



HAL
open science

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique.

Orianne Jenck

► **To cite this version:**

Orianne Jenck. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique.. Sciences de l'ingénieur [physics]. INSA de Lyon, 2005. Français. NNT : . tel-00143331

HAL Id: tel-00143331

<https://theses.hal.science/tel-00143331>

Submitted on 25 Apr 2007

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

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

Thèse

Le renforcement des sols compressibles par
inclusions rigides verticales.
Modélisation physique et numérique.

Présentée devant
L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon

Pour obtenir
le grade de docteur

Ecole doctorale : Mécanique – Energétique – Génie Civil – Acoustique (MEGA)
Spécialité : Génie Civil

Par
Orianne JENCK

Soutenue le 29 novembre 2005 devant la Commission d'examen

Jury

CAMBOU Bernard	Professeur des Universités (Ecole Centrale de Lyon)	Président
FRANK Roger	Professeur des Universités (ENPC)	Rapporteur
SHAHROUR Isam	Professeur des Universités (Polytech'Lille)	Rapporteur
SIMON Bruno	Directeur Scientifique (Terrasol)	Examineur
KASTNER Richard	Professeur des Universités (INSA de Lyon)	Directeur de thèse
DIAS Daniel	Maître de Conférences (INSA de Lyon)	Co-directeur de thèse

Cette thèse a été préparée au Laboratoire URGC (Unité de Recherche en Génie Civil) de l'INSA (Institut National des Sciences Appliquées) de Lyon, dans l'équipe Géotechnique, sous la direction du Pr. Richard KASTNER et du Dr. Daniel DIAS.

Adresse :

URGC Géotechnique
INSA de Lyon
Bât. JCA Coulomb
Domaine scientifique de la Doua
F-69621 Villeurbanne Cedex
Tél : +33 4 72 43 87 91
Fax : +33 4 72 43 85 20
E-mail : geot@insa-lyon.fr
www.insa-lyon.fr

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
	<u>CHIMIE DE LYON</u> Responsable : M. Denis SINOÛ	M. Denis SINOÛ Université Claude Bernard Lyon 1 Lab Synthèse Asymétrique UMR UCB/CNRS 5622 Bât 308 2 ^{ème} étage 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.44.81.83 Fax : 04 78 89 89 14 sinou@univ-lyon1.fr
E2MC	<u>ECONOMIE, ESPACE ET MODELISATION DES COMPORTEMENTS</u> Responsable : M. Alain BONNAFOUS	M. Alain BONNAFOUS Université Lyon 2 14 avenue Berthelot MRASH M. Alain BONNAFOUS Laboratoire d'Economie des Transports 69363 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.69.72.76 Alain.bonnafoous@ish-lyon.cnrs.fr
E.E.A.	<u>ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE</u> M. Daniel BARBIER	M. Daniel BARBIER INSA DE LYON Laboratoire Physique de la Matière Bâtiment Blaise Pascal 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.64.43 Fax 04 72 43 60 82 Daniel.Barbier@insa-lyon.fr
E2M2	<u>EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION</u> http://biomserv.univ-lyon1.fr/E2M2 M. Jean-Pierre FLANDROIS	M. Jean-Pierre FLANDROIS UMR 5558 Biométrie et Biologie Evolutive Equipe Dynamique des Populations Bactériennes Faculté de Médecine Lyon-Sud Laboratoire de Bactériologie BP 1269600 OULLINS Tél : 04.78.86.31.50 Fax 04 72 43 13 88 E2m2@biomserv.univ-lyon1.fr
EDIIS	<u>INFORMATIQUE ET INFORMATION POUR LA SOCIETE</u> http://www.insa-lyon.fr/ediis M. Lionel BRUNIE	M. Lionel BRUNIE INSA DE LYON EDIIS Bâtiment Blaise Pascal 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.60.55 Fax 04 72 43 60 71 ediis@insa-lyon.fr
EDISS	<u>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE</u> http://www.ibcp.fr/ediss M. Alain Jean COZZONE	M. Alain Jean COZZONE IBCP (UCBL1) 7 passage du Vercors 69367 LYON Cedex 07 Tél : 04.72.72.26.75 Fax : 04 72 72 26 01 cozzone@ibcp.fr
	<u>MATERIAUX DE LYON</u> http://www.ec-lyon.fr/sites/edml M. Jacques JOSEPH	M. Jacques JOSEPH Ecole Centrale de Lyon Bât F7 Lab. Sciences et Techniques des Matériaux et des Surfaces 36 Avenue Guy de Collongue BP 163 69131 ECULLY Cedex Tél : 04.72.18.62.51 Fax 04 72 18 60 90 Jacques.Joseph@ec-lyon.fr
Math IF	<u>MATHEMATIQUES ET INFORMATIQUE FONDAMENTALE</u> http://www.ens-lyon.fr/MathIS M. Franck WAGNER	M. Franck WAGNER Université Claude Bernard Lyon1 Institut Girard Desargues UMR 5028 MATHEMATIQUES Bâtiment Doyen Jean Braconnier Bureau 101 Bis, 1 ^{er} étage 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.27.86 Fax : 04 72 43 16 87 wagner@desargues.univ-lyon1.fr
MEGA	<u>MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE</u> http://www.lmfa.ec-lyon.fr/autres/MEGA/index.html M. François SIDOROFF	M. François SIDOROFF Ecole Centrale de Lyon Lab. Tribologie et Dynamique des Systèmes Bât G8 36 avenue Guy de Collongue BP 163 69131 ECULLY Cedex Tél : 04.72.18.62.14 Fax : 04 72 18 65 37 Francois.Sidoroff@ec-lyon.fr

REMERCIEMENTS

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein de l'équipe Géotechnique de l'Unité de Recherche en Génie Civil de l'INSA de Lyon.

