnelles n'est pas toujours le plus défavorable. Le nombre de blocs en mouvements peut être plus élevé et certaines zones peuvent être en déformation.

Utilisant la méthode cinématique du calcul à la rupture développée par Jean Salençon [77], Vezole et Rouhaud ont déterminé un mécanisme de rupture constitué de deux blocs rigides et d'une zone de plasticité [62].

Vezole a ensuite retrouvé par éléments finis un champ de déplacements à l'allure proche du champ de vitesses obtenu par le calcul à la rupture [105]. Son approche par l'intérieur et son approche par l'extérieur convergeant, le résultat indique une bonne estimation du comportement réel. Le même mécanisme a été mis en évidence dans [72]. La figure 2.10 donne les facteurs de sécurité obtenus par Vezole et Peruzzo en recoupant éléments finis et

calcul à la rupture [62]. Il apparaît bien que les mécanismes traditionnellement explorés ne sont pas les plus défavorables.

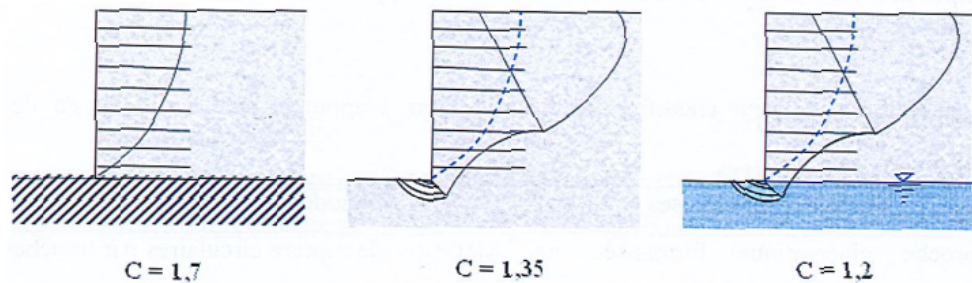
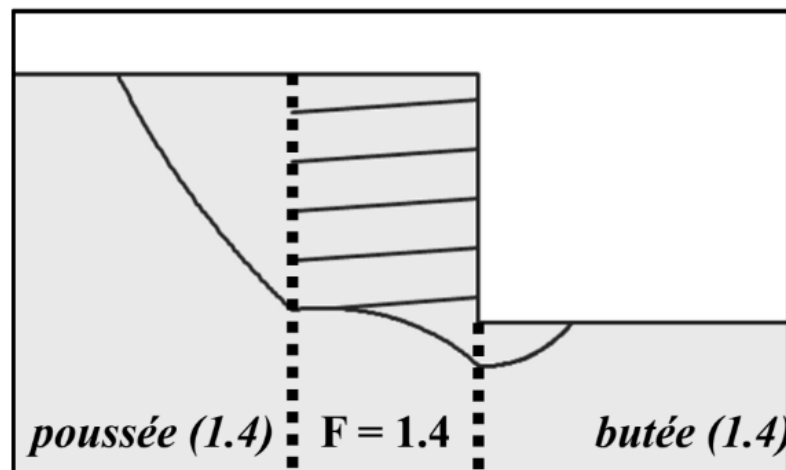


FIGURE 2.10 – Facteurs (C) de sécurité correspondants à différents mécanismes de rupture [62]

Un résultat similaire a été obtenu par Simon [90] qui en propose une approche simplifiée (cf figure 2.11). Le massif renforcé, soumis à une poussée à son amont et une butée à son aval, est analysée par la méthode cinématique du calcul à la rupture et la surface obtenue est une spirale logarithmique à concavité inversée comparable à ce que l'on obtient dans un modèle de Kranz [50].



Jubilé François Schlosser (11 Octobre 2016) - B. Simon

FIGURE 2.11 – Approche simplifiée de la rupture en 3 blocs selon B. Simon

Le développement du module LIM1

Le logiciel d'éléments finis Cesar-LCPC a intégré, sous l'impulsion de Nicolai Droniuc [25], un module d'analyse limite appelé LIM1 dont l'utilisation pour l'étude de la stabilité des pentes a été validée par Magnan et Sassi [79].

Si certaines publications telles que [69] pointent la difficulté d'utiliser l'analyse limite pour des configurations et des géométries complexes, le module LIM1 de César permet un calcul à la rupture systématisé et son utilisation dans le clouage des sols pourra être riche d'enseignement quant aux mécanismes mobilisés.

L'analyse limite est toujours appliquée à la stabilité des pentes comme en témoignent des travaux de l'université polytechnique de Hong Kong [108]. L'informatisation permet en effet de faire varier un très grand nombre de paramètres.

2.6.2 Calcul en déformations

Les calculs présentés jusqu'à présent ne prennent pas en compte la déformabilité du sol qui est pourtant nécessaire à la détermination des déplacements. Par ailleurs, la différence de raideur entre le sol et les clous peut avoir une influence sur la mobilisation du cisaillement du sol et donc sur les efforts au parement. Afin d'améliorer la modélisation des sols cloués, le calcul en déformations a donc été utilisé.

Pour modéliser un sol cloué en déformations, il existe deux grandes familles de modèles :

- la méthode par homogénéisation,
- la méthode discrète.

La méthode par homogénéisation s'applique difficilement dans le cas d'un faible nombre d'inclusions et si elle peut être utilisée pour modéliser des parois hurrinoises ou même des murs en Terre Armée, elle est moins adaptée au clouage. De plus, elle ne permet pas de tenir correctement compte de la loi de frottement ni d'évaluer convenablement les efforts à l'extrémité des renforcements [61].

Une méthode d'homogénéisation améliorée appelée modèle multiphasique a été développée par de Buhan [13] et consiste à représenter un sol renforcé par la superposition de

deux "phases" homogènes. Cette méthode n'a pas été explorée dans le cadre de cette thèse puisqu'elle ne permet pas d'observer les éventuels effets de voûte entre les clous.

Parmi les méthodes discrètes, on peut noter la méthode aux éléments finis, la méthode de l'équilibre local ou les méthodes semi-empiriques. Cependant, Unterreiner [104] a mis en avant l'avantage des éléments finis pour rendre compte de la complexité des ouvrages.

Depuis les travaux d'Unterreiner, d'autres méthodes de modélisation ont été développées telles que les éléments discrets ou la méthode du point matériel mais les difficultés qui ont suscité de tels développements ne se présentent pas dans le cadre du clouage des sols.

Ainsi, la synthèse bibliographique du traitement du clouage par le calcul en déformation évoque surtout les études du clouage par éléments finis.

Travaux de Shafiee (1986)

Sasan Shafiee [87] a réalisé la première étude de paroi clouée par éléments finis. Il s'agit d'une modélisation plane (éléments triangulaires à 3 noeuds) considérant un sol élastoplastique parfait et un critère de Mohr-Coulomb. Ce modèle simple a déjà permis de mettre en évidence l'importance du phasage de la construction dans la mise en tension progressive des clous en comparant des simulations faites d'ouvrages identiques réalisés en 1 ou 5 passes. Il a également permis de déterminer le lieu de la traction maximale dans les clous et de son évolution au cours de la construction (figure 2.12). Des zones de plastification sont mises en évidence à l'arrière des clous ainsi qu'en pied de paroi.

Travaux d'Unterreiner (1994)

Dans son travail bibliographique, Unterreiner [104] reprend les principaux éléments exhibés par Shafiee mais signale également les travaux de Chiguer, Salama, Nanda et Saïba, travaux autrement peu évoqués dans la littérature. Les résultats de ces travaux relèvent principalement de deux points :

- l'interaction entre clous et sol ne peut pas être adhérente. La question de cette interaction a été abondamment traitée par la suite (*cf* 2.6.2).

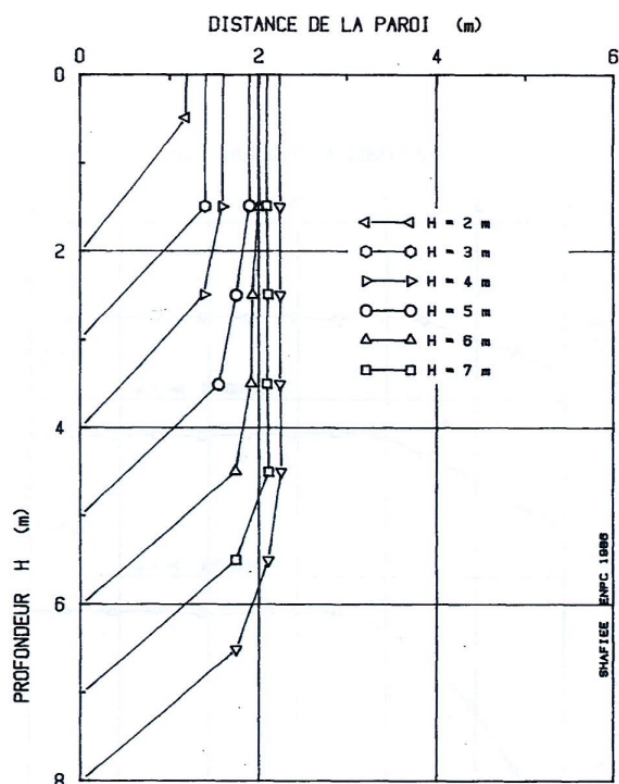


FIGURE 2.12 – Evolution du lieu des tractions maximales dans les inclusions au cours des passes [87]

- des modèles de sols plus élaborés aboutissent à des résultats sensiblement plus conformes aux mesures *in-situ*. En particulier est mentionné le modèle de Duncan qui permet de tenir compte du déconfinement du sol.

Afin d'étudier l'influence de certains paramètres sur le résultat de la modélisation, Unterreiner a choisi comme critère de comparaison entre les modèles et les expériences de Clouterre les efforts au parement et le déplacement en tête. Il aboutit principalement à deux conclusions :

- Les modélisations bidimensionnelles de "plaque équivalente" ou de "clou placé hors sol" donnent des résultats similaires dans certains cas particuliers et pour un bon calibrage des caractéristiques des plaques ou des clous. Cependant ces deux méthodes

auteur (date)	espace	élasticité	critère de plasticité	frottement	étude parement
Shafiee (1986)	2D	linéaire	Mohr-Coulomb	adhérence	non
Unterreiner (1991)	3D	Duncan	Mohr-Coulomb	Frank et Zhao	oui
Zhang (1999) [112]	3D	Duncan	Mohr-Coulomb	Frank et Zhao	oui
Fan (2008) [28]	2D	linéaire	Mohr-Coulomb	Frank et Zhao	oui
Babu (2009) [4]	2D	linéaire	Mohr-Coulomb	Frank et Zhao	oui
Zhou (2009) [116]	3D	linéaire	Mohr-Coulomb	<i>ad hoc</i>	non
Ardakani (2014) [2]	2D	HSM	Mohr-Coulomb	bilinéaire	oui
Viswanadham (2015) [107]	2D	linéaire	Mohr-Coulomb	??	oui
Razavi(2017) [72]	3D	Duncan	Mohr-Coulomb	bilinéaire	oui

TABLE 2.1 – Modélisations en éléments finis de parois clouées

conduisent à des incohérences dans le choix des hypothèses et le choix d'une modélisation tridimensionnelle est conseillé.

- La précision dans la détermination des paramètres du sol est plus cruciale que le choix du modèle de comportement lui même.

Travaux ultérieurs

Le tableau 2.1 présente un panorama de différentes modélisations numériques réalisées depuis les travaux de Shafiee. La plupart des auteurs ayant étudié les efforts au parement exhibent des répartitions au parement similaires à celle de Plumelle. Notons que la dernière publication citée fait appel à des différences finies et non à des éléments finis.

La plupart de ces études donnent un facteur de sécurité de l'ouvrage. La méthode des éléments finis n'est pas *a priori* destinée à déterminer un facteur de sécurité. Ce dernier est défini dans le cadre des méthodes d'équilibre limite par le rapport entre les forces motrices et les forces résistantes. Dans une modélisation, aux éléments finis, on a recours à la $c - \phi$ réduction : les propriétés du sols sont dégradées jusqu'à la non-convergence du calcul et le rapport entre les caractéristiques à la rupture et les caractéristiques initiales est appelé facteur de sécurité.

Ce facteur de sécurité a par exemple été utilisé par Fan [28] comme critère pour déterminer les caractéristiques optimales d'un ouvrage en sol cloué et en déduire les résultats suivants :

- Il existe un angle optimal d'inclinaison des clous et cet angle dépend du fruit du parement ainsi que de la pente arrière ;
- La longueur des clous des premiers tiers a peu d'influence sur la stabilité globale du massif alors que la longueur des clous du tiers inférieur est cruciale. Ceci est d'autant plus vrai que le parement se rapproche de la verticale.

Modélisation du sol

La question du modèle de sol n'est pas spécifique au clouage mais inhérente à la mécanique des sols. En effet, le modèle classique (élastoplastique linéaire avec critère de rupture de Mohr-Coulomb) est relativement limité pour des ouvrages complexes.

En particulier, les ouvrages en sol cloué sont réalisés par excavation et une bonne prise en compte du déconfinement est essentielle. Zhou [116] justifie l'utilisation du modèle hyperbolique de Duncan [109] par la nécessaire prise en compte de la différence de comportement au chargement et au déchargement.

Les premières observations menant à la formulation d'un modèle hyperbolique pour représenter le sol sont dues à Janbu [48]. Duncan a ensuite complété les observations de Janbu pour en déduire un modèle dont les paramètres peuvent être déterminés à l'aide d'un essai triaxial.

Cependant, la formulation du modèle de Duncan hyperbolique ne permet pas son implémentation dans un calcul aux éléments finis sans hypothèses supplémentaires. Dans le but de compléter ce modèle, des études expérimentales et un formalisme mathématique ont abouti à l'élaboration du modèle dit HSM (*Hardening Soil Model* [82]).

Interface sol-clou

Le second point délicat dans la modélisation des sols cloués est la prise en compte de l'interaction entre le sol et le clou. L'étude phénoménologique de cette question a été traitée en 2.3.

En éléments finis, les premiers travaux ont considéré les clous comme parfaitement adhérents au sol en définissant un critère de rupture. Cette méthode étant peu satisfaisante, des éléments d'interface ont été introduits comme par exemple dans les travaux d'Unterreiner. Ces éléments d'épaisseur nulle possèdent leur propre loi de comportement et permettent donc d'implémenter des lois de frottements plus conformes à l'observation.

Les éléments d'interface compliquent en général la modélisation [114] puisqu'ils augmentent la taille du maillage et créent des effets indésirables dans les études de phénomènes de couplage. C'est pourquoi Zhou [115] a proposé un modèle dit "embedded bond-slip" qui ne supprime pas les éléments d'interface mais en réduit l'importance.

Bourgeois a présenté une méthode de calcul permettant de modéliser l'interaction entre une armature linéique et un sol volumique sans y recourir [9]. Les éléments linéiques de l'armature partagent leurs noeuds avec le milieu environnant mais possèdent un degré de liberté supplémentaire : le déplacement différentiel entre inclusion et sol. Cette méthode a été mise en oeuvre dans le cas de la Terre Armée [10] donc avec des éléments barres mais sont aisément transposables à des éléments poutres pour prendre en compte la flexion.

2.6.3 Conclusion

Aujourd'hui la modélisation des sols cloués en éléments finis est utilisée régulièrement mais il faut garder à l'esprit ses limitations. Ngom a montré que les calculs par éléments finis des pentes sont relativement sensibles aux contraintes initiales [59] et ces dernières sont difficiles à évaluer.

Dans le cas d'un sol initial horizontal, les conditions initiales sont déterminées par K_0 , paramètre difficile à évaluer comme en témoigne la synthèse de Teerachaikulpanich [95].

Enfin, une difficulté peu évoquée dans la littérature est la détermination de la loi de comportement du parement qui est en général modélisé par une plaque en béton armé élastique et homogène alors que son mode de mise en place génère des discontinuités dans ses propriétés. Payeur [61] [22] a considéré un parement uniforme mais orthotrope.

2.7 Conclusion

Le clouage des sols, étant maintenant une technique relativement ancienne, a donc été abondamment étudié et l'est encore. De ce fait, son dimensionnement est un sujet relativement maîtrisé. Des algorithmes à la précision poussée sont proposés [60] quitte même à proposer un design aux longueurs de clous trop variées pour une application sur chantier réel et de récents développements vont jusqu'à recourir à l'Intelligence Artificielle pour dimensionner des ouvrages en sol cloué [35].

Cependant, il faut garder à l'esprit que les services chargés de dimensionner ou de vérifier le dimensionnement de tels ouvrages sont généralement demandeurs de méthodes et de procédures simples. En particulier, il est souvent apprécié de proposer des méthodes de dimensionnement utilisant les logiciels existants. Le recours aux éléments finis n'est pas toujours envisageable et cette méthode repose sur une bonne connaissance du module du sol ou de K_0 . Enfin, il est important de conserver plusieurs outils de dimensionnement afin que les organismes de contrôle puissent confronter différentes approches.

Si le dimensionnement des ouvrages est aujourd'hui largement couvert, celui des parements l'est moins. Il apparaît que la répartition des pressions au parement n'est pas aujourd'hui connue et l'effet de voûte n'a pas été caractérisé expérimentalement. S'il apparaît que la rigidité du parement joue sur la stabilité de l'ouvrage, son influence sur la répartition des efforts au parement reste à traiter.

Restent également à caractériser la dépendance de cette répartition à la hauteur de l'ouvrage, à la longueur des clous et aux conditions géotechniques (lits rocheux, fosses, talus, nappes, ...)

Enfin, on notera que la littérature traite très peu du passage des conditions de court terme aux conditions de long terme.

2.7.1 La position de la normalisation

La thèse s'insérant dans un contexte de réforme de la normalisation, un rapide bilan des normes actuelles est présenté ici.

En Europe, l'eurocode 7 permet deux approches de dimensionnement :

- L'approche 2 utilise un facteur sur la résistance globale du terrain.
- L'approche 3 utilise des facteurs sur les propriétés élémentaires du matériau sol ou roche.

Dans les deux cas, le dimensionnement est effectué en omettant les déformations des massifs et en réalisant un bilan des actions s'exerçant sur la masse à retenir. En France, la norme NF-P 94-270 [106] précise toutefois que son champ d'application strict se restreint aux ouvrages géotechniques de catégorie 2 et préconise le recours à une modélisation par éléments finis en dehors des cas couverts par la méthode simplifiée.

Dans ce champ d'application réduit, elle stipule que la pression des terres au parement $\sigma_{par,d}$ doit rester inférieure à la résistance ultime structurelle dudit parement, $R_{par,d}$. Il est précisé que $R_{par,d}$ doit être calculée en tenant compte de la répartition des pressions et l'annexe E de la norme précise la façon de déterminer la répartition des pressions des terres : elle suppose une répartition de pente K_a telle que représentée sur la figure 1.2. La pression en tête σ_0 est calculée de manière à retrouver un effort total égal à la poussée au repos :

$$\sigma_0 = \frac{1}{2} (K_0 - K_a) \gamma h \quad (2.4)$$

Cette répartition ignore les effets du cisaillement en base du massif ainsi que la redistribution dues aux clous. Notons que cette distribution est sécuritaire en comparaison des résultats de Plumelle, Tei, Shafiee, ...

Aux Etats-Unis, le dimensionnement des ouvrages en sol cloué est régi par un guide de la FHWA [14]. Se basant sur une campagne de mesures de terrain (*cf* Figure 2.3) et sur les résultats de Gässler et Plumelle, la norme propose de dimensionner le parement en supposant une répartition uniforme de la pression des terres égale à la poussée active.

Le gouvernement de Hong-Kong préconise le même dimensionnement [68].

Chapitre 3

Modélisation d'ouvrage en sol cloué sous macro-gravité

L'étude bibliographique présentée au chapitre précédent a permis de mettre en évidence le besoin de données expérimentales sur le sujet du clouage des sols. L'instrumentation d'ouvrages réels reste incontournable afin de minimiser les biais introduits par la modélisation physique ou numérique. Toutefois, la modélisation physique, et en particulier l'étude de modèles réduits centrifugés, permet une étude paramétrique.

Afin d'étudier l'influence du rapport d'élancement B/H (rapport entre la hauteur H de l'ouvrage et la longueur B des clous projetée sur l'horizontale) sur le comportement de l'ouvrage, trois modèles sont réalisés ayant pour élancements respectifs 1, $2/3$ et $4/9$. De plus, on réalise un essai dit "bedrock" au cours duquel le mur cloué est posé directement sur un support rigide, empêchant le mécanisme usuel de se développer. Ce dernier essai simule la présence d'un substratum rocheux.

Ce chapitre présente les essais expérimentaux sur modèle physique réduit centrifugé réalisés dans le cadre de cette étude du comportement des massifs en sol cloué. La section suivante rappelle les principes de la modélisation physique en centrifugeuse et leur application à la géotechnique. Les particularités de cette approche pour la modélisation des murs cloués sont ensuite précisées. Le protocole d'essai est alors présenté en détail. Les résultats des essais sont ensuite déclinés et une analyse sommaire de ces résultats est présentée en conclusion.

3.1 Principes de la modélisation en centrifugeuse appliquée à la géotechnique

3.1.1 Règles de similitude

Les règles de similitude gouvernant la modélisation sous macrogravité furent établies en 1869 par Édouard Phillips¹ [63]. Cependant, pour des raisons techniques, la première utilisation de la force centrifuge dans une nacelle date de 1933 et a été réalisée en Union Soviétique par Pokrovskij et Fedorov [67]. La technique a principalement pris son essor dans les années 1980 [15].

La modélisation physique en centrifugeuse peut être vue comme le pendant géotechnique des expériences en soufflerie ou en canal hydraulique utilisées en mécanique des fluides. Ainsi un changement d'échelle n'implique pas toujours une similitude de comportement physique et il est nécessaire de connaître les règles qui permettent de comparer un modèle réduit et l'ouvrage réel correspondant (que l'on appellera dans la suite prototype). Le principe de base de la recherche de similitudes est le suivant : un changement d'unité de mesures ne doit pas modifier la physique d'un problème. L'étude des équations mécaniques ainsi que l'analyse dimensionnelle permettront de déterminer ces règles.

Contraintes particulières à la géotechnique

En géotechnique, l'utilisation d'un modèle réduit d'échelle $\frac{1}{n}$ pour représenter un prototype (échelle 1) ne peut être réalisée avec un matériau de caractéristiques physiques et géométriques n fois inférieures ou supérieures. À titre d'exemple, un ouvrage réalisé dans un sol grenu de diamètre médian $d_{50} = 500 \mu m$ ne peut être modélisé dans un sol de diamètre médian 50 fois inférieur car ce dernier serait un sol fin et son comportement serait radicalement différent.

Afin de conserver le comportement du matériau entre prototype et modèle réduit, on travaille donc avec le même matériau. Cela implique entre autres que la masse volumique soit inchangée entre le prototype et le modèle. De plus, la rhéologie du matériau est généralement

1. Édouard Phillips (1821-1889) fut élève de l'école Polytechnique (1840), de l'école des Mines (1846), docteur en mécanique (1849) et membre de l'Académie des Sciences (1868)

décrite par une loi de comportement dépendant de l'état de contraintes appliqué. Il est donc d'usage de conserver les contraintes identiques entre le prototype et le modèle.

Règles de similitude issues des équations mécaniques

En notant x^p une grandeur mesurée sur le prototype et x^m la même grandeur mesurée sur le modèle, on définit le facteur d'échelle par :

$$x^* = \frac{x^m}{x^p} \quad (3.1)$$

En notant $\underline{\sigma}$ le tenseur des contraintes, \underline{X} la variable d'espace, ρ la masse volumique, g l'accélération de la pesanteur, ξ le déplacement d'un point matériel et t la variable temporelle, les équations du mouvement du prototype donnent :

$$\frac{\partial \sigma_{ij}^p}{\partial X_j^p} + \rho^p \left(g_i^p - \frac{\partial^2 \xi_i^p}{\partial t^{p2}} \right) = 0 \quad (ie) \quad \frac{X^*}{\sigma^*} \frac{\partial \sigma_{ij}^m}{\partial X_j^m} + \frac{\rho^m}{\rho^*} \left(\frac{g_i^m}{g^*} - \frac{t^{*2}}{\xi^*} \frac{\partial^2 \xi_i^m}{\partial t^{m2}} \right) = 0 \quad (3.2)$$

Or, d'après 3.1.1, $\rho^* = 1$ et $\sigma^* = 1$. On obtient alors :

$$X^* \frac{\partial \sigma_{ij}^m}{\partial X_j^m} + \rho^m \left(\frac{g_i^m}{g^*} - \frac{t^{*2}}{\xi^*} \frac{\partial^2 \xi_i^m}{\partial t^{m2}} \right) = 0 \quad (3.3)$$

Les comportements du prototype et du modèle sont similaires si et seulement si les équations conservent la même forme lors d'un changement d'unités. Par conséquent :

$$\frac{1}{g^*} = \frac{t^{*2}}{\xi^*} = X^* = \frac{1}{n} \quad (3.4)$$

En particulier, on remarquera que pour un modèle conforme, l'accélération de la pesanteur doit être multipliée par le facteur d'échelle n .

Règles de similitude issues de l'analyse dimensionnelle

En considérant que le phénomène est régi par les variables $\underline{\sigma}, \underline{X}, \rho, g, \xi$ et t construites sur trois dimensions fondamentales (longueur, masse, temps), le théorème Pi de Vaschy-Buckingham [11] permet de construire trois produits π :

$$\frac{\sigma^*}{\rho^* g^* X^*}, \frac{\xi^*}{g^* t^{*2}}, \frac{\xi^*}{X^*} \quad (3.5)$$

Les deux premiers sont ceux déduits des équations d'équilibre. Le troisième indique $\xi^* = X^*$. C'est-à-dire que les déformations seront identiques entre le modèle et le prototype.

Facteurs d'échelle retenus

Les différents facteurs d'échelles retenus à la suite de cette recherche de similitudes sont récapitulés dans la table 3.1. Il peut être noté que le facteur d'échelle temporel dépend du phénomène observé. Pour un phénomène diffusif, le terme inertiel dans l'équation d'équilibre est négligeable et l'équation de diffusion permet de déterminer le facteur d'échelle temporel qui vaut alors $\frac{1}{n^2}$.

Grandeur	Facteur d'échelle
Masse volumique	1
Longueur	$1/n$
Déplacement	$1/n$
Déformation	1
Contrainte	1
Vitesse	1
Accélération	n
Force	$1/n^2$
Temps (dynamique)	$1/n$
Temps (diffusion)	$1/n^2$

TABLE 3.1 – Facteurs d'échelle pour la modélisation en centrifugeuse

3.1.2 Limites de la similitude

Rayon d'application

Si R_c est la longueur du bras de la centrifugeuse et ω sa vitesse angulaire de rotation, la macro-gravité est obtenue par :

$$R_c \omega^2 = ng \quad (3.6)$$

L'accélération imposée dépend donc de la distance au centre de rotation et théoriquement diffère entre le sommet et la base du modèle. Pour un bras de longueur 5,5 m (comme celui de la centrifugeuse de l'IFSTTAR) et sur un modèle de hauteur 30 cm, la variation relative de l'accélération de la pesanteur est de 5%. Dans la suite, on appellera rayon d'application, la distance au centre de rotation à laquelle l'accélération est exactement égale à celle désirée.

Effets de taille

Les relations de similitude établies précédemment reposent sur les équations d'équilibre local de la mécanique des milieux continus. Afin qu'elles restent valables, la taille des grains doit être faible devant la plus petite dimension caractéristique du modèle (Ici le diamètre des inclusions par exemple), garantissant l'existence d'une dimension mésoscopique (Volume élémentaire représentatif).

De plus, même lorsque ce critère est vérifié, le comportement du sol dans le modèle et dans le prototype peuvent différer. Cet effet d'échelle concerne principalement les interfaces dont le comportement dépend du nombre de grains en contact.

Dans l'étude en centrifugeuse des fondations superficielles, un rapport de 30 entre la largeur de la fondation et la taille des grains est généralement requis. Dans le cas de l'arrachement d'un pieu, un rapport de 80 à 120 entre le diamètre du pieu et la taille des grains est souvent préconisé.

Dans le cas du clouage, il n'existe pas de préconisation quant à la taille des grains permettant de conserver la relation de frottement entre le modèle et le prototype. Des essais

d'arrachement sont donc réalisés sous presse afin de connaître la loi de frottement effective et de vérifier sa répétabilité. Ils sont présentés en annexe A.1.

3.2 Modélisation en centrifugeuse des ouvrages en sol cloué

Les modèles physiques en centrifugeuse présentent l'intérêt de permettre une étude paramétrique difficilement réalisable sur ouvrages réels. Par ailleurs, ils peuvent être chargés à la rupture alors que cette opération serait coûteuse sur un ouvrage expérimental en grandeur réelle et même impossible sur un ouvrage réel. Ils rencontrent tout de même certaines limites qu'il s'agit de bien connaître.

Toutefois, outre les limites de la similitude présentées en section précédente, la modélisation physique à échelle réduite de murs cloués présente des difficultés spécifiques. Le clouage des sols, à la différence des remblais renforcés du type de la terre armée[®], implique de travailler avec le sol en place et non avec un sol remanié. Les sols reconstitués employés en centrifugeuse représentent assez mal le sol en place. Cependant on peut en contrôler la densité par les paramètres de pluviation. La cohésion est également modélisable par l'ajout d'argile. L'utilisation de sol reconstitué permet néanmoins la répétabilité des expériences.

Par ailleurs, le comportement d'ouvrages en sol cloué dépend du phasage de construction et en particulier des passes successives d'excavation qui devront être représentées le plus fidèlement possible. Cette difficulté explique le faible nombre d'expérimentations en centrifugeuse concernant les ouvrages de soutènement dans la littérature. De même, la construction progressive du parement à chaque passe d'excavation a une influence sur le chemin de sollicitation dans les sols au-dessous du fond de fouille en cours.

La suite de cette section présente les approches utilisées dans les essais sur modèles réduits centrifugés réalisés dans cette thèse pour simuler l'excavation par passes successives et la construction progressive du parement.

3.2.1 Excavation

Pour certaines expérimentations, il est possible d'arrêter le vol (c'est-à-dire de stopper la centrifugation) pour intervenir sur le modèle. Cependant, le comportement des ouvrages en

sol cloué dépendant du chemin de sollicitations, une telle intervention est impossible car elle impliquerait un déchargement du sol sans proportion avec le déconfinement naturel observé lors d'une excavation. La reprise du vol aurait certes tendance à réduire partiellement les effets de ce déconfinement artificiel mais l'évolution de l'état du sol et du parement ne seraient pas pour autant réversibles.

Dans cette étude, trois solutions ont été envisagées : vidange d'un fluide, utilisation d'un excavateur embarqué et emploi de feuillets de géotextile. Dans la suite de cette section, ces trois techniques sont décrites pour expliquer le choix de la méthode retenue.

Vidange d'un fluide

La plus ancienne technique d'excavation en vol consiste à remplacer le sol à excaver par des poches en caoutchouc remplies d'un fluide de poids volumique proche de celui du sol (chlorure de sodium ou chlorure de zinc en solution par exemple) et à les vidanger ensuite progressivement, simulant ainsi l'excavation. Cette technique a été utilisée par Tei [97] pour ses modèles de mur en sol cloué.

La limitation principale de cette méthode est liée au comportement du fluide qui ne peut représenter que des sols dont le rapport K_0 entre contraintes verticales et horizontales au repos est égal à 1 et constant au cours du temps, négligeant donc la mobilisation progressive des effets de poussée et butée. Dans la littérature, de l'eau a parfois été employée pour réduire les poussées horizontales et s'approcher d'une valeur plus courante de la poussée des terres au repos, mais dans ce cas cependant, le confinement initial du fond de fouille est sous-estimé.

Le deuxième inconvénient réside dans le fait que le système de pompage doit être placé sous les poches de fluide et induit une perturbation du sol sous fond de fouille, zone où peuvent se développer les mécanismes les plus critiques.

Excavateur embarqué

Cette solution est celle qui reproduit au mieux les conditions réelles : un téléopérateur embarqué est muni d'un outil qui excave les terres [39]. Cette méthode permet d'une part d'utiliser le sol étudié (et donc d'obtenir un K_0 cohérent) et d'autre part de représenter un

phasage plus réaliste, la passe de sol n'étant pas excavée instantanément mais de manière progressive. En particulier, elle permet d'étudier l'influence d'un terrassement par plots ou par bandes.

Toutefois, cette technique présente des limites de mise en oeuvre : l'outil excavateur doit exercer des efforts considérables du fait de la macro-gravité. Le couple d'efforts maximum mobilisable avec le téléopérateur actuel de la centrifugeuse de l'IFSTTAR est relativement faible. Cette méthode sera difficilement utilisable avec des sols cohérents. Enfin, la disponibilité de ce téléopérateur n'étant pas garantie dans la période d'essai, une autre solution a été recherchée.

Feuillets de géotextile

Une autre solution est basée sur l'utilisation de feuillets de géotextiles placés entre les différentes passes de sol à excaver, comme représenté en figure 3.1. Pour simuler l'excavation du sol par passes successives, le géotextile est progressivement enroulé autour de l'arbre d'un moteur électrique télécommandé. Pour les sols pulvérulents, des faces latérales en géotextile doivent être ajoutées pour retenir le matériau aux extrémités du modèle réduit, formant ainsi des "paniers" géotextiles superposés.

Le principal problème posé par cette méthode est le renforcement du sol à excaver par les nappes de géotextile. Toutefois, si la hauteur des passes d'excavations est suffisamment importante, cet effet sera mineur. Dans le but de se rapprocher autant que possible d'un comportement réaliste au repos ou en butée, le géotextile doit être posé de manière relativement lâche.

Dans le programme d'essais, cette méthode, qui s'est avérée efficace lors des essais préliminaires, a été retenue pour simuler la construction des murs cloués par passes d'excavation successives.

3.2.2 Construction du mur cloué

Comme expliqué précédemment, l'étude des parois clouées en centrifugeuse nécessite un respect du phasage de construction. Pour les mêmes raisons, en toute rigueur, les renforcements et le parement devraient également être construits progressivement pour ne pas

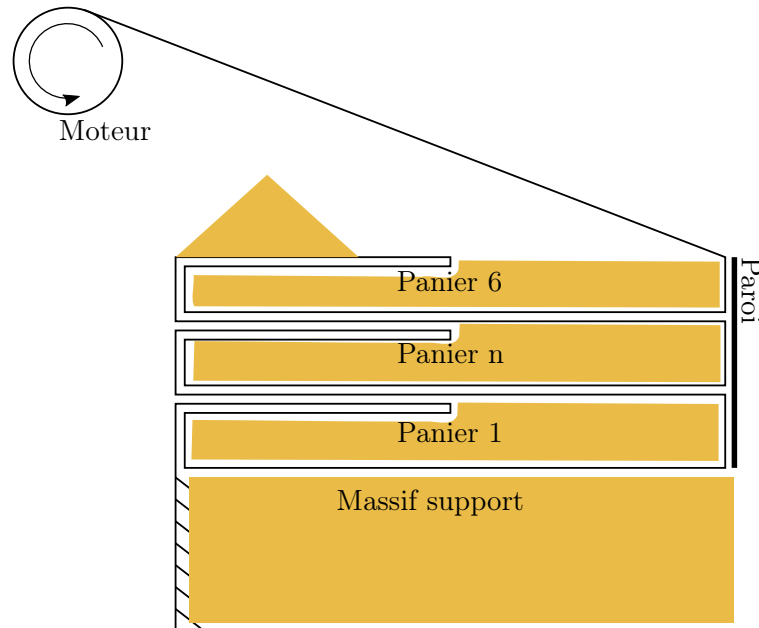


FIGURE 3.1 – Excavation du sol par enroulement de nappes de géotextiles [38]

interagir avec le sol au-dessous du fond de fouille à chaque étape d'excavation. Ce critère est difficilement respecté et dans les expériences de Tei [97], la paroi était mise en place avant l'excavation.

Clous

Dans les ouvrages réels, les déplacements causés par l'excavation d'une passe produisent la mobilisation d'efforts dans les clous installés au-dessus du fond de fouille, les déplacements dans les sols au-dessous restant toutefois modérés. Par conséquent, il peut être considéré que l'influence sur le comportement physique du modèle de clous placés *ab initio* représente un défaut peu important puisqu'ils ne sont effectivement mobilisés qu'après excavation. Pour les essais réalisés dans le cadre de ce travail, il a donc été décidé de placer les clous dans le sol pendant la fabrication du profil géotechnique initial.

Toutefois, la présence des clous pendant la pluviométrie est susceptible d'induire un effet d'écran et de perturber la densité du sol au voisinage des renforcements. Afin de quantifier cette perturbation, des mesures de densité du sol entre inclusions ont été effectuées. Elles

sont présentées en annexe A.2. Il en résulte que, pour le matériau employé et la densité de renforcement du prototype, l'influence des renforcements pendant la fabrication du massif de sol est limitée.

Parement

Dans ses expériences, Tei [97] utilisait une paroi continue. Sa mise en place avant excavation limitait donc, à chaque passe, les déplacements latéraux et induisait un moment non nul dans le parement au niveau du fond de fouille.

En fait il peut être observé que les parements de murs cloués réalisés par béton projeté ne sont pas homogènes sur leur hauteur, car la reprise de bétonnage entre deux passes de terrassement induit une faiblesse mécanique. En pratique, le parement n'est pas considéré continu pour le calcul du ferrailage. Dans le cas des parois clouées avec parement en écailles préfabriquées, la liaison entre les passes est de fait articulée.

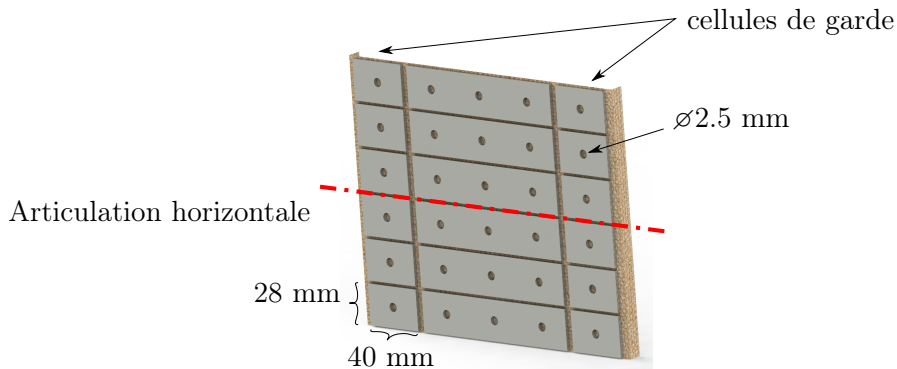


FIGURE 3.2 – Réalisation de la paroi - écailles d'aluminium collées sur géotextile

Afin de limiter les effets de la présence de la paroi avant excavation, un parement articulé est préférable. À chaque passe d'excavation, la continuité de la paroi limite toujours le déplacement latéral, réduisant le déconfinement des terres, mais une rotation est possible, favorisant le déplacement des sols au-dessus, le moment fléchissant dans le parement étant effectivement nul.

La figure 3.2 représente une telle paroi articulée, composée d'écailles d'aluminium collées sur un géotextile identique à celui présenté en 3.3.2. Ce principe d'articulation a également

été retenu pour limiter les effets de bord aux extrémités du mur cloué, contre le caisson de la centrifugeuse. Le parement est donc formé de bandes horizontales, correspondant chacune à une passe d'excavation, et comporte en outre deux bandes verticales latérales, améliorant l'isolation de la partie centrale, où seront mesurés les efforts. Le retour de géotextile sur les côtés, contre le caisson, empêche toute fuite de sable. En modélisation physique en centrifugeuse, ces parties latérales réduisant les effets de bord sont traditionnellement appelées cellules de garde [38].

Dans cette étude expérimentale en centrifugeuse, le parement a été mis en place à la construction du massif de sol, avant excavation par passes successives. Néanmoins, un parement articulé a été employé. La limitation du déplacement latéral en fond de fouille à chaque étape d'excavation devra être considérée dans l'analyse des résultats.

3.3 Protocole expérimental

3.3.1 Centrifugeuse de l'IFSTTAR

L'IFSTTAR possède sur son site de Nantes une centrifugeuse géotechnique mise en service en 1985 dont le rayon est de 5,50 m. Représentée sur la figure 3.3, elle est équipée d'une nacelle pivotante dont la plateforme est toujours perpendiculaire à l'accélération. Au dessus de la plateforme de dimensions $1,15 \times 1,4 \text{ m}^2$, la hauteur libre est de 1,5 m. La masse maximale du modèle est de 2 tonnes et l'accélération maximale imposable est de $100g$. Le fond de la nacelle est équipé d'une plaque martyre sur laquelle sont fixés les caissons destinés à accueillir le modèle ainsi que les instruments de mesure.

Le lien entre le modèle embarqué et l'extérieur de la salle de centrifugation est assuré par 106 contacts tournants et 6 joints hydrauliques tournants. La centrifugeuse est pilotée par un ordinateur en salle de commandes. Des vidéos peuvent être tournées dans la nacelle et sont visibles à tout instant pendant le vol. Par ailleurs, en cas de perte du signal entre la nacelle et la salle de commandes, la chaîne d'acquisition embarquée permet de stocker les données de l'expérience.

En 1998, a été développé un téléopérateur capable d'effectuer des actions simples en vols, manipulant selon 4 degrés de libertés jusqu'à trois outils différents. Cela permet, entre

autres, de réaliser des excavations en vol ainsi que des essais pénétrométriques. En 2005, un simulateur de séismes a été ajouté et en 2017, le cap des 10 000 heures de vol était franchi.

L'IFSTTAR de Nantes a déjà réalisé, entre autres, des expérimentations en centrifugeuse pour les thèses de Christophe Gaudin, sur les écrans de soutènement autostables [38], Laurent Soyez, sur les ouvrages en remblai renforcé [91] et Thierry Dubreucq, sur les fondations superficielles renforcées par géosynthétique [26]. Leurs travaux nous ont aidé à mettre au point le protocole de notre expérience. Ce dernier a fait l'objet d'une communication aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG) en 2018 [81].

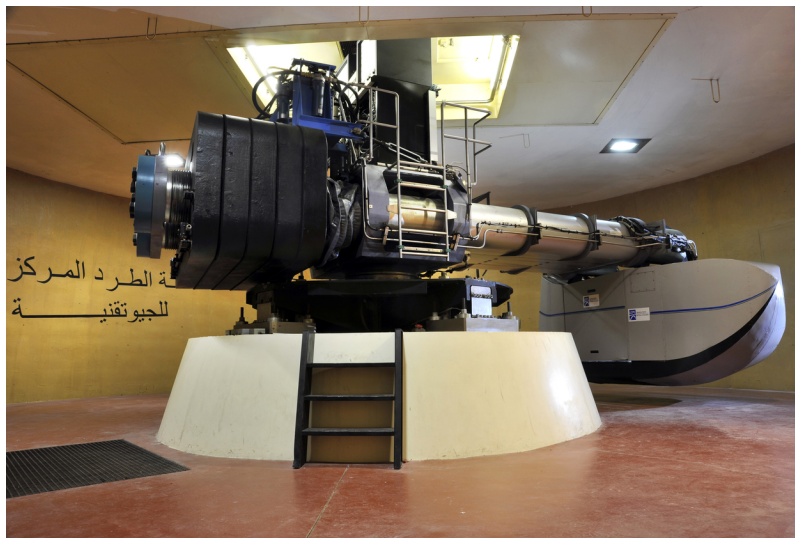


FIGURE 3.3 – Centrifugeuse de l'IFSTTAR Nantes

3.3.2 Composition du modèle réduit

Caisson

Les dimensions du modèle sont contraintes par le caisson embarquable dans la nacelle. En présence du téléopérateur ou si l'on utilise le caisson à faces transparentes, la hauteur disponible est de 36 cm. Afin de laisser se développer le mécanisme et suite aux simulations numériques préliminaires, il a été décidé de ménager sous la paroi une hauteur de sol égale à $2/3$ de la hauteur de la paroi. De plus, la surface du massif ne peut être située tout en haut du caisson. En effet, il est préférable que la surface du massif soit visible dans la fenêtre

d'observation du caisson à face transparente (voir figure 3.4). Ainsi, nous choisirons une paroi de 18 cm de haut et le fond de fouille sera à l'altitude de 12 cm.

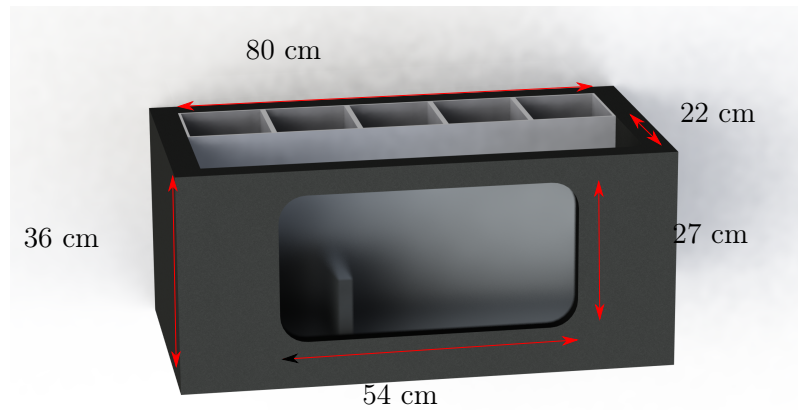


FIGURE 3.4 – Dimensions du caisson utilisé : une structure *ad hoc* permet de réduire la largeur à 22 cm

Afin de pouvoir modéliser un prototype de 9 m de haut (6 passes de 1,5 m), on choisira une accélération de 50g. Le rayon d'application est choisi égal à 5,22 m. Ainsi, l'accélération vaut 50g à 26 cm de la plaque martyre, c'est à dire au tiers inférieur de la paroi clouée. Ce point est le point d'application de la résultante des forces de poussée au repos.

La longueur du déversoir (destiné à recueillir le sol excavé) doit être au moins égale à la longueur du sol à l'aval du parement. Afin de laisser se développer le mécanisme de rupture, on disposera d'une longueur de 1,3 H en aval (2,6 H avec le déversoir). Pour un caisson de 80 cm de long, on obtient donc les longueurs suivantes, reprises sur la figure 3.5 :

- déversoir : 24 cm
- aval : 24 cm
- amont : 32 cm

La largeur intérieure du caisson à faces transparente est de 40 cm mais, au vu des conditions d'excavation (*cf* 3.3.2, équation 3.7), seule une largeur de 22 cm sera utilisée. Afin d'éviter tout frottement, les parois du caissons sont enduites de lubrifiant silicone. Ce dernier est choisi car il est non gras donc ne tend pas à colmater le sable et translucide donc

n'empêche pas l'observation à travers la vitre. Le caractère bidimensionnel du modèle est également assuré par les cellules de garde.