J'adresse ici mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mes directeurs de thèse Monsieur le Professeur Richard Kastner et Monsieur Daniel Dias pour avoir guidé mes pas tout au long de cette recherche. Leurs conseils, leurs encouragements et leur accueil au sein de l'équipe m'ont été d'un soutien précieux et indispensable.

Je remercie vivement Messieurs les Professeurs Roger Frank, de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, et Isam Shahrour, de Polytech'Lille, pour avoir bien voulu accepter d'être rapporteurs de ce travail. Je les remercie pour les remarques pertinentes qu'ils ont formulées à la lecture de ce mémoire.

Je remercie également Monsieur le Professeur Bernard Cambou, de l'Ecole Centrale de Lyon et Monsieur Bruno Simon, de l'entreprise Terrasol, pour avoir bien voulu accepter de participer au jury de la thèse, soulignant l'intérêt qu'ils portent au domaine du renforcement des sols.

Je remercie chaleureusement tous mes collègues du laboratoire pour leur accueil, leur aide et leur soutien, et plus particulièrement mes collègues thésards. Tous m'ont permis de travailler dans d'agréables conditions.

Je remercie enfin ma famille, mon compagnon et mes amis pour leur indispensable et chaleureux soutien tout au long de ces années de thèse.

RESUME

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales est une technique qui associe un réseau d'inclusions et un matelas constitué de sol granulaire, intercalé entre le sol renforcé et l'ouvrage. Dans ce matelas se développent des voûtes qui transfèrent partiellement les charges vers les inclusions, permettant ainsi la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du massif renforcé. Le renforcement peut être complété par une nappe géosynthétique en base du matelas, fonctionnant en membrane. Les domaines d'application privilégiés sont les fondations de remblais routiers ou ferroviaires et les fondations de zones industrielles. Les différents éléments de ce système sont en interactions complexes.

Ce travail de thèse constitue une contribution à la compréhension du comportement de ce type d'ouvrage, et s'intéresse plus particulièrement à la modélisation des mécanismes se développant dans le matelas de transfert de charge. Il comporte trois parties.

La première partie présente le contexte et les objectifs.

La deuxième partie est consacrée à la constitution d'une base de données expérimentale précise et complète en terme d'efforts et de déplacements, afin de servir de référence à diverses approches de modélisation numérique. Pour cela, un modèle physique bidimensionnel mettant en œuvre des matériaux analogiques est développé.

La troisième partie concerne la modélisation numérique. La première étape consiste en une modélisation bidimensionnelle en milieu continu, validée à partir des résultats expérimentaux obtenus sur le modèle réduit. Des modèles de comportement spécifiques aux divers matériaux sont mis en œuvre. L'analyse paramétrique peut alors être étendue numériquement.

La seconde étape de la modélisation numérique consiste en la mise en œuvre de simulations tridimensionnelles en milieu continu de cas réalistes. Les comportements du sol du matelas et du sol compressible sont pris en compte par des modèles de diverses complexités. Le système est d'abord pris en compte par une cellule élémentaire du maillage en conditions drainées, puis par une section courante de remblai présentant des talus latéraux.

Mots-clés : Renforcement, Sols compressibles, Inclusions rigides, Modélisation physique, Modélisation numérique.

ABSTRACT

Soft soil improvement by vertical rigid piles is a technique which associates a pile grid and a granular earth platform, intercalated between the improved soil and the surface structure. Arching occurs in the granular fill, which permits partial load transfer onto the piles, the surface settlement reduction and homogenization, in order to insure the structure good working and durability. The reinforcement can be completed by a geosynthetic, laid at the platform base, working in membrane effect. The main application areas are road- and railway embankment foundations and industrial area foundations. The various elements composing the system are in strong and complex interaction.

This PhD thesis work is a contribution to the understanding of the behaviour of this type of structure, and focuses more precisely on the modelling of the mechanisms developing in the earth platform. It consists of three parts.

The first part presents the context and the objectives.

The second part is dedicated to the constitution of an experimental database, precise and complete in term of both loads and displacements, in order to serve as a reference for various numerical modelling approaches. A physical two-dimensional modelling using analogical materials is developed.

The third part concerns the numerical modelling. It first consists in a two-dimensional modelling in a continuum, validated by confrontation to the experimental results. Specific constitutive models for the various materials are implemented. The parametric study can then be numerically extended.

The next step of the numerical modelling consists in simulating realistic three-dimensional cases in a continuum. The soft soil and the granular earth platform soil behaviours are taken into account by various constitutive models, showing increasing degrees of complexity. A pile grid unit cell is first represented, and the system is then represented by a current embankment section with lateral slopes.

Key-words: Soil improvement, soft soil, rigid pile, physical modelling, numerical modelling.