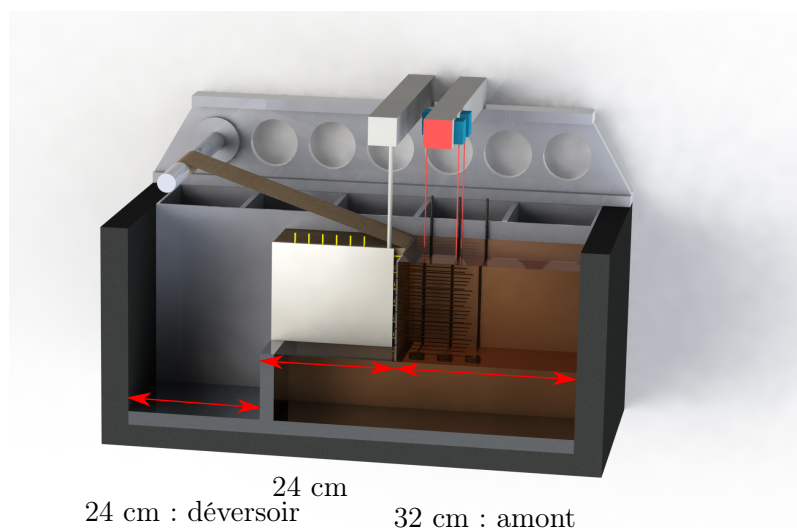


FIGURE 3.5 – Longueur du déversoir, longueur du sol à l'aval du parement et longueur du sol à l'amont retenues pour le modèle

Paroi

Comme indiqué en 3.2.2, le parement sera réalisé à l'aide d'écailles en aluminium d'épaisseur 2 mm collées sur un géotextile. La hauteur d'une passe étant de 1,50 m sur le prototype, elle est sur le modèle de 3 cm. Afin d'assurer l'articulation horizontale, un espace de 2 mm est prévu et les écailles mesurent 28 mm. Ces dimensions sont reportées sur la figure 3.2.

Les cellules de garde assurant l'absence d'effets tridimensionnels sont réalisées à l'aide d'un espacement de 5 mm. Leur largeur est prise égale à 4 cm. Le profil central mesure 12 cm et est donc plus large afin de minimiser l'erreur de poussée. En effet, l'instrumentation des clous est susceptible de perturber localement le développement de la poussée des terres dans le massif. Cette question est traitée en 3.3.4.

Clous

L'étude paramétrique porte sur le rapport B/H . Ainsi, la hauteur de la paroi est fixée et la longueur des clous varie. On étudie des longueurs de clou de 77, 117 et 177 mm, soit des rapports d'élanement de 0,44, 0,66 et 1. Pour des raisons pratiques, on utilise des tiges d'aciers de diamètre 2 mm. Elles sont représentées sur la figure 3.6.

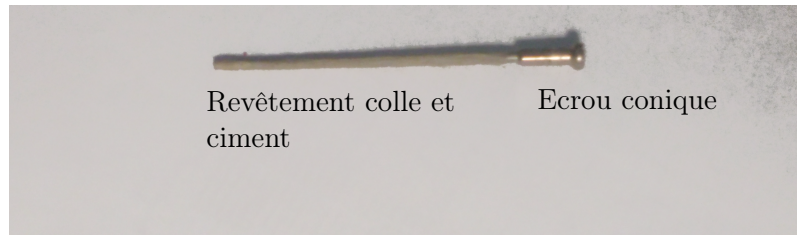


FIGURE 3.6 – Clous utilisés pour le modèle

Quant à la jonction entre le clou et la paroi, elle ne permet pas la transmission de moment sur le prototype (pas du tout avec le procédé par écailles préfabriquées, très peu avec le procédé par béton projeté). On privilégiera donc une jonction de type rotule assurée par un écrou conique fixé sur le clou à l'aide d'un filetage M2².

Géotextile pour simuler l'excavation progressive

L'enroulement de géotextile sera adapté à la hauteur des passes et les paniers auront donc une hauteur de 3 cm. Ainsi, l'enlèvement d'un panier simulera l'excavation d'une passe.

La masse maximale de chaque panier est dictée par la capacité du moteur dont dispose l'IFSTTAR de Nantes pour l'excavation. Ce dernier a pour couple maximal $C_{max} = 2400$ N.cm. En notant $h = 3$ cm la hauteur du panier, $L = 24$ cm sa longueur, $n = 50$ le rapport d'accélération, $\gamma = 15$ kN/m³ le poids volumique du sol et $r = 2$ cm le rayon de l'arbre, la largeur maximale d'excavation est donnée par :

$$D = \frac{C_{max}}{hLrn\gamma} = 22 \text{ cm} \quad (3.7)$$

2. Le filetage M2 est caractérisé par un diamètre nominal de 2 mm, un pas de vis de 0,4 mm et un diamètre intérieur d'écrou de 1,567 mm

Dans la pratique, l'instrumentation des clous nécessitera de réaliser deux enroulements de 105 mm en lieu et place d'un seul (*cf* 3.3.5). Le géotextile est réalisé à l'aide du patron présenté en annexe A.5 dans un feutre composé de fibres de polypropylène de type GTX-N³ d'épaisseur 150 microns et de masse surfacique 100 g/m².

Enfin, la vitesse de rotation du moteur dans son régime nominal aboutit à une durée d'environ 3 minutes entre chaque passe (La durée précise est variable du fait de la constriction du géotextile autour de l'arbre). Sous une accélération de 50g, cette durée équivaut à 2h30 pour des phénomènes dynamiques et à 5 jours pour des phénomènes diffusifs. Les phénomènes dynamiques n'étant pas pertinents dans cette étude, la durée entre deux passes est suffisante pour observer un phasage crédible de la mobilisation des inclusions.

3.3.3 Reconstitution du sol

Choix du sable

Les limitations de similitudes incitent *a priori* à utiliser un sol aux particules les plus fines possibles, en prenant toutefois garde à la prédominance des forces gravitaires et de contact sur les forces à distance (cas des poudres). Dans cet esprit, un sable fin comme celui de Fontainebleau sera recherché. On utilisera le sable HN38⁴ (extrait dans la carrière d'Hostun à proximité de Valence dans la Drôme). Ce sable, utilisé dans la thèse de Schiavon [83], est donc déjà caractérisé. Il présente une granularité peu dispersée ($C_U = 1,97$) et le diamètre médian est de 120 microns. L'ensemble de ses caractéristiques est présenté dans la table 3.2.

Le sable étant trop peu contrasté pour réaliser la PIV, une portion des grains sera colorée au bleu de méthylène. 1,25 L de solution de bleu à 1% en masse est mélangée à 10 kg de sable. Le mélange est ensuite passé à l'étuve à 70°C pendant 48 heures puis les agrégats restants sont éliminés par un passage dans un tamis de passant 315 μm ($d_{100} = 300 \mu\text{m}$). 1 kg de sable bleu est ensuite mis dans une bétonnière pour 9 kg de sable non coloré.

Afin de vérifier que la présence du bleu de méthylène n'a pas modifié les propriétés du sol, une analyse de la granulométrie du sable contrasté a été effectuée et comparée aux données du fournisseur. Le résultat est présenté en figure 3.7 et il apparaît que la présence d'agrégats

3. Géotextile Non Tissé

4. Le sable utilisé lors ces essais provenait du lot référencé par 341/16 13H44

Caractéristiques intrinsèques		
Densité des particules	d_s	2,64
Masse volumique maximale sèche (kg/m ³)	d_{max}	1554
Masse volumique minimale sèche (kg/m ³)	d_{min}	1186
Indice des vides maximal	e_{max}	1,226
Indice des vides minimal	e_{min}	0,699
Diamètre moyen des grains (microns)	d_{50}	120
Coefficient d'uniformité	C_U	1,97
Coefficient de courbure	C_C	0.99
Essais triaxiaux ($I_D = 90\%$)		
Module sécant à 50% (MPa) ($\sigma_3 = 100$ kPa)	E_{50}^{ref}	33
Coefficient de Poisson	ν	0,24
Angle de frottement interne	ϕ	47°
Angle de frottement résiduel	ϕ'_r	42°

TABLE 3.2 – Caractéristiques du sable HN38 [83]

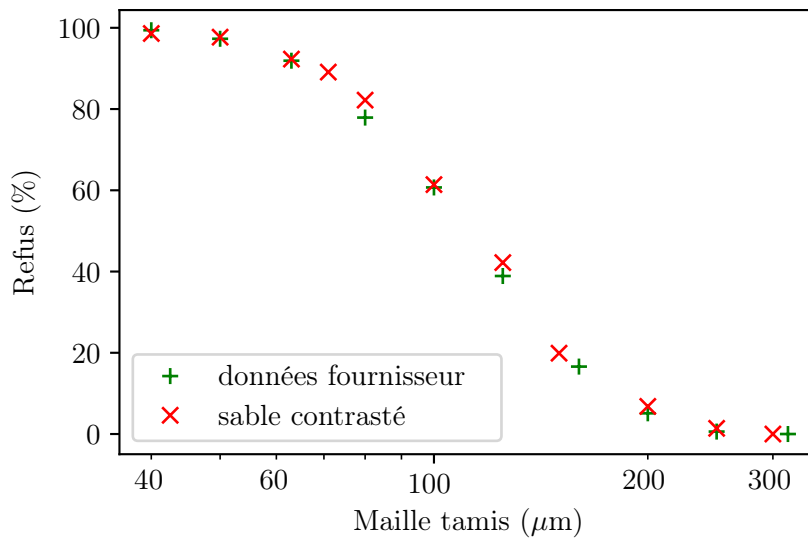


FIGURE 3.7 – Comparaison des granulométries du sable HN38 vierge et du sable contrasté utilisé pour l'expérience

a très légèrement augmenté la taille des particules sans pour autant modifier l'allure de la courbe granulométrique plus qu'elle ne l'est par l'effet des différents passages en salle de pluviation.

Enfin, une série d'essais de cisaillement simple a été réalisée sur le sable coloré compacté à la densité cible. Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure 3.8. Ils indiquent un angle de frottement interne de 44° et une cohésion de 4,4 kPa.

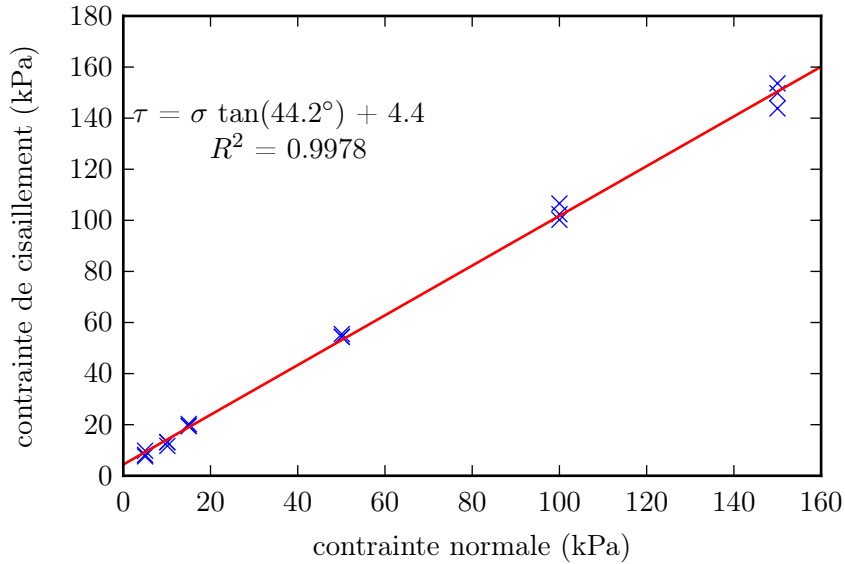


FIGURE 3.8 – Rapport entre contrainte normale et contrainte de cisaillement à la rupture dans les essais de cisaillement simple réalisés sur le sable coloré pour une densité de $14,8 \text{ kg/m}^3$

Mise en place du sol

La densité du sol dans le modèle physique peut être imposée par le principe de pluviation décrit initialement par Kolbuszewski [49]. Sous sa version idéalisée, la pluviation consiste en la chute libre de particules de sol (volume V et masse m) dans un fluide (en général l'air, masse volumique ρ) au repos. La densité du massif ainsi constituée sera pilotée par la vitesse des particules à l'impact. Au cours de la chute, la vitesse v est régie par l'équation suivante :

$$\frac{dv}{dt} = g \left(1 - \frac{\rho V}{m} \right) - \frac{1}{2m} \rho C_d S v^2 \quad (3.8)$$

Dans cette loi, C_d est un coefficient de trainée dépendant du régime d'écoulement et S est la surface frontale de la particule vue par le fluide.

La vitesse d'impact dépend donc, en théorie, directement de la hauteur de chute. Dans la réalité, les particules ne sont pas isolées mais s'entrechoquent avec leurs voisines. Par ailleurs, la chute de l'ensemble des particules entraîne un mouvement de l'air qui ne peut plus être considéré comme au repos. Il en résulte que la densité du massif obtenu dépend également du débit massique de la pluviation.

La salle de pluviation de l'IFSTTAR Nantes est équipée d'une trémie automatisée afin d'assurer la reproductibilité et l'homogénéité du massif. Il s'agit d'un chariot de capacité 300 kg monté sur un rail et équipé d'une fente de laquelle tombe un rideau de sable. En se déplaçant le long du rail, la trémie parcourt l'ensemble du conteneur à vitesse constante. L'ensemble est représenté sur la figure 3.9. Des raidisseurs le long de la fente assurent un débit massique constant entre le centre et les extrémités.

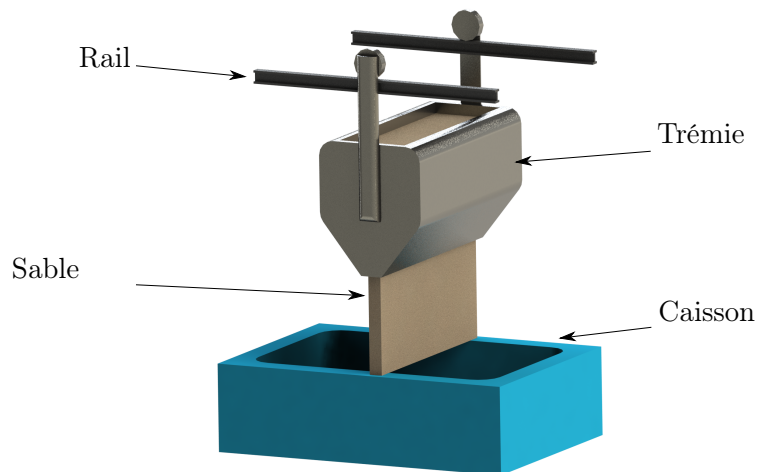


FIGURE 3.9 – Principe de fonctionnement de la trémie de l'IFSTTAR Nantes

Le débit massique dépend ici de la vitesse horizontale de la trémie ainsi que de la largeur de la fente. En l'état actuel des connaissances, le réglage de la densité par les paramètres de la trémie (vitesse, hauteur, ouverture) se fait de manière empirique. La table 3.3 présente les valeurs obtenues pour certaines configurations. Dans notre série d'expérience, la vitesse horizontale de la trémie était de 12 cm/s, la hauteur de chute de 60 cm et la largeur de la fente de 4 mm. La masse volumique théorique obtenue était donc de 1480 kg/m³. Lors

de l'une des expériences, un volume de $12,67 \text{ dm}^3$ a été prélevé et pesé à $18,65 \text{ kg}$. Cela correspond à une densité de 1472 kg/m^3 , conforme aux prévisions.

Vitesse horizontale (cm/s)	11,9	7,7	11,9	18,5	18,5	18,5
Hauteur de chute (cm)	60	60	60	60	115	57,5
Ouverture (mm)	4	3	3	3	2	2
Masse volumique moyenne (kg/m^3)	1480	1500	1518	1525	1532	1542
Densité relative (%)	80	85	90	92	94	97

TABLE 3.3 – Densité obtenue en fonction de la configuration de la trémie.

La pluviation peut également être perturbée par la paroi et par le dispositif permettant de la retenir. Dans sa thèse portant sur les écrans de soutènement autostables, Christophe Gaudin [38] a évalué l'impact sur la densité d'un tel dispositif. La variation de densité relative est de 1%. Cette erreur est négligeable au vu du déconfinement qui a lieu lors de l'excavation.

Lors de la mise en place de la paroi et des paniers, il est nécessaire que la surface de sol déjà mis en place par pluviation soit horizontale. Afin de ne pas perturber l'état de densité du sol, il est exclu d'araser et on privilégie l'aspiration. L'horizontalité est contrôlée à l'aide du dispositif représenté sur la figure 3.10.

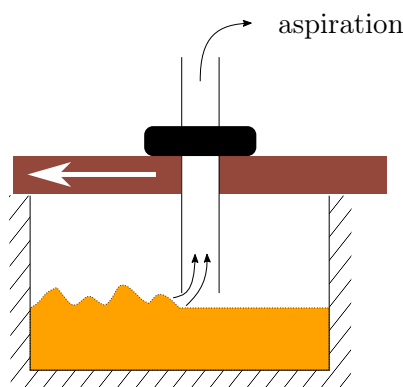


FIGURE 3.10 – Principe de nivellement du sol à l'aide d'un aspirateur

Les paniers ne sont pas remplis par pluviation³ car cela est techniquement difficile à mettre en place. Leur volume étant de 756 cm^3 et la masse volumique cible étant de 1480 kg/m^3 , des sacs contenant 1180 g sont préparés au préalable et versés au fur et à mesure

dans les paniers. Le sable est ensuite compacté pour atteindre une hauteur de paniers de 3 cm.

3.3.4 Instrumentation

Efforts dans les clous

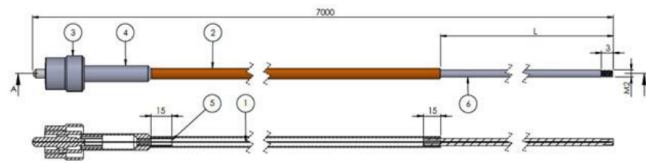


FIGURE 3.11 – Clou instrumenté par fibre optique - Light Guide Solution

Les clous du profil central sont instrumentés sur leur longueur. Afin d'obtenir le profil des efforts dans la barre, les clous étudiés sont équipés par la société Light Guide Solution de fibres optiques à réseaux de Bragg (*cf* figure 3.11) monomodes (coeur de $9 \mu\text{m}$ et gaine de $125 \mu\text{m}$) et revêtues de polyimide. Ces fibres sont noyées à l'axe neutre des clous et donnent donc directement accès à l'effort de traction. Le fonctionnement de cette technologie est présenté brièvement en annexe A.3.

Une extrémité de la tige est filetée et la fibre sort à l'autre extrémité. Elle est alors protégée dans une gaine en PVC (en orange sur la figure 3.11) jusqu'à l'interrogateur optique. La gaine et la fibre représentent une masse linéique de $6,5 \text{ g/m}$. Afin de d'atténuer son exposition à la macro-gravité, l'interrogateur optique est placé sur le pivot de la centrifugeuse.

Pour ménager la sortie de ces fibres du modèle vers l'interrogateur optique, deux solutions sont envisagées et comparées en 3.3.5.

Enfin, la mesure d'efforts par fibre optique étant fortement sensible à la température, il est essentiel de mesurer la température du modèle au cours de l'essai. Cela est réalisé à l'aide d'une sonde de type Pt100⁵ enfouie dans le sable.

5. Une sonde Pt100 est un capteur de température à base de platine souvent préféré aux thermocouples pour sa grande plage de températures et une courbe caractéristique quasi linéaire

Déplacements au sein du massif

Afin d'observer le mécanisme de rupture, on utilise un conteneur à faces transparentes et on mettra en oeuvre la technique de *Particle Image Velocimetry* (PIV) développée dans le laboratoire de géotechnique de l'université de Cambridge, appelée GeoPIV et présentée en annexe A.4.

L'IFSTTAR de Nantes dispose d'un appareil photo de définition suffisamment haute pour réaliser le suivi GeoPIV et fonctionnant jusqu'à 100g. A l'issue de l'expérience, on augmente graduellement l'accélération de la gravité jusqu'à 100g afin d'étudier la stabilité de la paroi. Cette opération ne change en effet pas le rapport d'élanement de l'ouvrage mais diminue la densité d'inclusions, déstabilisant ainsi le massif sans favoriser de mécanisme précis.

Mesures complémentaires

Le tassement du sol sera mesuré par des distancemètres LASER ciblant la surface. Cette mesure sera effectuée en bord et au milieu du caisson et permettra de contrôler l'ampleur des effets de bord. Ces deux mesures ont lieu à 4 cm de la tête de paroi. Par ailleurs, une autre mesure des tassements est effectuée dans le profil central à 12 cm de la tête de paroi.

Le déplacement horizontal en tête de paroi sera également mesuré à l'aide de capteurs LASER. Ces derniers cibleront de fines lamelles de plastique collées sur les écailles correspondant à la première passe. Une représentation schématique des capteurs est produite en figure 3.12.

Par ailleurs, les contraintes verticales seront évaluées à l'aide de capteurs de pression totale miniatures⁶. Ils seront placés au niveau du fond de fouille, sous les clous, à distance de 3, 8 et 13 cm de la paroi.

6. capteurs Kyowa, référence BEC-A-500KP et de gamme de mesure 500kPa

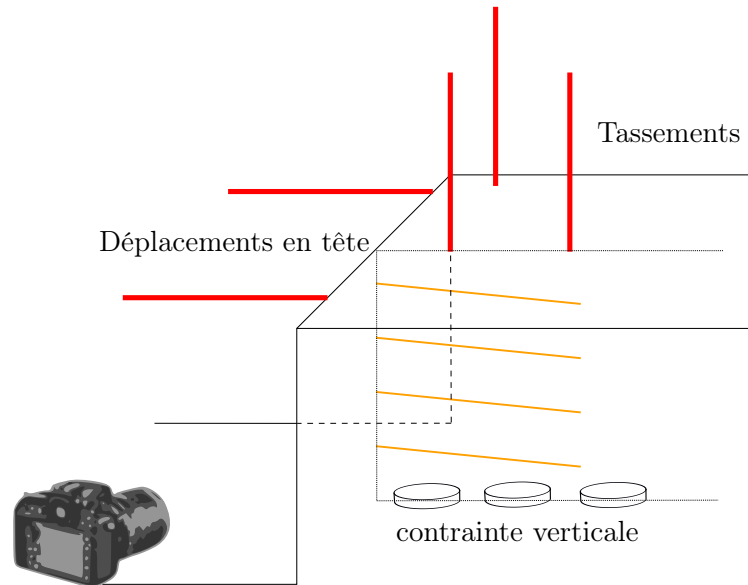


FIGURE 3.12 – Représentation schématique des capteurs de distance et de pression.

3.3.5 Acquisition des données - Choix du mode de sortie des fibres optiques

Modes de sorties des fibres

Les fibres optiques permettant d'accéder à l'effort le long des clous doivent être reliées à l'interrogateur optique. Cette connexion peut être réalisée de deux manières distinctes que l'on appellera par la suite sortie avant et sortie arrière. Elles sont présentées par la suite. La sortie arrière a été utilisée initialement mais, afin de ne pas renforcer le massif outre mesure, il a été décidé de tester le mode de sortie avant.

Sortie arrière : Les fibres optiques sortent par la queue des clous (c'est-à-dire l'extrémité au sein du massif) et rejoignent l'interrogateur optique en traversant le massif. Afin de ne pas augmenter artificiellement la longueur de frottement, les fibres sont placées dans des flexibles en polyamide 11⁷ dont l'intérieur est enduit de graisse silicone. Toutefois, la présence des flexibles peut participer à renforcer le massif amont (*cf* figure 3.13).

7. Le polyamide 11 ou PA11 est couramment appelé RILSAN[®]

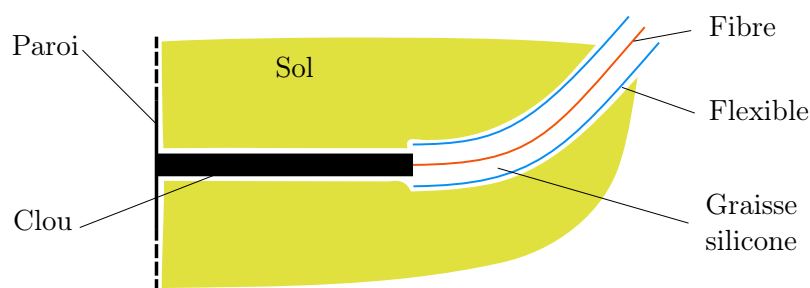


FIGURE 3.13 – Sortie arrière des fibres

Sortie avant : Afin d'éviter toute augmentation artificielle de la longueur des clous, il a été envisagé de laisser sortir les fibres par les têtes de clous. Cependant, au cours de l'excavation, la zone aval de la paroi est occupée par l'enroulement de géotextile modélisant les passes d'excavation successives. Il est donc nécessaire de séparer l'enroulement de géotextile en deux parties et de protéger les fibres entre deux plaques de nylon 6-6, matériau choisi pour minimiser les frottements contre le géotextile et diminuer la charge imposée au moteur.

Dans cette configuration, présentée sur la figure 3.14, les têtes de clous ne peuvent plus être réalisées à l'aide d'écrous coniques. On utilise donc des presse-étoupes. Un espace est ménagé entre ces presse-étoupes et la protection en nylon afin de permettre à la paroi d'avancer sans buter. De même, pour ne pas entraver le mouvement du sol, l'intérieur de la protection en nylon est rempli d'un gel lubrifiant. Ce dernier a également pour rôle d'empêcher toute entrée de sable au cours de la pluviation. Pour éviter tout basculement, la protection en nylon est fixée d'une part sur le muret séparant le modèle du déversoir et d'autre part sur une poutre l'empêchant d'être entraînée par le moteur. L'analyse des images prises au cours de l'expérience permet de confirmer que la protection en nylon reste immobile.

Par la suite les numéros des essais C1 à C10 font référence à la notation introduite en 3.4.

Influence du mode de sortie des fibres sur l'amplitude des déplacements en tête

La figure 3.15 présente l'évolution au cours du temps du déplacement en tête de la paroi clouée pour les expériences C3, C4 et C8. L'unité choisie pour représenter l'échelle temporelle est le nombre de passes excavées car la vitesse d'excavation dépend de la constriction du géotextile et n'est pas constante entre les expériences.

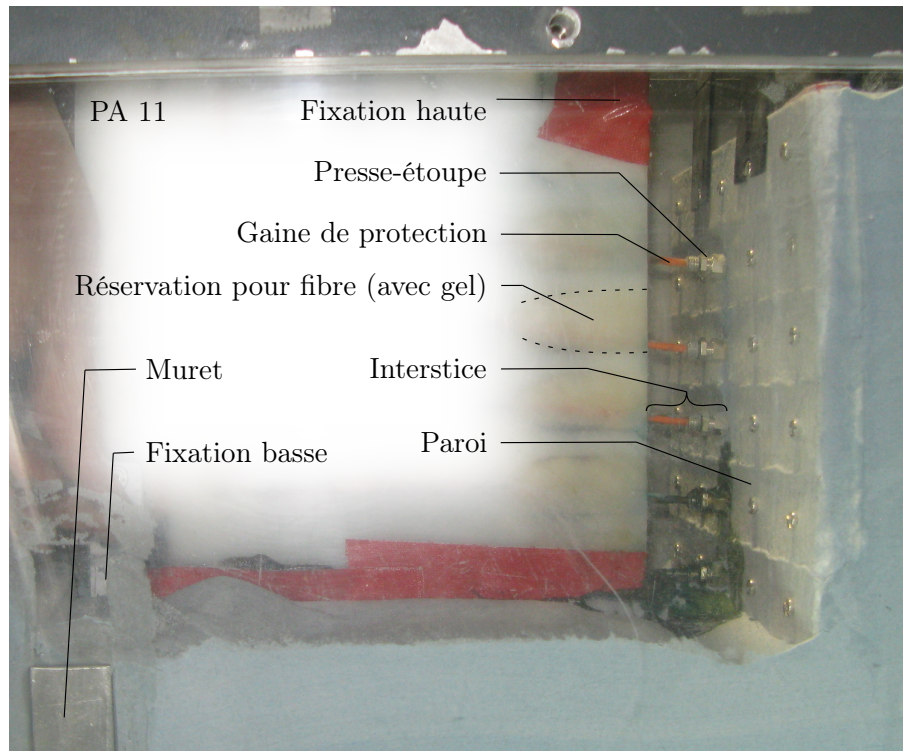


FIGURE 3.14 – Sortie avant des fibres dans le plan central du modèle

Les trois conteneurs en question ont été réalisés avec des clous de 8 cm. C4 est l'expérience témoin, c'est-à-dire sans fibres optiques. Pour C3, la fibre optique sortait par l'arrière et pour C8 par l'avant (*cf* 3.3.4).

Le déplacement en tête de l'expérience témoin ne présente pas une allure aussi nette qu'attendu mais cela est dû à un léger décollement de la cible en plastique. L'expérience par "sortie arrière" présente une courbe de déplacement en tête à l'allure conforme aux attentes et dont l'ordre de grandeur est comparable à celui de l'expérience témoin. Enfin, la courbe obtenue pour la sortie avant, bien que comparable aux deux autres lors de la première passe d'excavation, évolue plus lentement ensuite.

Influence du mode de sortie des fibres sur l'amplitude des tassements en surface

La figure 3.16 présente l'allure des courbes de tassement dans le profil central en fonction du temps pour des essais réalisés avec des clous de 8 cm. Une fois encore, l'expérience réalisée avec une sortie arrière des fibres présente des déplacements plus faibles que dans l'expérience témoin mais d'un ordre de grandeur comparable. L'expérience réalisée avec une sortie avant montre des tassements très faibles.

Mesure des efforts dans les clous

Les essais avec sortie avant soulèvent également des questions quant à la mesure des efforts. La figure 3.17 présente l'évolution au cours du temps des efforts dans les clous au plus proche du parement dans l'essai C8. Il semble que l'on observe un phénomène de type *stick and slip* quelque part dans le dispositif d'essai : l'effort dans les clous augmente lors de l'excavation d'une passe puis rechute à son niveau antérieur.

Pourtant, indépendamment de leur amplitude, les efforts de traction le long des clous présentent une allure conforme aux attentes. La figure 3.18 présente la distribution des

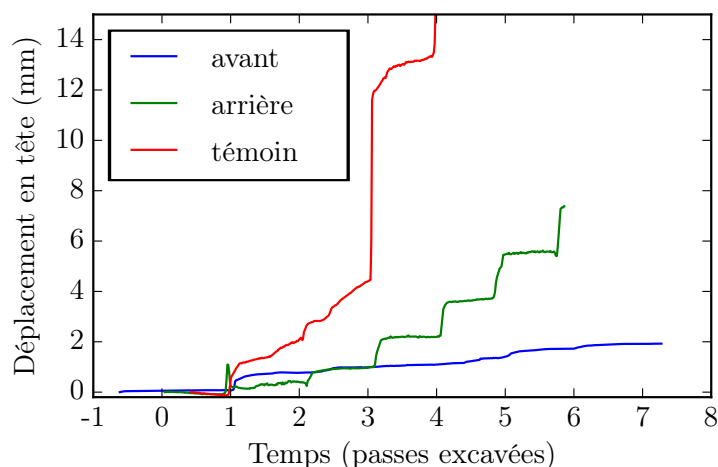


FIGURE 3.15 – Déplacement en tête observé au cours du temps pour des clous de 8 cm sans fibre optique (C4), avec sortie arrière (C3) et avec sortie avant (C8). Le saut sur la courbe témoin lors de la troisième passe s'explique par un décollement de la lamelle plastique

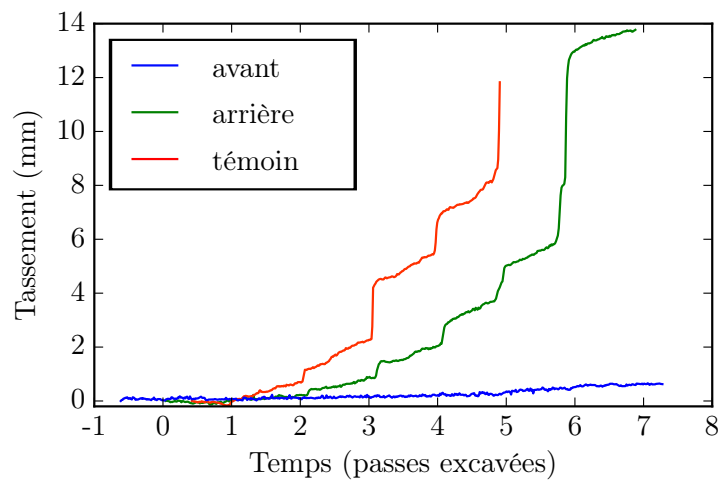


FIGURE 3.16 – Influence de la sortie de fibre optique sur l'évolution du tassement dans le profil central au cours du temps

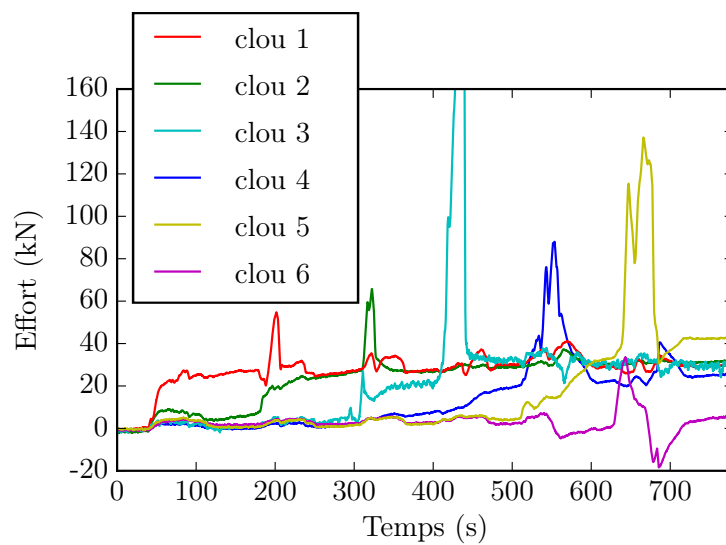


FIGURE 3.17 – Evolution au cours du temps des efforts au parement pour des clous de 8 cm (numérotés du haut vers le bas de la paroi) et une sortie des fibres par l'avant (C8).

tractions le long du clou 2 lors de la seconde passe et lors de la quatrième. L'effort maximal est atteint relativement près du parement mais on note que l'allure globale est physiquement cohérente.

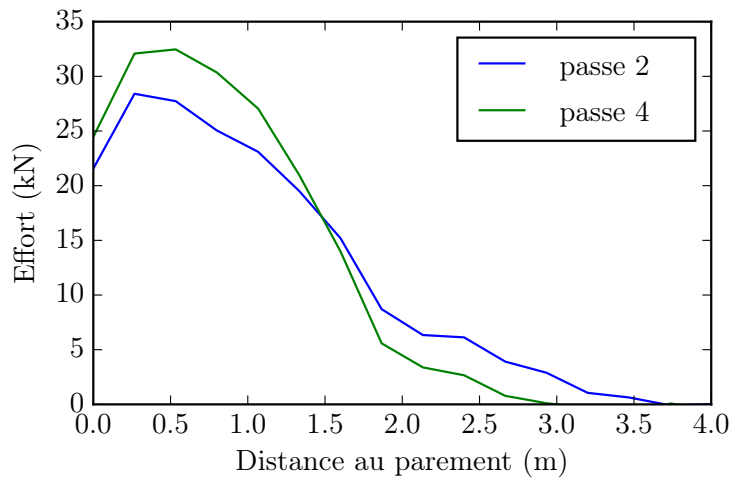


FIGURE 3.18 – Distribution des efforts de traction dans le clou 2 lors des 2^{ème} ($t = 200$ s) et 4^{ème} ($t=600$ s) passes (Essai C8)

Tout semble donc se passer comme si les clous glissaient à l'intérieur de la gangue de ciment mais un contrôle visuel de l'état de collage du ciment à la fin des essais n'indique rien de tel. Ces mesures particulières, et non observées avec le mode de sortie arrière, restent donc à élucider.

Caractère intrusif de la sortie avant

Les défauts constatés, tant en termes de déplacements que d'efforts, tendent à indiquer que la présence des fibres optiques perturbe le comportement de l'ouvrage. Contrairement aux attentes, la sortie arrière semble la moins intrusive.

Les essais avec une sortie avant conduisent à des déplacements très faibles. Ceci peut être expliqué par une densité légèrement supérieure du sable (les paramètres de la trémie ont pu varier d'une série à l'autre) mais il ne faut certainement pas exclure un blocage indésiré.

Une autre explication envisageable serait une différence de qualité de lubrification entre les deux expériences. Pourtant, l'amplitude des effets de bord (déterminée grâce à la mesure des tassements) ainsi que le contrôle de la puissance développée par le moteur indiquent que les frottements latéraux sont comparables entre tous les essais. On peut enfin envisager un

manque de lubrification dans les rainures du nylon mais, dans ce cas, un effort important devrait être mesuré dans les clous, ce qui n'est pas le cas.

Enfin, la trop forte stabilité de l'ouvrage dans le cas d'une sortie avant peut être attribuée à la présence d'un redent sous le fond de fouille : au cours des phases intermédiaires, la protection en nylon constitue une inclusion rigide dans la partie aval du sol, réduisant les déformations sous le fond de fouille et limitant le développement de mécanismes de rupture contournant le pied de paroi.

3.4 Résultats

La table 3.4 présente les différentes expériences réalisées au cours de ce travail de thèse. Par la suite, elles sont désignées par C1 à C10. L'expérience C10 a été réalisée avec simulation d'un substratum rocheux. La mention "arrière" ou "avant" pour la sortie des fibres fait référence à la terminologie employée en 3.3.5.

Conteneur	Clous	Sortie des fibres	Commentaire
C1	18 cm	arrière	
C2	12 cm	arrière	Fuite de sable à travers la paroi de la cellule de garde lors de l'excavation de la 5 ^{ème} passe
C3	8 cm	arrière	
C4	8 cm	X	Sans fibre optique
C5	18 cm	avant	inexploitable
C6	12 cm	avant	inexploitable
C7	8 cm	avant	inexploitable
C8	8 cm	avant	
C9	12 cm	avant	
C10	8 cm	avant	Présence de substratum rocheux en fond de fouille

TABLE 3.4 – Récapitulatif des essais réalisés

Les essais C5 à C7 sont inexploitable car les fibres sortant de la paroi entraînent en butée contre la protection en nylon. Si cette butée n'était pas visible en temps réel, elle apparaît nettement dans les résultats d'acquisition.

Par la suite, les clous seront toujours numérotés par ordre décroissant d'altitude. Ainsi le clou 1 est le premier clou mis en place (sur un ouvrage réel) et le clou 6 est celui se trouvant au niveau du fond de fouille.

En conservant à l'esprit les limitations citées en 3.3.5, les essais avec sortie avant livrent tout de même certains enseignements. L'ensemble des essais a donc été exploité pour analyser les résultats, mais avec un regard critique et en distinguant les expériences réalisées avec des modes de sortie différents.

3.4.1 Déplacement en tête de la paroi

En particulier, la figure 3.19 présente l'évolution au cours du temps des déplacements en tête des expériences C8, C9 et C10, réalisées avec sortie avant. Le déplacement mesuré dans l'expérience avec substratum en pied de parement est fortement comparable à celui observé dans l'expérience avec les clous de 12 cm et nettement inférieur au déplacement observé pour des clous de 8 cm sans substratum. Bien que l'ordre de grandeur des déplacements obtenus soit inférieur aux observations de l'expérience témoin, ces mesures permettent de mettre en évidence l'effet stabilisateur du substratum rocheux et l'influence de la longueur des renforcements sur le déplacement en tête du parement.

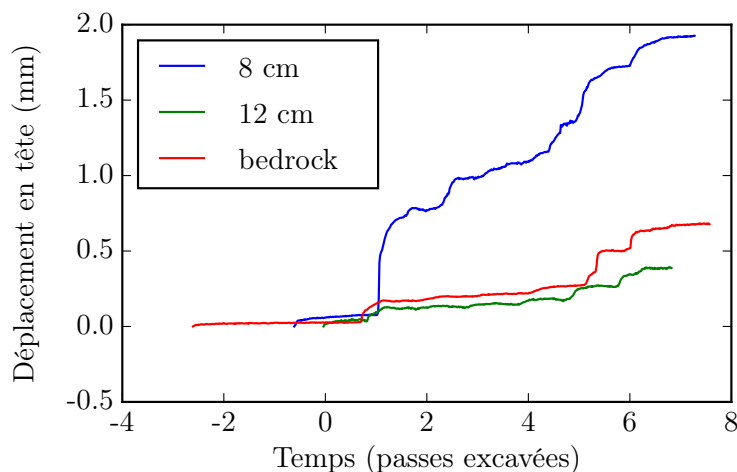


FIGURE 3.19 – Déplacement en tête observé au cours du temps pour des clous de 8 cm (C8), 12 cm (C9) et 8 cm (C10) avec substratum rocheux

3.4.2 Tassement du sol en surface

Comme indiqué dans le protocole d'instrumentation, le tassement est mesuré en trois points :

- central : dans la cuvette de tassement, à 4 cm du parement, dans le profil central
- latéral : dans la cuvette de tassement, à 4 cm du parement, à 3 cm du bord du caisson
- amont : à 12 cm de la tête de paroi, dans le profil central.

La figure 3.20 permet de comparer les tassements au cours du temps à 4 cm du parement entre le centre et le bord du modèle. Les deux mesures sont très proches et les effets de bord dus à un éventuel défaut de lubrification sont faibles. Cependant, la légère différence entre ces courbes rappelle que les conditions de lubrification ne peuvent être parfaites et justifie l'utilisation de cellules de gardes entre les bords du caisson et le profil central où sont effectuées les mesures.

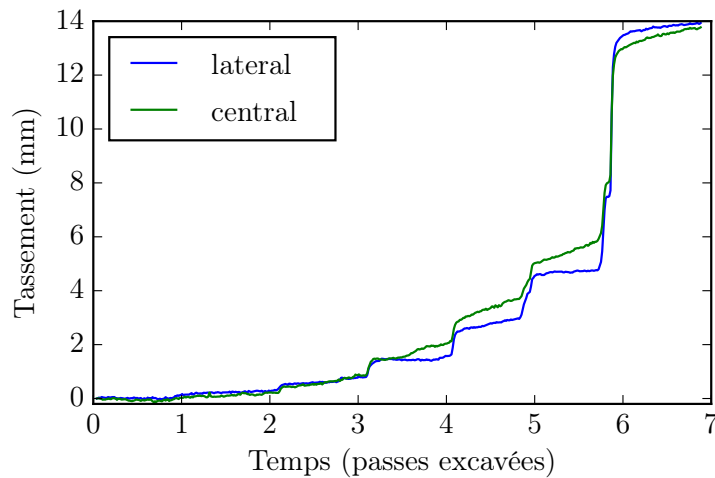


FIGURE 3.20 – Comparaison des tassements à 4 cm à l'arrière du parement au centre du modèle et sur un bord dans l'expérience C3

La figure 3.21 présente l'influence de la longueur des clous sur l'allure des courbes de tassement dans le profil central en fonction du temps. Les trois essais décrits sont réalisés avec une sortie arrière de la fibre.

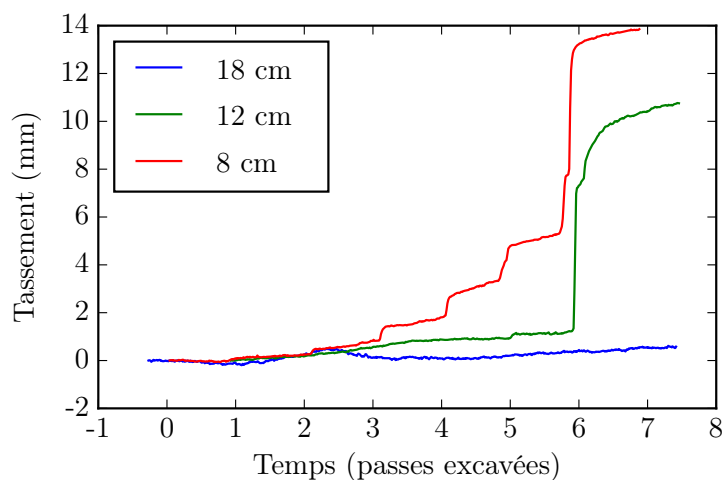


FIGURE 3.21 – Influence de la longueur des clous sur l'évolution du tassement à 4 cm à l'arrière du parement dans le profil central au cours du temps (fibres en sortie arrière)

Les tassements observés pour des clous de longueur 18 cm (donc pour un rapport d'élanement de 1) sont négligeables et les tassements observés pour des clous de 12 cm ($B/H = 0,66$) sont très inférieurs à ceux observés pour des clous de 8 cm ($B/H = 0,44$). Les recommandations usuelles d'état limite de service sont mises en défaut pour les clous de 8 cm. Il apparaît clairement que l'augmentation du rapport B/H entraîne une diminution des tassements en surface.

Enfin, la comparaison des tassements dans la cuvette de tassement et à l'amont de l'ouvrage permet de mettre en évidence la variété des mécanismes mis en oeuvre. La figure 3.22 présente les valeurs absolues de ces tassements pour des clous de 12 cm et pour des clous de 8 cm. La figure 3.23, elle, présente le rapport entre le tassement à l'amont et dans la cuvette ainsi que son évolution dans le temps à partir de la troisième passe (Auparavant, l'ordre de grandeur des tassements ne permet pas d'étudier ce rapport). Pour des clous de longueur moyenne, ce ratio est approximativement constant et vaut 0,4. Pour des clous plus courts, le ratio est initialement plus important puis tend vers 0,4 également. Cette différence de comportement semble traduire une différence de mécanismes mis en oeuvre et pas seulement une différence d'amplitude.

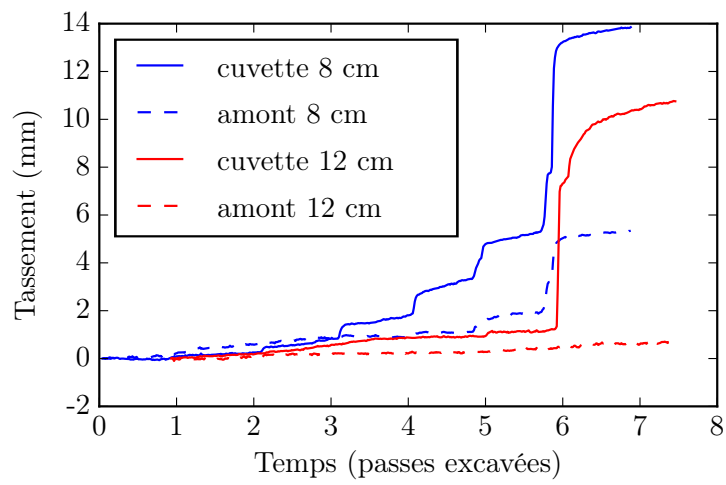


FIGURE 3.22 – Comparaison des tassements entre cuvette et amont

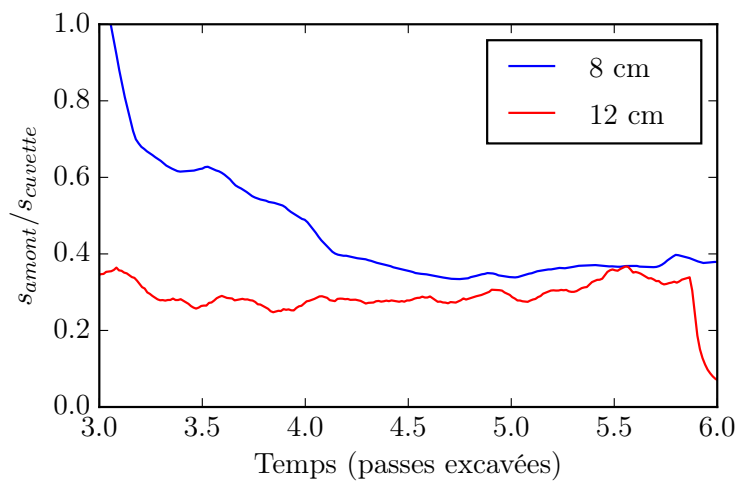


FIGURE 3.23 – Evolution au cours du temps du rapport entre tassement dans la cuvette et tassement à l'amont

3.4.3 Mesures de pression à la base du sol cloué

Calibration des capteurs de pression

La mesure de pression au sein d'un massif de milieu granulaire est une opération délicate et souvent sujette à caution. En particulier, la réponse des capteurs n'est ni nécessairement linéaire ni représentative de la valeur moyenne de la contrainte.

Afin de tester cette linéarité, le niveau de g (Rapport entre l'accélération imposée dans la nacelle et l'accélération terrestre) ainsi que la réponse des capteurs de pression sont enregistrés au cours de la montée en g de chaque cycle de stabilisation⁸. La position des capteurs au sein du massif étant connue, la donnée du niveau de g permet de connaître le poids des terres et la pression théoriquement subie.

La réponse des capteurs est portée en fonction du niveau de g sur la figure 3.24. Exception faite des très faibles valeurs de niveau de g (Valeurs pour lesquelles la mesure même de l'accélération est moins fiable). La réponse des capteurs est affine. On obtient en effet les régressions linéaires suivantes :

- P157 : $S = 0.0024*N + 1.32$, $R^2 = 0.9992$
- P158 : $S = 0.0021*N + 0.51$, $R^2 = 0.9991$
- P159 : $S = 0.0019*N + 0.27$, $R^2 = 0.9989$

Cependant, ce résultat positif est à tempérer. En effet, lorsque l'on cherche à calibrer les capteurs de pression en utilisant la totalité des cycles de stabilisation, on observe une réponse non linéaire lors de la descente en g . Cet effet, visible sur la figure 3.25, n'est pas expliqué et n'est pas obtenu lors de simulations numériques en éléments discrets. De plus, des capteurs similaires ont déjà été utilisés sur des modèles à 1g sans présenter un tel hysteresis [7]. L'excavation des terres au cours des expériences conduisant principalement à une diminution de pression, on s'attachera à considérer avec prudence toute interprétation quantitative des mesures de pression.

8. Avant un essai en centrifugeuse sur massif de sable, deux à trois cycles de montée en g sont nécessaires pour stabiliser les réarrangements de grains

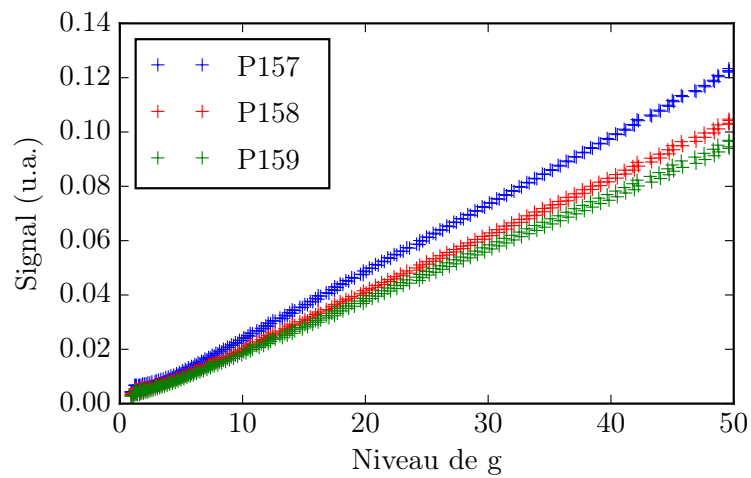


FIGURE 3.24 – Réponse des capteurs de pression au cours des montées en g

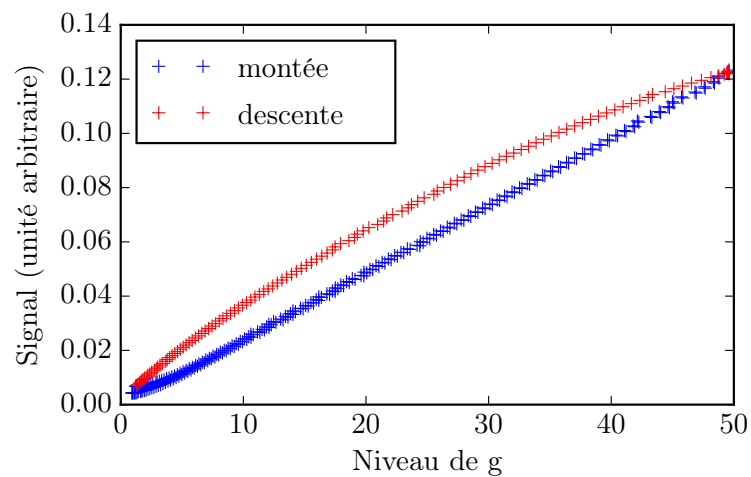


FIGURE 3.25 – Réponse du capteur P157 au cours d'un cycle complet de stabilisation

Analyse qualitative des mesures de pression

Pour tous les essais, les capteurs de pressions sont placés à 3, 8 et 13 cm du parement, au niveau du fond de fouille, sous les renforcements (*cf* Figure 3.12). Le premier est à proximité du parement, le troisième est en amont de l'ouvrage et le deuxième sera appelé "milieu" par la suite.

La figure 3.26 présente l'évolution au cours de l'excavation de la contrainte verticale mesurée à proximité du parement dans les essais C1 à C3. Quelle que soit la longueur des clous, on observe une tendance à la baisse qui s'explique assez directement par le déconfinement généré. Lors des premières passes, on remarque que l'ouvrage réalisé avec des clous courts subit un déconfinement plus important. Cependant, cette différence semble disparaître par la suite.

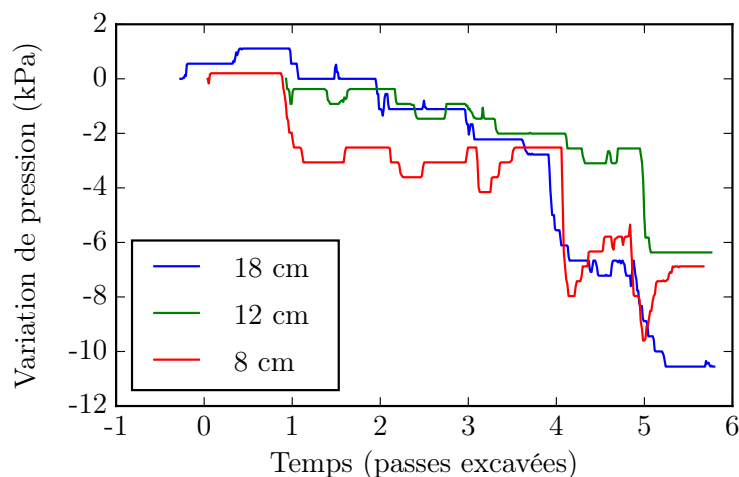


FIGURE 3.26 – Evolution au cours du temps de la contrainte verticale sous l'ouvrage à proximité du parement pour trois longueurs de clous

La figure 3.27 présente l'évolution des contraintes verticales sous un modèle réalisé avec des clous de 18 cm (C1). On observe nettement que l'effet du déconfinement est d'autant plus important que le point considéré est proche de la zone d'excavation.

La figure 3.28 présente l'évolution des contraintes verticales sous un modèle réalisé avec des clous de 12 cm (C2). Ici, la distinction entre les trois points de mesure est beaucoup plus ténue. La distance à l'excavation n'a plus d'impact sur la chute de contrainte verticale.

Ainsi, si les mesures de pression dans le massif ne permettent pas d'obtenir de résultats quantitatifs, elles permettent néanmoins de mettre en évidence une dépendance entre le mécanisme de mobilisation des efforts résistants et le rapport d'élançement de l'ouvrage. En effet, le fait que les variations de pression soient homogènes ou non sous le massif indique une différence de comportement vis-à-vis du renversement.

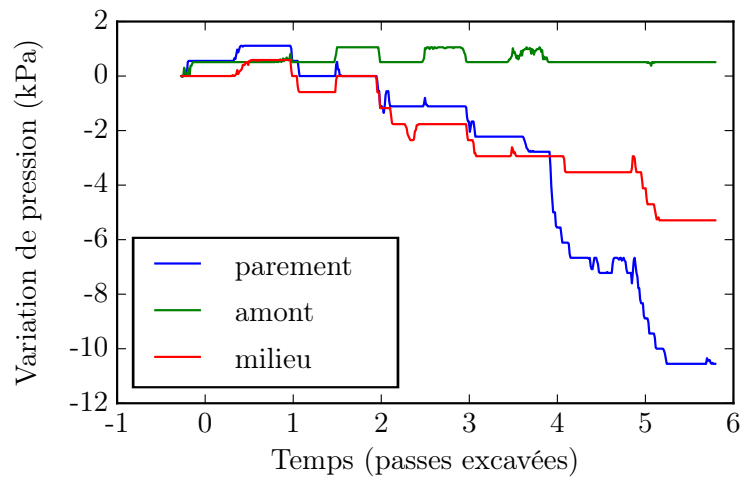


FIGURE 3.27 – Evolution au cours du temps des contraintes verticales sous un modèle réalisé avec des clous de 18 cm, à proximité du parement, au milieu et en amont de l’ouvrage

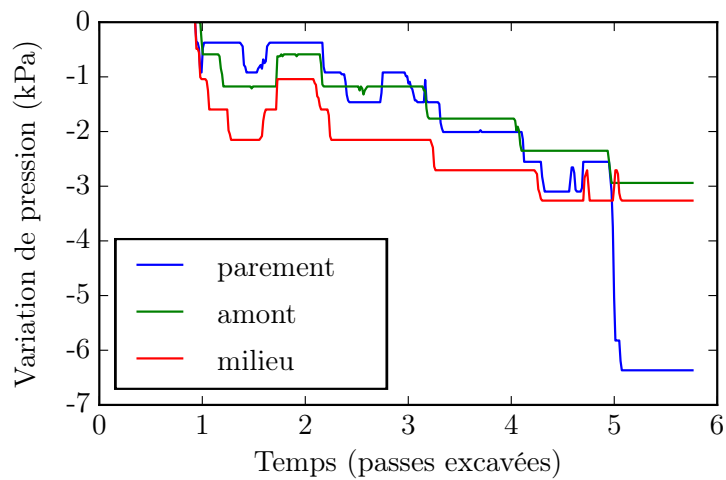


FIGURE 3.28 – Evolution au cours du temps des contraintes verticales sous un modèle réalisé avec des clous de 12 cm, à proximité du parement, au milieu et en amont de l’ouvrage

3.4.4 Déplacements au sein du massif

Comme indiqué en 3.3.4, les déplacements au sein du massif peuvent être suivis par GeoPIV. La figure 3.29 présente l’exemple d’un tel résultat pour l’essai réalisé avec des clous

de 12 cm (élancement de 0,66). Il est important de noter que, comme précisé en annexe A.4, les informations ainsi obtenues sont principalement qualitatives.

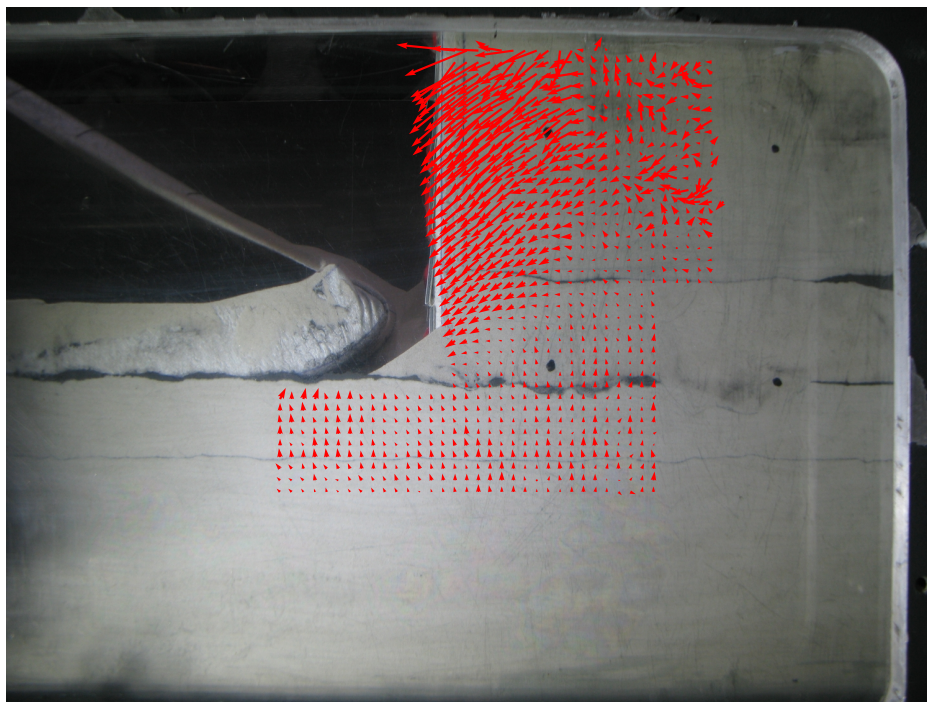


FIGURE 3.29 – Déplacements observés au sein du massif lors de l’excavation de la 6^{ème} passe pour des clous de 12 cm

On observe à l’arrière du parement des déplacements plus importants dessinant ce qui évoque un bloc en rupture. De prime abord, la surface de rupture semble être une classique spirale logarithmique. Un examen plus minutieux permet de suspecter un mécanisme à deux blocs évoquant celui de Vezole et Simon (*cf* 2.6.1). Il est représenté sur la figure 3.30 mais le champ de déplacement est très perturbé dans la zone du deuxième bloc et ne permet pas de valider ce mécanisme de manière définitive.

Enfin, pour un traitement ultérieur plus aisé des données, nous retiendrons une surface de rupture constituée de deux plans (*cf* figure 3.31). Cette forme, bien que cinématiquement inacceptable, permet de respecter au mieux la forme observée des déplacements tout en facilitant l’étude des déplacements le long de la rupture.

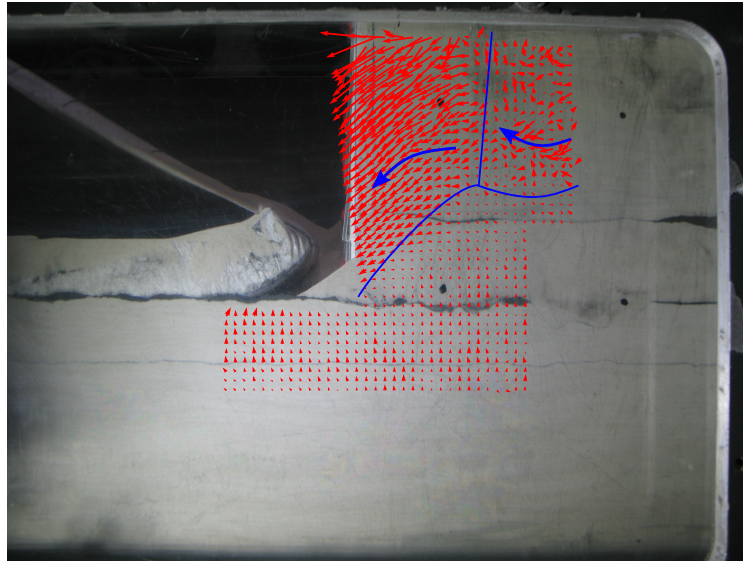


FIGURE 3.30 – Mécanisme de rupture à deux blocs

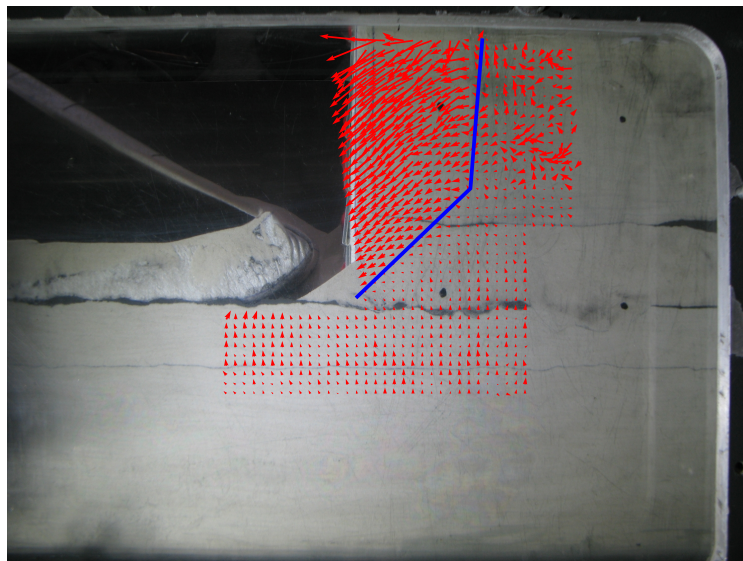


FIGURE 3.31 – Surface de rupture bi-planaire

En effet, outre l'observation des mécanismes de rupture, la connaissance du champ de déplacements au sein du massif va permettre de déterminer l'allure du déplacement $\delta(z)$ le long de la courbe de rupture en fonction de l'altitude. Le déplacement relatif, rapport entre

$\delta(z)$ et δ_{max} , le déplacement au point le plus haut, est utilisé, par exemple, dans Prosper. Ce point sera évoqué au chapitre 5.

La figure 3.32 présente l'évolution du déplacement relatif le long de la courbe de rupture en fonction de l'altitude normalisée. Il a été possible d'étudier plus de rapports d'élanements que d'essais réalisés en considérant les champs de déplacements observés après les phases intermédiaires d'excavation. Ainsi, l'essai avec des clous de 12 cm présente un rapport d'élanement de 0,66 mais après excavation de la 5^{ème} passe, il présente un rapport d'élanement apparent de 0,8.

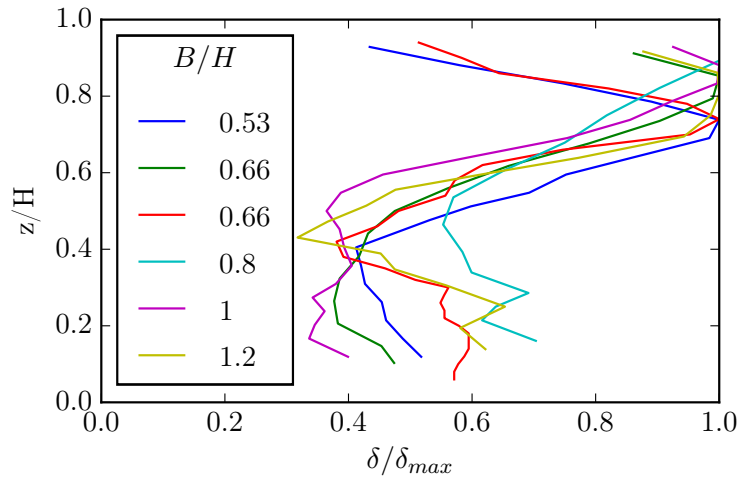


FIGURE 3.32 – Relation entre amplitude des déplacements relatifs le long de la courbe de rupture et altitude normalisée (par la hauteur de la paroi) pour différents rapports d'élanements

δ/δ_{max} décroît lorsque l'altitude diminue. Comme cela sera évoqué au chapitre 5 mettant ainsi en cause l'utilisation traditionnelle de Prosper qui, faute de connaissance sur la distribution des déplacements le long de la surface potentielle de rupture, tend à affecter un mouvement homogène. Ici, le déplacement plus important sur la partie haute de la courbe traduit la déformabilité de la masse en rupture et la limitation du déplacement en partie basse par la présence du sol de fondation sous la base du sol renforcé.

On remarque en premier lieu que le déplacement maximal ne se trouve en général pas au point le plus élevé de la courbe de rupture. Cependant, il semble s'agir d'un artefact numérique dû au choix d'une courbe bilinéaire et non logarithmique. On observe également

que les présents essais ne semblent pas montrer d'influence du rapport d'élanement B/H sur l'allure de la courbe de déplacement relatif. De plus nombreux essais permettraient toutefois d'obtenir un résultat plus assuré.

3.4.5 Efforts le long des clous

Les mesures par fibres optiques nous permettent également de mesurer les efforts de traction le long des inclusions métalliques. La figure 3.33 représente l'évolution au cours du temps des efforts mesurées dans les clous 3 à 6 au plus proche du parement pour l'essai C3.

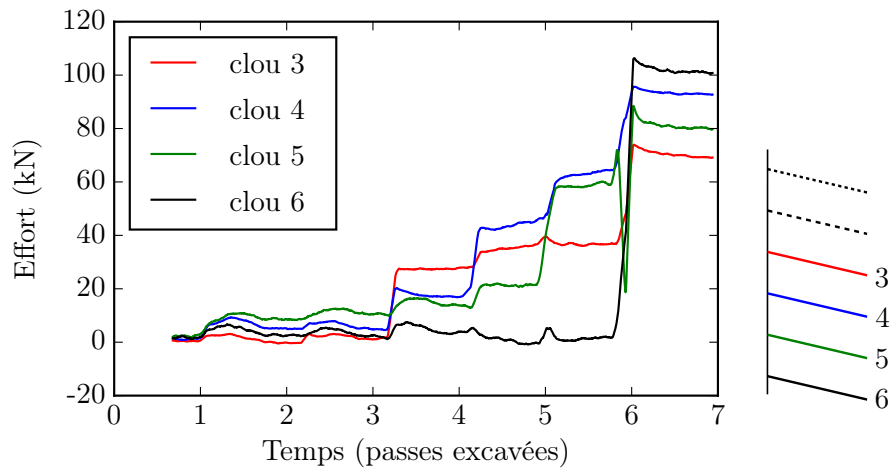


FIGURE 3.33 – Evolution au cours du temps des efforts au parement pour des clous de 8 cm (C3)

Contrairement aux attentes, la principale mobilisation du clou n a lieu lors de l'excavation de la phase n et non lors de la suivante. Cette différence notable avec l'observation de terrain s'explique par la présence des clous avant excavation en centrifugeuse. Sur le terrain, le clou étant foré après le déconfinement du sol, il ne peut être mobilisé par ce dernier. Parallèlement, la mobilisation du clou lors de l'excavation de la phase $n + 1$ est plus faible qu'attendue, le clou étant déjà en tension.

Ce défaut de modélisation conduit donc à une mobilisation des inclusions anticipée dans le temps par rapport à ce qu'on observerait sur le prototype. Ainsi, la forte tension dans le clou 6 à la fin de la construction ne serait pas observée sur le terrain si ce n'est après

le creusement d'une fosse en pied de paroi. Le sol sur le prototype ne suivant pas le même chemin de contrainte, il ne peut être exclu que cette mobilisation anticipée soit supérieure à la mobilisation finale observée sur le prototype.

La figure 3.34 présente la répartition des efforts le long du clou 5 dans l'expérience C1 ($B/H = 1$) au cours des deux dernières phases d'excavation. Ces mesures montrent la mobilisation anticipée (et peut-être plus forte) du clou, au cours de la phase où il devrait être installé, déjà observée au sujet des efforts au parement.

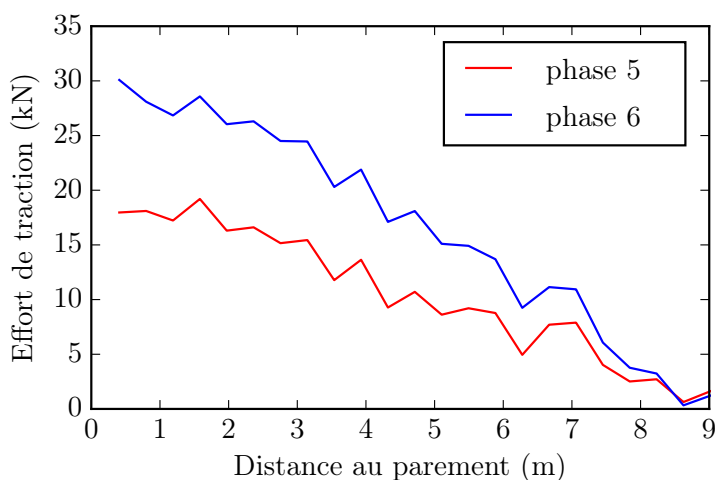


FIGURE 3.34 – Efforts de traction dans le clou 5 lors des phases 5 et 6 au cours d'un essai réalisé avec des clous de 18 cm

Cette figure met également en évidence un autre écart aux observations usuelles. L'effort au parement est l'effort maximal de traction comme on l'observerait dans un essai d'arrachement et non dans un ouvrage en sol cloué. En effet, l'effort maximal de traction est en général observé au niveau de la zone de rupture et non au niveau du parement.

Toutefois cette observation est généralement expliquée par le mode de chargement du clou, le glissement entre la masse en rupture et la masse fixe entraînant localement une forte traction qui décroît au fur et à mesure que l'on s'en éloigne du fait du frottement sol-inclusion. Cette explication, d'autant plus valide que le clou est élancé [84], peut être mise en défaut ici, les essais en centrifugeuse ayant été réalisés avec des clous de diamètre important.

L'allure particulière de la courbe d'efforts le long du clou est peut-être également due à la mobilisation anticipée des inclusions.

Enfin, la figure 3.35 présente les profils d'efforts mesurés au parement dans les essais C1 à C3. Les clous du haut n'ayant pas pu être instrumentés dans ces essais, les profils ne sont pas complets. Par ailleurs, par souci de cohérence avec les observations de terrain, la tension au parement du clou 6 a été prise égale à zéro.

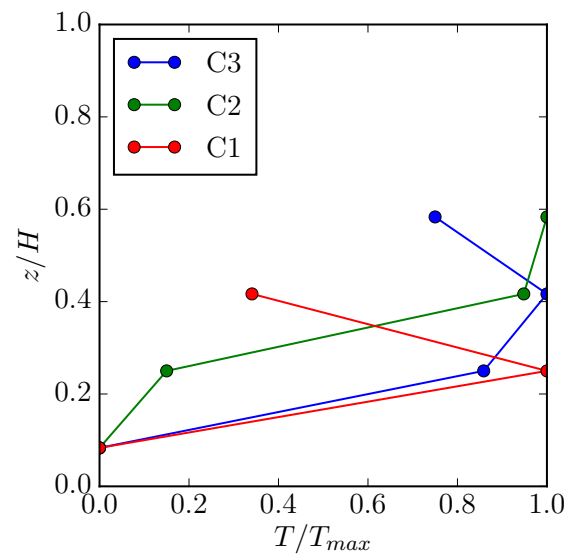


FIGURE 3.35 – Profil des efforts mesurés au parement pour différents rapports d'élanement

Ces courbes normalisées ne permettent cependant pas de se rendre compte de la variation d'efforts au parement engendrée par la variation de la longueur des clous. La figure 3.36 présente l'évolution de l'amplitude des efforts mesurés au parement en fonction du rapport d'élanement. Il apparaît que la longueur des clous influe très fortement sur les efforts au parement.

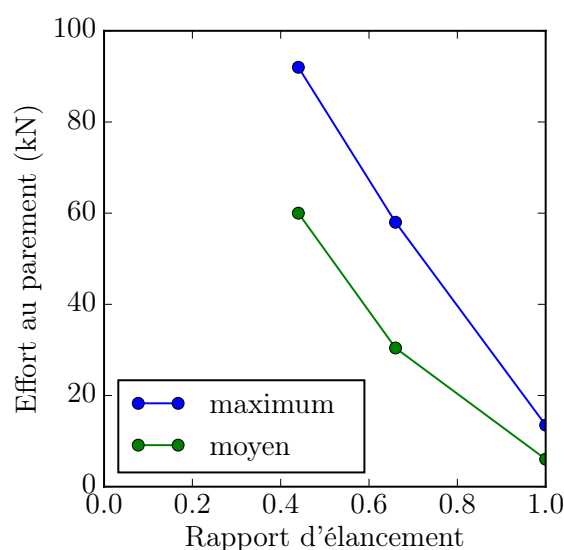


FIGURE 3.36 – Tension maximale et tension moyenne, sur l'ensemble des clous, observées au parement en fonction du rapport d'élanement de l'ouvrage

3.5 Analyse et Interprétation

Les résultats présentés précédemment mettent en évidence l'influence du rapport d'élanement sur le comportement de l'ouvrage. L'augmentation de la longueur des clous entraîne une diminution des déplacements en tête de paroi et des tassements en surface ainsi qu'une diminution des efforts au parement.

Au delà de ces observations, les mesures effectuées permettent de suggérer la mise en oeuvre de différents mécanismes. La comparaison des mesures de tassements à proximité du parement et en amont permet d'observer que la cuvette est plus marquée lorsque les clous sont plus courts.

La différence de mécanismes est aussi illustrée par les mesures de pressions. Pour des clous longs, la chute de contrainte verticale est plus faible à l'amont qu'à proximité du parement évoquant une répartition proche de celle que l'on observerait en considérant un talus élastique non cloué uniquement sous poids propre (*cf* figure 3.37). A l'inverse, pour des clous plus courts, la chute de pression est indépendante de la distance au parement. Cela peut s'expliquer par un basculement de l'ensemble de la paroi clouée plus conséquent comme

indiqué de manière schématique sur la figure 3.38. Dans ce cas, la surpression engendrée par le basculement compenserait le déconfinement dû à l'excavation à proximité du parement.

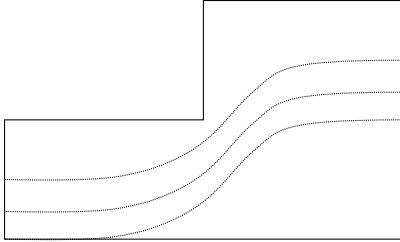


FIGURE 3.37 – Lignes d'isocontraintes dans un talus sous poids propre

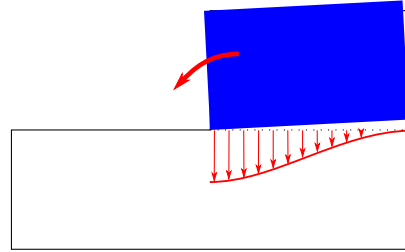


FIGURE 3.38 – Surpression due à un basculement global de la paroi clouée

On observera toutefois que cette différence de mécanisme ne semble pas influencer sur l'allure du déplacement relatif δ/δ_{max} le long de la courbe de rupture. Cette fonction, apparemment indépendante du rapport d'élançement, est toutefois différente de la fonction constante usuellement prise par défaut dans le logiciel Prosper. Les clous du bas de l'ouvrage sont moins mobilisés au niveau de la surface de rupture que les clous du haut. Cela peut s'expliquer par la déformabilité de la masse en rupture et la limitation des déplacements par les sols de fondation.

Enfin, ces expériences ont également permis de confirmer le rôle stabilisateur d'un substratum rocheux en pied de paroi, sa présence réduisant l'amplitude du déplacement en tête.

Il est toutefois important de garder à l'esprit le faible nombre d'essais réalisés ainsi que les difficultés rencontrées dans l'instrumentation et, par conséquent, de s'interdire des conclusions trop définitives. Le présent travail demanderait à être conforté par un ensemble plus complet de mesures.

Chapitre 4

Modélisation d'ouvrage en sol cloué par éléments finis

4.1 Introduction

Afin de réaliser des études paramétriques plus vastes que celles permises par la modélisation sous macro-gravité, un modèle de calcul par éléments finis est développé. Les ouvrages modélisés sont réalisés dans des sols homogènes et en l'absence d'eau.

Les études paramétriques porteront sur l'élancement de l'ouvrage, sur la raideur du parement ainsi que sur les paramètres usuels de résistance du sol et de géométrie de l'ouvrage.

La modélisation est réalisée à l'aide du logiciel CESAR-LCPC développé par l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) depuis les années 1980 [44].

L'analyse est réalisée à l'aide du module MCNL¹ de CESAR-LCPC. Le solveur linéaire est un solveur multi-frontal [27] et la solution numérique non-linéaire est obtenue à l'aide de la méthode dite des contraintes initiales [57]. Cette dernière est plus rapide d'exécution que la méthode de Newton-Raphson.

1. Mécanique en Comportement Non Linéaire

L'ensemble du travail de modélisation a été facilité par l'utilisation du Pilote développé par Philippe Lévêque² [52] et qui permet d'interfacer CESAR-LCPC avec un code Python. Cela permet un contrôle aisé des paramètres de modélisation ainsi que l'utilisation des fonctions de Python pour le traitement des résultats.

Les hypothèses de modélisation sont précisées dans un premier temps. Puis la sensibilité aux valeurs des paramètres est étudiée et le modèle est confronté à un modèle réalisé sur Plaxis ainsi qu'aux résultats expérimentaux. Enfin, les résultats des études paramétriques sont présentés.

4.2 Hypothèses de modélisation

4.2.1 Géométrie et maillage

L'étude bibliographique a souligné l'importance du caractère tridimensionnel d'un tel modèle. Toutefois, les symétries de l'ouvrage permettent de n'en modéliser qu'une tranche verticale (voir figure 4.1).

Le mailleur ici utilisé est GMSH, développé par Christophe Geuzaine et Jean-François Remacle [40]. Ce mailleur automatique utilise la description d'une géométrie caractérisée par plusieurs paramètres pour définir le maillage du modèle. Son emploi permet de réaliser aisément une étude paramétrique sur les caractéristiques géométriques du problème à traiter.

Caractérisation de la géométrie

La figure 4.1 présente les différents paramètres géométriques que l'on pourra faire varier :

- la pente du terrain naturel β
- le fruit du parement $\frac{\pi}{2} - \eta$, l'espacement horizontal entre clous D , la hauteur de chaque passe h_C (la hauteur de la dernière passe h_{Cd} peut être définie à part) et le nombre de passes n_C
- l'inclinaison de chaque clou θ_i et sa longueur L_i

2. IFSTTAR, département COSYS

Dans l'étude numérique présentée dans ce chapitre, sauf exceptions explicitement mentionnées, le terrain naturel est horizontal, le fruit du parement est nul, la hauteur de la dernière passe est égale aux autres et tous les clous ont même longueur et même inclinaison.

La distance entre le parement et l'abscisse minimale est prise égale à $4H$ où H est la hauteur de l'ouvrage telle que définie sur la figure 4.1. Enfin la longueur disponible devant le parement est égale à $3H$ et la hauteur disponible sous l'ouvrage est $2H$.

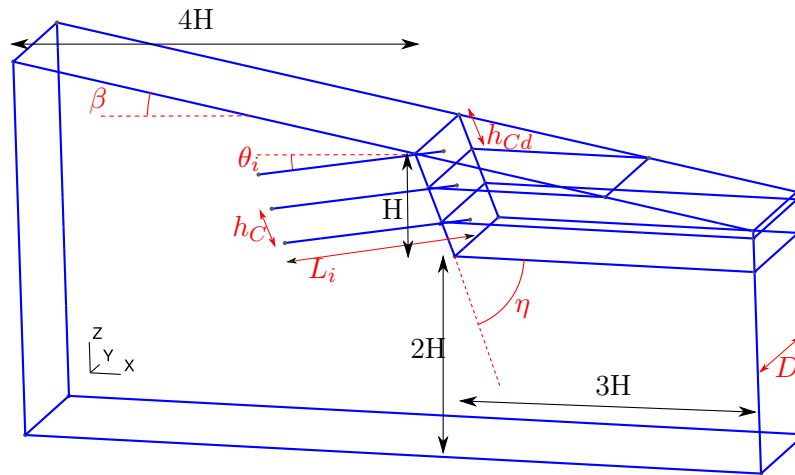


FIGURE 4.1 – Paramètres géométriques du problème de clouage

De plus, afin d'étudier des configurations géologiques plus complexes qu'un sol homogène, un programme a été développé permettant de croiser un fichier décrivant l'ouvrage et un fichier décrivant le profil géotechnique. Ce programme est présenté en annexe C.1 et a notamment été utilisé pour étudier l'impact d'un substratum rocheux ou pour étudier des sols pulvérulents à l'aide de blocs de cohésion (voir 4.2.2).

Définition du maillage

Le script³ de données d'entrée de GMSH permet également de paramétrer le maillage du domaine d'étude et d'en modifier aisément la finesse dans les zones d'intérêt spécifiées par l'utilisateur.

3. un script est un programme chargé d'exécuter une action pré-définie dans un langage interprété, c'est-à-dire non compilé

Un maillage fin est nécessaire au voisinage des clous et du parement. Une zone de maillage fin, appelée par la suite attracteur, est donc définie telle que représentée sur la figure 4.2 par le contour de couleur rouge. Au sein de cet attracteur, le diamètre des mailles vaut l_{min} . Le diamètre des mailles augmente avec la distance à l'attracteur jusqu'à l_{max} selon une sigmoïde comme indiquée en figure 4.3.

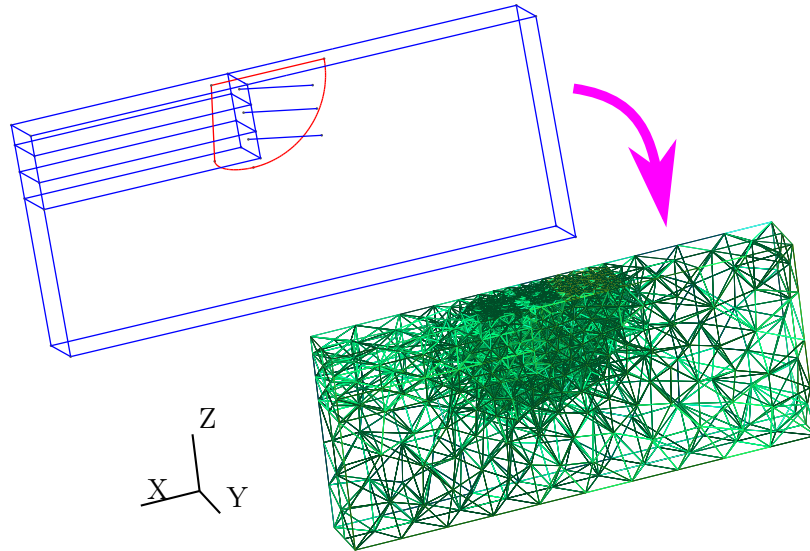


FIGURE 4.2 – Attracteur (en rouge) et exemple de maillage obtenu pour $l_{min} = 70$ cm et $l_{max} = 5$ m

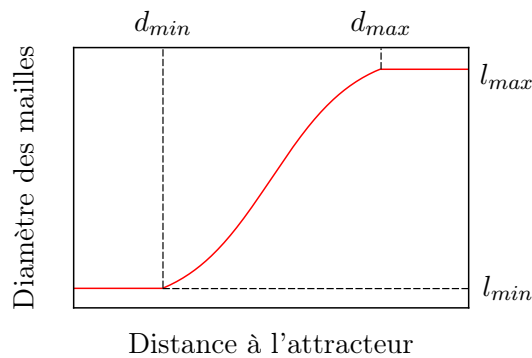


FIGURE 4.3 – Diamètre des mailles en fonction de la distance à l'attracteur

Les éléments utilisés sont de type Serendip [3], triangulaires pour les éléments surfaciques et tétraédriques pour les éléments volumiques. Afin d'utiliser le modèle de comportement

du sol HSM (voir 4.2.2), CESAR-LCPC impose d'utiliser des éléments de polynômes d'interpolation du second ordre.

4.2.2 Comportement du sol

Modèle "de Mohr-Coulomb"

Le comportement du sol a d'abord été simulé par le modèle abusivement appelé "de Mohr-Coulomb". Il s'agit d'un comportement linéaire élastique avant rupture puis sans écrouissage lorsque le critère de rupture de Mohr-Coulomb est atteint.

Le comportement d'un sol supposé élastique de module d'Young E et de coefficient de Poisson ν est ainsi régi par la relation suivante :

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \frac{1}{E} \left((1 + \nu) \underline{\underline{\sigma}} - \nu Tr(\underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{\delta}} \right) \quad (4.1)$$

Le critère de rupture d'un sol de cohésion c et d'angle de frottement ϕ , exprimé à l'aide des contraintes principales minimale et maximale σ_1 et σ_3 est :

$$\sigma_1 \frac{1 - \sin \phi}{2} - \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{2} = c \cos \phi \quad (4.2)$$

Les principales critiques adressées à l'encontre du modèle élasto-plastique soumis au critère de Mohr-Coulomb sont l'indépendance au confinement du module d'Young et de la prise en compte des déformations volumiques.

Hardening Soil Model (HSM)

Dans le cas du clouage des sols, où le chargement est produit par excavation et la raideur relative entre sol et inclusions influe sur la mobilisation des renforcements, l'impact du confinement sur la rigidité du sol ne peut être ignorée. Sans prise en compte de l'effet du confinement, les déplacements calculés, notamment sur le fond de fouille, sont excessifs en comparaison de l'expérience. C'est pourquoi le modèle *HSM* a été utilisé dans la suite.

La question de l'existence et de la détermination du module du sol n'est pas un problème récent en géotechnique et des modèles ont été proposés pour mieux représenter l'influence du confinement sur la raideur du sol observée dans les essais. A cet effet, Duncan [109] a compilé un grand nombre de résultats d'essais triaxiaux pour proposer, sur la base des travaux de Janbu [48], une dépendance hyperbolique du module d'Young initial E_i comme du module d'élasticité isostatique⁴ K à la contrainte de confinement σ_3 :

$$K \propto \sigma_3^m \text{ et } E_i, E_{ur} \propto \sigma_3^n \quad (4.3)$$

Cette formulation rend très bien compte des essais triaxiaux mais il lui est parfois préféré, pour étudier les problèmes d'excavation, une formulation traduisant la dépendance des modules à la contrainte moyenne p et non à la contrainte de confinement. Cependant, elle n'est pas implémentée dans CESAR.

Le modèle de Duncan repose sur les deux équations suivantes faisant intervenir ces deux modules et reliant les déformations principales ϵ_1 et $\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$ aux contraintes principales $p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$ et $q = \sigma_1 - \sigma_3$:

$$\epsilon_1 = \frac{q_{ult}}{E_i} \frac{q}{q_{ult} - q} \text{ où } q_{ult} = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.4)$$

$$\epsilon_v = \frac{p}{3 * K} \quad (4.5)$$

Ici, q_{ult} désigne le déviateur ultime vers lequel le sol tend lors de grandes déformations. Il est relié au déviateur à la rupture q_f (critère de Mohr-Coulomb) par le rapport R_f usuellement pris égal à 0,9. Le lien entre q et ϵ_1 est représenté sur la figure 4.4.

Le modèle *Hardening Soil Model* (HSM) est présenté par ses auteurs [82] comme une amélioration du modèle hyperbolique de Duncan dans l'objectif de le formuler selon la théorie usuelle de l'élastoplasticité, avec critère de plasticité et fonction d'écoulement plastique. Il est l'un des modèles hyperboliques les plus utilisés en éléments finis.

4. Dans la littérature, K est souvent noté B car le module d'élasticité isostatique est appelé *bulk modulus*

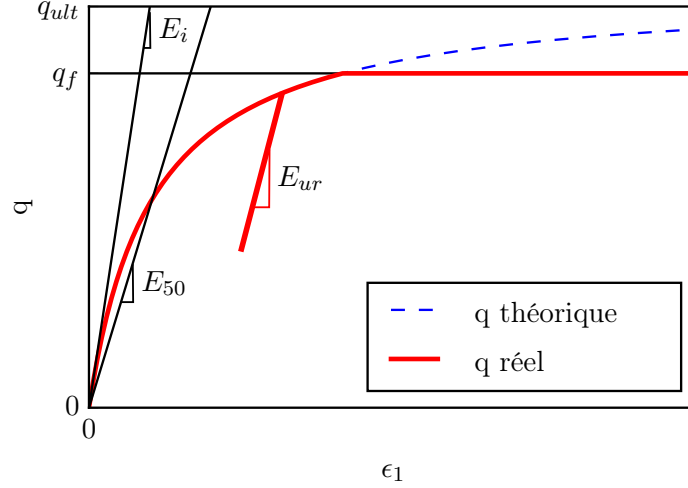


FIGURE 4.4 – Représentation de la relation entre déviateur des contraintes et déformation maximale principale à contrainte σ_3 donnée dans le modèle hyperbolique de Duncan

Alors que le modèle de Duncan considèrerait les modules E_i et K , HSM considère le module sécant à 50% de la charge critique E_{50} . La déformation volumique n'est plus prise en compte que par l'intermédiaire du coefficient de Poisson. On a ainsi :

$$E_{50}, E_{ur} \propto \left(\sigma_3 + \frac{c}{\tan \phi} \right)^m \quad (4.6)$$

L'équation 4.4 du modèle de Duncan prend dans la formalisation HSM une forme équivalente sur le plan mathématique⁵ mais exprimée en fonction du module sécant (à 50% de la charge ultime pour la contrainte de confinement appliquée) dont les auteurs estiment la mesure expérimentale plus précise :

$$\epsilon_1 = \frac{q_{ult}}{2E_{50}} \frac{q}{q_{ult} - q} \quad \text{où} \quad q_{ult} = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.7)$$

5. En suivant la formulation de Duncan, $q = 0,5 \cdot q_{ult}$ implique $\epsilon_1 = q_{ult}/E_i = 2q/E_i$. Ainsi le module sécant est égal à $E_{50} = E_i/2$.

La fonction de charge f permettant l'implémentation élasto-plastique usuelle de ce modèle est la suivante :

$$f = \frac{q_{ult}(\sigma_3)}{E_{50}(\sigma_3)} \frac{q}{q_{ult}(\sigma_3) - q} - 2 \frac{q}{E_{ur}(\sigma_3)} - \gamma^p \quad (4.8)$$

Le paramètre d'écroissance γ^p vaut $2\epsilon_1^p - \epsilon_v^p$. Dans le cas d'un sol pulvérulent ($E \propto \sigma_3^m$ et $q_{ult} \propto \sigma_3$), la fonction f est présentée sur la figure 4.5 pour différentes valeurs du paramètre d'écroissance. On note qu'au cours des déformations plastiques, le critère HSM tend vers le critère de Mohr-Coulomb.

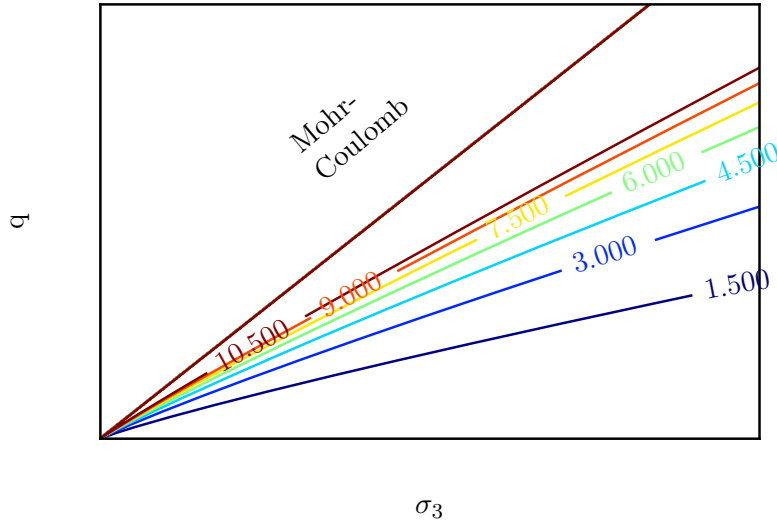


FIGURE 4.5 – Représentation de la fonction de charge f pour différentes valeurs du paramètre d'écroissance. Les valeurs de γ_p ici présentées sont exprimées en unités arbitraires.