Table of content

Part I: Context of the thesis

Chapter 1: Soil improvement by vertical rigid piles

Part II: Two-dimensional physical modelling

Chapter 2: Apparatus design and experimental tools

Chapter 3: Experimentations on the small scale model

Chapter 4: Confrontations to current design methods

Part III: Numerical modelling

Chapter 5: Bibliographic study

2D-modelling

Chapter 6: Two-dimensional modelling and confrontation to the experimental results

Chapter 7: Two-dimensional parametric study

3D-modelling

Chapter 8: Three-dimensional consideration on a pile grid unit cell

Chapter 9: Three-dimensional consideration on an embankment current section

TABLE DES MATIERES

Résumé	7
Abstract	8
Notations	17
Glossaire	22
Introduction générale	23

PARTIE I : PRESENTATION DU PROBLEME

Chapitre 1 : Le renforcement des sols par inclusions rigides verticales

1 LE RENFORCEMENT DES SOLS COMPRESSIBLES	29
2 PRESENTATION DE LA METHODE	30
2.1 PRINCIPE DU RENFORCEMENT	30
2.2 LES INCLUSIONS RIGIDES	32
2.3 LE MATELAS DE TRANSFERT DE CHARGE	34
2.4 LES NAPPES DE RENFORCEMENT	35
3 DOMAINES D'APPLICATION	36
4 CONTEXTE DE LA THESE ET OBJECTIFS	37

PARTIE II : MODELISATION PHYSIQUE

Chapitre 2 : Conception du modèle réduit et outils d'exploitation

1 INTRODUCTION	43
2 ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES	43
2.1 LA MODELISATION PHYSIQUE EN GEOTECHNIQUE, REGLES DE SIMILITUDE	43
2.2 LES MODELES REDUITS EXISTANTS DE MATELAS SUR SOL RENFORCE PAR INCLUSIONS RIGIDES	44
2.2.1 <i>Les modèles réduits bidimensionnels</i>	44
2.2.2 <i>Les modèles réduits tridimensionnels</i>	47
2.2.3 <i>Conclusion sur les expérimentations existantes</i>	50
3 LE MODELE REDUIT BIDIMENSIONNEL	50
3.1 DESCRIPTION DU MODELE REDUIT BIDIMENSIONNEL	50
3.2 MESURE DES EFFORTS.....	53
3.2.1 <i>Localisation des capteurs</i>	53
3.2.2 <i>Bilan des efforts dans le modèle réduit</i>	53
3.2.3 <i>Précision des mesures</i>	55

3.3	MESURE DU CHAMP DE DEPLACEMENT	56
3.3.1	<i>Principe de la méthode</i>	56
3.3.2	<i>Etapes du traitement d'images</i>	57
3.3.3	<i>Choix des paramètres du traitement d'image par Icasoft</i>	58
3.3.4	<i>Précision de la méthode</i>	58
3.3.5	<i>Exemple de champ de déplacement</i>	59
3.3.6	<i>Conclusion</i>	60
3.4	REPETITIVITE DES RESULTATS DES EXPERIMENTATIONS	60
4	LES MATERIAUX	61
4.1	LE MATELAS : SOL ANALOGIQUE DE SCHNEEBELI	61
4.1.1	<i>Choix du matériau simulant le sol du matelas</i>	62
4.1.2	<i>Comportement du sol analogique de Schneebeli</i>	62
4.1.3	<i>Détermination du poids volumique et de l'indice des vides du sol analogique</i>	66
4.2	LE SOL COMPRESSIBLE : MATERIAU MOUSSE.....	67
4.2.1	<i>Présentation de l'essai de chargement</i>	68
4.2.2	<i>Essai de chargement avec fluage</i>	68
4.2.3	<i>Caractérisation du comportement dans les conditions des expérimentations</i>	70
4.3	LES NAPPES DE RENFORCEMENT	71
4.3.1	<i>Description des essais de chargement</i>	72
4.3.2	<i>Développements analytiques pour une charge ponctuelle</i>	72
4.3.3	<i>Calculs numériques</i>	73
4.3.4	<i>Résultats des essais de chargement</i>	74
5	PROGRAMME DES ESSAIS	77
5.1	DIMENSIONS GEOMETRIQUES	77
5.2	COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE.....	79
5.3	APPORT D'UN RENFORCEMENT GEOSYNTHETIQUE	79
6	CONCLUSION	79

Chapitre 3 : Résultats et interprétation des expérimentations sur le modèle physique bidimensionnel

1	INTRODUCTION	83
2	MASSIF NON RENFORCE : CAS DE REFERENCE	83
3	INFLUENCE DU TAUX DE RECOUVREMENT ET DE LA HAUTEUR DE MATELAS	83
3.1	ETUDE PARAMETRIQUE : CONFIGURATIONS ETUDIEES	83
3.2	DISTRIBUTION DES EFFORTS A LA BASE DU MATELAS	84
3.3	REPORT DE CHARGE	86
3.4	TASSEMENTS DANS LE MASSIF LORS DU CHARGEMENT	89
3.4.1	<i>Tassements en base du matelas</i>	89
3.4.2	<i>Tassement en surface</i>	91
3.5	DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF LORS DE LA PHASE DE FLUAGE DE LA MOUSSE.....	93
3.5.1	<i>Tassements en surface</i>	93
3.5.2	<i>Tassements dans le massif</i>	93
3.5.3	<i>Déformations dans le massif</i>	95
3.5.4	<i>Champ de distorsion dans le massif</i>	96
3.6	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DE α , H ET H/S'	96
4	INFLUENCE DE LA GRANULARITE	97
4.1	CONFIGURATIONS ENVISAGEES.....	97
4.2	INFLUENCE DE LA GRANULARITE SUR LE REPORT DE CHARGE.....	99
4.3	INFLUENCE DE LA GRANULARITE SUR LES TASSEMENT DANS LE MATELAS	99
4.3.1	<i>Tassements en base du matelas</i>	99
4.3.2	<i>Tassements en surface lors de la phase de fluage de la mousse</i>	101
4.4	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DE LA GRANULARITE.....	102

5	INFLUENCE DE LA DENSITE D'INCLUSIONS	103
5.1	CONFIGURATIONS ETUDIEES	103
5.2	INFLUENCE SUR LE REPORT DE CHARGE ET LA REDUCTION DES TASSEMENTS	103
5.3	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DU NOMBRE D'INCLUSIONS	105
6	INFLUENCE DE LA COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE.....	105
6.1	TASSEMENTS DE LA MOUSSE SANS RENFORCEMENT PAR INCLUSIONS	105
6.2	ESSAIS AVEC UN TAUX DE RECOUVREMENT DES INCLUSIONS $\alpha = 15\%$	106
6.2.1	<i>Report de charge</i>	106
6.2.2	<i>Tassements de la base du remblai</i>	106
6.2.3	<i>Tassement en surface lors de la mise en place de la couche suivante</i>	107
6.3	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DE LA COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE	107
7	APPORT D'UN RENFORCEMENT PAR NAPPE	108
7.1	EXPERIMENTATIONS REALISEES	108
7.2	EFFICACITE	108
7.3	TASSEMENTS EN BASE DU MATELAS	109
7.4	TASSEMENTS EN SURFACE DU MATELAS LORS DU CHARGEMENT	111
7.5	DEFLEXION DU GEOSYNTHETIQUE	111
7.6	TENSION DANS LA NAPPE	112
7.7	CONCLUSION SUR L'APPORT D'UN GEOSYNTHETIQUE	113
8	CONCLUSIONS	114

Chapitre 4 : Confrontation des résultats expérimentaux aux méthodes de dimensionnement

1	INTRODUCTION	119
2	METHODES DE DIMENSIONNEMENT.....	119
2.1	METHODE BASEE SUR LE CONCEPT DE MARSTON ET ANDERSON (1913).....	119
2.1.1	<i>Concept de Marston et Anderson (1913)</i>	119
2.1.2	<i>Norme BS8006 (1995)</i>	120
2.2	EQUILIBRE D'UN PRISME DE SOL : METHODE DE TERZAGHI (1943)	121
2.2.1	<i>Méthode de Terzaghi (1943)</i>	121
2.2.2	<i>Méthode de McKelvey III (1994)</i>	123
2.3	METHODES DE CARLSSON (1987) ET SVANØ (2000)	123
2.3.1	<i>Méthode de Carlsson (1987)</i>	123
2.3.2	<i>Méthode de Svanø et al. (2000)</i>	124
2.4	METHODE BASEE SUR LE FROTTEMENT NEGATIF, METHODE DE COMBARIEU (1988).....	125
2.5	METHODES BASEES SUR DES MODELES ANALYTIQUES DE VOUTE.....	126
2.5.1	<i>Méthode de Hewlett et Randolph (1988)</i>	126
2.5.2	<i>Méthode de Low et al. (1994)</i>	128
2.5.3	<i>Norme allemande (EGBEO, 2004) : modèle de voûte de Kempfert et al. (1997)</i>	128
2.6	BILAN SUR LES METHODES DE DETERMINATION DE L'EFFET VOUTE.....	130
2.7	DETERMINATION DE LA TENSION ET DE LA DEFLEXION DU GEOSYNTHETIQUE	130
2.7.1	<i>Norme BS8006 (1995)</i>	130
2.7.2	<i>Méthodes de Low et al. (1994)</i>	131
3	CONFRONTATION DES METHODES DE DIMENSIONNEMENT AUX RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	133
3.1	REPORT DE CHARGE EN BASE DU MATELAS	133
3.1.1	<i>Norme BS8006 (1995)</i>	136
3.1.2	<i>Méthodes de Terzaghi (1943) et McKelvey III (1994)</i>	136
3.1.3	<i>Méthodes de Low et al. (1994)</i>	136
3.1.4	<i>Méthode de Svanø et al. (2000)</i>	136
3.1.5	<i>Confrontation des méthodes</i>	137

3.2	TENSION ET DEFLEXION DANS LE GEOSYNTHETIQUE.....	138
3.2.1	<i>Norme BS8006 : tension dans le géosynthétique.....</i>	138
3.2.2	<i>Méthode de Low et al. (1994) : déflexion de la nappe</i>	139
4	CONCLUSIONS.....	140

PARTIE III : MODELISATION NUMERIQUE

Chapitre 5 : Modélisation numérique : outils numériques et études bibliographiques