La loi d'écoulement plastique repose sur la définition de la dilatance mobilisée ψ_m . Cette dernière est définie à la manière de Rowe [75] et tronquée :

$$\sin \psi_m = \begin{cases} 0 & \text{si } \phi_m < \phi_c \\ \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_c} & \text{si } \phi_m \geq \phi_c \end{cases} \quad (4.9)$$

Dans cette définition ϕ_m est l'angle de frottement mobilisé et ϕ_c l'angle de frottement à l'état critique. Ils sont définis à l'aide du frottement ultime ϕ et de la dilatance ultime ψ respectivement par⁶

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - \frac{2c}{\tan \phi}} \quad (4.10)$$

et

$$\phi_c = \phi - \frac{1}{2}\psi \quad (4.11)$$

Dans le modèle HSM, la loi d'écoulement plastique est choisie pour représenter la dilatance mobilisées ainsi définie :

$$\dot{\epsilon}_v^p = \dot{\gamma}^p \sin \psi_m \quad (4.12)$$

Le potentiel plastique g correspondant est :

$$g = \frac{q}{2} + p \sin \psi_m \quad (4.13)$$

Enfin, on notera que le critère ici décrit est ouvert. Le modèle HSM est théoriquement capé par un critère de plasticité similaire au critère de Cam-Clay et soumis à une loi d'écoulement associée. Cependant, ce mécanisme n'est pas implémenté dans la version CESAR du modèle HSM.

Ainsi, les paramètres d'entrée du modèle sont les suivants :

- c, ϕ, ψ , les paramètres de rupture classiques ;
- ν_{ur} , le coefficient de Poisson lors du déchargement/rechargement ;
- R_f le ratio de rupture et m l'exposant de la loi hyperbolique ;
- E_{50}^{ref} et E_{ur}^{ref} , les valeurs des modules à la pression de référence p^{ref} . Ainsi, on a par exemple $E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3}{p_{ref}} \right)^m$.

6. L'équation 4.11 n'est rigoureusement valable que dans le cadre d'un essai triaxial. Dans le cas général, Bolton [8] introduit un indice de dilatance relative reliant ϕ_c à ϕ et ψ .

En l'absence de caractérisation adéquate du sol, la valeur de R_f est usuellement prise à 0,9 tandis que l'exposant m est usuellement pris égal à 0,5, comme l'indiquaient avant l'heure les travaux de Janbu [48].

Cohésion apparente en phase transitoire de construction

Les modèles de comportement présentés précédemment ne tiennent pas compte de l'évolution des propriétés mécaniques du sol au cours du temps. En fait, dans la pratique, certains ouvrages en sol cloué sont réalisés dans des milieux pulvérulents qui présentent, à très court terme, une faible cohésion apparente permettant la stabilité de l'excavation en phase transitoire. Ce phénomène observé expérimentalement [80] de manière empirique peut être expliqué par des efforts de succion conséquents au déconfinement produit par l'excavation.

Afin de le simuler sans faire appel à des modèles dépendants du temps, des zones de sol sont ménagées à l'arrière du parement comme indiqué sur la figure 4.6. Les propriétés qui leur sont affectées sont les mêmes que celles affectées au reste du massif sauf lors de la phase d'excavation correspondante. Dans ce cas, une cohésion plus élevée leur est affectée.

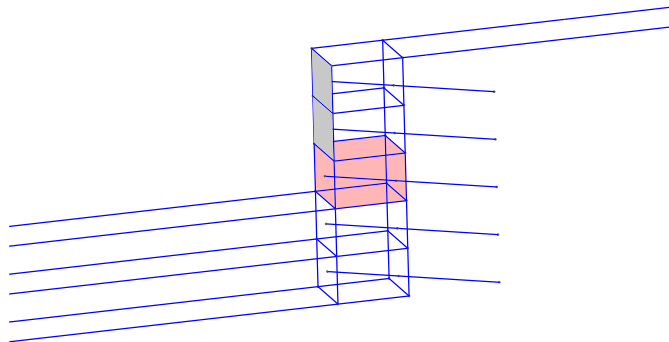


FIGURE 4.6 – Blocs de cohésion utilisés dans le cas des sols pulvérulents

La profondeur de ces zones est arbitrairement fixée à 1,5 fois la hauteur de la passe et la valeur de la cohésion "de bloc" est constante pour l'ensemble des phases. Elle est choisie de manière minimale pour que le calcul converge.

Lors des phases d'excavations suivantes, l'élément de parement est mis en place et le bloc de cohésion n'est plus nécessaire. Il se voit alors attribuer à nouveau la cohésion du

matériau hors effets de succion et la fonction de charge f définit donc un domaine plus petit. Certains points doivent ainsi être projetés sur le critère de la manière suivante.

Si un point se trouve dans un état $\underline{\underline{\sigma}}_i$ tel que $f(\underline{\underline{\sigma}}_i) > 0$, son état est corrigé de $\delta\underline{\underline{\sigma}}$ tel que $f(\underline{\underline{\sigma}}_i + \delta\underline{\underline{\sigma}}) = 0$. Afin de respecter la loi d'écoulement, la correction est supposée colinéaire au produit du tenseur des rigidités par la dérivée du potentiel plastique :

$$\delta\underline{\underline{\sigma}} = \lambda \underline{\underline{C}} : \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (4.14)$$

Le multiplicateur plastique λ est calculé à l'aide d'un développement limité de la fonction de charge :

$$0 = f(\underline{\underline{\sigma}}_i + \delta\underline{\underline{\sigma}}) \simeq f(\underline{\underline{\sigma}}_i) + \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} : \delta\underline{\underline{\sigma}} \quad (4.15)$$

D'où :

$$\lambda = \frac{f(\underline{\underline{\sigma}}_i)}{\frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} : \underline{\underline{C}} : \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}} \quad (4.16)$$

La correction de contraintes ainsi calculée est convertie en force nodale et le processus est itéré en contrôlant la norme de $\delta\underline{\underline{\sigma}}$.

Les dérivées de f et g sont calculées de manière explicite au point $\underline{\underline{\sigma}}_i$ et non de manière implicite sur le critère. Les erreurs commises sont donc d'autant plus importantes que la chute de cohésion est importante. Toutefois, le critère du modèle HSM est peu courbe et la différence entre corrections explicites et implicites est faible.

4.2.3 Comportement des éléments de structure

Parement

Les éléments finis utilisés pour représenter le parement sont des éléments surfaciques de type coque de Reissner-Mindlin [43]. L'utilisateur entre des caractéristiques élastiques ainsi que l'épaisseur du parement et les modules d'inertie correspondants sont calculés par CESAR.

Le comportement des éléments du parement est supposé élastique. L'influence de ces paramètres, et en particulier de la raideur, sera étudiée, mais l'utilisation de modèles de comportements plus complexes tels que le modèle *Concrete Damage Plasticity* [54] sortent du cadre de cette étude. De plus, les comportements précis des parements en écaïlle préfabriquée ou en béton projeté diffèrent.

Par défaut, les éléments de parements correspondant à chaque passe sont liés par une relation de type encastrement.

Inclusions

Les éléments finis utilisés pour représenter les inclusions sont des éléments linéiques.

Dans un ouvrage en sol cloué, il est d'usage de négliger la résistance mécanique du coulis de scellement devant celle du clou et le modèle de comportement des inclusions est donc choisi pour simuler l'acier. Le modèle choisi est un modèle élastique linéaire isotrope. L'absence de plastification est vérifiée *a posteriori*.

4.2.4 Modélisation des interfaces sol-structure

Parement

En dehors de toute sollicitation dynamique, l'effort exercé par le sol sur le parement relève principalement de la compression (les efforts de cisaillement sont négligables) et aucun élément d'interface n'a été utilisé ici. La liaison est donc parfaitement adhérente.

Inclusions

La modélisation tridimensionnelle du clouage peut être effectuée en représentant le sol par des éléments volumiques et les clous par des éléments linéiques. Si ces éléments partagent des noeuds, en l'absence d'interface, l'adhérence est parfaite et aucun déplacement relatif entre le sol et le clou n'est permis. De même, l'effort transmis n'est pas limité.

Afin de modéliser au mieux un ouvrage en sol renforcé sans avoir recours à des éléments d'interface, Bourgeois a donc développé des éléments dits de "barre frottante". L'implémentation de tels éléments est décrite dans [9] et le principe est brièvement exposé dans la suite.

Aux degrés de liberté classiques est ajouté un degré de liberté supplémentaire, le déplacement relatif entre le sol et la barre. En notant \underline{x} le champ de déplacement des points du sol et ξ le déplacement relatif entre le sol et la barre dans la direction \underline{n} de cette dernière, sa déformation longitudinale ϵ vaut (s est l'abscisse curviligne le long de l'inclusion) :

$$\epsilon = \frac{d}{ds} (\underline{x} \cdot \underline{n} + \xi) \quad (4.17)$$

La densité linéique d'énergie élastique W_e associée à la déformation de la barre vaut :

$$W_e = \frac{1}{2} E S \epsilon^2 \quad (4.18)$$

Par ailleurs, le frottement entre le sol et l'inclusion conduit à une densité linéique W_i d'énergie de déformation élastique de l'interface dépendant de sa raideur k_i :

$$W_i = \frac{1}{2} k_i \xi^2 \quad (4.19)$$

La matrice de raideur associée aux éléments de barre frottante est ensuite calculée à partir de la densité linéique d'énergie $W = W_e + W_i$. De plus, le frottement mobilisé $k_i \xi$ est limité et l'interface obéit donc à un modèle de comportement élastoplastique parfait représenté en figure 4.7. La valeur limite F_{max} de ce frottement est reliée au coefficient de frottement latéral q_s et au diamètre de forage par la relation suivante :

$$F_{max} = \pi d_f q_s \quad (4.20)$$

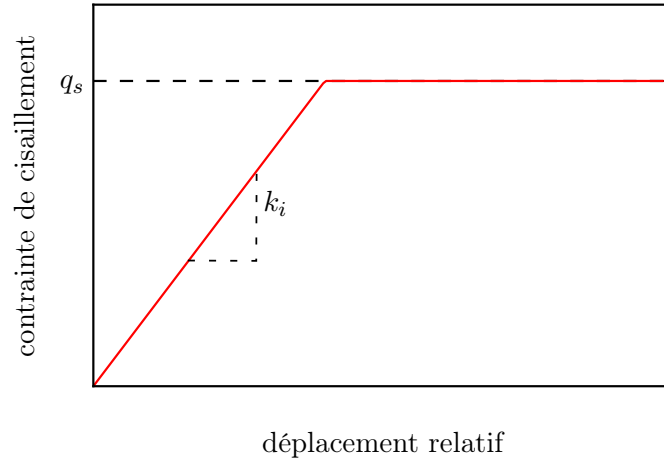


FIGURE 4.7 – Relation cisaillement-déplacement relatif modélisant l’interface sol-clou

La raideur k_i peut être estimée à l’aide de corrélations présentées dans les recommandations Clouterre I [86]. Elles relient k_i au module Ménard E_M du sol et à un coefficient m_β valant entre 1 et 5 et dépendant de la nature de l’interaction sol-coulis :

$$k_i = 2\pi \frac{E_M}{m_\beta} \quad (4.21)$$

Les éléments de barre frottante ici décrits ont été développés pour modéliser des ouvrages en Terre Armée[®] dont les inclusions présentent une résistance en flexion négligeable. Ainsi le logiciel CESAR-LCPC dispose uniquement d’éléments de barre frottante et non d’éléments de poutre frottante. Dans le cas du clouage, la résistance en flexion n’est pas négligeable. Il a donc été décidé de coupler des éléments de barre frottante à des éléments de poutre de section nulle mais d’inertie non nulle et partageant les mêmes noeuds pour simuler la modélisation des inclusions en flexion. On notera toutefois que l’interface ne peut plastifier en flexion.

4.2.5 Conditions aux limites

Les conditions aux limites imposées sur le massif sont les conditions oedométriques. La composante verticale des déplacements est imposée nulle sur la base du modèle de même que la composante selon \underline{e}_x des déplacements sur les faces avant et arrière. Sur les faces latérales, la périodicité du problème impose également la nullité des composantes du déplacement selon \underline{e}_y .

Une condition aux limites doit également être spécifiée sur les inclusions. La tête de clou est un noeud partagé avec le parement et la liaison rotule ainsi assurée contraint le déplacement. Toutefois le degré de liberté supplémentaire que constitue le déplacement relatif sol-inclusion n'est pas contraint. Il a été choisi d'imposer un déplacement relatif nul en tête de clou pour traduire le confinement exercé par le parement.

4.2.6 Phasage

Initialisation des contraintes

La première étape de calcul vise à déterminer les contraintes initiales dans le sol. Au cours de cette phase, tous les éléments de sol sont activés et aucun élément de structure ne l'est. Lorsque le sol est homogène ou stratifié et la pente du talus initial est nulle, les contraintes imposées sont géostatiques et définies par le poids volumique γ et le coefficient de pression latérale au repos K_0 :

$$\begin{cases} \sigma_v^0 = \gamma h \\ \sigma_h^0 = K_0 \sigma_v^0 \end{cases} \quad (4.22)$$

Le sol n'est pas supposé élastique dans cette étape et K_0 est défini indépendamment du coefficient de Poisson ν_{sol} .

Excavations successives

Suite à la phase d'initialisation des contraintes dans le sol, chaque passe d'excavation est simulée par une phase de calcul dédiée. Ce phasage est représenté en figure 4.8. La première étape de modélisation de l'excavation consiste simplement à désactiver la première passe de sol et à appliquer des forces de déconfinement sur le fond de fouille et sur le front de taille. Lors de la modélisation de la seconde phase d'excavation, le parement et le clou correspondant à la première passe sont activés et les éléments de structures correspondant à la seconde passe ne le sont pas encore.

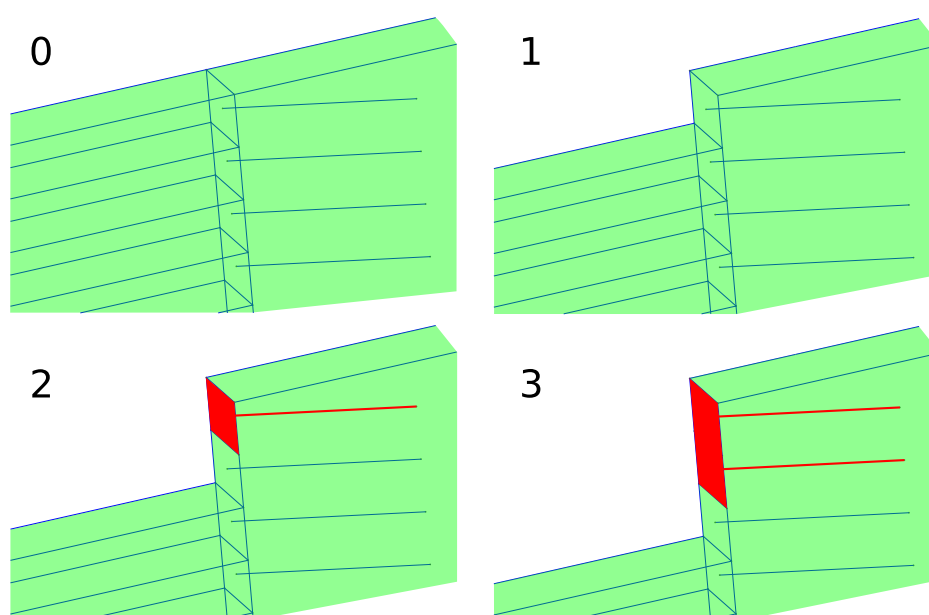


FIGURE 4.8 – Éléments activés au cours des premières phases de calcul. 0 : Initialisation des contraintes, 1 : excavation de la première passe, 2 : activation du renforcement et du parement de la première passe et excavation de la deuxième passe.

Ainsi, une phase de déconfinement est toujours ménagée avant la mise en place du renforcement et du parement. Comme indiqué en 4.2.2, dans le cas des sols pulvérulents, les zones de cohésion sont activées lors de la phase d'excavation correspondante et la cohésion du matériau hors effets de succion est réaffectée dès la phase suivante d'excavation.

Dans certains cas, le déconfinement du sol est limité par une excavation par plots (voir p. 2). Dans ce cas, les éléments de structures peuvent être activés lors de la phase d'excava-

tion correspondante. Cette possibilité sera en particulier utilisée pour simuler les essais en centrifugeuse.

Chargements ultérieurs

Une fois la dernière passe d'excavation simulée, des phases supplémentaires peuvent être réalisées. En particulier, une phase supplémentaire permet d'activer le clou et l'élément de parement correspondant à la dernière passe. Cependant, cette phase de calcul ne peut être effectuée sans imposer de chargement. Le choix s'est porté sur une surcharge à l'amont du mur cloué afin de simuler une charge de service.

De plus, afin de simuler des conditions de long terme, des phases de calcul supplémentaires consistent à réduire la cohésion du sol en place (Voir 5.3). Comme indiqué en 4.2.2, l'erreur commise sur un tel calcul est d'autant plus importante que la chute de cohésion est forte. Il est donc judicieux de recourir à plusieurs phases de calcul en diminuant progressivement la cohésion.

4.2.7 Récapitulatif des paramètres de calcul

La table 4.1 présente l'ensemble des paramètres du script de calcul.

Paramètre	Unité	Nom	Valeur par défaut
Maillage			
Diamètre minimal de maille	m	l_{min}	0.4
Diamètre maximal de maille	m	l_{max}	5
Ouvrage			
Pente du talus initial	deg	β	0
Complémentaire du fruit du parement	deg	η	90
Espace interclou horizontal	m	D	2
Nombre de passes	-	n_C	6
Hauteur de parement par passe	m	h_C	1,5
Hauteur de la dernière passe	m	h_{Cd}	1,5
Inclinaison du clou i	deg	θ_i	10
Longueur du clou i	m	L_i	7
Caractéristiques du sol			
Poids volumique	kN/m ³	γ	15
Module d'Young	MPa	E_{sol}	100
Coefficient de Poisson	-	ν_{sol}	0,24
Cohésion	kPa	c	3
Cohésion des blocs	kPa	c_{bloc}	15
Angle de frottement	deg	ϕ	35
Angle de dilatance	deg	ψ	15
Coefficient de pression latérale au repos	-	K_0	0,66
Cas du modèle HSM			
Exposant du modèle	-	m	0,5
Pression de référence	kPa	p_{ref}	100
Ratio de rupture	-	R_f	0,9
Caractéristiques des inclusions			
Masse volumique de l'acier	kg/m ³	ρ_a	2800
Module d'Young de l'acier	GPa	E_a	200
Coefficient de Poisson de l'acier	-	ν_a	0,3
Diamètre du clou	mm	d_a	40
Diamètre de forage	cm	d_f	12
Interface sol-inclusion			
Coefficient de frottement latéral	kPa	q_s	500
Raideur de l'interface	MPa/m	k_i	6
Caractéristiques du parement			
Masse volumique	kg/m ³	ρ_b	2400
Module d'Young	GPa	E_b	35
Coefficient de Poisson	-	ν_b	0,2
Épaisseur	cm	e_b	20

TABLE 4.1 – Paramètres du script de calcul

4.3 Etudes de sensibilité

4.3.1 Sensibilité au maillage

La précision des résultats du calcul par éléments finis est liée à la finesse du maillage, en particulier au voisinage des points singuliers. Afin de connaître la sensibilité des résultats à la taille du maillage, l'ouvrage présenté en annexe C.2 a été modélisé pour différents diamètres de mailles. Plus précisément, l'étude paramétrique a porté sur la variable l_{min} .

La table 4.2 présente, pour chaque valeur de l_{min} , la valeur des efforts au parement calculée dans les clous 1 à 3 ainsi que le temps de calcul nécessaire. La valeur minimale testée est de 25 cm. En dessous de cette valeur, la taille des mailles de sol serait alors comparable au diamètre des inclusions (coulis de ciment compris) dont la modélisation par des éléments linéiques ne serait plus appropriée.

Diamètre maille (m)	Clou 1 (kN)	Clou 2 (kN)	Clou 3 (kN)	Temps CPU (s)
l_{min}	N_1	N_2	N_3	
1	26,6	51,5	89,5	9,4
0,8	26,9	51,7	86,7	11,4
0,6	26,1	48,5	83,9	23,2
0,5	24,9	48,6	80	33
0,4	24,3	47,1	78,9	74
0,35	24,1	47,6	78,3	124
0,3	23,1	47,3	76	234
0,25	23,5	47,5	76,7	585

TABLE 4.2 – Sensibilité des résultats au maillage

La figure 4.9 présente l'évolution de l'erreur relative en fonction de $1/l_{min}$ (appelé ici densité du maillage). Les valeurs de références choisies pour le calcul d'erreur sont celles obtenues pour le maillage de diamètre 25 cm (le plus fin testé). L'erreur relative est alors calculée par la formule suivante :

$$\epsilon = \frac{1}{3} \left(\frac{|N_1 - N_1^{ref}|}{N_1^{ref}} + \frac{|N_2 - N_2^{ref}|}{N_2^{ref}} + \frac{|N_3 - N_3^{ref}|}{N_3^{ref}} \right)$$

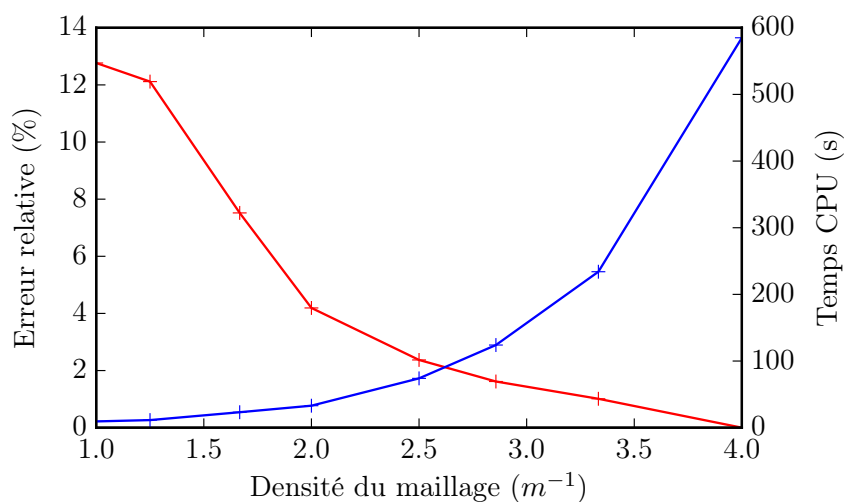


FIGURE 4.9 – Impact de la densité du maillage ($1/l_{min}$) sur l'erreur relative (rouge) et sur le temps de calcul (bleu)

La figure 4.9 présente également l'impact de la taille du maillage sur le temps de calcul. par la suite, l'arbitrage entre précision des résultats et temps de calcul conduira à utiliser des mailles de diamètre 40 cm. En effet, une précision inférieure à 4% est satisfaisante au vu des incertitudes usuelles sur la représentation du comportement du sol et la détermination des paramètres du modèle de comportement.

4.3.2 Influence des caractéristiques élastiques

Module du sol

La détermination du module d'un sol est un sujet complexe en géotechnique. L'exploitation des résultats d'essais triaxiaux est un outil important mais ces essais sont réalisés sur des sols reconstitués ou, tout du moins, remaniés. Les essais *in situ* sont plus complexes à réaliser et ne garantissent pas toujours que le sol ne soit pas perturbé. Enfin, il est important de garder à l'esprit que le module d'un sol dépend fortement de l'amplitude de la déformation le sollicitant. Il est donc essentiel d'étudier son influence sur les résultats du calcul.

Dans cette optique, un même calcul a été effectué pour différentes valeurs du module du sol comprises entre 100 kPa (argiles molles très plastiques) et 200 MPa (sables denses, propres et bien gradués). L'évolution des tensions au parement en fonction du module est représentée sur la figure 4.10.

Globalement, les efforts au parement sont d'autant plus faibles que le sol est rigide. Ce résultat est conforme à l'intuition puisqu'un sol raide engendre des déplacements plus faibles et donc une plus faible mobilisation des clous. Il faut également remarquer les écarts conséquents entre les prévisions du modèle HSM et celles du modèle Mohr-Coulomb.

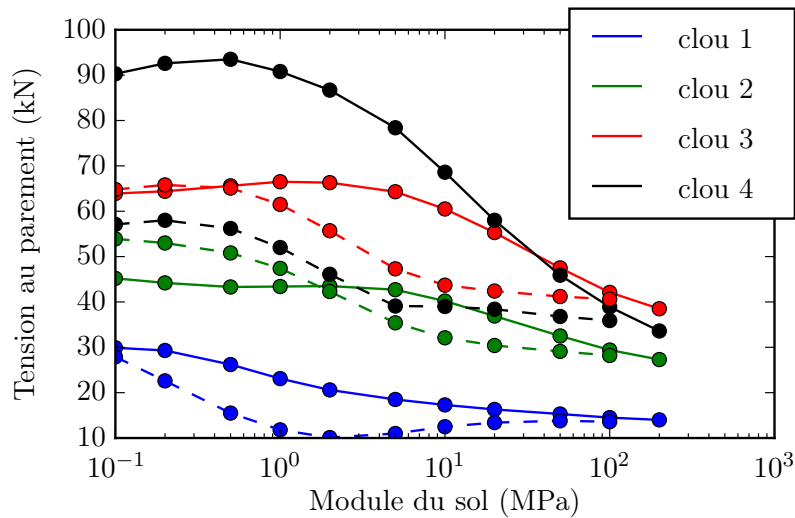


FIGURE 4.10 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 (numérotés du haut vers le bas de la paroi) en fonction du module du sol (Les courbes en pointillés sont obtenues avec un modèle de Mohr-Coulomb)

La figure 4.11 présente les profils d'efforts au parement pour différentes valeurs du module du sol. Elle permet d'observer que la valeur du module n'influe pas seulement sur l'amplitude des efforts mais également sur leur répartition.

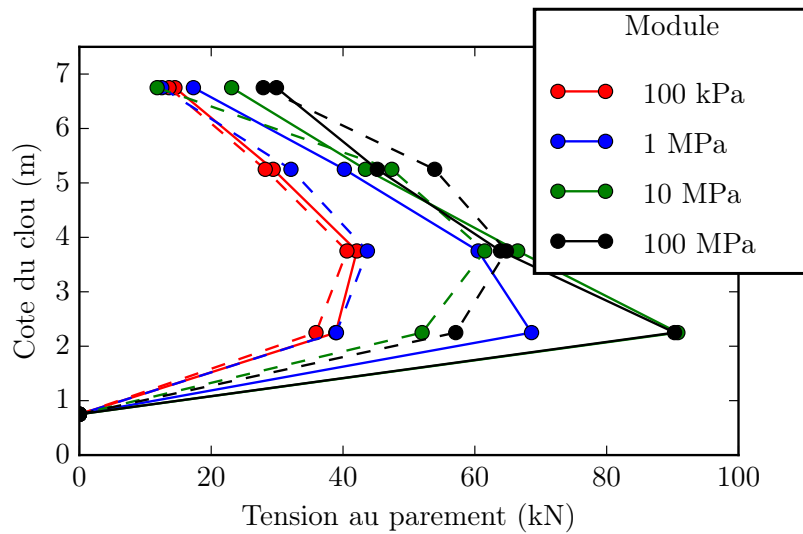


FIGURE 4.11 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 pour différentes valeurs du module du sol (Les courbes en pointillés sont obtenues avec un modèle de Mohr-Coulomb)

Coefficient de Poisson du sol

La deuxième caractéristique élastique d'un solide est le coefficient de Poisson. Il caractérise l'amplitude des déformations volumiques et impacte donc le confinement du clou lors de la mobilisation du sol.

Si sa mesure est moins sujette à caution que celle du module, elle n'en reste pas moins difficile et il est légitime de s'interroger quant à la sensibilité du modèle à sa valeur. Une étude paramétrique a donc été menée pour des valeurs de ν_s comprises entre 0,2 (sable) et 0,46 (argile humide). L'évolution des tensions au parement avec le coefficient de Poisson est présentée sur la figure 4.12.

Les variations du coefficient de Poisson du sol ne semblent avoir d'impact sur le résultat qu'au voisinage de 0,5. Lorsque le sol s'approche de l'incompressibilité, le comportement de l'ouvrage est modifié et les efforts mobilisés diminuent.

Dans la pratique, les sols considérés ont des coefficients de Poisson compris entre 0,2 et 0,4.

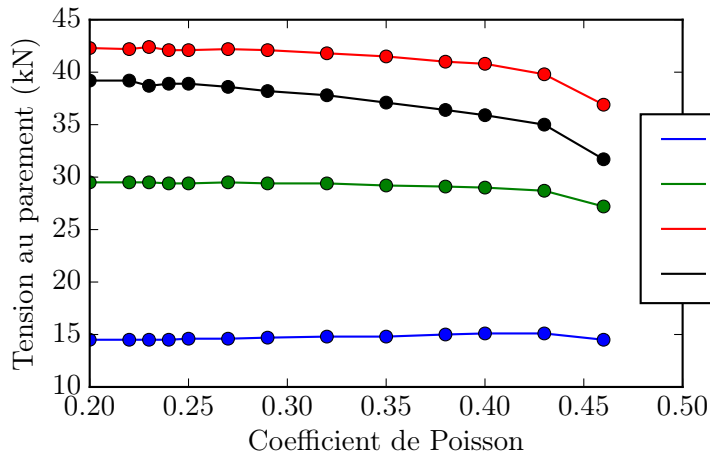


FIGURE 4.12 – Profil des efforts au parement pour différentes valeurs du coefficient de Poisson du sol.

Coefficient de pression latérale au repos

L'estimation du coefficient K_0 est également une question complexe en géotechnique. La mesure expérimentale en est difficile [95]. En considérant un solide élastique sous chargement oedométrique, ce coefficient peut être relié au coefficient de Poisson du sol par la relation :

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4.23)$$

Ce résultat étant souvent peu conforme aux observations, Jaky a analysé l'état de contrainte limite d'un prisme de sol et a proposé la formule suivante en 1944 [47] :

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \frac{1 + \frac{2}{3} \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} \quad (4.24)$$

Jaky lui-même a simplifié à partir de 1948 cette expression pour aboutir à la suivante :

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \quad (4.25)$$

En se basant sur une large campagne d'essais, Mayne et Kulhawy [55] ont ensuite montré que la formule (4.24) rendait compte de la réalité expérimentale dans le cas des argiles normalement consolidés mais peu dans le cas des sols grenus. Ils ont également proposé une dépendance de K_0 au taux de surconsolidation.

Dans le code de calcul ici présenté et pour les cas classiques (voir 4.2.6), K_0 est directement entré par l'utilisateur. Or, pour un sol de coefficient de Poisson $\nu = 0,24$ et d'angle de frottement $\phi = 35^\circ$, le coefficient obtenu par la formule (4.23) vaut 0,32, celui obtenu par la formule (4.24) vaut 0,37 et celui obtenu avec la formule (4.25) vaut 0,43.

Une étude paramétrique a donc été menée pour des valeurs de K_0 comprises entre 0,2 et 1. Les tensions au parement dans chaque clou sont représentées sur la figure 4.13.

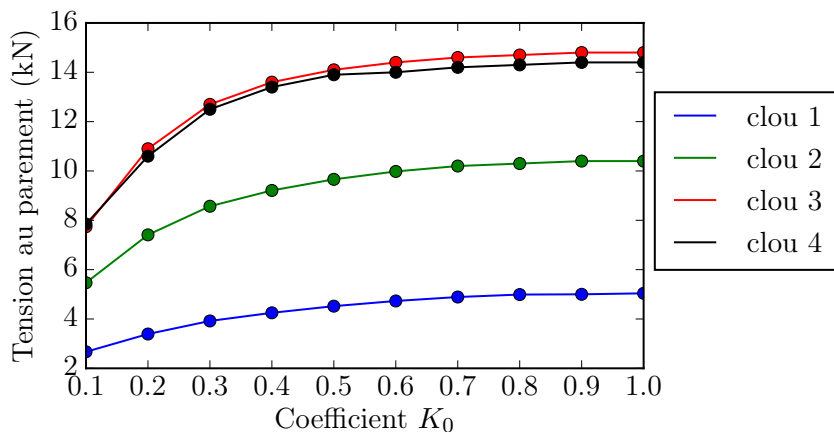


FIGURE 4.13 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction du coefficient de pression des terres au repos.

Lorsque K_0 évolue entre 0,5 et 1, l'impact sur le résultat est faible mais pour de plus faibles valeurs, le calcul est nettement plus sensible. Or la formule usuelle de Jaky (équation 4.25) indique qu'un sable d'angle de frottement 45° est caractérisé par $K_0 \simeq 0,3$ et un sol d'angle de frottement 35° par $K_0 \simeq 0,4$.

4.3.3 Influence du ratio de rupture

L'utilisation du modèle *HSM* suppose la définition d'un paramètre dont la valeur est généralement prise par défaut. Le ratio de rupture R_f est usuellement pris égal à 0,9. Afin de caractériser l'influence de ce paramètre sur le résultat du calcul, une étude paramétrique a été menée pour des valeurs de R_f comprises entre 0,5 et 0,98.

Les résultats sont présentés dans la figure 4.14. Il apparaît que les efforts observés au parement augmentent avec la valeur du ratio de rupture. En outre, la valeur de 0,9 usuellement prise correspond à une zone de forte sensibilité. Par la suite, on utilisera $R_f = 0,9$ tout en étant conscient de cette limite.

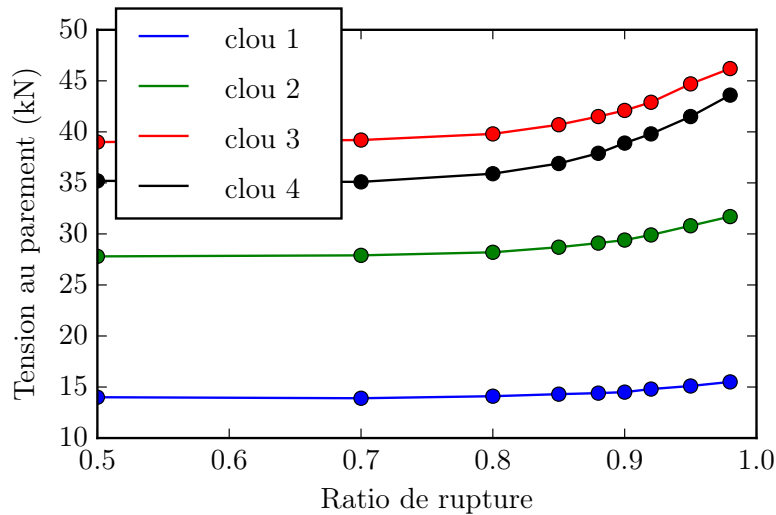


FIGURE 4.14 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction du ratio de rupture du modèle *HSM*.

4.3.4 Influence de l'interaction sol-clou

Les caractéristiques de l'interaction entre inclusions et sol impactent fortement le dimensionnement classique des ouvrages en sol cloué. Elles sont généralement déterminées par des essais d'arrachement *in situ* dont l'exploitation n'est pas aisée. Il est donc opportun d'étudier la sensibilité du code de calcul aux caractéristiques q_s et k_i de cette interaction.

Par ailleurs, le comportement de cette interaction dépend du confinement exercé par le sol lors de l'arrachement et donc de l'angle de dilatance ψ du sol, paramètre également difficile à mesurer. L'influence de ψ est donc également évaluée.

Raideur de l'interface

D'après les résultats du projet national Clouterre, la raideur de l'interface sol-inclusion peut prendre des valeurs comprises entre 100 kPa/m et 6 MPa/m. Ce paramètre n'entrant pas en compte dans le dimensionnement classique des ouvrages en sol cloué, il est rarement mesuré et son influence sur les résultats du calcul est donc évalué ici. La figure 4.15 présente les tensions au parement obtenues pour différentes valeurs de k_i .

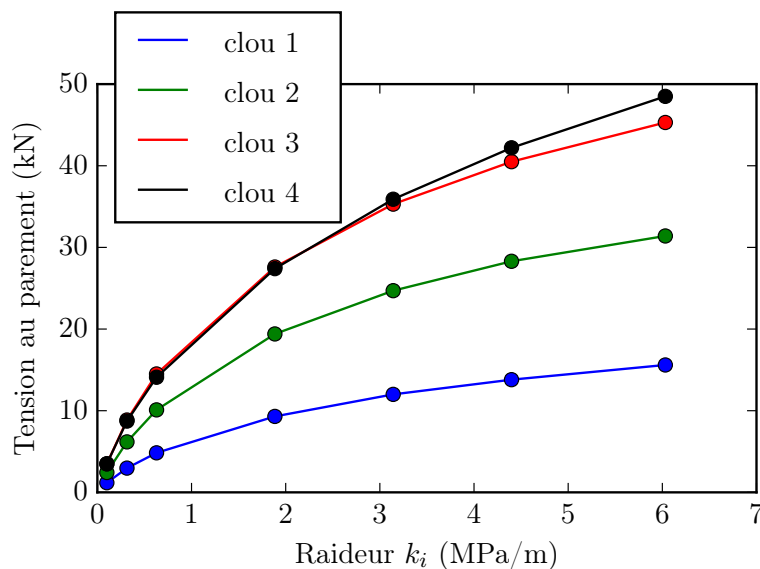


FIGURE 4.15 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de la raideur de l'interface sol-clou.

Il apparait que le calcul est fortement sensible à la raideur de l'interface. Il faut toutefois garder à l'esprit que cette étude de sensibilité est réalisée à q_s constant. Ainsi, lorsque k_i prend des faibles valeurs, le déplacement sol-inclusion nécessaire pour mobiliser le frottement maximal est important (voir figure 4.7). Or dans la pratique, les interfaces de forte raideur sont souvent dotées d'un q_s supérieur.

Coefficient de frottement latéral

Le coefficient de frottement latéral q_s dépend théoriquement du confinement exercé sur le clou et donc de la contrainte verticale σ'_v . Dans la pratique, pourtant, le dimensionnement des ouvrages en sol cloué est basé sur une valeur constante de q_s . Qui plus est, le diamètre réel de l'inclusion est souvent supérieur au diamètre de forage, le coulis injecté s'infiltrant dans les pores du sol. De ce fait, la valeur de q_s à considérer dans le calcul peut être réévaluée à la hausse.

Afin de caractériser l'influence de ce coefficient sur le résultat du calcul, une étude paramétrique est menée pour des valeurs de q_s comprises entre 20 et 200 kPa. Ces bornes correspondent aux valeurs minimales et maximales présentées dans Clouterre.

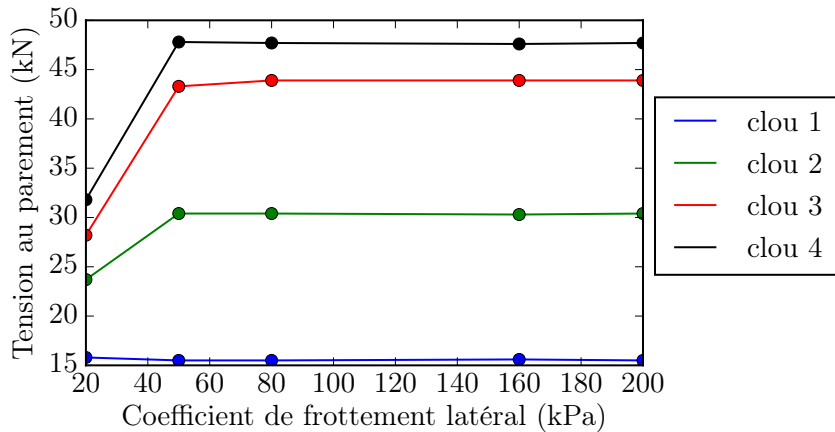


FIGURE 4.16 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction du coefficient de frottement latéral ($k_i = 7$ MPa/m).

L'étude présentée en figure 4.16 a été réalisée avec la plus haute raideur d'interface envisagée. Dans ce cas, il apparaît que le résultat du calcul dépend de q_s lorsque celui-ci est faible. Lorsque k_i est plus faible, la dépendance à q_s devient négligeable dans les plages considérées.

Angle de dilatance

L'angle de dilatance du sol environnant l'inclusion a un impact sur le confinement de l'interface et donc sur sa mobilisation. Ce paramètre n'est pas toujours mesuré et est généralement estimé par la relation empirique suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (4.26)$$

Afin de caractériser l'influence de ce paramètre sur le résultat du calcul, une étude paramétrique est menée pour des valeurs de ψ comprises entre 0° (argile ou sable peu dense) et 15° (sable fin dense).

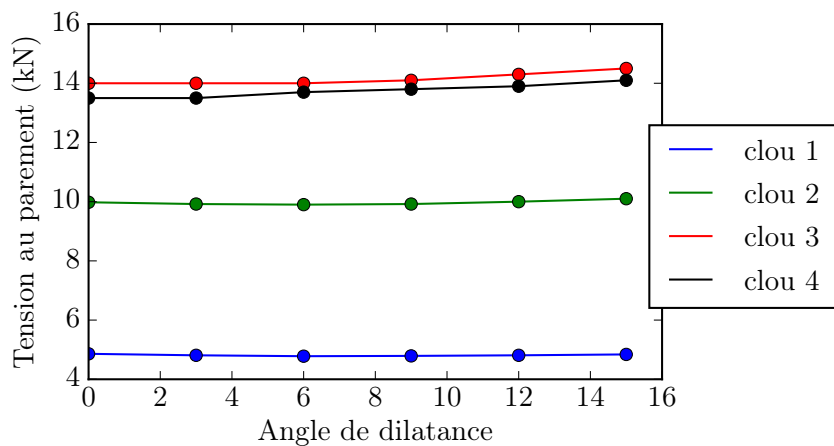


FIGURE 4.17 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de l'angle de dilatance

Les résultats sont présentés sur la figure 4.17. La sensibilité à ψ apparaît négligeable.

4.3.5 Sensibilité à la cohésion de blocs

Comme indiqué en 4.2.2, afin de traiter le cas des sols pulvérulents, la cohésion du bloc de sol à l'arrière du front de taille est augmentée au cours de la phase d'excavation. Le chemin de contraintes subi par les points de ces blocs est *a priori* impacté par cette méthode et il convient donc d'en étudier l'influence sur les résultats obtenus.

Cette étude paramétrique a été menée pour des valeurs de la cohésion de bloc comprises entre 15 et 80 kPa et ses résultats sont présentés sur la figure 4.18.

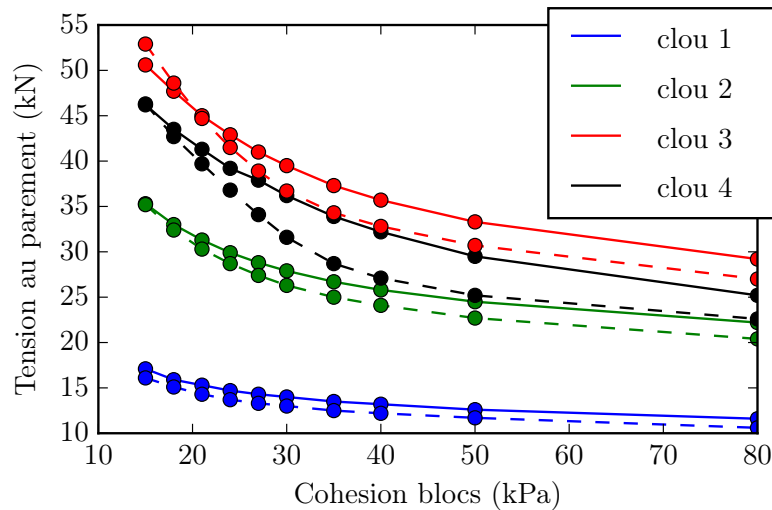


FIGURE 4.18 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de la cohésion de blocs (Les courbes en pointillés sont obtenues avec un modèle de Mohr-Coulomb)

Les efforts au parement diminuent nettement lorsque la cohésion de bloc augmente et toute analyse de résultats issus de calculs utilisant cette méthode doit en tenir compte.

Dans la pratique, les ouvrages en sol cloué réalisés dans des terrains pulvérulents sont souvent exécutés par plots et le calcul ne nécessite alors pas de blocs de cohésions. Toutefois, les exécutions par bandes de murs cloués dans des sols peu cohésifs ne sont pas rares. Dans ce cas, il est choisi d'affecter aux blocs la cohésion minimale assurant la convergence du calcul.

4.4 Validation du modèle de calcul

Avant d'exploiter les résultats du modèle de calcul, il convient de vérifier qu'il est fidèle à ses hypothèses d'une part et qu'il est conforme aux observations expérimentales d'autre part.

Afin de valider sa fidélité aux hypothèses de calcul, une comparaison est effectuée avec un modèle implémenté sur un autre logiciel mais basé sur les mêmes hypothèses. Une comparaison est ensuite effectuée avec les résultats expérimentaux du projet national Clouterre et ceux obtenus lors de la modélisation physique en centrifugeuse.

4.4.1 Fidélité aux hypothèses de calcul

Dans le cadre de la révision de la norme NF P 94-270 par la CNJOG [106], un sous-groupe de travail a été constitué avec pour mission d'étudier les efforts au parement. Au sein de sous-groupe de travail, un cas d'étude a été choisi pour comparer les méthodes de dimensionnement de différents bureaux d'études publics et privés. Ses principales hypothèses sont précisées sur la figure 4.19.

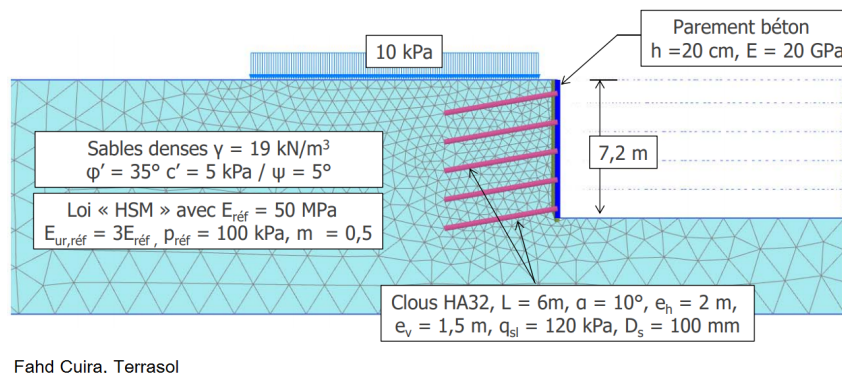


FIGURE 4.19 – Hypothèses de calcul du cas d'étude CNJOG

Ce cas d'étude a fait l'objet d'une modélisation aux éléments finis par la société Terrasol sur le logiciel Plaxis [12]. Il a donc été simulé à l'aide du code CESAR-LCPC avec les mêmes caractéristiques géométriques et en utilisant les mêmes modèles de comportement. Toutefois, les éléments linéiques utilisés dans Plaxis ne sont pas les éléments frottants implémentés dans CESAR-LCPC (voir 4.2.4).