1	INTRODUCTION.....	147
2	PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE FLAC/FLAC 3D	147
2.1	DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL.....	147
2.1.1	<i>Méthode des différences finies.....</i>	147
2.1.2	<i>Analyse Lagrangienne.....</i>	148
2.1.3	<i>Schéma de résolution explicite.....</i>	148
2.1.4	<i>Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation</i> <i>150</i>	
2.2	IMPLEMENTATION DE MODELES DE COMPORTEMENT MECANIQUES DANS LE LOGICIEL.....	152
2.3	ELEMENTS D'INTERFACE.....	153
2.4	ELEMENTS STRUCTURELS	154
2.4.1	<i>Eléments câble.....</i>	154
2.4.2	<i>Eléments poutre.....</i>	154
3	MODELES DE COMPORTEMENT POUR LES SOLS.....	155
3.1	ELASTICITE.....	155
3.1.1	<i>Elasticité linéaire isotrope</i>	155
3.1.2	<i>Elasticité non linéaire : cas de l'hypoélasticité.....</i>	156
3.2	ELASTOPLASTICITE.....	156
3.2.1	<i>Partition des déformations</i>	157
3.2.2	<i>Surface de charge.....</i>	157
3.2.3	<i>Notion d'écroutissage.....</i>	159
3.2.4	<i>Surface de rupture.....</i>	159
3.2.5	<i>Règle d'écoulement plastique.....</i>	160
3.3	HYPOPLASTICITE	160
3.4	REVUE BIBLIOGRAPHIQUE DES MODELES EXISTANTS	160
3.4.1	<i>Classification des modèles de comportement.....</i>	160
3.4.2	<i>Modèles visant à simuler le comportement des sols granulaires</i>	162
3.4.3	<i>Modèles visant à simuler le comportement des argiles</i>	165
3.4.4	<i>Modèles unifiés.....</i>	168
3.5	CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION DU COMPORTEMENT	169
4	MODELISATION NUMERIQUE DU RENFORCEMENT DES SOLS PAR DES INCLUSIONS RIGIDES.....	169
4.1	MODELES NUMERIQUES MIS EN ŒUVRE DANS LA LITTERATURE.....	169
4.2	PRINCIPALES CONCLUSIONS DES MODELISATIONS NUMERIQUES EXISTANTES	175
4.2.1	<i>Caractère tridimensionnel du problème.....</i>	175
4.2.2	<i>Modélisation du sol du remblai et influence des paramètres</i>	176
4.2.3	<i>Prise en compte du sol compressible.....</i>	177
4.2.4	<i>Confrontation aux méthodes analytiques</i>	178
4.3	CONCLUSIONS SUR LES MODELISATIONS NUMERIQUES EXISTANTES	179

Modélisation numérique bidimensionnelle**Chapitre 6 : Modélisation numérique bidimensionnelle -
Validation de la procédure numérique**

1	INTRODUCTION	183
2	MODELE NUMERIQUE	183
2.1	MAILLAGE	183
2.2	PROCEDURE DE CHARGEMENT	184
2.3	MODELES DE COMPORTEMENT	184
2.3.1	<i>Comportement mécanique du sol analogique</i>	<i>184</i>
2.3.2	<i>Comportement mécanique de la mousse</i>	<i>185</i>
2.4	DETERMINATION DES PARAMETRES D'INTERFACE	189
3	SIMULATIONS AVEC LE MODELE ELASTIQUE LINEAIRE PARFAITEMENT PLASTIQUE AVEC CRITERE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB	190
3.1	MODELE DE COMPORTEMENT ET IDENTIFICATION DES PARAMETRES	190
3.1.1	<i>Essai biaxial</i>	<i>190</i>
3.1.2	<i>Bibliographie sur l'identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement du sol de Schneebeli</i>	<i>191</i>
3.1.3	<i>Identification finale des paramètres</i>	<i>194</i>
3.1.4	<i>Essai œdométrique</i>	<i>194</i>
3.1.5	<i>Module sécant à 50 % du déviateur à la rupture</i>	<i>195</i>
3.1.6	<i>Conclusions sur l'identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb</i>	<i>195</i>
3.2	MODELISATION NUMERIQUE DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	196
3.2.1	<i>Sans renforcement par inclusions rigides</i>	<i>196</i>
3.2.2	<i>Modélisations avec la mousse d120</i>	<i>197</i>
3.2.3	<i>Modélisations avec la mousse d80</i>	<i>205</i>
3.2.4	<i>Validation de la modélisation numérique à partir des résultats expérimentaux</i>	<i>206</i>
3.2.5	<i>Contraintes dans le massif</i>	<i>207</i>
3.2.6	<i>Chemins de contraintes et de déformation</i>	<i>209</i>
3.2.7	<i>Zones plastiques</i>	<i>212</i>
3.2.8	<i>Prise en compte de la discontinuité au bord de l'inclusion</i>	<i>212</i>
3.2.9	<i>Module d'Young constant dans le sol analogique</i>	<i>215</i>
3.2.10	<i>Module sécant à 50% du déviateur à la rupture</i>	<i>216</i>
3.3	MODELISATION NUMERIQUE DES ESSAIS EXPERIMENTAUX AVEC UNE NAPPE GEOSYNTHETIQUE	218
3.3.1	<i>Modèle numérique</i>	<i>218</i>
3.3.2	<i>Report de charge</i>	<i>219</i>
3.3.3	<i>Tassements en base du matelas</i>	<i>220</i>
3.3.4	<i>Déformation et tension dans le géosynthétique</i>	<i>220</i>
3.3.5	<i>Prise en compte d'une pré-tension dans la nappe de renforcement</i>	<i>221</i>
3.3.6	<i>Conclusions sur les simulations avec une nappe de renforcement</i>	<i>222</i>
3.4	CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION AVEC LE MODELE ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE DE MOHR-COULOMB	222
4	SIMULATIONS AVEC LE MODELE CJS2	223
4.1	IDENTIFICATION DES PARAMETRES DU MODELE	223
4.2	PROCEDURE DE CHARGEMENT	225
4.3	RESULTATS DES MODELISATIONS DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	225
4.3.1	<i>Report de charge</i>	<i>225</i>
4.3.2	<i>Tassements en base du matelas</i>	<i>226</i>
4.3.3	<i>Tassements et déformations dans le massif</i>	<i>227</i>
4.4	CONCLUSION SUR LES SIMULATIONS AVEC LE MODELE CJS2	229
5	CONFRONTATIONS DES DIFFERENTES MODELISATIONS	230
6	CONCLUSION	232

Chapitre 7 : Etude numérique paramétrique

1	INTRODUCTION	237
2	INFLUENCE DES PARAMETRES DU SOL DU MATELAS	237
2.1	INFLUENCE DES PARAMETRES ELASTIQUES	237
2.1.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>238</i>
2.1.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>238</i>
2.1.3	<i>Conclusions sur l'influence des paramètres élastiques du matelas.....</i>	<i>240</i>
2.2	INFLUENCE DE L' ANGLE DE FROTTEMENT	240
2.2.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>240</i>
2.2.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>242</i>
2.2.3	<i>Plastifications dans le massif</i>	<i>244</i>
2.2.4	<i>Conclusions sur l'influence de l'angle de frottement</i>	<i>244</i>
2.3	INFLUENCE DE L' ANGLE DE DILATANCE.....	245
2.3.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>245</i>
2.3.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>245</i>
2.3.3	<i>Conclusions sur l'influence de la dilatance du sol du matelas.....</i>	<i>246</i>
2.4	APPORT D'UNE COHESION	247
2.4.1	<i>Apport de la cohésion sur le report de charge</i>	<i>247</i>
2.4.2	<i>Apport de la cohésion sur la réduction des tassements</i>	<i>247</i>
2.4.3	<i>Plastifications dans le massif</i>	<i>248</i>
2.4.4	<i>Conclusions sur l'apport d'une cohésion.....</i>	<i>249</i>
2.5	INFLUENCE DE LA DENSITE DU SOL DU MATELAS	249
2.6	INFLUENCE DU K_0 INITIAL DANS LE MASSIF	250
3	INFLUENCE DES PROPRIETES DE LA MOUSSE.....	252
3.1	INFLUENCE DE LA COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE	252
3.1.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>253</i>
3.1.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>253</i>
3.2	INFLUENCE DU COEFFICIENT DE POISSON DE LA MOUSSE	254
3.2.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>254</i>
3.2.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>255</i>
3.3	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DES PARAMETRES ELASTIQUES DE LA MOUSSE.....	256
4	INFLUENCE DE LA RAIDEUR DE LA NAPPE DE RENFORCEMENT	256
4.1	INFLUENCE SUR LE REPORT DE CHARGE	256
4.1.1	<i>Efficacité.....</i>	<i>256</i>
4.1.2	<i>Effort axial repris par la nappe.....</i>	<i>257</i>
4.1.3	<i>Contrainte au-dessus et au-dessous de la nappe</i>	<i>258</i>
4.1.4	<i>Report de charge par effet membrane et par effet voûte</i>	<i>258</i>
4.2	INFLUENCE SUR LES TASSEMENTS DANS LE MATELAS	259
4.2.1	<i>Tassements en base du matelas</i>	<i>259</i>
4.2.2	<i>Tassements en surface</i>	<i>260</i>
5	APPLICATION D'UNE CHARGE PONCTUELLE EN SURFACE.....	261
5.1	MODELE NUMERIQUE.....	261
5.2	TASSEMENTS EN SURFACE	261
5.3	INFLUENCE DU TAUX DE RECOUVREMENT.....	263
5.4	CONCLUSIONS SUR L'APPLICATION D'UNE CHARGE PONCTUELLE EN SURFACE.....	264
6	CONCLUSIONS SUR LES ETUDES NUMERIQUES PARAMETRIQUES	264

Modélisation numérique tridimensionnelle**Chapitre 8 : Prise en compte tridimensionnelle du comportement d'un massif renforcé sur une cellule élémentaire**