Les efforts maximaux dans les inclusions ainsi que les efforts au parement obtenus par les deux modèles sont représentés dans la table 4.3 et présentés sur la figure 4.20.

CESAR		Plaxis	
Maximum	Parement	Maximum	Parement
38,9	29,5	40	35,6
59	46	52,1	49,7
64,9	48,4	65,7	63,4
56,6	44,8	57,1	51,7

TABLE 4.3 – Efforts (en kN) obtenus dans les inclusions pour le cas d'études CNJOG modélisé sous Plaxis et sous CESAR

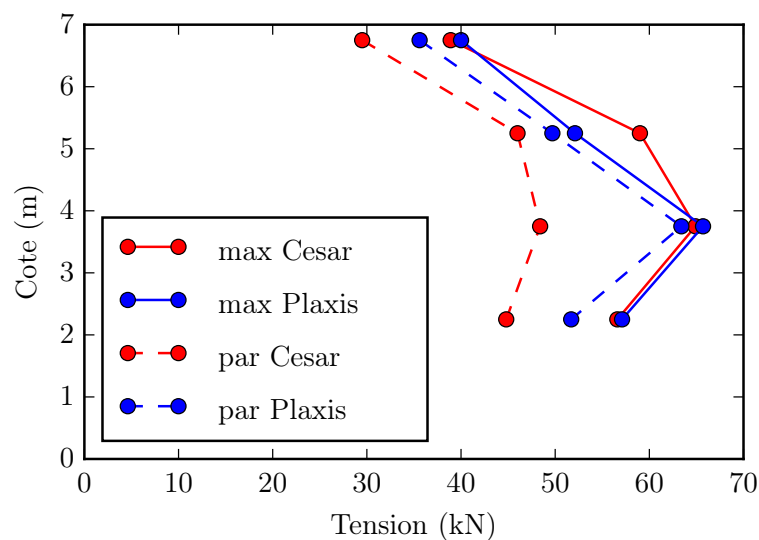


FIGURE 4.20 – Profils des tensions maximales et au parement obtenues par les calculs Plaxis et Cesar

Les efforts maximaux sont très proches entre les deux modèles de calculs mais les efforts au parement sont nettement inférieurs dans le cas du calcul Cesar. Cette différence peut être imputable à la nature des éléments disponibles pour modéliser les inclusions linéiques.

4.4.2 Conformité aux données expérimentales

La fidélité aux hypothèses de calcul ne garantit en rien l'adéquation aux données expérimentales. Avant d'utiliser ce code de calcul, il convient donc de comparer ces prédictions à des mesures effectuées sur des ouvrages réels.

En particulier, l'ouvrage choisi ici est le premier mur réalisé dans le cadre du projet national Clouterre [65]. La figure 4.21 compare les tensions au parement mesurées à celles calculées à l'aide de Cesar.

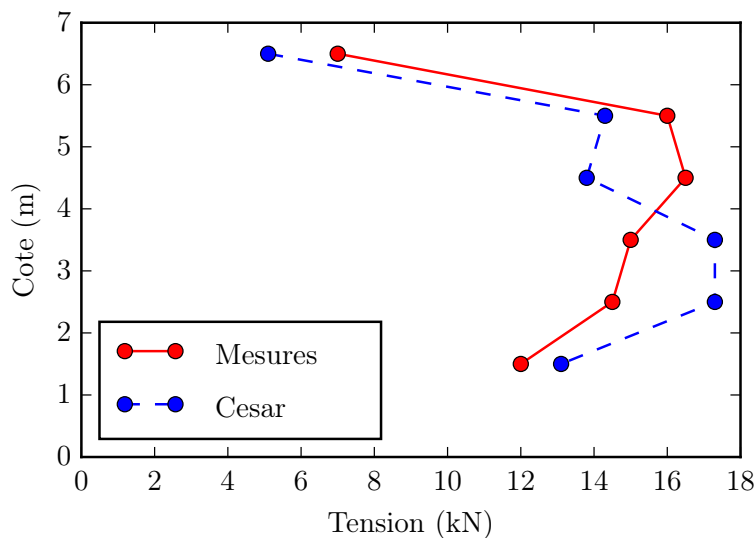


FIGURE 4.21 – Profil des tensions mesurées au parement sur le mur Clouterre I [65] comparé au profil calculé par Cesar

Les valeurs calculées sont du même ordre de grandeur que les valeurs mesurées. Toutefois, le profil des efforts est différent, le "ventre" étant plus bas dans le résultat du calcul que dans les mesures effectives. Ce léger écart devra être gardé à l'esprit.

4.4.3 Conformité aux résultats de la modélisation physique

Enfin, les résultats de ce code de calcul sont comparés aux mesures effectuées sur modèle réduit centrifugé. Pour respecter autant que possible les conditions d'exécution du modèle, l'élément de parement et le clou n sont activés directement lors de l'excavation de la phase n .

L'amplitude moyenne des efforts calculés est nettement inférieure à l'amplitude calculée à l'aide du modèle CESAR. Cette différence pourrait s'expliquer par une mauvaise connaissance du module du sol. Cependant le module à considérer pour la corriger serait caractéristique d'une argile très plastique.

La figure 4.22 compare les profils normalisés des efforts au parement obtenus par mesure sur l'expérience C3 en centrifugeuse et par le calcul. Les efforts sont normalisés par l'effort maximal et la cote des têtes de clous est normalisée par la hauteur de l'ouvrage.

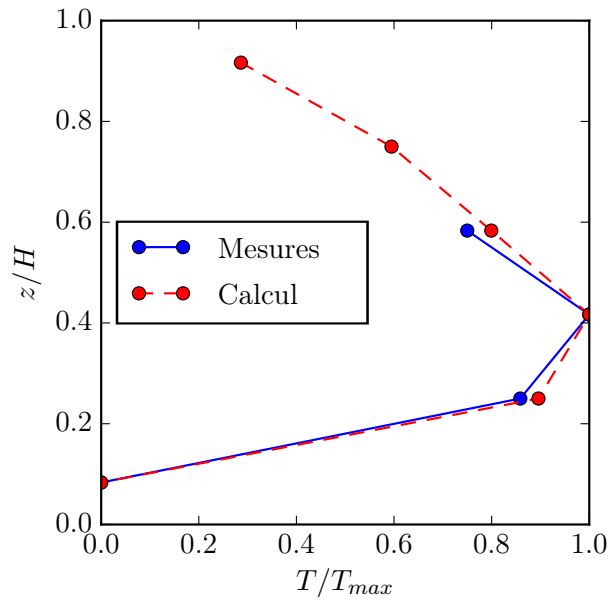


FIGURE 4.22 – Profil normalisé des tensions mesurées au parement dans l'expérience centrifugée C3 comparé au profil calculé par Cesar

Il apparaît que, malgré la différence d'amplitude, le profil normalisé obtenu par le calcul est proche du profil mesuré.

4.4.4 Illustration des résultats du modèle

Afin d'illustrer les résultats du modèle numérique présenté, on considère l'ouvrage utilisé dans les études paramétriques de la section 4.5. Précisément, il s'agit d'un mur haut de 5 passes et dont les clous mesurent 5.5 m.

La figure 4.23 présente la déformée de l'ouvrage après excavation de la dernière passe. On observe en particulier la cuvette de tassement observée expérimentalement [86].

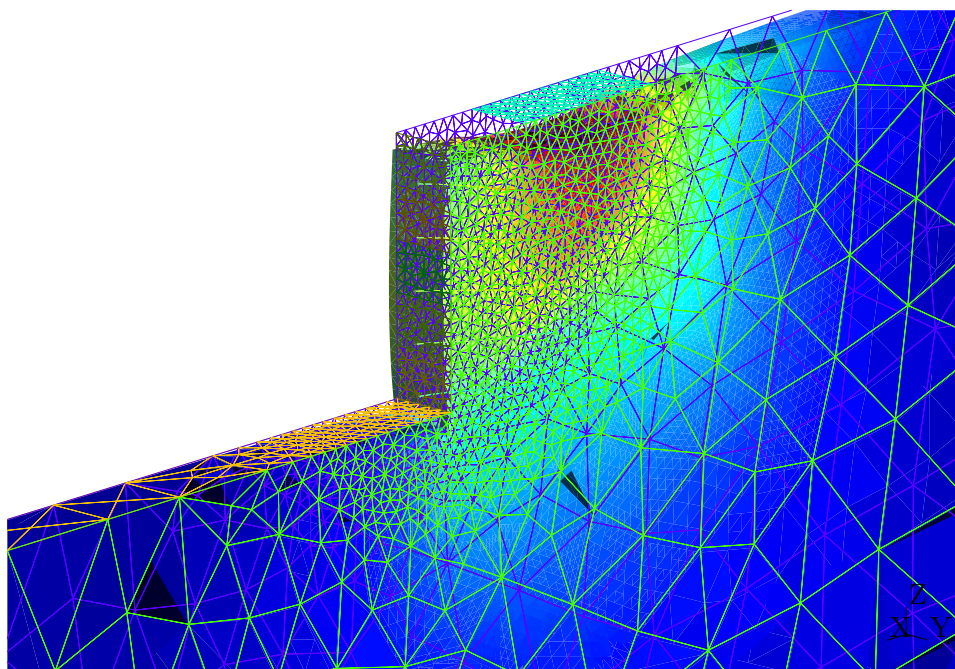


FIGURE 4.23 – Déformée du mur cloué amplifiée 10 000 fois

La figure 4.24 présente les directions de contraintes principales dans le plan des clous. Elles permettent d'observer la rotation des contraintes principales sous le pied de la paroi ainsi qu'un effet de voûte au niveau de la dernière passe.

La figure 4.25 présente les distributions de tension le long des clous de l'ouvrage. Le profil observé usuellement présente un maximum au sein du terrain alors que le résultat du modèle numérique présente un maximum au parement. Cet écart entre calcul et observations sera évoqué dans la suite.

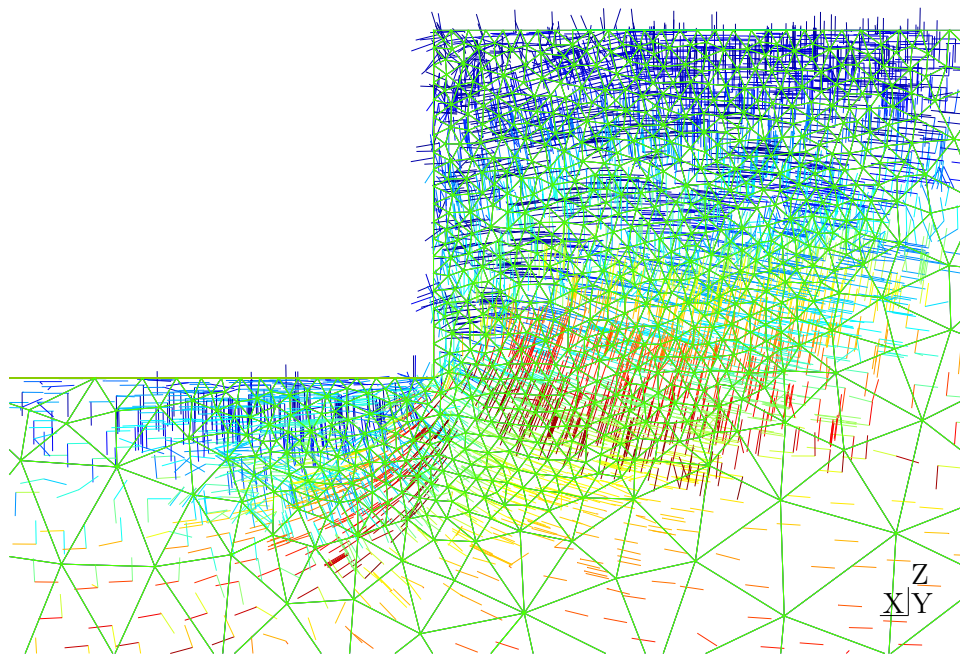


FIGURE 4.24 – Visualisation des contraintes principales dans le plan médian du massif

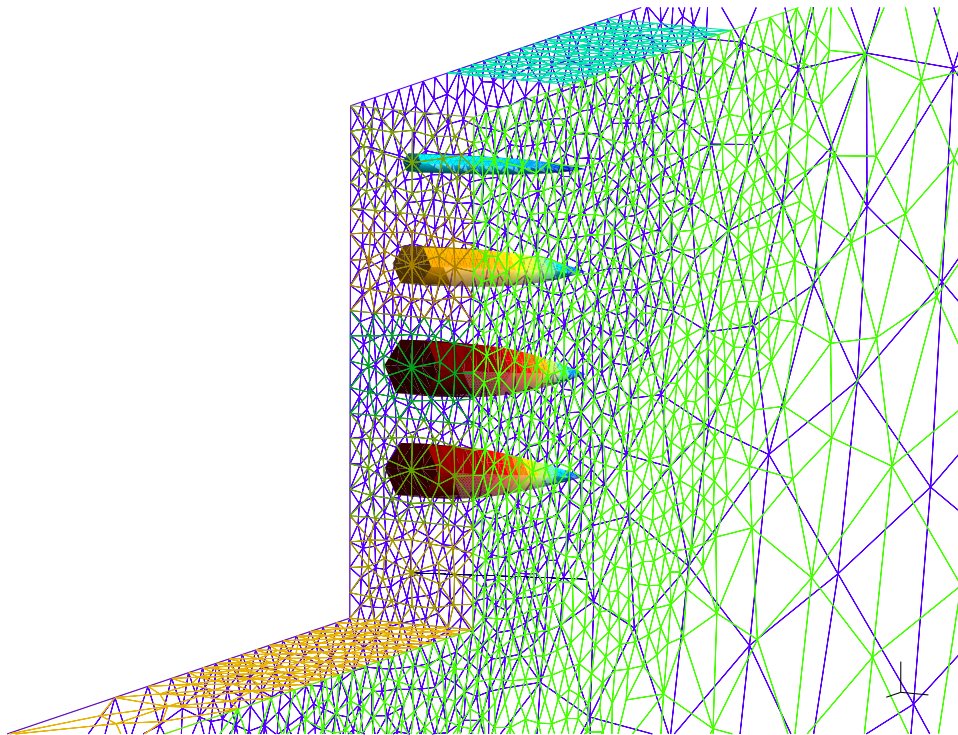


FIGURE 4.25 – Représentation visuelle des distributions de tension le long des clous. L'amplitude de la traction est doublement représentée par le diamètre et la couleur.

4.5 Investigation numérique sur le comportement des murs cloués

Les études paramétriques présentées dans cette section sont réalisées sur l'ouvrage présenté en figure 4.26 et dont les caractéristiques sont précisées en annexe C.2. Dans la configuration la plus défavorable envisagée, la paroi reste stable au sens du dimensionnement traditionnel. D'après le logiciel Prosper, il admet un facteur de sécurité supérieur à 1,35.

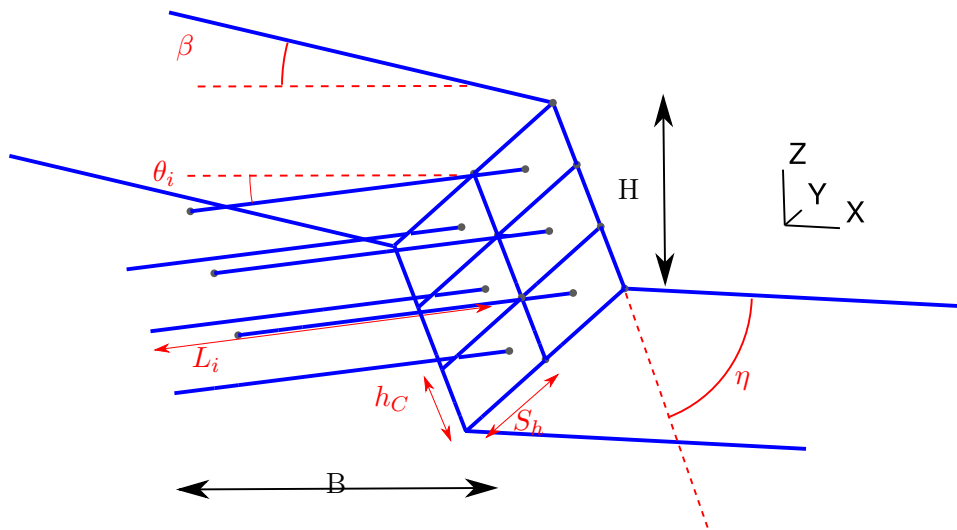


FIGURE 4.26 – Rappel des différents paramètres décrivant un ouvrage en sol cloué

Au vu des résultats de l'étude bibliographique et en complément de la modélisation physique réalisée en centrifugeuse, les différents paramètres étudiés dans cette étude paramétrique sont les suivants :

- l'élanement de l'ouvrage : des ouvrages de hauteurs et longueurs de clous variables seront considérés,
- la déformabilité du parement,
- les paramètres usuel de dimensionnement : la résistance du sol au cisaillement et la géométrie de l'ouvrage (inclinaison des clous, fruit du parement).

La comparaison avec les essais réalisés en centrifugeuse ne fait pas l'objet de cette section. Elle est présentée au chapitre suivant.

4.5.1 Influence de l'élanement du massif sur le comportement mécanique

L'élanement étant défini comme le rapport entre B et H , l'ouvrage étudié a fait l'objet de la série de simulations suivantes, les seules grandeurs variant étant la hauteur de l'ouvrage et la longueur des clous :

- $H = 6$ m (4 passes), $B = 4, 5$ ou 6 m
- $H = 7.5$ m (5 passes), $B = 4,5, 5,5, 6,5$ et $7,5$ m
- $H = 9$ m (6 passes), $B = 5, 6, 7, 8$ et 9 m
- $H = 10.5$ m (7 passes), $B = 6,5, 7,5, 8,5, 9,5$ et $10,5$ m

Influence sur les efforts au parement

Les figures 4.27, 4.28 et 4.29 présentent les efforts au parement calculés pour un mur de hauteur $10,5$ m et des longueurs de clous croissantes, de $6,5$ m à $10,5$ m. Chaque figure correspond à une longueur de clous et chaque couleur correspond à une phase de construction : en bleu, l'excavation de la première passe, en vert, la deuxième et en jaune la dernière.

En fin de construction, l'effort maximal au parement augmente légèrement avec la longueur des clous mais la variation relative reste inférieure à 15%. Le clou dont la tension est la plus impactée par l'élanement est le premier (le plus proche du sommet).

Le profil final des efforts au parement évolue également avec l'élanement. Pour des clous de faible longueur, les efforts en haut de paroi sont faibles et le profil est piriforme, son ventre étant bas. Avec l'augmentation de la longueur des clous, la sollicitation des clous du haut s'accroît et le profil s'arrondit. Ainsi, lorsque l'élanement du mur augmente, le profil des efforts au parement tend à se rapprocher du profil observé en cas de poussée active.

La figure 4.27 met en évidence une transition, au cours de l'exécution, du profil rond vers le profil piriforme. Le profil des efforts après la 4^{ème} excavation (représenté en couleur cyan) est en effet arrondi et ce même pour des clous les plus courts. En effet, à cette étape, la hauteur de l'ouvrage vaut 6 m et le rapport d'élanement est supérieur à 1. De la même manière, les profils calculés pour $(H, B) = (9, 6, 5)$ et $(H, B) = (10, 5, 7, 5)$ sont similaires. Ils correspondent tous deux à des rapports d'élanement $B/H = 0,72$.

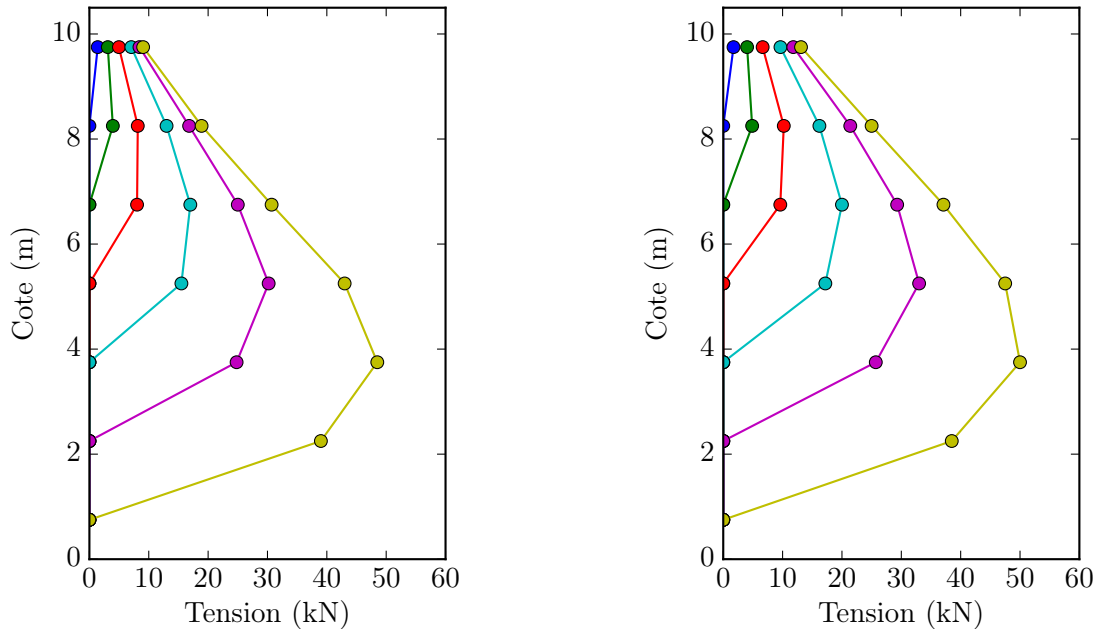


FIGURE 4.27 – Évolution du profil des efforts au parement au cours de l’excavation d’un mur cloué de hauteur 10,5 m pour des clous de 6,5 m (à gauche) et de 7,5 m (à droite).

Étude des profils d’efforts au parement normalisés

D’après le modèle numérique, la forme du profil des efforts au parement semble donc dépendre du rapport d’élanement B/H et non de la hauteur d’excavation. La figure 4.30 tend à confirmer cette observation. Les tensions calculées au parement sont normalisées et portées en fonction de la cote des clous normalisée par la hauteur de l’ouvrage. La transition du profil piriforme vers le profil rond est comparable dans le cas d’un mur de 9 m et dans le cas d’un mur de 10,5 m.

Afin de vérifier l’influence de l’élanement sur la distribution des efforts au parement, la figure 4.31 présente les profils finaux normalisés obtenus pour l’ensemble des murs considérés, de hauteur variant entre 6 m et 10,5 m. Les courbes bleues sont calculées avec des rapports d’élanement voisins de 0,6 et les courbes rouges avec un rapport d’élanement égal à 1.

À élanement égal, les profils normalisés sont identiques quelle que soit la hauteur de l’ouvrage.

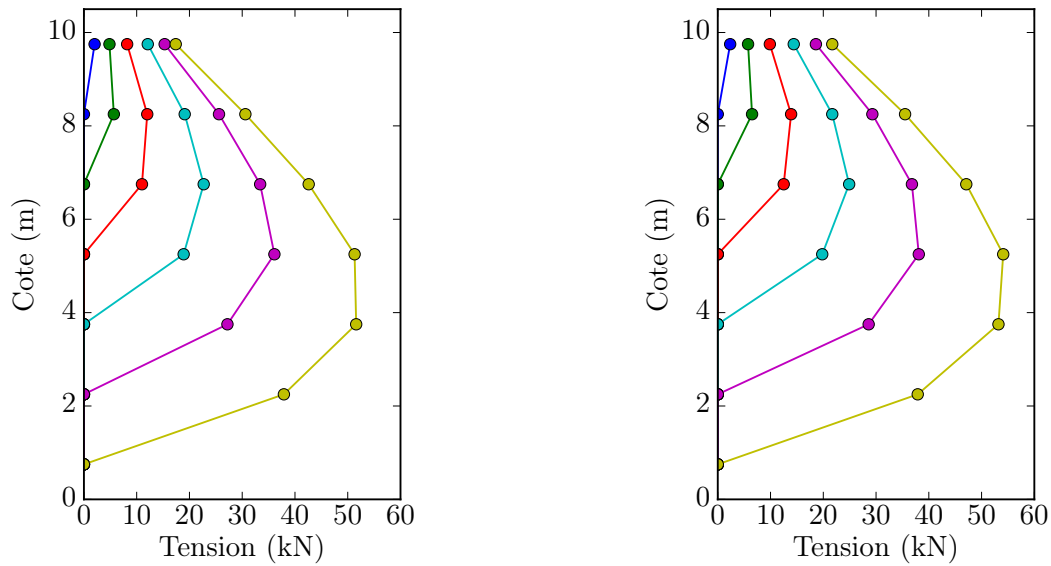


FIGURE 4.28 – Évolution du profil des efforts au parement au cours de l’excavation d’un mur cloué de hauteur 10,5 m pour des clous de 8,5 m (à gauche) et de 9,5 m (à droite).

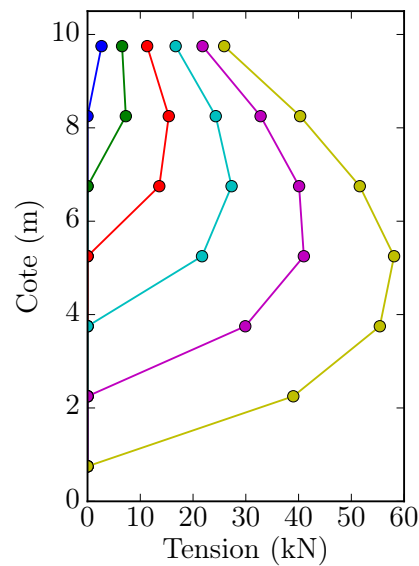


FIGURE 4.29 – Évolution du profil des efforts au parement au cours de l’excavation d’un mur cloué de hauteur 10,5 m pour des clous de 10,5 m.

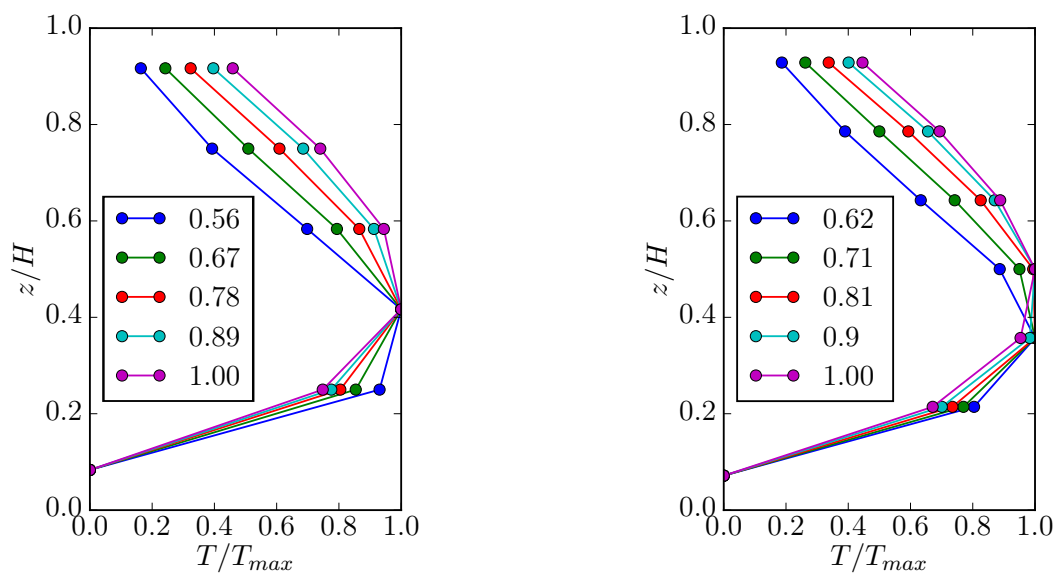


FIGURE 4.30 – Profils finaux normalisés des efforts au parements sur des murs de 9 m (à gauche) et 10,5 m (à droite) et pour différentes valeurs du rapport B/H

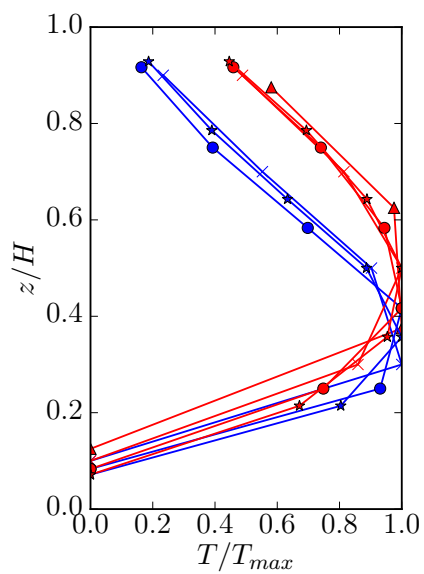


FIGURE 4.31 – Profils normalisés des efforts au parement pour des murs de hauteur variable (6 à 10,5 m) et d'élançements $B/H = 1$ (en rouge) et $B/H \approx 0,6$ (en bleu)

Mobilisation de la résistance du sol

Après avoir caractérisé l'influence de l'élanement du massif en sol cloué sur les efforts au parement, il est intéressant de considérer son impact sur la mobilisation de la résistance du sol liée aux déplacements internes au massif de sol. Cette mobilisation peut être quantifiée par le taux de cisaillement relatif S_r . Cette grandeur, définie en annexe B.2, est le rapport entre le cisaillement mobilisé et le cisaillement maximal mobilisable pour la contrainte de confinement en cours. Une valeur de S_r proche de 1 caractérise un sol à la limite de la rupture.

La figure 4.32 présente le taux de cisaillement relatif dans le plan des clous d'un ouvrage de hauteur 10,5 m et d'élanement 0,62 (longueur des clous : 6,5 m). La zone de sol en quasi-rupture est conséquente et s'étend sur toute la hauteur de l'ouvrage. Sa forme évoque le mécanisme de rupture de type Vezole-Simon (*cf* 2.6.1) impliquant un coin de poussée à l'arrière de la paroi en sol renforcé et un petit coin de butée en pied de parement.

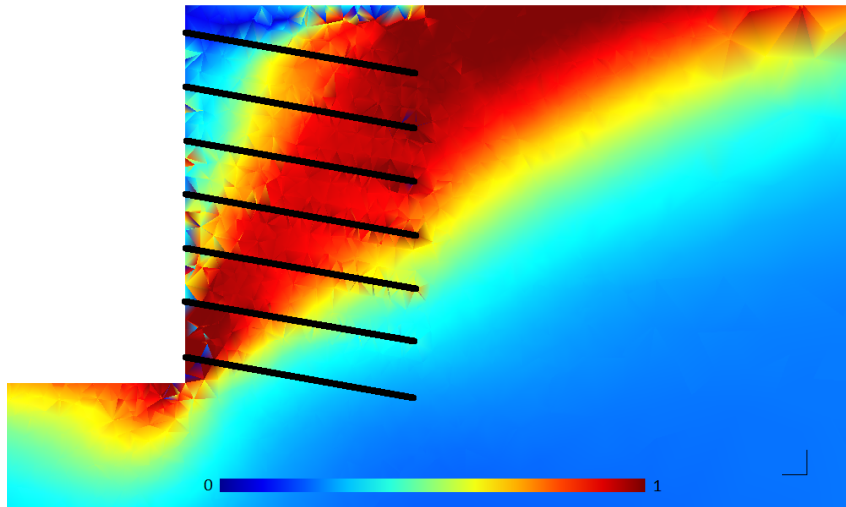


FIGURE 4.32 – Taux de cisaillement relatif dans le plan des clous d'un ouvrage d'élanement $B/H = 0,62$

La figure 4.33 présente le taux de cisaillement relatif dans le plan des clous d'un ouvrage de hauteur 10,5 m et d'élanement 1. La zone de quasi-rupture est moins étendue et se concentre sur le bas de l'ouvrage.

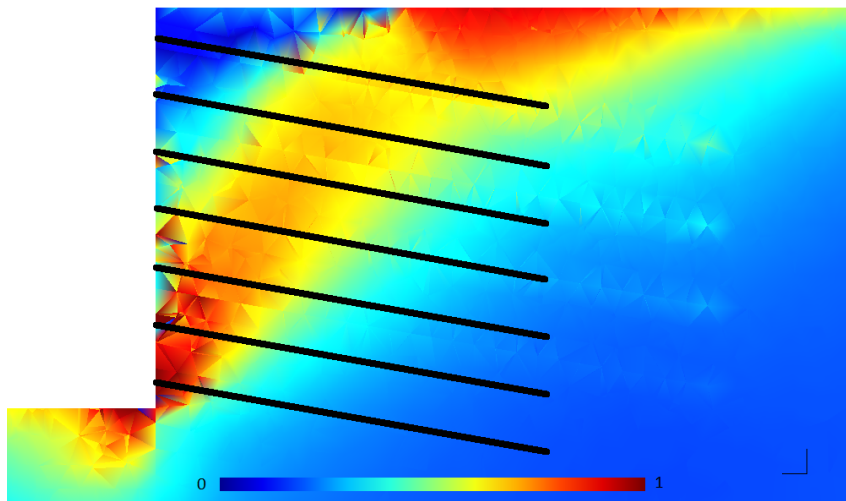


FIGURE 4.33 – Taux de cisaillement relatif dans le plan des clous d’un ouvrage d’élancement $B/H = 1$

Ainsi, dans le haut de l’ouvrage, la résistance du sol est moins mobilisée lorsque l’ouvrage est moins élancé. Cela est cohérent avec l’augmentation de la mobilisation des clous observée lors de l’étude des efforts au parement.

Influence de l’élancement sur les tassements en surface

Sur la figure 4.34, le tassement maximal mesuré en surface est normalisé par la hauteur de l’ouvrage et porté en fonction du rapport d’élancement.

Il apparaît que le tassement est d’autant plus faible que la longueur des clous est importante, c’est-à-dire que l’élancement est faible ou que le rapport B/H est élevé. Ce résultat est conforme à l’intuition ainsi qu’aux observations faites en centrifugeuse.

Toutefois, à l’inverse du profil des efforts au parement et contrairement aux relations usuelles reliant le tassement à la hauteur d’excavation, le tassement normalisé ne dépend pas uniquement de l’élancement mais également de la hauteur de l’ouvrage. Le lien entre tassement et élancement peut être approché par une relation de la forme suivante :

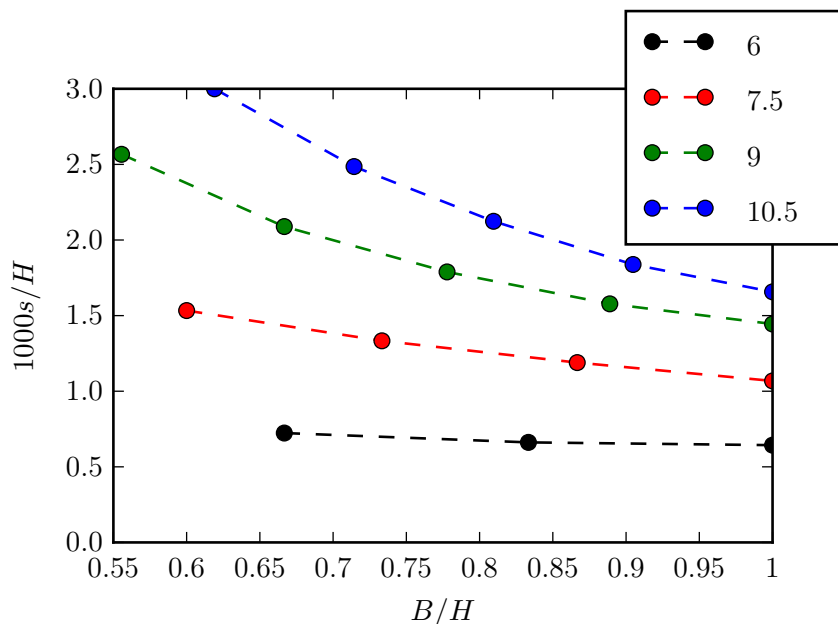


FIGURE 4.34 – Tassement maximal en surface calculé pour des ouvrages de hauteur et d'élanement variables. Les lignes de couleur relient les points obtenus pour des ouvrages de même hauteur (6 m, 7,5 m, 9 m, 10,5 m)

$$\frac{s}{H} \propto \left(\frac{H}{B}\right)^\alpha \quad (4.27)$$

Cependant, la valeur de l'exposant α dépend, entre autres, de la hauteur de l'ouvrage :

- 6 m (4 passes) : $\alpha = 0,3$
- 7.5 m (5 passes) : $\alpha = 0,7$
- 9 m (6 passes) : $\alpha = 1$
- 10.5 m (7 passes) : $\alpha = 1,2$

Il est donc difficile d'isoler une loi simple donnant le tassement en surface.

4.5.2 Influence de la déformabilité du parement

Afin d'étudier l'influence de la déformabilité du parement, il est nécessaire de définir une raideur apparente. La figure 4.35 présente les paramètres de la modélisation utilisée pour la définir. Dans un tel cadre, la flèche du parement est égale à :

$$\delta y = \frac{5pD^4}{384EI} \quad (4.28)$$

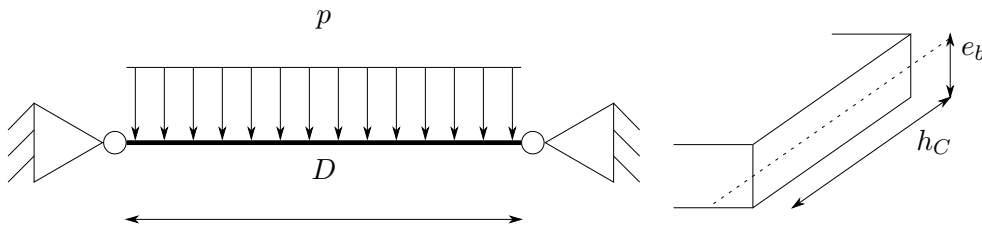


FIGURE 4.35 – Modélisation d'un élément de parement pour la définition d'une raideur équivalente. D est l'espacement horizontal interclou, e_b l'épaisseur du parement et h_C l'espacement vertical interclou.

Si l'on définit la raideur équivalente K_{eq} de l'élément de parement comme le rapport entre le chargement pD et le déplacement δy , on obtient en considérant $I = \frac{h_C e_b^3}{12}$:

$$K_{eq} = \frac{5}{32Eh_C} \left(\frac{D}{e_b} \right)^3 \quad (4.29)$$

Deux études paramétriques ont donc été conduites pour qualifier l'influence de l'espacement interclou horizontal D et de l'épaisseur du parement e_b sur les efforts au parement. L'influence du paramètre h_C n'a pas été étudiée car elle inclut la dépendance du comportement du mur à la hauteur de déconfinement. Qui plus est, dans la pratique, la hauteur des passes d'excavation varie peu autour de la valeur moyenne $h_C = 1,5$ m. Par ailleurs, la plastification du parement n'est pas contrôlée dans ces simulations, l'objectif étant simplement d'étudier l'influence de la raideur.

Dans un premier temps, la figure 4.36 présente l'évolution des tensions au parement dans les renforcements en fonction de l'inverse de l'épaisseur du parement.

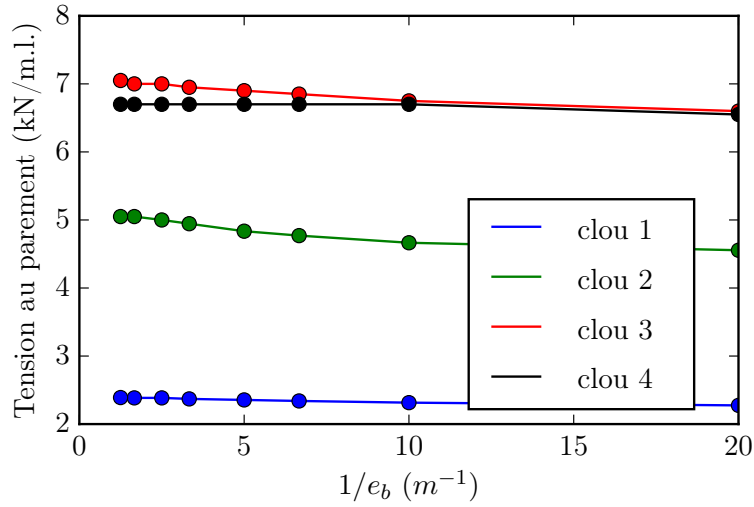


FIGURE 4.36 – Tensions observées au parement par mètre linéaire d’ouvrage dans les clous 1 à 4 en fonction de l’inverse de l’épaisseur du parement

Il apparaît que les efforts au parement diminuent lorsque l’épaisseur, et donc la raideur, dudit parement augmente. Cependant, l’amplitude de la décroissance des efforts est relativement faible.

D et $1/e_b$ jouant un rôle similaire dans la définition de la raideur apparente, la figure 4.37 présente l’évolution des tensions au parement en fonction de D . Afin de pouvoir comparer les différents calculs, ces tensions sont exprimées par mètre linéaire d’ouvrage.

Il apparaît que les efforts au parement par mètre linéaire d’ouvrage décroissent avec la distance horizontale interclous. En considérant l’équation 4.29, cela revient à dire que les efforts au parement sont d’autant plus faibles que le parement est souple.

La décroissance des efforts (par mètre linéaire) au parement en fonction de D peut être écrite par une relation de la forme suivante :

$$T_l \propto \frac{1}{D^\alpha} \quad (4.30)$$

L’exposant α prend des valeurs relativement proches pour tous les clous :

— clou 1 : $\alpha = 0,69$

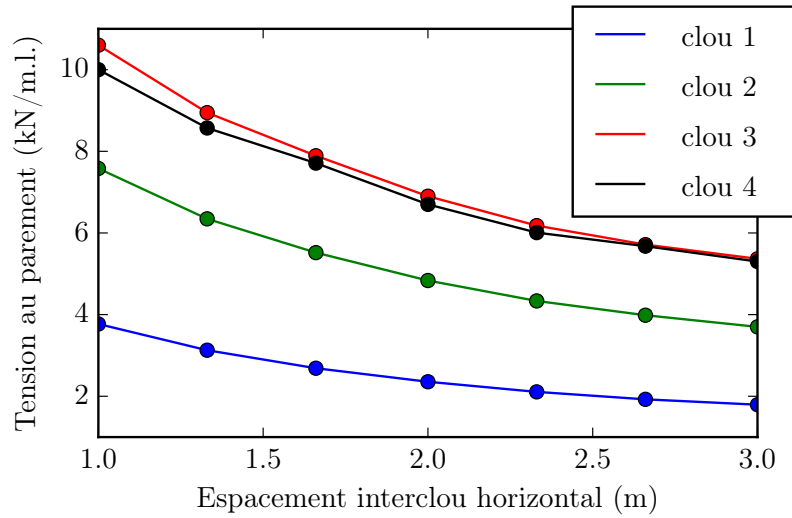


FIGURE 4.37 – Tensions observées au parement par mètre linéaire d’ouvrage dans les clous 1 à 4 en fonction de l’espacement interclou horizontal

- clou 2 : $\alpha = 0,66$
- clou 3 : $\alpha = 0,63$
- clou 4 : $\alpha = 0,59$

Ainsi, la tension au parement par mètre linéaire d’ouvrage diminue avec l’espacement interclous mais la tension dans chaque clou est proportionnelle à $D^{1-\alpha}$ et augmente donc avec la souplesse apparente du parement.

Notons que, dans la pratique, le parement est sujet à la fissuration et donc, en général, plus souple que ne le prédit une simple analyse élastique.

4.5.3 Influence des autres paramètres usuels sur les efforts au parement

Au delà de l’élancement de l’ouvrage et de la raideur du parement, le comportement des parois clouées dépend également de paramètres géométriques et mécaniques usuellement pris en compte :

- ϕ : l’angle de frottement du sol
- c : la cohésion du sol
- θ : l’inclinaison des clous par rapport à l’horizontale

— $\frac{\pi}{2} - \eta$: le fruit du parement

L'étude de ces paramètres a également fait l'objet d'études paramétriques à l'aide du modèle CESAR.

Résistance du sol

La figure 4.38 présente les résultats de l'étude paramétrique portant sur l'angle de frottement du sol. Conformément aux attentes, la valeur des efforts au parement diminue fortement avec l'angle de frottement. L'effort moyen évolue suivant la loi suivante :

$$T_{moy} \propto \tan^{2.4} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.31)$$

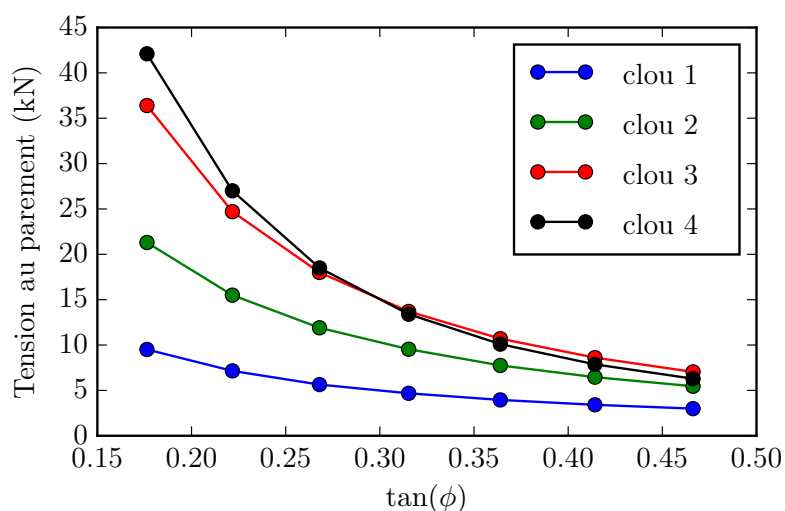


FIGURE 4.38 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de la tangente de l'angle de frottement du sol.

Cette relation est à comparer avec l'expression des forces de poussée active sur un mur de soutènement :

$$F_a \propto \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.32)$$

La force moyenne exercée sur le parement d'un sol cloué est donc plus faible que la poussée exercée sur un mur poids.

La figure 4.39 présente les résultats de l'étude paramétrique portant sur la cohésion du sol. Lorsque la cohésion du sol ne permettait pas la convergence du calcul, des zones de cohésion telles que décrites en 4.2.2 ont été utilisées. Les valeurs retenues sont présentées dans la table 4.4.

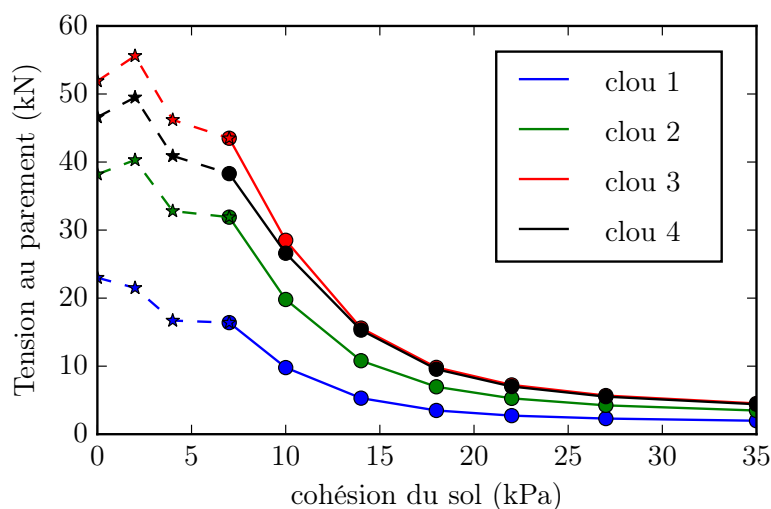


FIGURE 4.39 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de la cohésion du sol. Les résultats présentés en pointillés sont réalisés avec des zones de cohésion temporaire.

Il apparaît clairement que les efforts au parement diminuent lorsque la cohésion du sol en place augmente. Toutefois, les résultats obtenus pour des cohésions inférieures à 7 kPa semblent fortement impactés par la présence des zones de cohésion temporaire alors même que la valeur de cette cohésion temporaire a été minimisée autant que possible.

Cohésion du sol (kPa)	Cohésion temporaire (kPa)
0	30
2	15
2	15

TABLE 4.4 – Cohésions temporaires utilisées pour obtenir la convergence des calculs

Dans la pratique, des sols dont la cohésion est inférieure à 7 kPa sont cloués et les ruines en phase chantier sont très rares. La modélisation de la cohésion temporaire apparente est donc un sujet important dans l'étude du comportement des sols cloués.

Paramètres géométriques de l'ouvrage

La figure 4.40 présente les résultats de l'étude paramétrique portant sur le fruit de parement. Les tensions au parement diminuent avec le fruit. Ce résultat est conforme à l'intuition puisque la masse de sol à retenir est réduite dès lors que le parement est incliné. Cependant, il est important de noter qu'un fruit de deux degrés permet de réduire les efforts au parement de 14%.

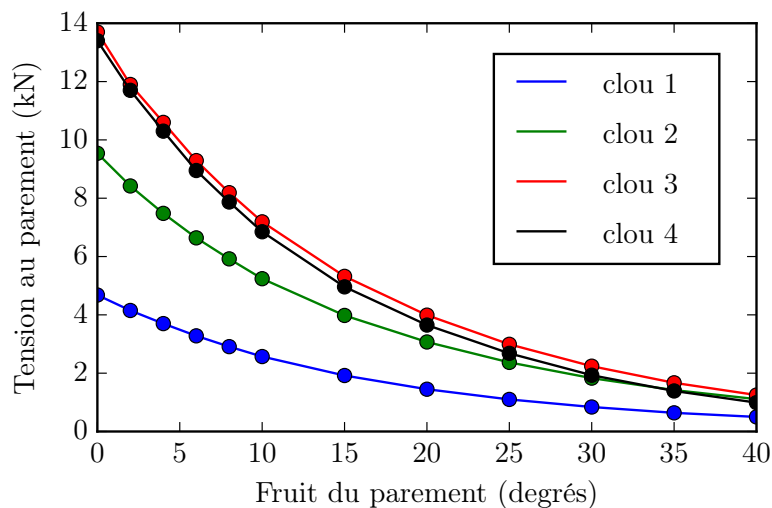


FIGURE 4.40 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction du fruit du parement

La figure 4.41 présente les résultats de l'étude paramétrique portant sur l'inclinaison des clous. Afin de pouvoir les comparer, ces tensions sont projetées sur l'horizontale.

La tension horizontale des clous du bas (en rouge et noir sur la figure 4.41) diminue globalement avec l'inclinaison des clous. Dans les clous du haut, cette tension augmente jusqu'à une certaine inclinaison avant de diminuer à nouveau.

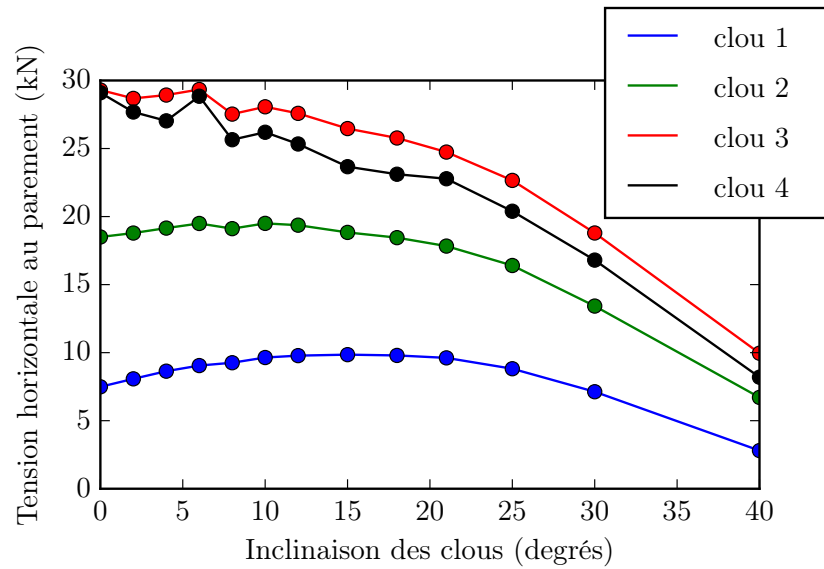


FIGURE 4.41 – Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de l'inclinaison des clous.

La figure 4.42 présente les profils des efforts au parement pour différentes inclinaisons des clous. Il apparaît que l'augmentation de cette inclinaison tend à diminuer l'amplitude moyenne des efforts dans les clous mais modifie également l'allure du profil des efforts. En effet, le profil est d'autant moins piriforme que les clous sont inclinés.

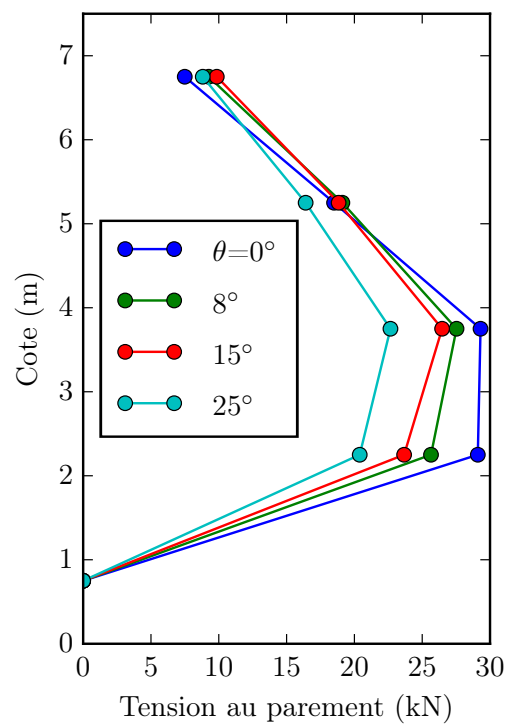


FIGURE 4.42 – Profils des tensions au parement calculés pour des inclinaisons des clous valant 0, 8, 15 et 25 degrés.

Chapitre 5

Principaux enseignements et conséquences pratiques

Les résultats des modélisations physiques et numériques présentées dans les chapitres précédents sont nombreux et parfois sujets à caution, lorsque la cohérence entre les approches n'est pas flagrante, les essais insuffisants ou incertains et l'influence significative de certains paramètres surprenante.

Les études de sensibilité du modèle numérique ont d'ailleurs permis de montrer que l'amplitude des efforts mesurés dépend fortement des caractéristiques de déformabilité du sol ainsi que de la raideur de l'interface sol-inclusion. La détermination de ces deux paramètres n'est pas aisée dans le cas d'un ouvrage réel.

Les essais d'arrachements de clous sont difficiles à réaliser et les valeurs de q_s qu'ils fournissent sont parfois sujettes à caution. Il est encore plus difficile d'obtenir une valeur fiable de k_i puisqu'elle n'intervient plus une fois l'arrachement effectué.

La modélisation du clouage des sols pulvérulents est une autre limite du modèle numérique. En effet, le clouage de tels sols est rendu possible dans la pratique par une augmentation à très court terme de la cohésion apparente au voisinage du front de taille. Pour modéliser ce phénomène et permettre la convergence de l'étape de calcul simulant l'excavation d'une passe, il a été proposé d'affecter dans une zone située à l'arrière du front de taille une cohésion temporaire plus élevée.

L'étude de sensibilité initiale avait mis en évidence l'impact de cette cohésion de zone sur les efforts calculés. Il avait donc été décidé d'affecter à cette cohésion la valeur minimale assurant la convergence. Malgré cela, l'étude paramétrique portant sur la cohésion du sol a révélé une perturbation engendrée sur les résultats du calcul.

Tout en gardant à l'esprit ces limites du modèle numérique, l'objet du présent chapitre est d'analyser les résultats et d'en tirer les principaux enseignements sur le comportement des murs cloués.

En se basant sur cette analyse, une proposition d'amélioration du dimensionnement traditionnel sera intégrée dans le logiciel PROSPER développé par l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) depuis les années 1980 [24].

5.1 Un comportement dépendant de l'élançement

Dans les essais en centrifugeuse, les mesures de pression à la base du massif de sol cloué ont suggéré des mécanismes de mobilisation des efforts dans les clous et dans le sol dépendant de la longueur des clous. Les variations uniformes de pression mesurées pendant la construction du soutènement par clouage sous les ouvrages élancés peuvent s'expliquer par un basculement du massif cloué. Par contre, les ouvrages peu élancés tendent à se comporter comme des massifs déformables dépourvus de mouvement rigidifiant.

La modélisation numérique permet d'observer des grandeurs non mesurables en centrifugeuse. En particulier, la visualisation du taux de cisaillement relatif dans le sol permet de se rendre compte de la mobilisation de la résistance du sol dans le massif. L'observation du degré de mobilisation de la résistance du sol met en évidence des modes de comportement dépendant de l'élançement. Dans les ouvrages élancés, la résistance au cisaillement du sol est fortement mobilisée et une zone de quasi-rupture se dessine. La géométrie de cette zone suggère un mécanisme comparable à celui mis en évidence par Vezole [105] ou Simon [90].

Dans les ouvrages peu élancés, la résistance du sol est moins mobilisée et la zone de quasi-rupture n'apparaît pas. Une forte mobilisation du sol apparaît cependant en pied de paroi mais le haut de l'ouvrage est peu sollicité.

Ces différences de mécanisme expliquent, pour partie, les observations mentionnées dans la suite de cette section.

5.1.1 Tassement et déplacements latéraux

La modélisation sous macro-gravité a montré une nette influence de l'élançement de l'ouvrage sur l'amplitude des tassements en surface. Pour une hauteur de soutènement, ces derniers sont d'autant plus faibles que les clous sont longs. La réduction des tassements est encore observée pour des clous nettement plus longs que ce que le dimensionnement traditionnel impose pour la stabilité interne, externe ou globale de l'ouvrage.

Ce résultat a également été observé à l'aide de la modélisation numérique. Cette dernière a également permis de voir que les tassements relatifs dépendaient de la hauteur de l'ouvrage. Toutefois, le nombre de facteurs influençant l'évolution des tassements est trop important pour pouvoir quantifier cette dernière.

5.1.2 Distribution des efforts le long des clous

La table 5.1 présente les différents profils d'efforts le long des clous obtenus à l'aide de la simulation numérique ou mesurés sur ouvrage réel et sur modèle réduit centrifugé. La première ligne présente des observations expérimentales : les tensions mesurées le long d'un clou du mur Clouterre I et le long d'un clou de l'essai C1 en centrifugeuse. La ligne du bas présente les mêmes grandeurs, obtenues à l'aide du modèle numérique.

Dans la simulation numérique du mur I de Clouterre, l'effort maximal est l'effort au parement et la tension dans le clou décroît de manière monotone de la tête, au parement, vers l'extrémité dans le terrain. Pourtant les mesures effectuées sur l'ouvrage font état d'un maximum à l'intérieur du massif [86].

A l'inverse, la simulation de l'expérience C1 de la campagne d'essais en centrifugeuse présente un profil dont le maximum est à l'intérieur du massif quand celui mesuré à l'aide de la fibre optique donnait un maximum au parement.

Ces différences peuvent s'expliquer par la faible connaissance des caractéristiques de l'interface sol-clou.

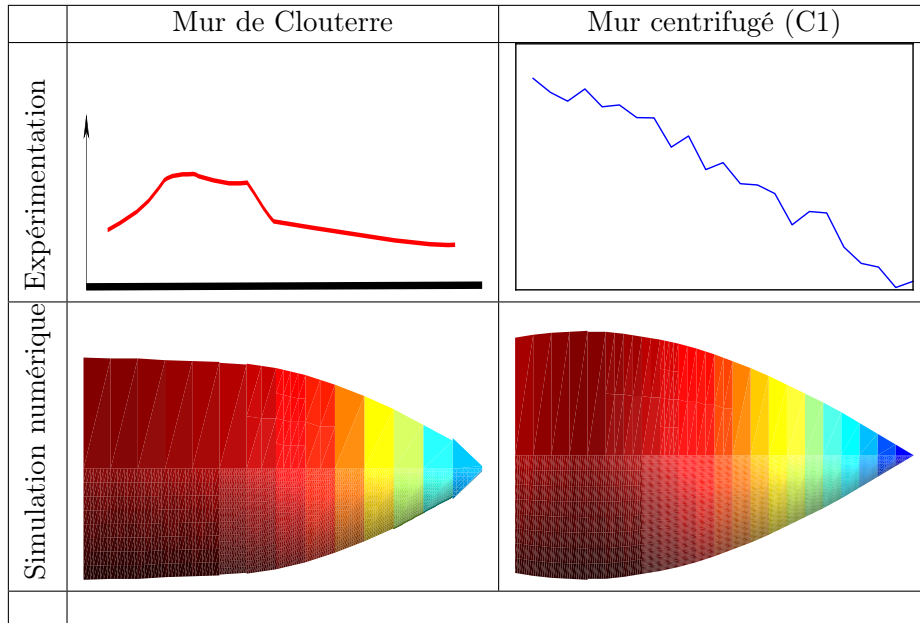


TABLE 5.1 – Comparaison qualitative des distributions d’efforts le long des clous obtenus par simulation numérique à ceux observés expérimentalement. Le parement est situé à gauche. Dans les résultats numériques, la couleur et le diamètre donnent la même information.

5.1.3 Profil des efforts au parement

L’influence de l’élancement sur le profil des efforts au parement a aussi été mise en évidence. Ce profil est d’autant plus piriforme que l’ouvrage est élancé. Il apparaît donc qu’augmenter la longueur des clous tend à redistribuer les efforts sur toute la hauteur du parement.

Les différents mécanismes de mobilisation de la résistance du sol peuvent expliquer la variation des profils d’efforts au parement en fonction de l’élancement du massif de sol cloué. En effet, il est raisonnable de considérer que la faible mobilisation de la résistance du sol dans les ouvrages peu élancés implique une plus forte mobilisation des renforcements. Les efforts sont alors redistribués de manière plus homogène sur la hauteur du parement.

Afin de caractériser la mobilisation des inclusions, il a été choisi de considérer l’écart entre les tensions au parement observées à l’aide du modèle numérique et les efforts théoriques sans clous, c’est-à-dire dans le cas d’une poussée active. Il a donc été choisi d’étudier les

profils de tensions au parement réduites (T_{pr}), c'est-à-dire ramenées à la poussée active au niveau du clou par l'équation suivante :

$$T_{pr} = \frac{T_{parement}}{K_a \gamma (H - z)} \propto \frac{T}{H - z} \quad (5.1)$$

La figure 5.1 présente les profils d'efforts au parement réduits normalisés obtenus à l'aide du modèle numérique pour différents élançements du massif cloué. Chaque courbe correspond à un élançement du massif et les points situés à z/H égal correspondent à un même niveau des clous.

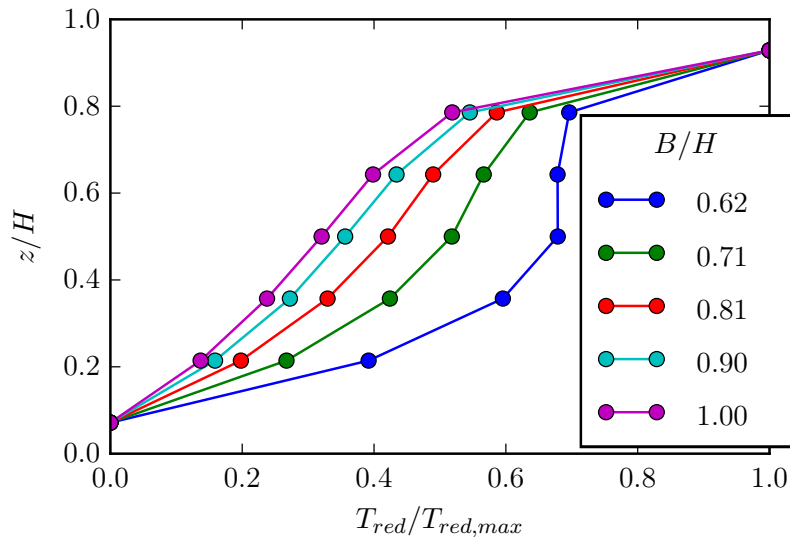


FIGURE 5.1 – Profils d'efforts au parement réduits normalisés calculés pour différents élançements

Ces courbes représentent la dépendance entre mobilisation des renforcements et élançement de l'ouvrage. Leur allure globale évoque l'allure des déplacements observés le long de la ligne de quasi-rupture en centrifugeuse (voir figure 3.32). Ce résultat sera utilisé en 5.2.

La simulation à l'aide du modèle numérique d'un essai en centrifugeuse a permis de comparer aux mesures les efforts au parement calculés (voir 4.4.3). La distribution des efforts est comparable mais la simulation numérique produit des efforts d'amplitude inférieure. Qui

plus est, le sens de variation de cette amplitude avec l'élanement n'est pas le même entre modélisation numérique et modélisation physique.

Ces différences peuvent s'expliquer par le fait que la forme de ces distributions dépend de la transmission des efforts du sol aux inclusions, donc du modèle de comportement de l'interface entre le sol et le renforcement. En particulier, comme illustré en figure 5.2, à déplacement relatif sol-inclusion constant, la valeur de la raideur de l'interface déterminera si le clou glisse par rapport au sol ou s'il lui est lié de manière élastique.

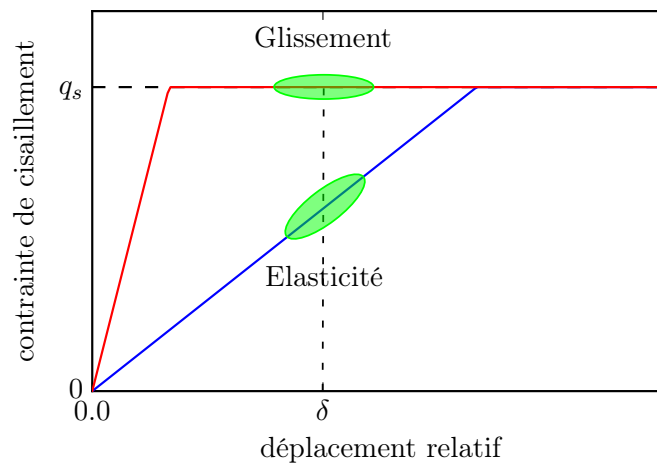


FIGURE 5.2 – Influence sur la mobilisation du renforcement de la raideur de l'interface sol inclusion

La figure 5.3 présente les distributions d'efforts de traction dans le clou numéroté 4 obtenues pour des raideurs k_i égales à 100 ou 10 kPa/m, tous autres paramètres étant constants. Il apparaît ainsi que les efforts le long du clou présentent un maximum interne au massif lorsque la raideur de l'interface est faible.

Le fait que la distribution observée dans l'ouvrage de Clouterre présente un maximum dans le terrain peut s'expliquer en considérant une surface de rupture (ou une zone de quasi rupture). Le clou est sollicité à l'intersection avec la surface de rupture et le frottement sur le sol dissipe cette tension à mesure que l'on s'en éloigne. En particulier, la tension du clou diminue de la surface de rupture vers le parement.

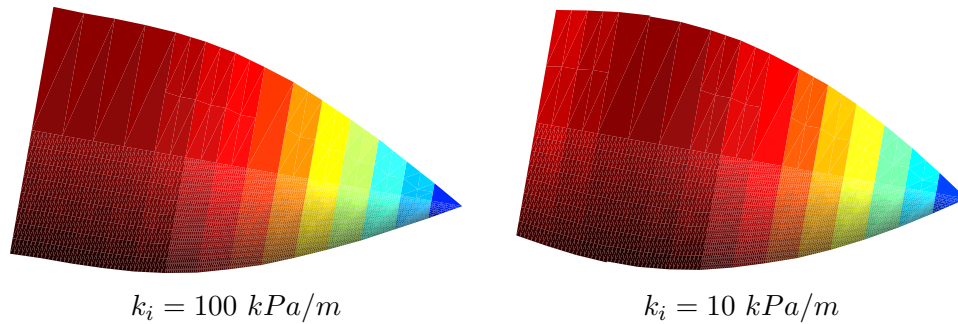


FIGURE 5.3 – Distributions d'efforts le long du clou 4 pour différentes raideurs de l'interface sol-inclusion

5.2 Conséquences pratiques pour le dimensionnement traditionnel des murs cloués

Les résultats présentés dans les sections précédentes ont montré que l'allure des tensions réduites en fonction de z est similaire à celle des déplacements le long de la courbe de quasi-rupture observés en centrifugeuse.

Considérant cela, une amélioration du dimensionnement traditionnel des murs cloués est proposée à l'aide du logiciel PROSPER. Dans un premier temps, le principe du logiciel est rappelé ainsi que les limites usuelles de son application.

5.2.1 Rappels sur les méthodes conventionnelles

Comme indiqué dans l'étude bibliographique, les méthodes conventionnelles reposent sur le choix d'une courbe de rupture séparant un massif immobile d'une masse en rupture.

Un faisceau de courbes de ruptures est défini tel que présenté en figure 5.4. Pour chaque courbe, un facteur de sécurité est calculé selon la procédure explicitée dans la suite et la stabilité de l'ouvrage est assurée si le plus faible de ces facteurs est supérieur à 1. De plus, il est d'usage d'associer à ce calcul un coefficient de méthode de 1,35.

Le facteur de sécurité est défini comme le rapport entre les efforts résistants à la rupture et les efforts moteurs. Les efforts moteurs se résument au poids de la masse en rupture. Les

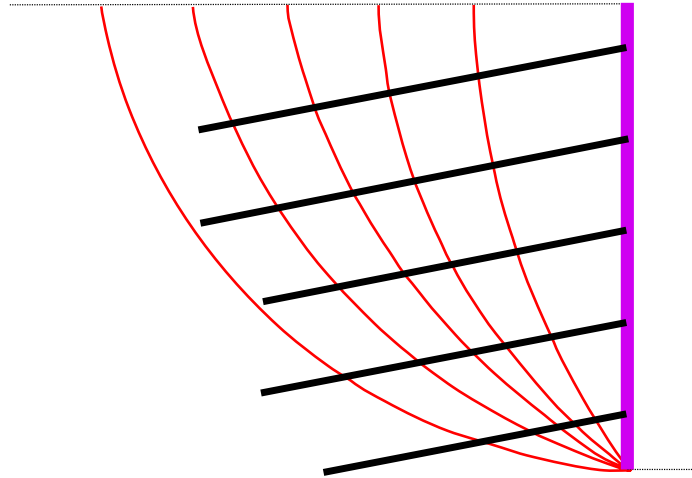


FIGURE 5.4 – Exemple de faisceau de courbes de ruptures utilisées dans le logiciel Prosper

efforts résistants incluent les forces de frottement le long de la courbe de rupture, dus à la résistance du sol au cisaillement, et les efforts mobilisés par les inclusions.

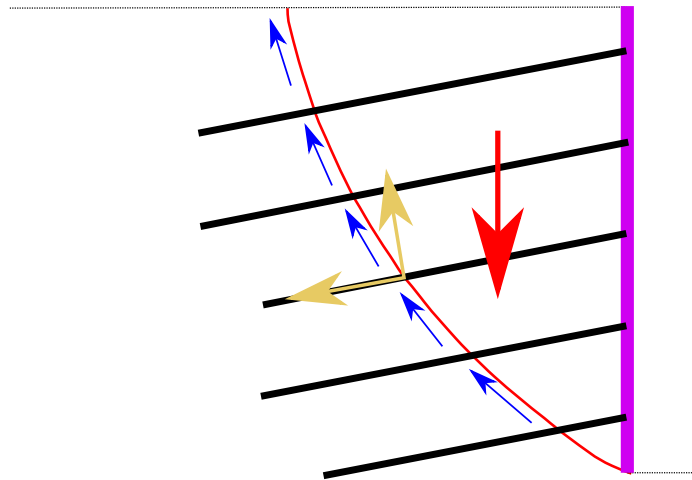


FIGURE 5.5 – Efforts moteurs et résistants pris en compte dans le calcul du facteur de sécurité

Dans PROSPER, les efforts résistants exercés par les clous sont calculés en supposant un déplacement δ de la masse en rupture le long de la surface de rupture. Ce déplacement sollicite le clou latéralement comme indiqué en figure 5.6. L'intégration de l'équation des poutres le long du clou permet de déterminer les efforts tranchants et normaux en chaque

point et en particulier à l'intersection avec la surface de rupture. Ce sont ces efforts qui sont intégrés dans le calcul du facteur de sécurité.

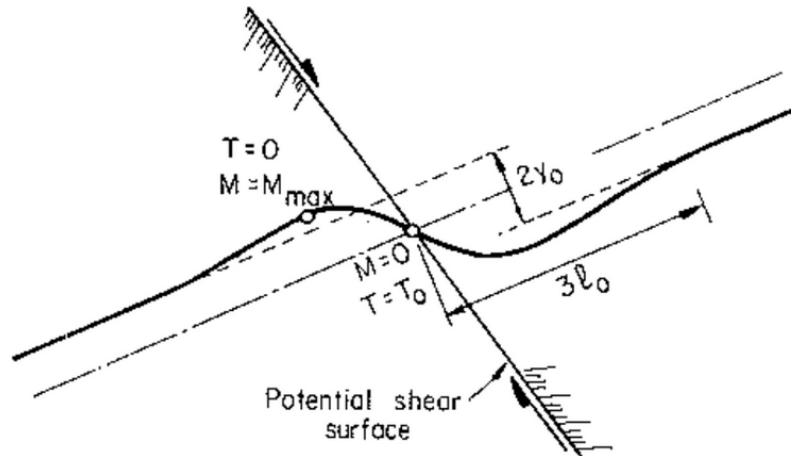


FIGURE 5.6 – Sollicitation d'un clou par le déplacement d'une masse en rupture [86]

L'équation des poutres étant intégrée sur tout le clou, PROSPER permet de déterminer les efforts au parement. Ces tensions au parement dépendent du déplacement supposé de la masse en rupture. Une itération est donc réalisée sur la valeur de ce dernier pour tendre vers un déplacement minimal assurant la stabilité de l'ouvrage.

La principale critique formulée à l'encontre du dimensionnement traditionnel en général et du logiciel PROSPER en particulier est la très forte mobilisation du clou du bas de la paroi. Plus généralement, le profil des efforts au parement ainsi prédit n'est pas comparable à celui observé expérimentalement.

5.2.2 Prise en compte du phasage

La trop forte sollicitation du clou du bas de paroi calculée par la méthode usuelle s'explique par le déplacement δ uniforme de la masse en rupture. En effet, comme cela a été expliqué précédemment, les inclusions sont sollicitées par le déplacement relatif $\delta(z)/\delta_{max}$ le long de la surface de rupture. Or, en l'absence de données expérimentales, ce champ de déplacement est supposé homogène, mobilisant ainsi de la même manière tous les clous.

Dans la pratique, un clou n'est que peu mobilisé tant que la passe suivante n'a pas été excavée et les expériences en centrifugeuses ont mis en avant une mobilisation progressive des inclusions. Il en résulte que les clous du haut de l'ouvrage sont fortement sollicités quand les clous du bas ne le sont que partiellement.

Dans le formalisme de PROSPER, tenir compte de cette différence de mobilisation revient à prendre en compte un déplacement relatif variable le long de la surface de rupture. Ainsi, le mouvement de la masse en rupture n'est plus supposé rigidifiant et sa déformabilité est prise en compte.

Le logiciel PROSPER permet de supposer un champ de déplacement relatif non homogène mais cette option n'est en général pas utilisée par manque de données sur la forme d'un tel champ. Les profils réduits normalisés présentés en figure 5.1 rendent compte de la mobilisation relative des inclusions et leur allure est proche du profil des déplacements le long de la surface de rupture observés en centrifugeuse. Ils forment donc un bon candidat pour la fonction de forme du déplacement relatif. Les valeurs des mobilisations relatives sont portées dans la table 5.2.

B/H	clou 1	clou 2	clou 3	clou 4	clou 5	clou 6	clou 7
0.62	100%	69%	68%	68%	59 %	39%	1%
0.74	100%	64%	57%	52%	42%	27%	1%
0.81	100%	59%	49%	42%	33%	20%	1%
0.90	100%	55%	43%	36%	27%	16%	1%
1.00	100%	52%	40%	32%	24%	14%	1%

TABLE 5.2 – Déplacement relatif δ/δ_{max} introduit dans Prosper en fonction de l'élancement

Les efforts au parement obtenus en considérant la surface de rupture la plus instable (celle de plus faible coefficient de sécurité) présentent alors des profils proches de ceux obtenus à l'aide du modèle en éléments finis. La figure 5.7 présente, pour un ouvrage de 10,5 m de haut et d'élancement 0,81 (longueur des clous : 8,5 m) les profils obtenus avec un déplacement relatif homogène le long de la surface de rupture d'une part et basé sur les tensions réduites d'autre part.

Ces profils sont comparés à ceux obtenus à l'aide du modèle CESAR et l'allure du déplacement relatif issue du calcul des tensions réduites fournit un résultat comparable.

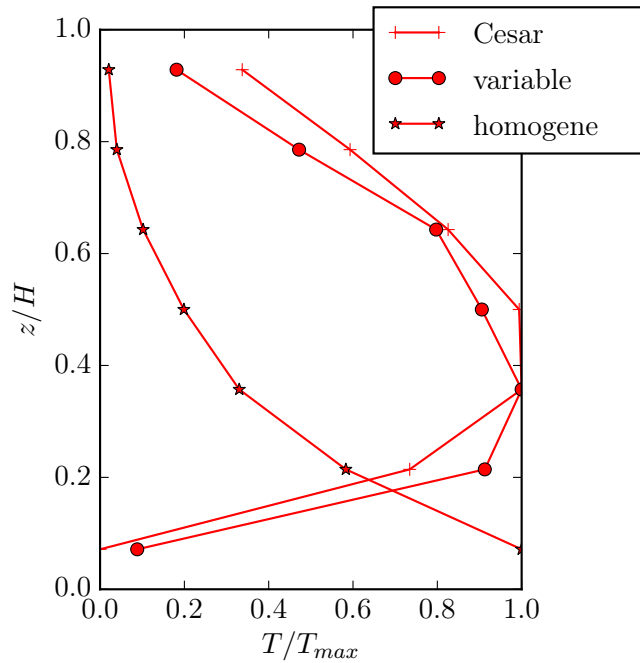


FIGURE 5.7 – Profils des tensions au parement pour un mur de hauteur 10,5 m et de longueur de clous 8,5 m obtenus à l’aide du modèle numérique ainsi qu’à l’aide de Prosper en considérant un déplacement homogène d’une part et basé sur les tensions réduites d’autre part.

5.2.3 Production d’abaque

Afin de déterminer l’allure générale du déplacement relatif, il est donc nécessaire de déterminer une fonction décrivant le profil des efforts au parement. On choisit une fonction polynomiale de degré aussi faible que possible. Pour décrire la transition du profil piriforme vers le profil rond, on choisira un polynôme de degré 3 (voir figure 5.8).

Cette interpolation est réalisée pour des ouvrages d’élancement variables et les coefficients du polynôme interpolateur évoluent de manière linéaire ($R^2 > 0,95$) avec l’élancement. L’expression décrivant les efforts au parement est alors la suivante :

$$T \propto a \left(\frac{z}{H} \right)^3 + b \left(\frac{z}{H} \right)^2 + c \left(\frac{z}{H} \right) + d \quad (5.2)$$

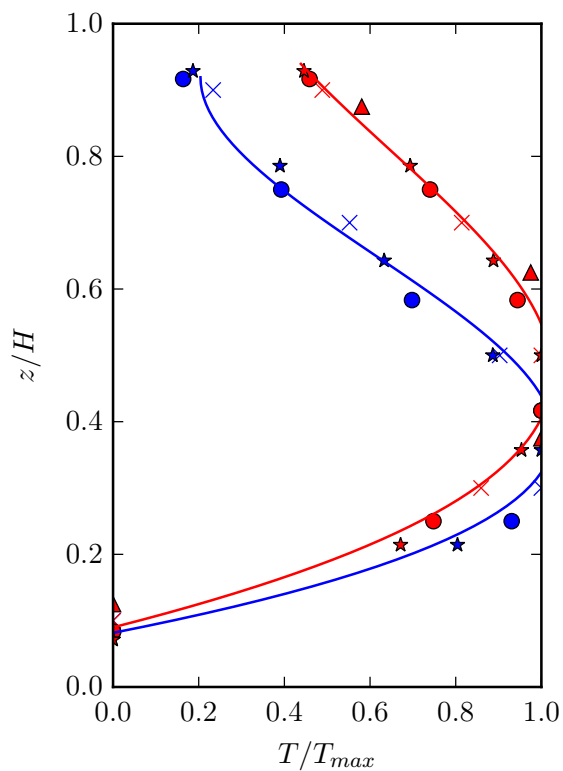


FIGURE 5.8 – Interpolation des profils d'efforts au parement présentés en figure 4.31 par des polynômes de degré 3.

où :

$$\begin{cases} a = 18.5 - 13.8\frac{B}{H} \\ b = 21.3\frac{B}{H} - 32.9 \\ c = 15.6 - 7.8\frac{B}{H} \\ d = -0.5 \end{cases} \quad (5.3)$$

Les tensions réduites ont ensuite été définies par le rapport entre tension et hauteur de la colonne de sol surplombant le clou. Le déplacement relatif le long de la courbe de rupture est donc choisi comme suit :

$$\delta \propto \frac{1}{1 - \frac{z}{H}} \left(\left(\frac{z}{H} \right)^3 + b \left(\frac{z}{H} \right)^2 + c \left(\frac{z}{H} \right) + d \right) \quad (5.4)$$

Défini ainsi, le déplacement relatif tend vers 0 lorsque que z/H tend vers 1. Ainsi, il ne peut pas être normalisé par la valeur au sommet de l'ouvrage. Il est alors choisi de fixer le déplacement sollicitant le clou du haut à 100% du déplacement en tête puisqu'il n'est surmonté par aucun clou permettant de retenir la masse de sol. Ainsi, si la forme du déplacement relatif ne dépend que de B/H , la normalisation en $z = H - n_C$ introduit une dépendance en H (et en n_C) d'autant plus importante que le nombre de clous est faible.

Enfin, il est à noter que l'abaque ainsi défini n'est *a priori* valable que pour un massif cloué homogène sans fruit ni pente arrière. Par ailleurs, il n'est, *a priori*, valable qu'à caractéristiques de sol fixes.

5.3 Application : ouvrage de Bévenais

Afin d'étudier les efforts au parement, une coopération entre le laboratoire LGCIE¹ de l'INSA Lyon, le service Recherche et Développement de GTS² et l'IFSTTAR a permis l'instrumentation durant 600 jours d'un mur cloué expérimental, haut de 7,50 m et long de 30 m, dans une carrière située à Bévenais (France, Isère).

5.3.1 Ouvrage expérimental de Bévenais

Présentation de l'ouvrage

GTS a développé un procédé de parement drainant pour les soutènements en sol cloué ergonomique et économique reposant sur des écailles préfabriquées en lieu et place du béton projeté [74]. Ce procédé, appelé paroi AD/OC, ne modifie pas le phasage de l'excavation. Le confinement et le drainage sont assurés par une gravette cimentée injectée à chaque passe entre les éléments de paroi et le sol en place.

1. Ali Limam, Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale

2. Philippe Robit

Afin de comparer les performances de la paroi AD/OC à celles d'une paroi classique, le mur expérimental de Bévenais a été divisé en deux comme l'indique la photo en figure 5.9. L'ouvrage a été construit selon un phasage classique et une excavation par bandes puis sollicité par une tranchée profonde de 3 m creusée en pied d'ouvrage. Enfin, un remblai a été construit en tête pour le pousser à la rupture.

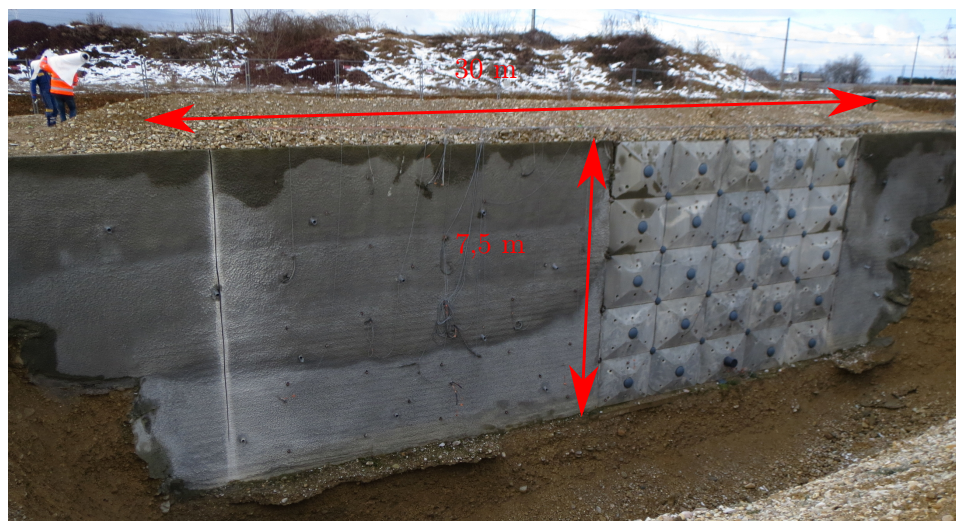


FIGURE 5.9 – Ouvrage expérimental de Bévenais après creusement de la tranchée en pied

Les caractéristiques géométriques et géotechniques de l'ouvrage sont résumées en annexe C.3. Le sol est homogène et constitué d'une grave propre (8 % de fines) bien graduée et non saturée. La nappe, située à 30 m sous le terrain naturel, n'impacte pas l'étude. L'étude de cet ouvrage a fait l'objet d'une communication lors des JNGG (2018) [80].

L'ouvrage a été dimensionné à l'aide de la méthode multicritère [84]. La valeur indiquée pour le coefficient de frottement latéral des inclusions est une estimation par défaut, les essais d'arrachement ayant été limités par la résistance en traction de l'acier.

Instrumentation

Les déformées du parement et de la surface du sol étaient suivies par une centaine de mires topographiques. L'exploitation de ces dernières a permis de comparer le comportement

de la paroi AD/OC à celui de la paroi classique, par béton projeté, et de mettre en avant leur forte similarité [74].

Les efforts dans les clous étaient également suivis à l'aide de jauges de déformations, mais l'acquisition ayant été partiellement défectueuse, ces données n'avaient été que peu exploitées jusque-là.

Les jauges étaient collées de manière symétrique sur les inclusions afin de distinguer les composantes de traction et de flexion. 26 clous ont été équipés à 20 cm du parement et 4 clous (situés sur les lits numérotés 2 et 4) ont été instrumentés sur toute leur longueur. Seule une partie de ces mesures est exploitable et elles ne permettent pas de comparer les deux types de paroi. Les données présentées ici proviennent indifféremment de la paroi AD/OC ou de la paroi classique.

Résultats des mesures

Les mesures d'effort ont débuté le 19 juin 2013, soit 10 jours après la fin du chantier et se sont poursuivies pendant 600 jours. La figure 5.10 présente l'évolution de l'effort maximal et de l'effort au parement dans le clou numéroté 4. L'effort au parement n'est pas corrigé de la flexion par manque de mesure.

Sur cette période, malgré la nature du sol, on observe une importante augmentation des efforts dans les inclusions. En particulier la traction croît lors des 200 premiers jours alors qu'aucun chargement supplémentaire n'est imposé. La courbe décrivant l'effort maximal laisse apparaître deux sauts correspondant au creusement de la tranchée en pied du mur (243 jours) et à la mise en place du remblai en tête (517 jours).

La figure 5.11 présente la répartition des efforts au parement et son évolution dans le temps. Les efforts mesurés en fin de chantier sont très faibles en comparaison des prévisions de la méthode multicritère qui prédisait 80 kN pour le lit de clous numéroté 4. Cependant, ils augmentent ensuite considérablement tout en restant inférieurs aux prédictions.

Le même constat peut être fait en considérant la répartition des tractions le long du clou numéroté 4 (figure 5.12). Les efforts sont très faibles après 10 jours et leur répartition est peu conventionnelle, mais ils augmentent ensuite et leur répartition tend vers un schéma plus usuel.

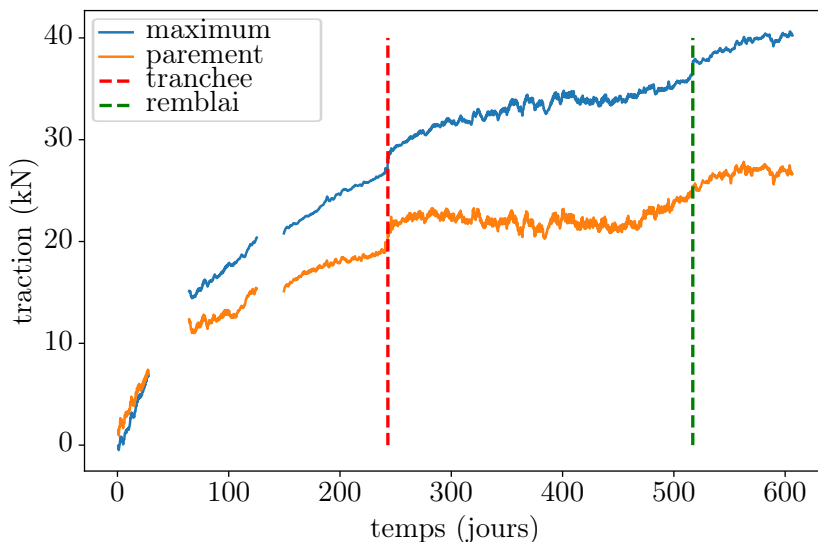


FIGURE 5.10 – Évolution des tractions dans le clou numéroté 4 (* effort au parement non corrigé de la flexion)

Tout se passe donc comme si les clous étaient mobilisés très progressivement et on observe une transition du court terme vers le long terme, malgré une nature de terrain qui ne le laissait pas présager.

5.3.2 Modélisation en éléments finis

Le mur cloué a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis en utilisant le programme de calcul CESAR-LCPC présenté au chapitre 4.

Après la simulation de la construction du mur et pour rendre compte de l'augmentation à long terme des efforts dans les clous, la cohésion, initialement prise égale à 6 kPa, a été réduite, de manière homogène dans le modèle de calcul, à 4 puis 2 puis 0 kPa lors de trois phases successives.

L'ensemble des paramètres géotechniques utilisés est précisé en annexe C.3 et le module d'Young du sol a été choisi égal à $E_M/\alpha^2 = 360$ MPa [6]. La raideur k_i modélisant l'interface sol-inclusion a été choisie égale à la première pente de la loi de Frank et Zhao [33].

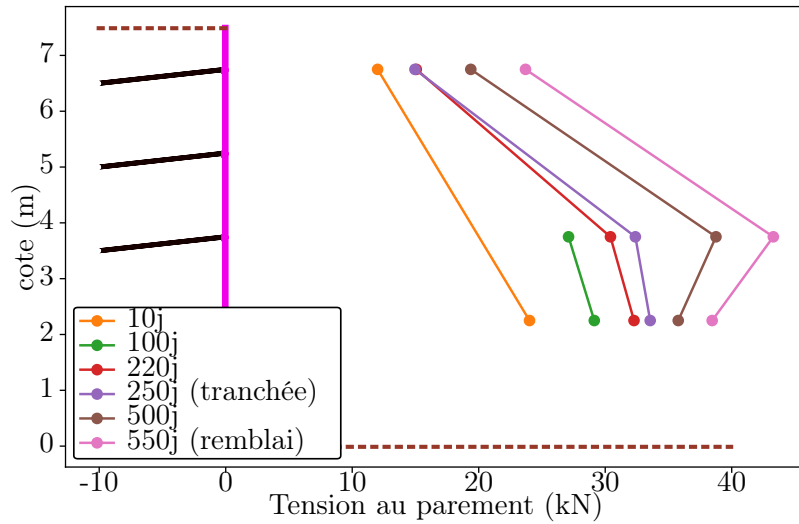


FIGURE 5.11 – Répartitions des efforts au parement à différentes dates. (Effort au parement du clou numéroté 4 non corrigé de la flexion)

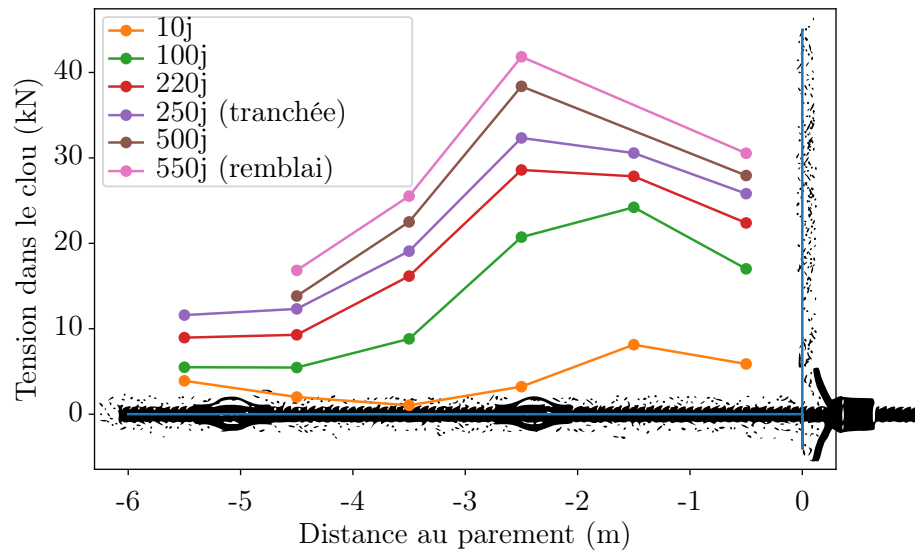


FIGURE 5.12 – Répartitions des efforts le long du clou numéroté 4 à différentes dates.

La figure 5.13 présente les répartitions des efforts au parement obtenues. On constate un fort écart entre les valeurs issues du calcul numérique et les mesures expérimentales. Sur l'ouvrage expérimental, 10 jours après le chantier, l'effort mesuré au parement dans le clou numéroté 4 valait 23 kN. Le même effort calculé par éléments finis vaut 37 kN pour une cohésion de 6 kPa. Les hypothèses de calcul peuvent expliquer pour partie cette différence. En particulier, les caractéristiques du frottement sol-inclusion n'ont pu être déterminées sur l'ouvrage réel, les essais d'arrachement ayant été limités par la plastification de l'acier.