1	INTRODUCTION	271
2	PRESENTATION DU CALCUL	271
2.1	MODELE NUMERIQUE.....	271
2.2	SOL COMPRESSIBLE : DEUX TYPES D'ARGILE	272
2.2.1	Argile de Cubzac-les-Ponts : horizon compressible A1	273
2.2.2	Argile de Muar : horizon compressible A2	278
2.3	SOL CONSTITUANT LE REMBLAI	281
2.3.1	Matériau de remblai M1 (grave alluvionnaire de la Seine).....	281
2.3.2	Matériau de remblai M2 (sol grossier de Lake Valley Dam).....	285
2.3.3	Résumé des paramètres pour simuler le comportement du sol de remblai	287
2.4	ETUDES PARAMETRIQUES EFFECTUEES	288
2.4.1	Etudes paramétriques sur la modélisation du comportement et les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	288
2.4.2	Etude de l'influence du maillage.....	289
2.4.3	Apport d'une tête d'inclusion	289
3	RESULTATS DES SIMULATIONS	290
3.1	TASSEMENT DU SOL COMPRESSIBLE SANS RENFORCEMENT PAR INCLUSIONS.....	290
3.2	IMPACT DE LA MODELISATION DU COMPORTEMENT	291
3.2.1	Tassement maximum à la base du remblai.....	291
3.2.2	Distribution du tassement à la base du remblai.....	294
3.2.3	Tassements en surface du remblai.....	294
3.2.4	Tassements dus à l'application d'une surcharge en surface.....	297
3.2.5	Distribution des tassements dans le remblai	297
3.2.6	Report de charge vers les inclusions.....	299
3.2.7	Bilan sur l'impact du modèle de comportement.....	303
3.3	INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES	304
3.3.1	Tassement à la base du remblai	304
3.3.2	Tassements en surface du remblai.....	305
3.3.3	Tassements dus à l'application d'une surcharge en surface.....	307
3.3.4	Distribution des tassements dans le remblai	307
3.3.5	Report de charge vers les inclusions.....	308
3.4	SYNTHESE DES RESULTATS DE L'ETUDE PARAMETRIQUE SUR LA MODELISATION DU COMPORTEMENT ET DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES.....	309
3.5	ZONES DE PLASTIFICATIONS DANS LE MASSIF	310
3.6	INFLUENCE DE LA DENSITE DU MAILLAGE.....	311
3.6.1	Influence de la densité du maillage sur les tassements à la base du remblai.....	312
3.6.2	Influence de la densité de maillage sur les tassements en surface du remblai.....	313
3.6.3	Influence de la densité de maillage sur la distribution des tassements dans le remblai	313
3.6.4	Influence du maillage sur le report de charge.....	313
3.6.5	Influence de la densité de maillage sur les temps de calcul	314
3.6.6	Conclusions sur l'influence de la densité du maillage	314
3.7	INFLUENCE DE L'AJOUT D'UNE TETE D'INCLUSION	314
3.7.1	Influence de la tête d'inclusion sur les tassements à la base du remblai	315
3.7.2	Influence de la tête d'inclusion sur les tassements en surface du remblai.....	316
3.7.3	Influence de la tête d'inclusion sur la distribution des tassements dans le remblai.....	317
3.7.4	Influence de la tête d'inclusion sur le report de charge.....	317
3.7.5	Influence de la forme de la tête d'inclusion	319
3.7.6	Conclusions sur l'apport d'une tête d'inclusion	319
4	CONCLUSION	320

Chapitre 9 : Extension de la modélisation numérique tridimensionnelle : section courante de remblai

1	INTRODUCTION	325
2	MODELE NUMERIQUE	325
3	RESULTATS DES SIMULATIONS	330
3.1	DEPLACEMENTS DU SOL EN BASE DU REMBLAI	330
3.2	MASSIF NON RENFORCE	330
3.2.1	<i>Massif renforcé par inclusions</i>	331
3.3	DEPLACEMENTS EN SURFACE DU REMBLAI	332
3.3.1	<i>Massif non renforcé</i>	332
3.3.2	<i>Massif renforcé par inclusions</i>	333
3.4	PLASTIFICATIONS DANS LE MASSIF	334
3.5	DEFORMATION DES INCLUSIONS	334
3.6	REPORT DE CHARGE VERS LES INCLUSIONS	335
4	CONCLUSIONS.....	336
5	PERSPECTIVES.....	336
	 Conclusion générale.....	 337
	 Références bibliographiques.....	 341
	 Annexes.....	 359
	 <i>Annexe 1.....</i>	 <i>359</i>
	 <i>Annexe 2.....</i>	 <i>363</i>
	 <i>Annexe 3.....</i>	 <i>366</i>
	 <i>Annexe 4.....</i>	 <i>379</i>