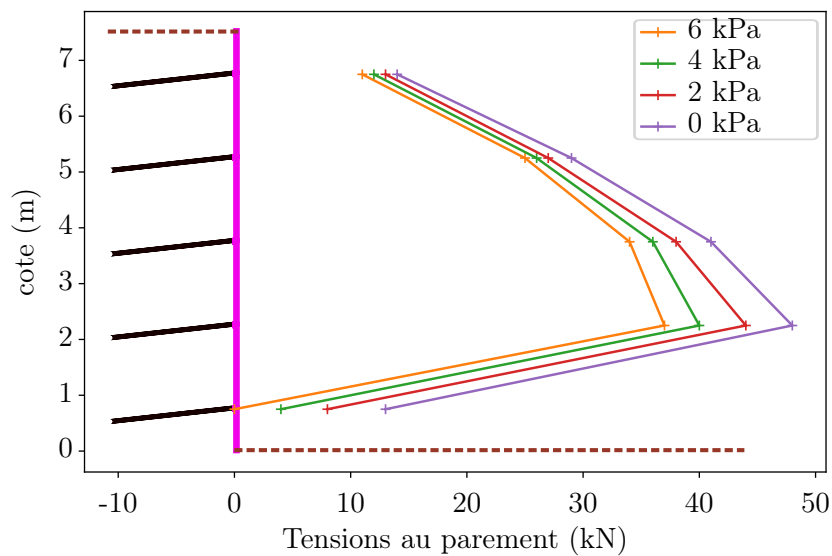


FIGURE 5.13 – Répartitions des efforts au parement obtenues par éléments finis au cours de phases de perte de cohésion.

On sait de plus que l'amplitude des efforts calculés à l'aide du modèle numérique est sensible au module du sol ainsi qu'à la raideur k_i . La détermination de ces deux paramètres est sujette à caution.

On notera cependant que l'augmentation des efforts au parement suite à une perte de cohésion post-construction est comparable à celle mesurée sur le terrain. La forte augmentation des efforts dans les inclusions au cours du temps peut donc s'expliquer par une diminution de la cohésion apparente du sol après excavation. Il est remarquable d'observer cette évolution sur une durée si importante dans un sol grenu et en l'absence de nappe hydraulique.

L'observation de la forte perte de cohésion apparente sur une période de 600 jours, et ce dans une grave propre et bien graduée, reste à expliquer. Sur une période aussi longue, la variation des conditions météorologiques peut induire une variation de la teneur en eau des sols. Ce phénomène est accentué car, lors de l'excavation, le sol est brutalement exposé à des conditions de surface. Dans des graves, la cohésion résulte également de l'imbrication et le déconfinement conséquent à chaque passe ainsi que la mobilisation progressive des inclusions peuvent modifier la structure du squelette solide.

Il est donc nécessaire de réaliser plus d'observations expérimentales, que ce soit sur ouvrage réel ou sur modèle réduit.

5.3.3 Dimensionnement selon PROSPER

L'ouvrage de Bévenais a été étudié à l'aide du logiciel PROSPER afin de comparer le profil des efforts au parement mesurés juste avant le creusement de la tranchée à celui prédit par PROSPER.

Dans un premier temps, un déplacement relatif homogène a été introduit le long de la surface de rupture. Le profil des efforts au parement ainsi obtenu selon la courbe la moins stable et en considérant un facteur de sécurité cible de 1,35 est représenté sur la figure 5.14.

Ce profil n'étant ni comparable aux mesures obtenues ni conforme à l'observation courante selon laquelle le clou du bas n'est que peu sollicité, il a été choisi d'introduire un champ de déplacement relatif obtenu à l'aide de l'abaque donnée en 5.2.3. Toutefois, cette abaque n'est définie que pour des ouvrages dont la longueur des clous est constante. Il a donc été choisi d'utiliser dans les équations 5.4 et 5.3 un élancement égal à l'élancement moyen de la paroi, c'est-à-dire $6,2/7,5 = 0,83$. Le profil alors obtenu est également représenté sur la figure 5.14. Les mobilisations des clous sont les suivantes :

- clou 1 : 100%
- clou 2 : 54%
- clou 3 : 44%
- clou 4 : 29%
- clou 5 : 1%

Le profil ainsi obtenu approche mieux les mesures expérimentales mais les efforts dans les clous supérieurs restent trop faibles. Cela peut-être du à l'absence de cohésion dans l'ouvrage

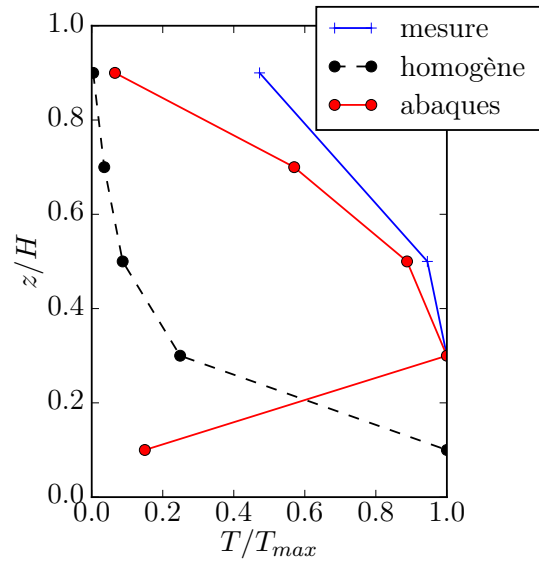


FIGURE 5.14 – Répartitions des efforts au parement obtenues par Prosper en supposant un champ de déplacement homogène ou issu des abaques. Comparaison aux mesures expérimentales.

de Bévenais (sur le long terme) alors que l'abaque a été déterminée pour un sol de cohésion 15 kPa. Toutefois, la prise en compte d'un déplacement inhomogène a permis d'obtenir un profil plus conforme à l'observation.

Chapitre 6

Conclusions et perspectives

Dans le but de perfectionner le dimensionnement du parement des ouvrages en sol cloué, ces derniers ont fait l'objet d'une modélisation physique, à l'aide de modèles réduits centrifugés, et numérique, en développant un modèle aux éléments finis sous CESAR-LCPC. Cette double approche a permis d'étudier le comportement général de tels ouvrages et non seulement les efforts au parement.

L'influence de l'espacement horizontal entre les clous a été mise en évidence. La tension au parement par mètre linéaire d'ouvrage diminue lorsque S_h augmente. Cependant, le nombre de clous diminue également et la tension de chaque clou augmente avec S_h . Ce résultat, conforme à l'intuition a pu être quantifié.

Le lien entre élancement de l'ouvrage (Rapport entre la hauteur d'excavation et la longueur des clous projetée sur l'horizontale) et comportement mécanique a aussi été exposé.

Du point de vue du dimensionnement à l'État Limite de Service (ELS), les ouvrages les plus élancés sont les plus critiques. À hauteur d'excavation donnée, les tassements à la surface du mur cloué sont d'autant plus importants que les clous sont courts. De même le déplacement horizontal en tête de paroi diminue lorsque la longueur des clous augmente.

Du point de vue du dimensionnement à l'État Limite Ultime (ELU), il a été observé que le profil des efforts au parement est gouverné par le rapport d'élancement et non par la hauteur d'excavation. Les ouvrages très élancés (B/H faible) présentent un profil d'efforts au parement piriforme et ce profil tend à s'arrondir à mesure que l'ouvrage est plus massif.

La comparaison des modélisations physiques et numériques a permis d'identifier différents mécanismes de mobilisation du sol et des inclusions, expliquant les différents comportements observés.

La présente étude a également permis de montrer quelques limites de la simulation numérique par éléments finis et en particulier la dépendance aux caractéristiques de déformabilité du sol des efforts calculés. Il est donc essentiel de perfectionner le dimensionnement conventionnel du clouage par calcul à la rupture.

Dans cette optique, une amélioration du logiciel PROSPER a été proposée. Ce logiciel détermine les efforts stabilisateurs des inclusions en considérant un déplacement de la masse en mouvement le long d'une surface de rupture. Par défaut, ce déplacement est supposé homogène. La mobilisation des inclusions ne tient donc pas compte du phasage et le profil des efforts au parement diffère fortement des observations expérimentales.

La comparaison de la modélisation physique et des résultats numériques a permis de déterminer un champ de déplacement le long de la surface de rupture corrigeant ce défaut. Ce champ, obtenu en considérant la mobilisation des clous réduite par le confinement environnant, a été traduit en un abaque dont l'utilisation sur l'exemple de l'ouvrage de Bévenais s'est révélée satisfaisante.

L'abaque produit dépend, *a priori*, de la nature du sol, de l'espacement entre les clous et des caractéristiques géométriques de l'ouvrage que sont l'inclinaison des clous, le fruit du parement et la pente du talus amont. Une perspective naturelle serait donc de déterminer, parmi ces grandeurs, celles qui ont un impact.

Par ailleurs, il apparaît crucial de comprendre plus profondément l'évolution de la cohésion apparente du sol au cours du temps et à proximité de l'excavation.

Enfin, la modélisation numérique a montré l'importance des paramètres de frottement de l'interface sol-inclusion dans le calcul des efforts. Une autre perspective naturelle de ce travail de thèse serait donc d'étudier le comportement à l'arrachement de cette interface et de mettre au point une méthode permettant d'en déterminer précisément les caractéristiques.

Annexe A

Modèles réduits centrifugés

A.1 Essais d'arrachement

Dispositif expérimental

Afin de déterminer la loi de frottement sol-inclusion, des essais d'arrachement doivent être réalisés sous les pressions que subira le sol lors du vol. Pour ce faire, une traditionnelle boîte de cisaillement simple a été adaptée. La paroi de la partie fixe est percée d'un trou laissant passer la tige à tester et la partie mobile est remplacée par un mandrin muni d'un capteur d'effort. Le montage est présenté sur la figure A.1.

Le capteur associé en série avec le mandrin permet de mesurer la force d'arrachement nécessaire tandis que l'instrumentation déjà présente sur la boîte de cisaillement permet d'accéder au déplacement de la tête de clou. Par ailleurs, la boîte de cisaillement permet d'imposer la contrainte verticale σ_v de notre choix. Enfin la densité du sable est obtenue en introduisant dans la partie fixe de la boîte de cisaillement la masse adéquate de sable et par vibration.

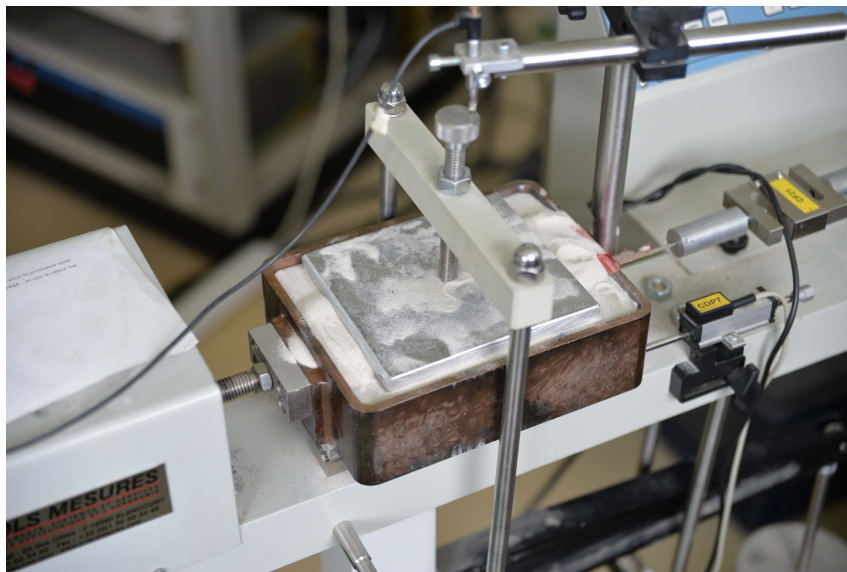


FIGURE A.1 – Dispositif expérimental pour les essais d'arrachement

Résultats

Pour chaque essai, l'effort de traction exercé en tête de clou est reporté en fonction du déplacement horizontal. Les essais réalisés sous une contrainte de 150 kPa sont présentés en figure A.2.

Les différents essais fournissent des courbes similaires et leur répétabilité est donc assurée. Ainsi le rapport choisi entre le diamètre des clous et celui des grains de sable est suffisant. De plus, les courbes sont comparables aux essais réalisés en grandeur réelle trouvés dans la littérature. La figure A.3 en présente un exemple.

Pour chaque essai d'arrachement, le frottement latéral limite q_s est déterminé grâce à l'effort maximal de traction observé en tête. Lors de ces essais, la longueur de frottement était de 16 cm et le diamètre des clous de 2 mm. Les q_s obtenus pour différentes contraintes verticales sont présentés sur la figure A.4.

Cette courbe est comparable à celle, issue de Clouterre [86], présentée en figure A.5. En effet, pour un sol pulvérulent élastoplastique parfait et en l'absence d'eau, la relation entre contrainte verticale et pression limite est linéaire (voir Annexe B.1).

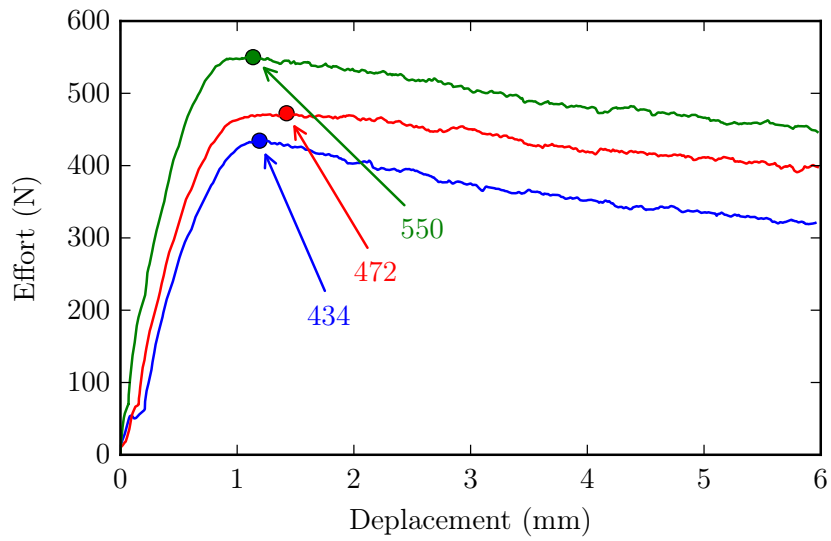


FIGURE A.2 – Courbes effort-déplacement obtenues pour les essais d'arrachement sous contrainte verticale

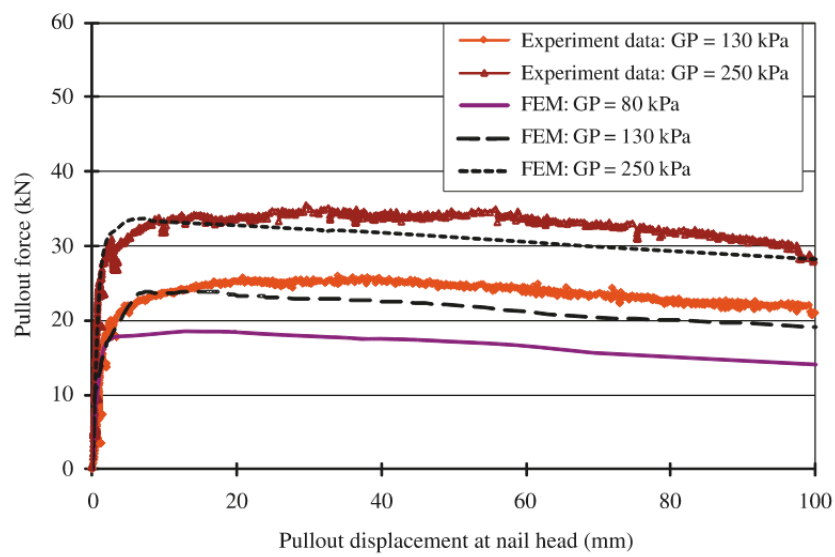


FIGURE A.3 – Résultats numériques et expérimentaux d'essais d'arrachement réalisés dans un granite complètement décomposé [114]

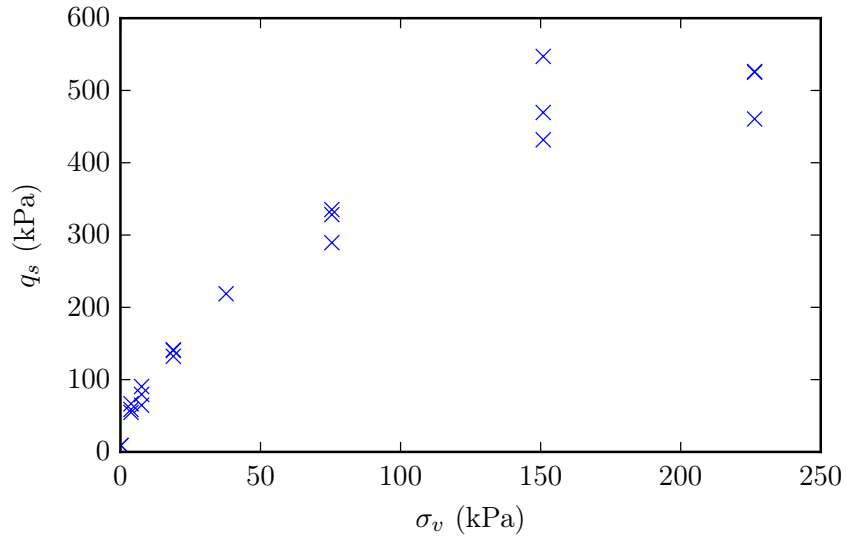


FIGURE A.4 – Evolution du coefficient de frottement latéral avec la contrainte verticale imposée

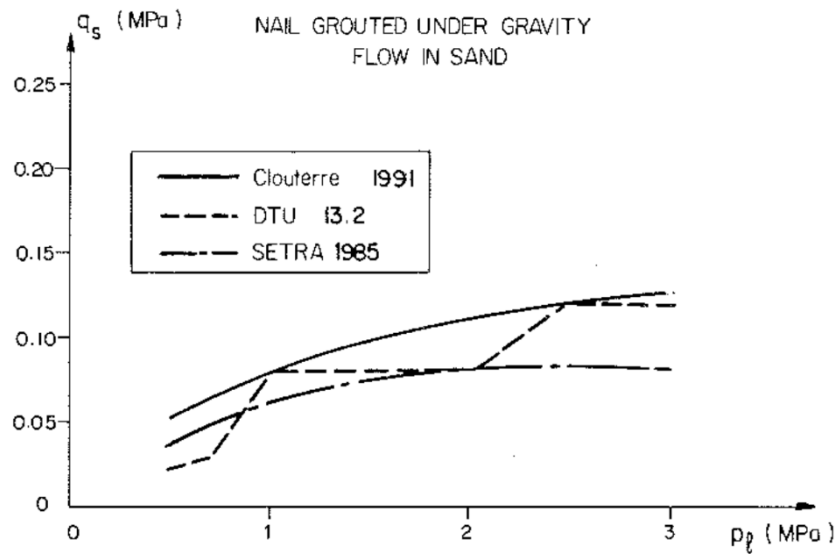


FIGURE A.5 – Lien entre frottement latéral et pression limite issu de Clouterre

A.2 Détermination de la masse volumique du sable entre les clous

Les clous pouvant perturber le phénomène de pluviation, un contrôle de la densité du sable au voisinage des inclusions est nécessaire. Cependant, la présence des clous interdit de le réaliser à l'aide des traditionnelles boîtes de densité. La méthode utilisée est donc la mesure de densité par gel décrite par Ternet [98]. Dans un premier temps, un liquide gélifiant est introduit dans le sol. En refroidissant, il formera une boulette dont on déterminera le volume et la masse de sable.

Injection d'agar-agar

Le gélifiant choisi est l'agar-agar, polymère issu de certaines algues rouges, parce qu'il est accessible aisément dans le commerce d'une part et parce que sa température de transition est compatible avec les conditions d'expérience d'autre part. Le passage de l'état gelé à l'état fluide a lieu pour une température de 80°C et le passage de l'état fluide à l'état gelé a lieu pour une température de 40°C.



FIGURE A.6 – Boulette d'agar-agar sèche entre les inclusions

Les caractéristiques visqueuses de la solution d'agar-agar dépendent fortement du dosage et une solution trop concentrée interdira la pénétration du fluide dans les pores les plus petits, conduisant à un claquage du sol et faussant la mesure de densité. À l'inverse, une solution trop diluée formera des boulettes trop friables pour effectuer toute mesure de volume. Après quelques essais, le dosage retenu est de 0,6% en masse.

Une solution aqueuse d'agar-agar à 0,6% en masse est donc chauffée à 95°C puis injectée à l'aide d'une seringue dans le sol entre les inclusions. Lorsque la température du gel ainsi formé est revenue à la température environnante, le sol alentour est aspiré et la boulette apparaît telle que sur la figure A.6.

Pesée hydrostatique

Le volume total de la boulette est mesuré par pesée hydrostatique. La boulette est pesée une première fois sur la balance et l'on note m la masse obtenue. Elle est ensuite plongée dans un fluide de densité ρ_f connue et suspendue au plateau de la balance par un crochet. La masse ainsi obtenue est notée m' . Attribuant la différence de masse à la poussée d'Archimède, on obtient le volume de la boulette par la relation suivante :

$$V_b = \frac{m - m'}{\rho_f} \quad (\text{A.1})$$

La boulette est ensuite séchée dans une étuve à 105°C pendant 24h. Le sable sec restant est pesé et sa masse notée m_s . Alors le poids volumique du sol est déterminé par :

$$\gamma = \frac{m_s g}{V_b} \quad (\text{A.2})$$

Influence des inclusions

Afin de déterminer l'influence des clous sur la densité du massif obtenu, un test a été réalisé en utilisant du sable de Fontainebleau ($\gamma_{min} = 13,66 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{max} = 17,21 \text{ kN/m}^3$) en réglant la trémie afin d'obtenir un indice de densité cible $I_D = 75\%$.

La figure A.7 précise l'emplacement des boulettes réalisées au milieu des clous de diamètre 2 mm ainsi qu'en zone témoin. Par ailleurs, deux boîtes de densité ont été placées au fond du caisson.

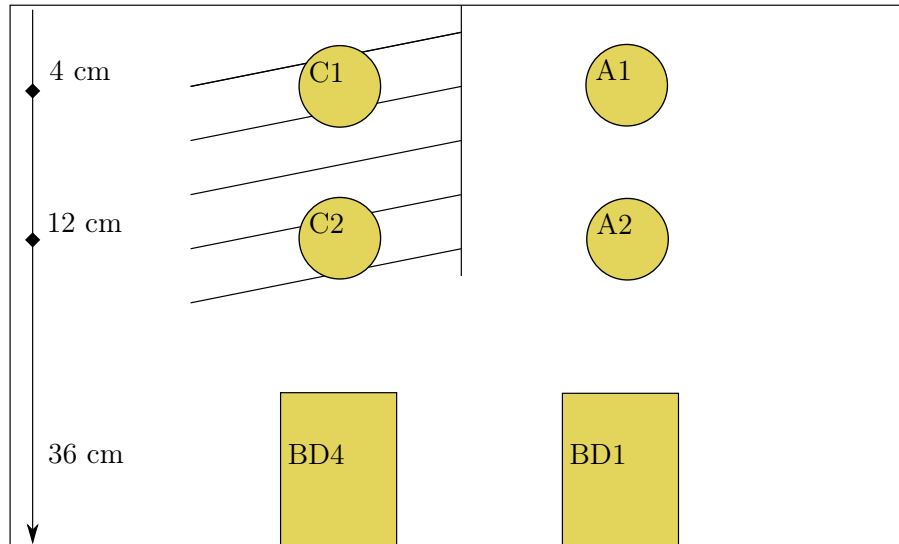


FIGURE A.7 – Emplacement des boulettes d'agar-agar et des boîtes de densité

	A1	A2	BD1	C1	C2	BD4
pois volumique (kN/m^3)	15,66	15,74	15,90	16,04	16,07	15,81
I_D (%)	70	72	76	80	81	75

TABLE A.1 – Mesures de densité des boulettes d'agar-agar

Les résultats obtenus sont reportés dans la table A.1. On observe que la densité est légèrement perturbée au voisinage des clous tout en restant dans le domaine de l'admissible. Toutefois, l'interprétation des résultats doit tenir compte de la densification du sol au voisinage de l'inclusion.

A.3 Mesure des efforts par fibre optique à réseaux de Bragg

Les principes décrits ici sont tirés de [31] que le lecteur pourra consulter pour plus d'informations.

Réseaux de Bragg au sein d'une fibre optique

Une fibre optique est l'association d'un coeur entouré d'une gaine optique dont l'indice est légèrement supérieur. Par réflexion totale le long de l'interface coeur-gaine, la lumière se propage de l'entrée à la sortie de la fibre.

Dans une fibre idéale, l'interface gaine-coeur est un cylindre parfait et les réflexions successives conduisent toute lumière entrante à la sortie. Dans une fibre réelle, les imperfections de l'interface contribuent à rétrodiffuser une partie du signal. Cette rétrodiffusion est considérablement accrue en présence d'une variation périodique de l'indice de réfraction. De telles structures périodiques sont appelées réseaux de Bragg et sont photo-inscrites dans le coeur de la fibre optique à l'aide d'un laser UV.

Ces réseaux de Bragg agissent comme des filtres interférométriques. Ils réfléchissent les ondes se situant dans une fine bande spectrale (dont la longueur d'onde caractéristique sera appelée λ_B) et transmettent les autres par interférences destructives. Si n_e est l'indice optique effectif de la fibre et Λ le pas du réseau alors :

$$\lambda_B = 2n_e\Lambda \quad (\text{A.3})$$

Mesure des déformations longitudinales

Supposons que la fibre dans laquelle est inscrit le réseau de Bragg soit soumise à une déformation longitudinale ϵ_z (dans l'axe de la fibre). Alors le pas du réseau est directement modifié et on obtient :

$$\frac{\Delta\Lambda}{\Lambda} = \epsilon_z \quad (\text{A.4})$$

n_g	n_c	E	ν	p_{11}	p_{12}
1,444	1,4475	70 GPa	0,17	0,113	0,252

TABLE A.2 – Caractéristiques de la fibre de silice

La silice étant considérée élastique, une déformation radiale ϵ_r sera également induite et la variation d'indice effectif¹ en découlant s'exprime en fonction des coefficients élasto-optiques p_{11} et p_{12} :

$$\frac{\Delta n_e}{n_e} = -\frac{n_e^2}{2} (p_{11}\epsilon_r + p_{12}(\epsilon_r + \epsilon_z)) \quad (\text{A.5})$$

En considérant nulles les contraintes radiales dans la fibre, la loi de Hooke indique que $\epsilon_r = -\nu\epsilon_z$. Alors la variation relative de fréquence du réseau de Bragg s'écrit :

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = \frac{\Delta\Lambda}{\Lambda} + \frac{\Delta n}{n} = \epsilon_z - \frac{n_e^2}{2} (p_{11}\epsilon_r + p_{12}(\epsilon_r + \epsilon_z)) = \left(1 - \frac{n_e^2}{2} (p_{12} - \nu(p_{11} + p_{12}))\right) \epsilon_z \quad (\text{A.6})$$

La table A.2 indique les caractéristiques de la fibre de silice. On en déduit alors un facteur de jauge de 0,8. Le fabricant propose la relation suivante :

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = K\epsilon_z = 0,78\epsilon_z \quad (\text{A.7})$$

Sensibilité et perturbations

L'effort normal dans les clous du prototype est relié à l'effort dans les clous modèles par la relation $N_{prot} = n^2 N_{mod}$ et l'effort dans les clous modèles est relié à la déformation longitudinale par la relation $N_{mod} = E\pi r^2 \epsilon_z$ ($r^2 = 1mm$ est le rayon des clous modèles). On obtient alors :

$$N_{prot} = \frac{n^2 E \pi r^2}{K} \frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} \quad \text{soit} \quad N_{prot}(kN) \simeq 2,1 \cdot 10^6 \frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} (\mu m/m) \quad (\text{A.8})$$

1. L'indice effectif caractérise la vitesse de propagation de la lumière dans le sens de la fibre. Il dépend donc du diamètre de la fibre. Plus elle est élargie, plus le signal est guidé. Toutefois, l'indice effectif reste borné par les indices de la gaine et du coeur : $n_g < n_e < n_c$

Enfin, il faut noter que la mesure par réseau de Bragg est sensible aux variations de températures et de pression moyenne du milieu environnant. La comparaison de ces sensibilités est résumée par la table A.3.

$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B}$	ΔT	ΔP	ϵ_z	N_{mod}	N_{prot}
0,78	0,1°C	270 kPa	1 μdef	0,66 N	1,6 kN

TABLE A.3 – Caractéristiques de la fibre de silice

Étalonnage des fibres optiques

Les clous fibrés utilisés dans les essais en centrifugeuse sont des capillaires métalliques au sein desquels est collée une fibre optique. Afin de calibrer ces capteurs, des essais ont été réalisés par nos soins dans les locaux du fournisseur (Light Guide Solutions). Les clous fibrés ont été retenus à leurs extrémités par les mâchoires d'une machine de traction comme indiqué sur la figure A.8. Une mesure de l'effort imposé au cours du temps est acquise d'une part et la variation de longueur d'onde des réseaux de Bragg est mesurée à l'aide d'un interrogateur optique.

Le chargement choisi consiste en 4 paliers de 30 s avec retour au repos entre chaque. Les paliers sont espacés d'une minute et leurs valeurs sont 10, 20, 30 et 40 N. La figure A.9 présente d'une part le chargement imposé sur l'un des capteurs et d'autre part la réponse de l'un des réseaux de Bragg. La comparaison des profils permet d'observer une forte linéarité entre la réponse du capteur et le chargement subi.

Afin de déterminer le "facteur de jauge" caractéristique du réseau de Bragg, on reporte sur le graphe de la figure A.10 la variation relative de longueur d'onde en fonction de l'effort imposé. Une régression linéaire de coefficient de corrélation 0,99 permet de déterminer un rapport $1,26 \cdot 10^{-6}$.

Le diamètre $2r$ du clou est de 2 mm et son module d'Young est celui de l'acier ($E_a = 210 GPa$). Alors la variation de longueur d'onde est reliée théoriquement à l'effort imposé par :

$$\frac{\Delta\lambda}{\lambda} = K\epsilon = K \frac{F}{E\pi r^2} = 1,18 \cdot 10^{-6} F \quad (\text{A.9})$$

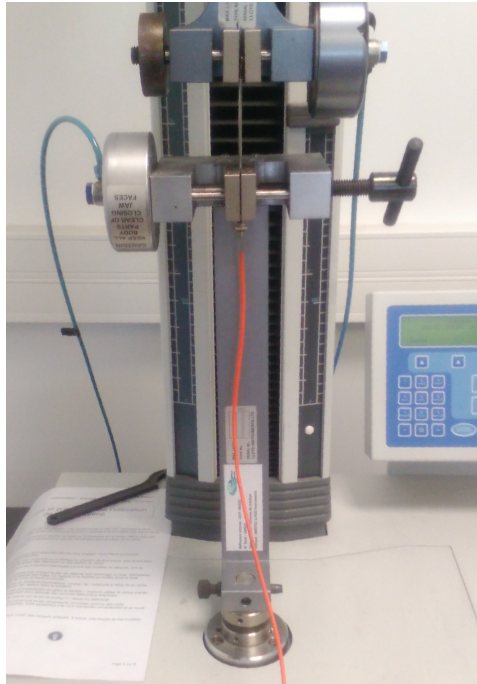


FIGURE A.8 – Essai de calibration des clous fibrés

Ainsi, le facteur de jauge correspondant aux réseaux de Bragg des capteurs utilisés sera 0,83 et non 0,78

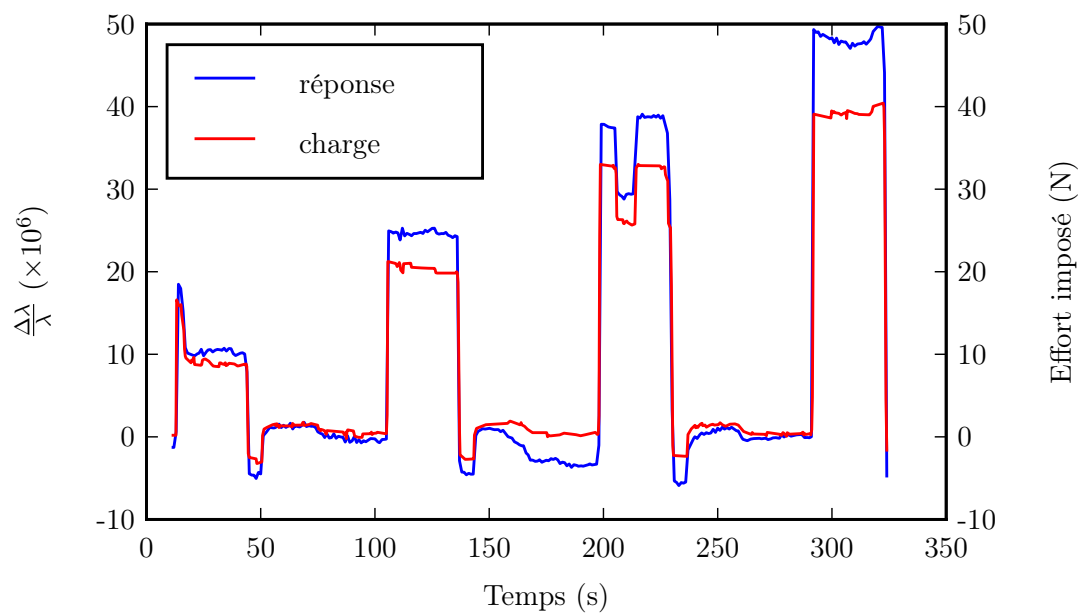


FIGURE A.9 – Chargement imposé sur le capteur 2-2 au cours du temps et réponse de l'un de ses réseaux de Bragg

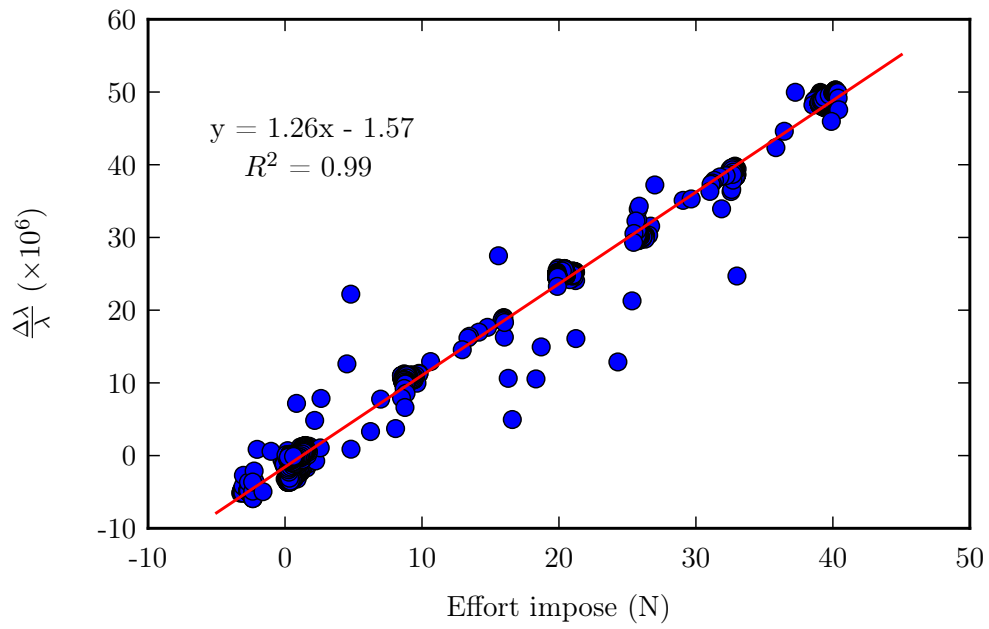


FIGURE A.10 – Relation entre l'effort imposé et la variation relative de longueur d'onde

A.4 Observation par GeoPIV

La technique dite de GeoPIV est inspirée des techniques de *Particle Image Velocimetry* utilisées en mécanique des fluides. La principale différence réside dans l'absence de traceurs colorés. En effet, le sol étant un milieu granulaire, il présente un contraste les rendant inutilisables. Le logiciel utilisé a été développé par l'université de Cambridge et est présenté dans [92].

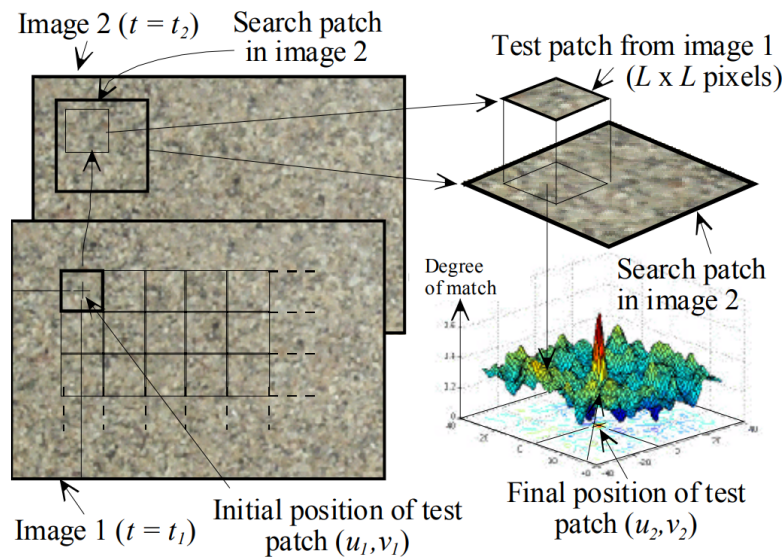


FIGURE A.11 – Principe de résolution par GeoPIV [92]

La figure A.11 en présente le principe général permettant de déterminer le mouvement de particules de sol entre les images n et $n + 1$. L'image n est décomposée en particules de sol à l'aide d'un quadrillage de maille $l \times l$ pixels (typiquement $l = 50$ px). Pour chaque maille (ou particule) centrée sur le pixel de coordonnées (x, y) , une zone de recherche de taille $L \times L$ (typiquement $L = 2l$) est définie centrée sur (x, y) dans l'image $n + 1$.

La maille de l'image n est comparée à toutes les mailles de dimension $l \times l$ centrées en les points (u, v) de la zone de recherche. On note (\tilde{u}, \tilde{v}) les coordonnées offrant la plus forte corrélation. Le couple (\tilde{u}, \tilde{v}) détermine la position de la particule dans l'image $n + 1$ et le déplacement de la particule de sol (x, y) est donc le vecteur $(\tilde{u} - x, \tilde{v} - y)$.

Cette technique d'observation repose donc sur le contraste du sable et, dans le cas de sols trop fins et homogènes en couleur, il sera important d'augmenter artificiellement le contraste du sable en colorant une partie.

Enfin, il est important de noter que cette technique d'observation donne des résultats principalement qualitatifs pour deux raisons :

- Les photos sont distordues par les paramètres de prise de vue et en particulier la focale de l'appareil.
- Malgré la lubrification de la vitre, on ne saurait exclure un frottement réduisant l'ampleur des déplacements.

A.5 Patron du géotextile pour l'excavation

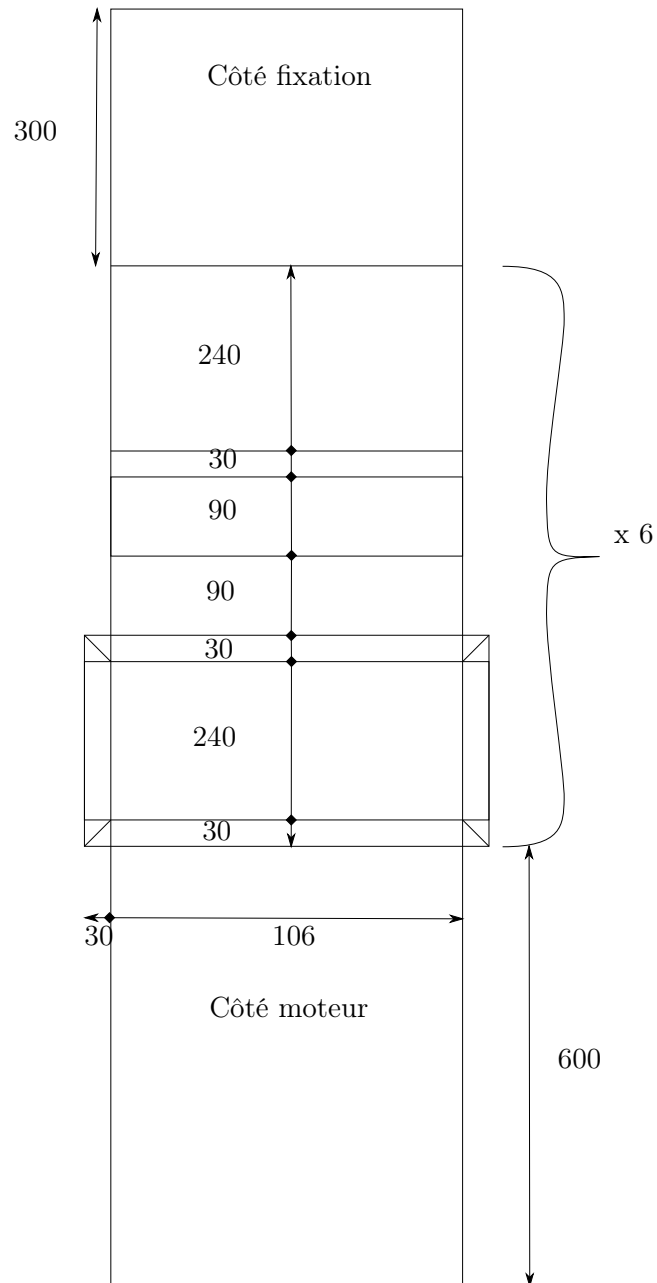


FIGURE A.12 – Excavation du sol devant une nappe par déroulement de nappes de géotextiles (Cotations en mm)

Annexe B

Calculs annexes

B.1 Lien entre pression limite et contrainte verticale

L'objet de cette section est de montrer que, dans un sol pulvérulent élastoplastique parfait respectant le critère de Mohr-Coulomb, la pression limite p_l (issue d'un essai au pressiomètre) est proportionnelle à la contrainte verticale σ_v .

On utilise par la suite le système de coordonnées cylindriques défini à l'aide de l'axe du forage de l'essai pressiométrique. Avant l'essai, les axes de ce repère sont des directions principales de contrainte et l'état du sol est défini par :

$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = K_0 \sigma_v$$

Lors de l'essai, une surcharge de pression p est appliquée sur la paroi du trou de forage ($r = r_0$). Les contraintes générées par cette surpression peuvent être déterminées en utilisant l'équation de Lamé-Navier et en supposant un déplacement radial $\underline{u} = u(r)\underline{e}_r$ des particules de sol :

$$(\lambda + \mu)\underline{grad}(\underline{div} \underline{u}) + \mu\underline{\Delta} \underline{u} = 0 \Rightarrow (\lambda + 2\mu) \left(\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} \right) = 0$$

Alors le champ de déplacement prend la forme $u(r) = Ar + \frac{B}{r}$ et $A = 0$ afin d'éviter toute divergence lorsque r tend vers l'infini. Alors :

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \frac{1}{2}({}^t\underline{\underline{\nabla}}u + \underline{\underline{\nabla}}u) = \frac{B}{r^2}(\underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta - \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r)$$

$$\underline{\underline{\sigma}} = \lambda tr \underline{\underline{\epsilon}} + 2\mu \underline{\underline{\epsilon}} = \frac{2\mu B}{r^2}(\underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta - \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r)$$

Or, avec la convention géotechnique, $\sigma_{rr}(r = r_0) = p$ et B peut ainsi être déterminé. L'état de contrainte résultant de la surcharge est donc $\sigma_{rr} = -\sigma_{\theta\theta} = p \frac{r_0^2}{r^2}$. L'état total des contraintes dans le sol est donc le suivant :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} K_0\sigma_v + p \frac{r_0^2}{r^2} & 0 & 0 \\ 0 & K_0\sigma_v - p \frac{r_0^2}{r^2} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_v \end{pmatrix}$$

La rupture du sol se produit lorsque $p = p_l$ et sur la paroi du trou de forage ($r = r_0$) donc pour l'état de contrainte suivant :

$$\underline{\underline{\sigma}}_c = \begin{pmatrix} K_0\sigma_v + p_l & 0 & 0 \\ 0 & K_0\sigma_v - p_l & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_v \end{pmatrix}$$

Cet état de contrainte est reporté dans le plan de Mohr (figure B.1) et un calcul trigonométrique simple donne :

$$\sin \phi = \frac{\sigma_v - (K_0\sigma_v - p_l)}{\sigma_v + (K_0\sigma_v - p_l)} \Rightarrow p_l = \frac{2K_0}{1 + \sin \phi} \sigma_v$$

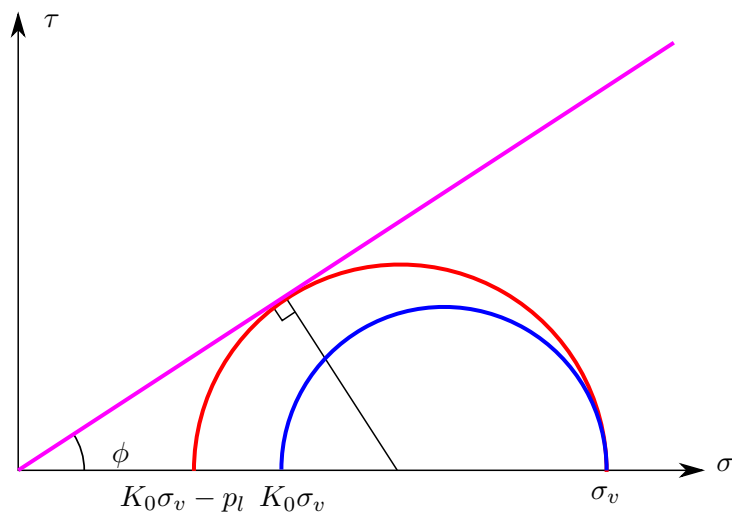


FIGURE B.1 – Représentation dans le plan de Mohr de l'état de contraintes du sol à la rupture lors d'un essai pressiométrique

B.2 Définition du taux de cisaillement relatif

Dans ce travail, on a défini, en chaque point du domaine étudié, le taux de cisaillement relatif S_τ par le rapport entre le cisaillement mobilisé τ^m et le cisaillement maximal mobilisable τ^c . Ce dernier est défini en considérant un élément de sol soumis à la même contrainte de confinement σ_3 et à l'état limite au sens de Mohr-Coulomb. La figure B.2 illustre ces deux états de contraintes.

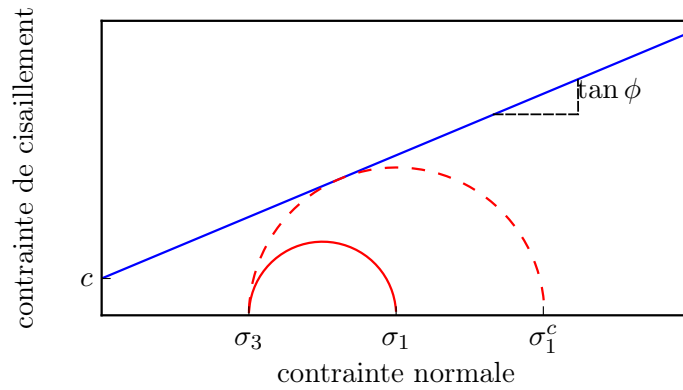


FIGURE B.2 – États de contraintes mobilisés et mobilisables dans un sol

Le cisaillement mobilisé est simplement défini par :

$$\tau^m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (\text{B.1})$$

A l'état limite, le cercle de Mohr-Coulomb est tangent au critère de rupture et ainsi :

$$\sigma_1^c(1 - \sin \phi) = \sigma_3(1 + \sin \phi) + 2c \cos \phi \quad (\text{B.2})$$

Le taux de cisaillement relatif sera donc défini par :

$$S_\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3 \sin \phi + c \cos \phi} \frac{1 - \sin \phi}{2} \quad (\text{B.3})$$

Annexe C

Modèle numérique

C.1 Intersection avec le profil géotechnique

Afin d'étudier des ouvrages en sol cloué dans des sols non homogènes, il est nécessaire de croiser la géométrie de l'ouvrage avec le profil géotechnique (appelé "géologie" par la suite).

Pour ce faire, en parallèle du fichier GMSH décrivant la géométrie de l'ouvrage, un fichier GMSH décrivant la géologie doit être renseigné. Lors de la création du maillage, l'intersection entre les deux fichiers se fait à l'aide du module OpenCascade de GMSH.

Ce module permet de réaliser l'intersection de l'ensemble des volumes de l'ouvrage par l'ensemble des volumes de la géologie. Schématiquement, le résultat de cette intersection est présenté sur la figure C.1. Cependant, cette opération ne permet pas aux volumes ainsi créés d'hériter des propriétés des volumes initiaux (nature du sol, sol excavé ou non, ...).

Il est donc nécessaire de réaliser l'intersection volume par volume. Le résultat de cette opération est schématiquement représenté sur la figure C.1. Cependant, les volumes ainsi créés ne partagent pas de surface. Ainsi les éléments situés de part et d'autre d'une interface entre blocs ne partagent aucun noeud.

Afin de résoudre ce problème, le programme d'intersection avec le profil géotechnique réalise l'intersection globale de l'ensemble des volumes d'une part et l'intersection volume

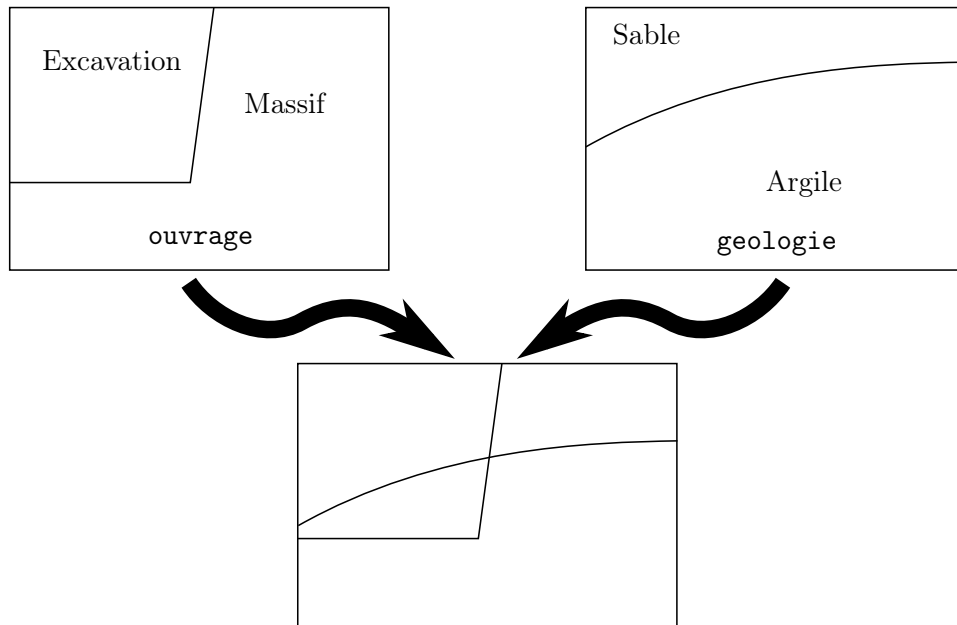


FIGURE C.1 – Exemple d’intersection globale entre fichier ouvrage et fichier géologie

par volume d’autre part. La dernière est utilisée pour identifier les propriétés à affecter aux blocs dans le résultat de la première.

La géométrie ainsi obtenue est ensuite maillée à l’aide de GMSH. Pour l’utilisateur, il suffit donc de définir une géométrie de l’ouvrage d’une part et un profil géotechnique d’autre part.

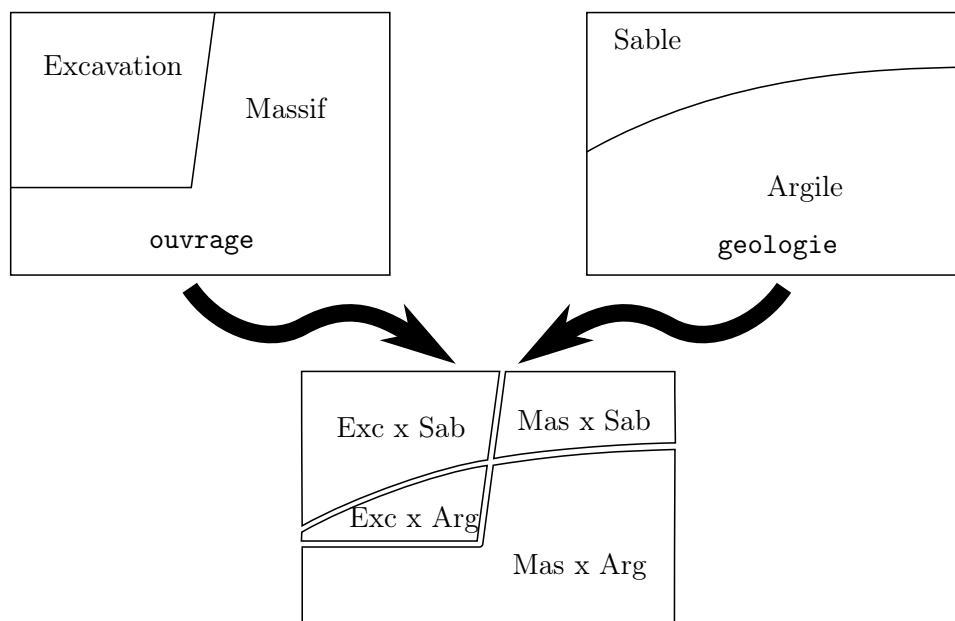


FIGURE C.2 – Exemple d'intersection volume par volume entre fichier ouvrage et fichier géologie

C.2 Paramètres utilisés dans les simulations

Calcul	Maillage	$E_{sol}, \nu_{sol}, R_f, c_{bloc}$	K_0, E_M, q_s, ψ	Études paramétriques
Ouvrage				
β	0	0	0	0
η	90	90	90	90
D	2	2	2	2
n_C	4	5	5	5
h_C	1,5	1,5	1,5	1,5
h_{Cd}	1,5	1,5	1,5	1,5
θ_i	10	0	10	10
L_i	4,5	5,5	5,5	5,5
Caractéristiques du sol				
γ	16	15	15	15
E_{sol}	100	100	100	100
ν_{sol}	0,24	0,24	0,24	0,24
c	6	3	15	15
c_{bloc}	6	25	15	15
ϕ	35	35	35	35
ψ	15	15	15	5
K_0	0,66	0,66	0,66	0,66
m	0,5	0,5	0,5	0,5
p_{ref}	100	100	100	100
R_f	0,9	0,9	0,9	0,9
Caractéristiques des inclusions				
ρ_a	2800	2800	2800	2800
E_a	200	200	200	200
ν_a	0,3	0,3	0,3	0,3
d_a	100	100	100	100
d_f	10	12	12	12
q_s	200	500	500	500
k_i	6	0,6	0,6	0,6
Caractéristiques du parement				
ρ_b	2400	2400	2400	2400
E_b	35	35	35	35
ν_b	0,2	0,2	0,2	0,2
e_b	20	20	20	20

C.3 Présentation synthétique de l'ouvrage de Bévenais

Courtoisie : Jean-Pierre Rajot

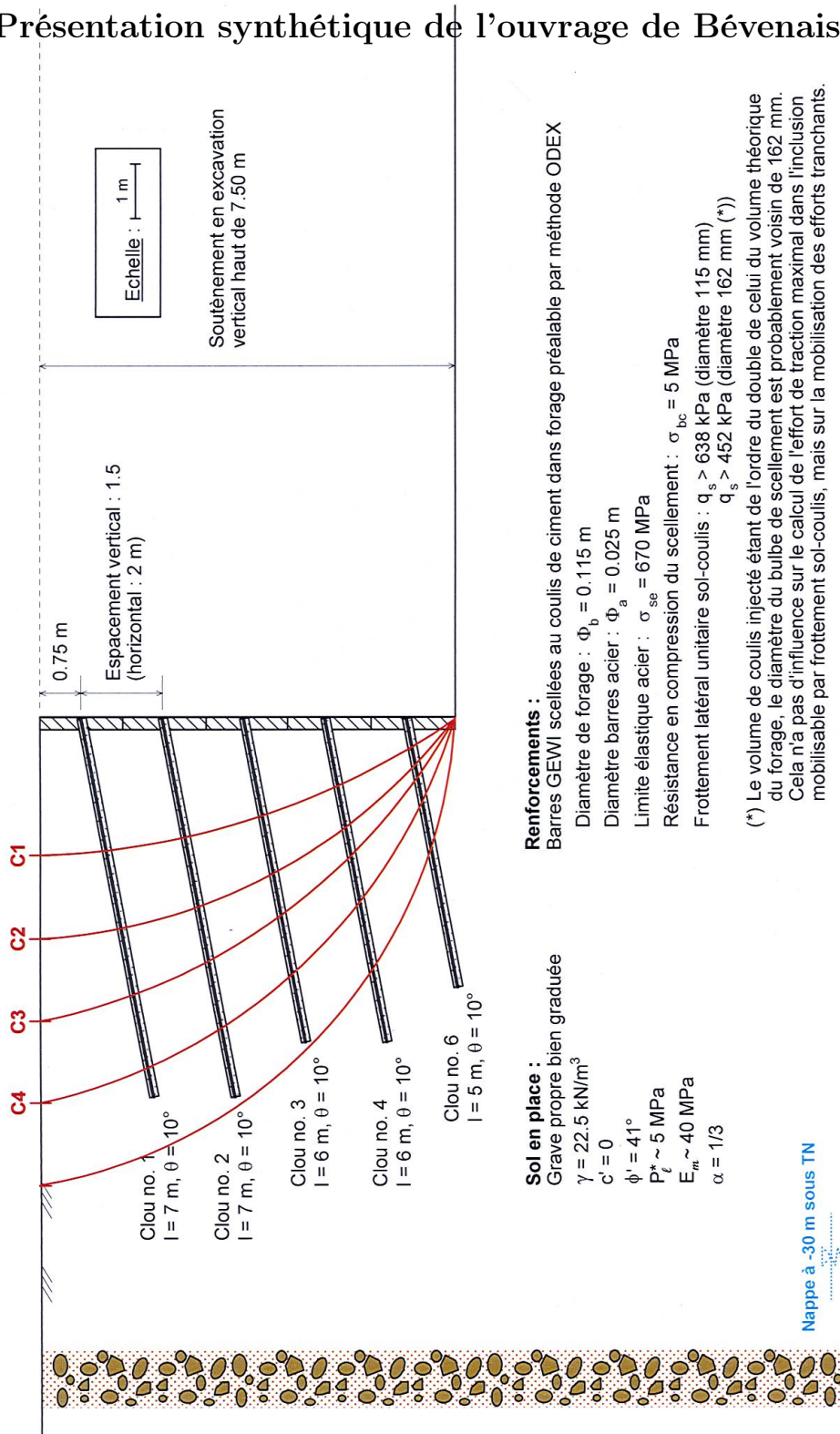


Table des figures

1.1	Phasage de la construction d'un mur en sol cloué, [86]	2
1.2	Répartition des pressions au parements - méthode simplifiée, NF-P 94-270 . . .	3
2.1	Observations post-rupture sur le mur CEBTP 1 [86]	7
2.2	Efforts en tête des clous observés au parement d'un sol cloué, Plumelle <i>et al.</i> , 1989 (extrait de [96])	8
2.3	Mesures des efforts en tête de clou normalisés par la poussée active pour les différents murs instrumentées par la FHWA (adapté de [14])	9
2.4	Essais d'arrachement d'Alimi cités par Fau [29]	11
2.5	Loi de Frank et Zhao [86]	12
2.6	Répartition des efforts dans les clous utilisée par la FHWA [14]	13
2.7	Modélisation phasée de paroi clouée en centrifugeuse à l'aide de poches de fluide [97]	15
2.8	Comparaison des efforts obtenus par Tei et par Gassler [97]	16
2.9	Illustration de la méthode multicritère : en gris, le domaine admissible	20
2.10	Facteurs (C) de sécurité correspondants à différents mécanismes de rupture [62]	23
2.11	Approche simplifiée de la rupture en 3 blocs selon B. Simon	23

2.12	Evolution du lieu des tractions maximales dans les inclusions au cours des passes [87]	26
3.1	Excavation du sol par enroulement de nappes de géotextiles [38]	41
3.2	Réalisation de la paroi - écailles d'aluminium collées sur géotextile	42
3.3	Centrifugeuse de l'IFSTTAR Nantes	44
3.4	Dimensions du caisson utilisé : une structure <i>ad hoc</i> permet de réduire la largeur à 22 cm	45
3.5	Longueur du déversoir, longueur du sol à l'aval du parement et longueur du sol à l'amont retenues pour le modèle	46
3.6	Clous utilisés pour le modèle	47
3.7	Comparaison des granulométries du sable HN38 vierge et du sable contrasté utilisé pour l'expérience	49
3.8	Rapport entre contrainte normale et contrainte de cisaillement à la rupture dans les essais de cisaillement simple réalisés sur le sable coloré pour une densité de 14,8 kg/m ³	50
3.9	Principe de fonctionnement de la trémie de l'IFSTTAR Nantes	51
3.10	Principe de nivellement du sol à l'aide d'un aspirateur	52
3.11	Clou instrumenté par fibre optique - Light Guide Solution	53
3.12	Représentation schématique des capteurs de distance et de pression.	55
3.13	Sortie arrière des fibres	56
3.14	Sortie avant des fibres dans le plan central du modèle	57

3.15 Déplacement en tête observé au cours du temps pour des clous de 8 cm sans fibre optique (C4), avec sortie arrière (C3) et avec sortie avant (C8). Le saut sur la courbe témoin lors de la troisième passe s'explique par un décollement de la lamelle plastique	58
3.16 Influence de la sortie de fibre optique sur l'évolution du tassement dans le profil central au cours du temps	59
3.17 Evolution au cours du temps des efforts au parement pour des clous de 8 cm (numérotés du haut vers le bas de la paroi) et une sortie des fibres par l'avant (C8).	59
3.18 Distribution des efforts de traction dans le clou 2 lors des 2 ^{ème} (t = 200 s) et 4 ^{ème} (t=600 s) passes (Essai C8)	60
3.19 Déplacement en tête observé au cours du temps pour des clous de 8 cm (C8), 12 cm (C9) et 8 cm (C10) avec substratum rocheux	62
3.20 Comparaison des tassements à 4 cm à l'arrière du parement au centre du modèle et sur un bord dans l'expérience C3	63
3.21 Influence de la longueur des clous sur l'évolution du tassement à 4 cm à l'arrière du parement dans le profil central au cours du temps (fibres en sortie arrière)	64
3.22 Comparaison des tassements entre cuvette et amont	65
3.23 Evolution au cours du temps du rapport entre tassement dans la cuvette et tassement à l'amont	65
3.24 Réponse des capteurs de pression au cours des montées en g	67
3.25 Réponse du capteur P157 au cours d'un cycle complet de stabilisation	67
3.26 Evolution au cours du temps de la contrainte verticale sous l'ouvrage à proximité du parement pour trois longueurs de clous	68

3.27 Evolution au cours du temps des contraintes verticales sous un modèle réalisé avec des clous de 18 cm, à proximité du parement, au milieu et en amont de l'ouvrage	69
3.28 Evolution au cours du temps des contraintes verticales sous un modèle réalisé avec des clous de 12 cm, à proximité du parement, au milieu et en amont de l'ouvrage	69
3.29 Déplacements observés au sein du massif lors de l'excavation de la 6 ^{ème} passe pour des clous de 12 cm	70
3.30 Mécanisme de rupture à deux blocs	71
3.31 Surface de rupture bi-planaire	71
3.32 Relation entre amplitude des déplacements relatifs le long de la courbe de rupture et altitude normalisée (par la hauteur de la paroi) pour différents rapports d'élançements	72
3.33 Evolution au cours du temps des efforts au parement pour des clous de 8 cm (C3)	73
3.34 Efforts de traction dans le clou 5 lors des phases 5 et 6 au cours d'un essai réalisé avec des clous de 18 cm	74
3.35 Profil des efforts mesurés au parement pour différents rapports d'élançement	75
3.36 Tension maximale et tension moyenne, sur l'ensemble des clous, observées au parement en fonction du rapport d'élançement de l'ouvrage	76
3.37 Lignes d'isocontraintes dans un talus sous poids propre	77
3.38 Surpression due à un basculement global de la paroi clouée	77
4.1 Paramètres géométriques du problème de clouage	81
4.2 Attracteur (en rouge) et exemple de maillage obtenu pour $l_{min} = 70$ cm et $l_{max} = 5$ m	82

4.3	Diamètre des mailles en fonction de la distance à l'attracteur	82
4.4	Représentation de la relation entre déviateur des contraintes et déformation maximale principale à contrainte σ_3 donnée dans le modèle hyperbolique de Duncan	85
4.5	Représentation de la fonction de charge f pour différentes valeurs du paramètre d'écroûissage. Les valeurs de γ_p ici présentées sont exprimées en unités arbitraires.	86
4.6	Blocs de cohésion utilisés dans le cas des sols pulvérulents	88
4.7	Relation cisaillement-déplacement relatif modélisant l'interface sol-clou	92
4.8	Éléments activés au cours des premières phases de calcul. 0 : Initialisation des contraintes, 1 : excavation de la première passe, 2 : activation du renforcement et du parement de la première passe et excavation de la deuxième passe. . . .	94
4.9	Impact de la densité du maillage ($1/l_{min}$) sur l'erreur relative (rouge) et sur le temps de calcul (bleu)	98
4.10	Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 (numérotés du haut vers le bas de la paroi) en fonction du module du sol (Les courbes en pointillés sont obtenues avec un modèle de Mohr-Coulomb)	99
4.11	Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 pour différentes valeurs du module du sol (Les courbes en pointillés sont obtenues avec un modèle de Mohr-Coulomb)	100
4.12	Profil des efforts au parement pour différentes valeurs du coefficient de Poisson du sol.	101
4.13	Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction du coefficient de pression des terres au repos.	102
4.14	Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction du ratio de rupture du modèle <i>HSM</i>	103

4.15 Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de la raideur de l'interface sol-clou.	104
4.16 Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction du coefficient de frottement latéral ($k_i = 7$ MPa/m).	105
4.17 Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de l'angle de dilatance	106
4.18 Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de la cohésion de blocs (Les courbes en pointillés sont obtenues avec un modèle de Mohr-Coulomb)	107
4.19 Hypothèses de calcul du cas d'étude CNJOG	108
4.20 Profils des tensions maximales et au parement obtenues par les calculs Plaxis et Cesar	109
4.21 Profil des tensions mesurées au parement sur le mur Clouterre I [65] comparé au profil calculé par Cesar	110
4.22 Profil normalisé des tensions mesurées au parement dans l'expérience centrifugée C3 comparé au profil calculé par Cesar	111
4.23 Déformée du mur cloué amplifiée 10 000 fois	112
4.24 Visualisation des contraintes principales dans le plan médian du massif	113
4.25 Représentation visuelle des distributions de tension le long des clous. L'amplitude de la traction est doublement représentée par le diamètre et la couleur.114	114
4.26 Rappel des différents paramètres décrivant un ouvrage en sol cloué	115
4.27 Évolution du profil des efforts au parement au cours de l'excavation d'un mur cloué de hauteur 10,5 m pour des clous de 6,5 m (à gauche) et de 7,5 m (à droite).	117

4.28	Évolution du profil des efforts au parement au cours de l'excavation d'un mur cloué de hauteur 10,5 m pour des clous de 8,5 m (à gauche) et de 9,5 m (à droite).	118
4.29	Évolution du profil des efforts au parement au cours de l'excavation d'un mur cloué de hauteur 10,5 m pour des clous de 10,5 m.	118
4.30	Profils finaux normalisés des efforts au parements sur des murs de 9 m (à gauche) et 10,5 m (à droite) et pour différentes valeurs du rapport B/H	119
4.31	Profils normalisés des efforts au parement pour des murs de hauteur variable (6 à 10,5 m) et d'élancements $B/H = 1$ (en rouge) et $B/H \simeq 0,6$ (en bleu)	119
4.32	Taux de cisaillement relatif dans le plan des clous d'un ouvrage d'élancement $B/H = 0,62$	120
4.33	Taux de cisaillement relatif dans le plan des clous d'un ouvrage d'élancement $B/H = 1$	121
4.34	Tassement maximal en surface calculé pour des ouvrages de hauteur et d'élancement variables. Les lignes de couleur relient les points obtenus pour des ouvrages de même hauteur (6 m, 7,5 m, 9 m, 10,5 m)	122
4.35	Modélisation d'un élément de parement pour la définition d'une raideur équivalente. D est l'espacement horizontal interclou, e_b l'épaisseur du parement et h_C l'espacement vertical interclou.	123
4.36	Tensions observées au parement par mètre linéaire d'ouvrage dans les clous 1 à 4 en fonction de l'inverse de l'épaisseur du parement	124
4.37	Tensions observées au parement par mètre linéaire d'ouvrage dans les clous 1 à 4 en fonction de l'espacement interclou horizontal	125
4.38	Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de la tangente de l'angle de frottement du sol.	126
4.39	Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de la cohésion du sol. Les résultats présentés en pointillés sont réalisés avec des zones de cohésion temporaire.	127

4.40	Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction du fruit du parement	128
4.41	Tensions observées au parement dans les clous 1 à 4 en fonction de l'inclinaison des clous.	129
4.42	Profils des tensions au parement calculés pour des inclinaisons des clous valant 0, 8, 15 et 25 degrés.	130
5.1	Profils d'efforts au parement réduits normalisés calculés pour différents élan- cements	135
5.2	Influence sur la mobilisation du renforcement de la raideur de l'interface sol inclusion	136
5.3	Distributions d'efforts le long du clou 4 pour différentes raideurs de l'interface sol-inclusion	137
5.4	Exemple de faisceau de courbes de ruptures utilisées dans le logiciel Prosper .	138
5.5	Efforts moteurs et résistants pris en compte dans le calcul du facteur de sécurité	138
5.6	Sollicitation d'un clou par le déplacement d'une masse en rupture [86]	139
5.7	Profils des tensions au parement pour un mur de hauteur 10,5 m et de longueur de clous 8,5 m obtenus à l'aide du modèle numérique ainsi qu'à l'aide de Prosper en considérant un déplacement homogène d'une part et basé sur les tensions réduites d'autre part.	141
5.8	Interpolation des profils d'efforts au parement présentés en figure 4.31 par des polynômes de degré 3.	142
5.9	Ouvrage expérimental de Bévenais après creusement de la tranchée en pied .	144
5.10	Évolution des tractions dans le clou numéroté 4 (* effort au parement non corrigé de la flexion)	146
5.11	Répartitions des efforts au parement à différentes dates. (Effort au parement du clou numéroté 4 non corrigé de la flexion)	147

5.12 Répartitions des efforts le long du clou numéroté 4 à différentes dates.	147
5.13 Répartitions des efforts au parement obtenues par éléments finis au cours de phases de perte de cohésion.	148
5.14 Répartitions des efforts au parement obtenues par Prosper en supposant un champs de déplacement homogène ou issu des abaques. Comparaison aux mesures expérimentales.	150
A.1 Dispositif expérimental pour les essais d'arrachement	154
A.2 Courbes effort-déplacement obtenues pour les essais d'arrachement sous contrainte verticale	155
A.3 Résultats numériques et expérimentaux d'essais d'arrachement réalisés dans un granite complètement décomposé [114]	155
A.4 Evolution du coefficient de frottement latéral avec la contrainte verticale imposée	156
A.5 Lien entre frottement latéral et pression limite issu de Clouterre	156
A.6 Boulette d'agar-agar sèche entre les inclusions	157
A.7 Emplacement des boulettes d'agar-agar et des boîtes de densité	159
A.8 Essai de calibration des clous fibrés	163
A.9 Chargement imposé sur le capteur 2-2 au cours du temps et réponse de l'un de ses réseaux de Bragg	164
A.10 Relation entre l'effort imposé et la variation relative de longueur d'onde	165
A.11 Principe de résolution par GeoPIV [92]	166
A.12 Excavation du sol devant une nappe par déroulement de nappes de géotextiles (Cotations en mm)	168
B.1 Représentation dans le plan de Mohr de l'état de contraintes du sol à la rupture lors d'un essai pressiométrique	171

B.2 États de contraintes mobilisés et mobilisables dans un sol	172
C.1 Exemple d'intersection globale entre fichier ouvrage et fichier géologie	174
C.2 Exemple d'intersection volume par volume entre fichier ouvrage et fichier géologie	175

Liste des tableaux

2.1	Modélisations en éléments finis de parois clouées	27
3.1	Facteurs d'échelle pour la modélisation en centrifugeuse	36
3.2	Caractéristiques du sable HN38 [83]	49
3.3	Densité obtenue en fonction de la configuration de la trémie.	52
3.4	Récapitulatif des essais réalisés	61
4.1	Paramètres du script de calcul	96
4.2	Sensibilité des résultats au maillage	97
4.3	Efforts (en kN) obtenus dans les inclusions pour le cas d'études CNJOG mo- délisé sous Plaxis et sous CESAR	109
4.4	Cohésions temporaires utilisées pour obtenir la convergence des calculs	127
5.1	Comparaison qualitative des distributions d'efforts le long des clous obtenus par simulation numérique à ceux observés expérimentalement. Le parement est situé à gauche. Dans les résultats numériques, la couleur et le diamètre donnent la même information.	134
5.2	Déplacement relatif δ/δ_{max} introduit dans Prosper en fonction de l'élan- cement	140

A.1	Mesures de densité des boulettes d'agar-agar	159
A.2	Caractéristiques de la fibre de silice	161
A.3	Caractéristiques de la fibre de silice	162

Références

- [1] I. ALIMI et al. « Etude de l'adhérence sol-armature en place et en laboratoire ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* SPEC VI-E (1978).
- [2] Alireza ARDAKANI, Mahdi BAYAT et Mehran JAVANMARD. « Numerical modeling of soil nail walls considering Mohr Coulomb, hardening soil and hardening soil with small-strain stiffness effect models ». In : *Geomechanics and Engineering* 6.4 (2014), p. 391–401.
- [3] DN ARNOLD et G. AWANOU. « The serendipity family of finite elements. » In : *Foundations of Computational Mathematics* 11.3 (2011), p. 337–44.
- [4] G. S. BABU et Vikas Pratap SINGH. « Simulation of soil nail structures using PLAXIS 2D ». In : *Plaxis Bulletin Spring issue* (2009), p. 16–21.
- [5] M. BASTICK et al. *Additif 2002 aux Recommandations CLOUTERRE 1991 pour le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*. Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 2002.
- [6] J.P. BAUD et M. GAMBIN. « Détermination du coefficient rhéologique de ménard dans le diagramme Pressiorama. » In : *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris, p. 487–490.
- [7] N. BERTHOZ et al. « Stress measurement in partially saturated soils and its application to physical modeling of tunnel excavation. » In : *Canadian Geotechnical Journal* 50.10 (2013), p. 1077–87.
- [8] M. D. BOLTON. « The strength and dilatancy of sands ». In : *Géotechnique* 36.1 (1986), p. 65–78.

- [9] Emmanuel BOURGEOIS, Alain LE KOUBY et Laurent SOYEZ. « Influence of the strip-backfill interaction model in the analysis of the behavior of a mechanically stabilized earth wall ». In : *Soils and foundations* 52.3 (2012), p. 550–561.
- [10] Emmanuel BOURGEOIS, L. SOYEZ et Alain LE KOUBY. « Experimental and numerical study of the behavior of a reinforced-earth wall subjected to a local load ». In : *Computers and Geotechnics* 38.4 (2011), p. 515–525.
- [11] JB. BOYLING. « A short proof of the pi theorem of dimensional analysis. » In : *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Physik ZAMP* 30(3) :531-3 (1979).
- [12] R.B.J. BRINKGREVE, W.M. SWOLFS et E. ENGINE. *Plaxis users manual*. Balkema. Rotterdam, 2002.
- [13] Patrick de BUHAN et Bruno SUDRET. « Micropolar multiphase model for materials reinforced by linear inclusions ». In : *European Journal of Mechanics-A/Solids* 19.4 (2000), p. 669–687.
- [14] R. J. BYRNE et al. *Manual for design and construction monitoring of soil nail walls*. Rapp. tech. 1996.
- [15] Yves CANÉPA et Jacques GARNIER. « Études expérimentales du comportement des fondations superficielles – État de l’art. » In : *Symposium International sur les Fondations Superficielles, FONDSUP*. T. 2. Paris, nov. 2003, p. 155–260.
- [16] Gilles CARTIER. « Exemples d’utilisation du clouage pour la stabilisation de pentes instables ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 145 (1986).
- [17] Gilles CARTIER. « La stabilisation des pentes instables par clouage ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 141 (1986).
- [18] Bastien CHEVALIER, Gaël COMBE et Pascal VILLARD. « Load transfers and arching effects in granular soil layer ». In : *18ème Congrès Français de Mécanique (Grenoble 2007)* (2007).
- [19] Lok-Man CHU et Jian-Hua YIN. « Comparison of interface shear strength of soil nails measured by both direct shear box tests and pullout tests ». In : *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 131.9 (2005), p. 1097–1107.
- [20] Alain CORFDIR. *Interaction sols-structures pour les fondations et les soutènements*. Cours master MSROE. Ecole des Ponts ParisTech, 2015.
- [21] Alain CORFDIR. « La méthode de Kranz d’hier à aujourd’hui : une revue critique ». In : *Revue Française de Géotechnique* 124 (2008), p. 19–30.

- [22] Alain CORFDIR, Emmanuel BOURGEOIS et J.-B. PAYEUR. « Numerical simulation of the response of a reinforced wall to a high speed train passage ». In : *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (2017).
- [23] Luc DELATTRE. « Comportement des écrans de soutènement : expérimentations et calculs ». Thèse de doct. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- [24] Philippe DELMAS, G. CARTIER et A. ABDELHEDI. « Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme Prosper ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 141 (1986).
- [25] Nicolai DRONIUC et al. « Introduction de la méthode cinématique régularisée dans CESAR-LCPC (module LIM1) ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 256-257 (2005).
- [26] Thierry DUBREUCQ. « Renforcement des fondations superficielles par inclusions planes horizontales extensibles-Quelques effets de taille dans le frottement sable-inclusion ». Thèse de doct. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- [27] IS DUFF et JK REID. « The multifrontal solution of indefinite sparse symmetric linear. » In : *ACM Transactions on Mathematical Software* 3.9 (1983), p. 302–25.
- [28] Chia-Cheng FAN et Jiun-Hung LUO. « Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes ». In : *Computers and Geotechnics* 35.4 (2008), p. 585–599.
- [29] Didier FAU. « Le clouage des sols. Application au soutènement de fouille. Etude expérimentale et dimensionnement ». Thèse de doct. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1987.
- [30] Marc FAVRE, Éric VERMOOTE et Damien FUENTES. « Réflexions et propositions pour le calcul optimisé des parois clouées ». In : *Revue Française de Géotechnique* 150 (2017), p. 1.
- [31] Pierre FERDINAND. « Capteurs à fibres optiques à réseaux de Bragg ». In : *Techniques de l'Ingénieur* R6735 (1999).
- [32] Roger FRANK, J. L. BANGRATZ et M. KUTNIAK. « PILATE-LCPC : Programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales de sol ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* (1990).
- [33] Roger FRANK et S.R. ZHAO. « Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 119 (1982).

- [34] M. FRONTARD. « Cycloïdes de glissement des terres ». In : *Compte rendu hebdomadaires Academic Sciences, Paris* 174 (1922), p. 526–528.
- [35] Akhil GARG et al. « An integrated SRM-multi-gene genetic programming approach for prediction of factor of safety of 3-D soil nailed slopes ». In : *Engineering Applications of Artificial Intelligence* 30 (2014), p. 30–40.
- [36] G. GASSLER. « Vernagelte Geländesprunge-Tragverhalten und Standsicherheit ». Thèse de doct. University of Karlsruhe, 1987.
- [37] G. GASSLER et G. GUDEHUS. « Soil nailing-some aspects of new technique ». In : Proceedings of tenth ICSMFE, 1981.
- [38] Christophe GAUDIN. « Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable. Application à l'étude de l'interaction écran-fondation ». Thèse de doct. Ecole Centrale de Nantes, 2002.
- [39] Christophe GAUDIN, Jacques GARNIER et Luc THOREL. « Physical modelling of a cantilever wall ». In : *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 4.2 (2004), p. 13–26.
- [40] Christophe GEUZAINÉ et Jean-François REMACLE. « Gmsh : a three-dimensionnal finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. » In : *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 79.11 (2009), p. 1309–1331.
- [41] Jean-Pierre GIGAN. « Applications du clouage en soutènement. Paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 143 (1986).
- [42] Jean-Pierre GIGAN et Philippe DELMAS. « Mobilisation des efforts dans les ouvrages cloués. Etude comparative de différentes méthodes de calcul. » In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 147 (1987).
- [43] M. M. HRABOK et T. M. HRUDEY. « A review and catalogue of plate bending finite elements ». In : *Computers & Structures* 19.3 (1984), p. 479–495.
- [44] Pierre HUMBERT. « Cesar-LCPC, un code général de calcul par éléments finis. » In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 160 (1989).
- [45] S. W. JACOBSZ. « Centrifuge modelling of a soil nail retaining wall ». In : *Journal of the South African Institution of Civil Engineering* 55.1 (2013), p. 85–93.

- [46] S. W. JACOBSZ et T. S. PHALANNDWA. « Observed axial loads in soil nails ». In : *Proceedings*. 2011, p. 221–227.
- [47] J. JAKY. « The coefficient of earth pressure at rest ». In : *J. Soc. Hung. Eng. Arch.* (1944), p. 355–358.
- [48] Nilmar JANBU. « Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests ». In : *Proceedings of the European conference on soil mechanics and foundation engineering*. T. 1. 1963, p. 19–25.
- [49] J.J. KOLBUSZEWSKI. « An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands ». In : *Proceedings of the second international conference on soil mechanics and foundation engineering 1* (1948), p. 158–165.
- [50] Egidius KRANZ. *Über die Verankerung von Spundwänden*. Wilhelm Ernst & Sohn, 2nde édition. 1953.
- [51] S KUNDU et BVS VISWANADHAM. « Centrifuge model tests on the performance of soil-nailed shoring system ». In : *International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*. 2014.
- [52] P. LÉVÊQUE. *Pilote de CESAR : documentation utilisateur*. 2013.
- [53] Weihua LU et Linchang MIAO. « A simplified 2-D evaluation method of the arching effect for geosynthetic-reinforced and pile-supported embankments ». In : *Computers and Geotechnics* 65 (2015), p. 97–103.
- [54] J. LUBLINER et al. « A plastic-damage model for concrete ». In : *International Journal of solids and structures* 25.3 (1989), p. 299–326.
- [55] P. W. MAYNE et F. H. KULHAWY. « K₀- OCR relationship in soil ». In : *J. Geotech. Eng. Div. ASCE* 108.6 (1982), p. 851–872.
- [56] Christopher O MENKITI et Michael LONG. « Performance of soil nails in Dublin glacial till ». In : *Canadian Geotechnical Journal* 45.12 (2008), p. 1685–1698.
- [57] Philippe MESTAT. « Modèles d'éléments finis et problèmes de convergence en comportement non linéaire. » In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 45-60 (1998).
- [58] GWE MILLIGAN et Kouji TEI. « The pull-out resistance of model soil nails ». In : *Soils and Foundations* 38.2 (1998), p. 179–190.
- [59] Mamadou NGOM. « Etudes numériques et expérimentales de l'état initial des contraintes dans une pente ». Thèse de doct. Université Paris Est, 2015.

- [60] CR. PATRA et PK. BASUDHAR. « Optimum design of nailed soil slopes ». In : *Geotechnical and geological engineering* 23.3 (2005), p. 273–296.
- [61] Jean-Baptiste PAYEUR. « Modélisation du comportement d'un remblai renforcé sous chargement ferroviaire de type TGV ». Thèse de doct. Université Paris Est, 2015.
- [62] Fabrizio PERUZZO. *Analyse de stabilité d'un ouvrage de soutènement courbe au moyen de la méthode cinématique du calcul à la rupture*. Rapp. tech. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006.
- [63] Edouard PHILLIPS. « De L'Equilibre Des Solides Elastiques Semblables. » In : *Comptes Rendus Hebdomadaires des Séances de L'Académie Des Sciences* 68.2 (1869), p. 75–79.
- [64] G. PILOT. « Calcul de la stabilité des pentes. Utilisation de l'ordinateur CAE 510 du laboratoire central programmes 1.1 et 1.2 ». In : *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 22 (1966), p. 4–1.
- [65] Claude PLUMELLE. « Expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée ». In : *Revue Française de Géotechnique* 40 (1987), p. 45–50.
- [66] Sanat Kumar POKHAREL et al. *Use of Flexible Facing for Soil Nail Walls*. Rapp. tech. K-TRAN : KU-10-6. Kansas University, 2011.
- [67] GI. POKROVSKY, IS. FEDOROV et GA. ALIYEV. *Theory and practice of centrifugal modelling in the mining industry*. Nedra Publishing House. Moscow, 1979.
- [68] W.K. PUN et W.M. RAYMOND CHEUNG. *Guide to Soil Nail Design and Construction, Geoguide 7*. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region. 2008.
- [69] M. RABIE. « Performance of hybrid MSE/Soil Nail walls using numerical analysis and limit equilibrium approaches ». In : *HBRC Journal* 12.1 (2016), p. 63–70.
- [70] Jean-Pierre RAJOT. *Stabilité des pentes - introduction du cloutage confortatif dans une méthode globale de calcul*. TFE. Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 1983.
- [71] Patrice RAULIN, Gilles ROUQUÈS et Armand TOUBOL. *Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire*. Rapp. tech. 36. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1974.
- [72] Seyyed Kazem RAZAVI et Masoud HAJIALILUE BONAB. « Study of soil nailed wall under service loading condition ». In : *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 170.2 (2017), p. 161–174.

- [73] L. RENDULIC. « Ein beitrage zur bestimmung der gleitsicherheit ». In : *Der Bauingenieur* 16.19/20 (1935), p. 230–233.
- [74] Philippe ROBIT, Jean-Pierre RAJOT et Ali LIMAM. « Paroi clouée AD/OC - Une alternative au béton projeté qui renforce le drainage et limite les émissions de CO₂ ». In : Beauvais, 2014.
- [75] PW. ROWE. « The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. » In : *Proc. R. Soc. Lond.* 269(1339) :500-27 (1962).
- [76] N. SABHAHIT, P. K. BASUDHAR et Madhira R. MADHAV. « A generalized procedure for the optimum design of nailed soil slopes ». In : *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 19.6 (1995), p. 437–452.
- [77] Jean SALENÇON. *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'ENPC. 1983.
- [78] N. SANVITALE et al. « Role of the facing on the behaviour of soil-nailed slopes under surcharge loading ». In : *ICSMGE, International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*. 2013.
- [79] Khalida SASSI et Jean-Pierre MAGNAN. *Application de l'analyse limite cinématique régularisée à l'étude de la stabilité des pentes*. T. GT70. Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées - série Géotechnique et Risques Naturels. 2001.
- [80] Jean de SAUVAGE et Jean-Pierre RAJOT. « Clouage des sols : conditions de long terme et amélioration du dimensionnement conventionnel ». In : *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*. Marne-la-Vallée, 2018.
- [81] Jean de SAUVAGE et al. « Instrumentation d'une paroi clouée en centrifugeuse ». In : *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*. Marne-la-Vallée, 2018.
- [82] T. SCHANZ, P. A. VERMEER et P. G. BONNIER. « The hardening soil model : formulation and verification ». In : *Beyond 2000 in computational geotechnics* (1999), p. 281–296.
- [83] José Antonio SCHIAVON. « Behaviour of helical anchors subjected to cyclic loadings ». Thèse de doct. São Carlos School of Engineering of the University of São Paulo, 2016.
- [84] F. SCHLOSSER et A. GUILLOUX. « Le frottement dans le renforcement des sols ». In : *Revue française de Géotechnique* 16 (1981), p. 65–77.

- [85] F. SCHLOSSER, P. UNTERREINER et C. PLUMELLE. « Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du Projet National Clouterre ». In : *Revue Française de Géotechnique* 64 (1993), p. 11–20.
- [86] F. SCHLOSSER et al. *Recommendations Clouterre 1991, French national research project Clouterre (English translation)*. Rapp. tech. Presses de l'ENPC, 1993.
- [87] Sasan SHAFIEE. « Simulation numérique du comportement des sols cloués ; interaction sol-renforcement et comportement de l'ouvrage ». Thèse de doct. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1986.
- [88] C. K. SHEN et al. « Centrifuge modeling of lateral earth support ». In : *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 108.9 (1982), p. 1150–1164.
- [89] B.D. SIEL. *SNAP-2 (Soil Nail Analysis Program) User's Manual*. Rapp. tech. Federal Highway Administration, 2014.
- [90] Bruno SIMON. « Yield design applied to earth retaining structures ». In : Selçuk Üniversitesi, Konya, 2008.
- [91] Laurent SOYEZ. « Contribution à l'étude du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, soumis à des charges d'exploitation ferroviaire (charges dynamiques et cycliques) ». Thèse de doct. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2009.
- [92] S.A. STANIER et al. « Improved image-based deformation measurement for geotechnical applications. » In : *Canadian Geotechnical Journal* 53.5 (2015), p. 725–739.
- [93] Douglas Ian STEWART. « Groundwater effects on in-situ walls in stiff clay. » Thèse de doct. University of Cambridge, 1989.
- [94] S. N. L. TAIB et W. H. CRAIG. « Modelling Construction and Failure of Soil Nailed Structures in Clay ». In : *International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*. 2006.
- [95] Nipon TEERACHAIKULPANICH et al. « Estimation of coefficient of earth pressure at rest using modified oedometer test ». In : *Soils and foundations* 47.2 (2007), p. 349–360.
- [96] Kouji TEI. « A study of soil nailing in sand ». Thèse de doct. University of Oxford, 1993.
- [97] Kouji TEI, Neil R TAYLOR et George WE MILLIGAN. « Centrifuge model tests of nailed soil slopes ». In : *Soils and foundations* 38.2 (1998), p. 165–177.

- [98] Olivier TERNET. « Reconstitution et Caractérisation des Massifs de Sable : Application aux Essais en Centrifugeuse et en Chambre de Calibration ». Thèse de doct. Université de Caen, 1999.
- [99] TERRASOL. *Manuel d'utilisation de TALREN 4 - Notice technique*. Rapp. tech. 2005.
- [100] Karl von TERZAGHI. *Theoretical soil mechanics*. New York : Wiley, 1943.
- [101] Karl von TERZAGHI et Ralph PECK. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York : Wiley, 1948.
- [102] M. R. TUFENKJIAN, Mladen VUCETIC et Macan DOROUDIAN. « Dynamic centrifuge testing of soil-nailed excavations ». In : *Geotechnical Testing Journal* 16.2 (1993), p. 172–187.
- [103] John P TURNER et Wayne G JENSEN. « Landslide stabilization using soil nail and mechanically stabilized earth walls : Case study ». In : *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131.2 (2005), p. 141–150.
- [104] Philippe UNTERREINER. « Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués : application au calcul en déformation des ouvrages de soutènement ». Thèse de doct. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994.
- [105] Pierre VEZOLE. « PLATYPUS, ou... retour sur 40 années d'évolution ». In : Comité Français de Mécanique des Sols, 2012.
- [106] Pierre VEZOLE et Yves CANÉPA. *NF P 94-270 : Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué*. Editions AFNOR. 2009.
- [107] BVS VISWANADHAM et VM ROTTE. « Effect of facing type on the behaviour of soil-nailed slopes : centrifuge and numerical study ». In : *Discovery* 46.215 (2015), p. 214–223.
- [108] Wenbing WEI. « Three dimensional slope stability analysis and failure mechanism ». Thèse de doct. The Hong Kong Polytechnic University, 2008.
- [109] Kai Sin WONG et James Michael DUNCAN. *Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analyses of stresses and movements in soil masses*. College of Engineering, Office of Research Services, University of California, 1974.
- [110] Jian-Hua YIN et Wan-Huan ZHOU. « Influence of grouting pressure and overburden stress on the interface resistance of a soil nail ». In : *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135.9 (2009), p. 1198–1208.

- [111] J. ZHANG et al. « Model tests by centrifuge of soil nail reinforcements ». In : *Journal of testing and evaluation* 29.4 (2001), p. 315–328.
- [112] Mingju ZHANG, Erxiang SONG et Zhaoyuan CHEN. « Ground movement analysis of soil nailing construction by three-dimensional (3-D) finite element modeling (FEM) ». In : *Computers and Geotechnics* 25.4 (1999), p. 191–204.
- [113] Wan-Huan ZHOU et Jian-Hua YIN. « A simple mathematical model for soil nail and soil interaction analysis ». In : *Computers and Geotechnics* 35.3 (2008), p. 479–488.
- [114] Wan-Huan ZHOU, Jian-Hua YIN et Cheng-Yu HONG. « Finite element modelling of pullout testing on a soil nail in a pullout box under different overburden and grouting pressures ». In : *Canadian Geotechnical Journal* 48.4 (2011), p. 557–567.
- [115] YD ZHOU, CY CHEUK et LG THAM. « An embedded bond-slip model for finite element modelling of soil–nail interaction ». In : *Computers and Geotechnics* 36.6 (2009), p. 1090–1097.
- [116] YD ZHOU, CY CHEUK et LG THAM. « Numerical modelling of soil nails in loose fill slope under surcharge loading ». In : *Computers and Geotechnics* 36.5 (2009), p. 837–850.