NOTATIONS

Lettres

majuscules

A	Paramètre du modèle CJS2
A^*	Facteur d'échelle associé à la grandeur A (similitudes)
A_0	Paramètre du prototype (similitudes)
A_m	Paramètre du modèle (similitudes)
A_P	Section d'une tête d'inclusion
A_s	Surface d'une maille élémentaire du réseau d'inclusions
C	Capacité
C_d	Coefficient de charge (Marston et Anderson, 1913)
C_v	Coefficient de voûte (BS8006, 1995)
C_c	Coefficient de compressibilité d'un sol
E	Efficacité ou Module d'Young
E^*	Facteur d'échelle sur le module d'Young (similitudes)
E_{25}	Module d'Young sécant à 50% du déviateur à la rupture
E_{50}	Module d'Young sécant à 25% du déviateur à la rupture
E_{DP}	Module d'Young sécant en déformations planes
E_i	Module d'Young initial
E_{oedo}	Module œdométrique
E_{oedo_2D}	Module œdométrique bidimensionnel
F_p	Charge verticale appliquée sur l'inclusion
F_s	Charge verticale appliquée sur la mousse compressible (modèle réduit)
F_b	Charge verticale appliquée sur le support de la mousse compressible (modèle réduit)
F_{fr}	Frottement le long d'une inclusion (modèle réduit)
G	Module de cisaillement
G_0	Paramètre du modèle CJS2 : module élastique de cisaillement pour $p = 100$ kPa
H	Hauteur de matelas / remblai ou module d'écrouissage (modèle de comportement)
H/s'	Hauteur relative
H_c	Hauteur critique (méthodes de dimensionnement)
H	Module d'écrouissage (modèle de comportement)
I_1	Premier invariant du tenseur des contraintes
J	Raideur du géosynthétique
J^*	Facteur d'échelle sur la raideur du géosynthétique
	Module volumique ou coefficient de pression horizontale des terres
K	

K_{oe}	Paramètre du modèle CJS2 : module volumique élastique pour $p=100\text{kPa}$
K_{op}	Paramètre du modèle CJS2 : module volumique plastique
K_a	Coefficient de pression horizontale des terres en poussée de Rankine
K_f	Module du fluide (calcul de consolidation)
K_0	Coefficient des terres au repos
K_E	Paramètre de la formule de Janbu (1963)
K_p	Coefficient de pression horizontale des terres en butée de Rankine
K_w	Coefficient de pression horizontale des terres de Handy (1985)
L	Longueur du géosynthétique (modèle réduit)
L^*	Facteur d'échelle sur les longueurs (similitudes)
M	Paramètre du modèle de Cam Clay
N	Paramètre du modèle de Cam Clay : volume spécifique sur la droite de consolidation normale pour la pression de référence
P	Poids des rouleaux sur une largeur a (modèle réduit) ou charge ponctuelle sur le géosynthétique (modèle réduit)
P_a	Pression atmosphérique (100 kPa)
P_c	Poids d'une colonne de matelas de section égale à celle de la tête d'inclusion
R	Paramètre du modèle CJS2 : taille de la surface de charge
R_c	Paramètre du modèle CJS2 : rayon caractéristique
R_m	Paramètre du modèle CJS2 : rayon de rupture
SRR	Taux de réduction de contrainte
SRR_m	SRR modifié
T	Tension dans le géosynthétique
T^*	Facteur d'échelle sur le temps (similitudes)
V	Volume

*Lettres
minuscules*

a	Largeur d'une tête d'inclusion
c	Cohésion du sol
c^*	Facteur d'échelle sur la cohésion du sol (similitudes)
d	Diamètre d'une tête d'inclusion circulaire
d_E	Diamètre équivalent pour une tête non circulaire
dh	Épaisseur d'une zone de sol élémentaire
$d\lambda$	Multiplicateur plastique (modèle de comportement)
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial

e_λ	Paramètre du modèle de Cam Clay : indice des vides sur la droite de consolidation normale pour la pression de référence
\dot{e}_{ij}	Tenseur taux de déformation (méthode des différences finies)
f	Fonction de niveau de gris dans l'image initiale (méthode de corrélation d'image) ou fonction de charge (modèle de comportement)
f^*	Fonction de niveau de gris dans l'image déformée (méthode de corrélation d'image)
g	Accélération des forces de volume ou fonction potentiel plastique (modèle de comportement)
g^*	Facteur d'échelle sur l'accélération des forces de volume (similitudes)
h	Hauteur de sol au dessus d'un élément
h_M	Hauteur des blocs de mousse (modèle réduit)
k	Paramètre d'écroutissage (modèles de comportement)
k_n	Raideur normale d'une interface (modélisation numérique)
k_s	Raideur tangentielle d'une interface (modélisation numérique)
l	Longueur des rouleaux de Schneebeli
m	Masse
n	Paramètre du modèle CJS2 (partie élastique) ou facteur d'échelle (similitudes)
p	Pression moyenne
p_c	Pression de préconsolidation
q	Contrainte déviatoire
q^*	Contrainte verticale s'exerçant sur le sol compressible non renforcé
q_0	Surcharge en surface
q_b	Contrainte verticale moyenne s'exerçant sur le support rigide de la mousse (modèle réduit)
q_p	Contrainte verticale moyenne s'appliquant sur une tête d'inclusion
q_s	Contrainte verticale s'exerçant sur le sol compressible renforcé par inclusions
s	Espacement entre les inclusions
s'	Distance entre les bords de deux têtes d'inclusions
s_{ij}	Tenseur des contraintes déviatoires
s_{II}	Deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires
s_m	Espacement maximum entre deux inclusions (maillage 3D)
u	Déplacement horizontal (méthode de corrélation d'image)
u^*	Facteur d'échelle sur les déplacements (similitudes)
\dot{u}	Vecteur vitesse (méthode des différences finies)
t	Déflexion du géosynthétique ou Temps (méthode des différences finies, règles de similitude)

v	Déplacement vertical (méthode de corrélation d'image)
x	Position horizontale
y	Position verticale
<i>Lettres grecques</i>	
α	Taux de recouvrement
α_R	Coefficient de réduction de contrainte (méthode de Low <i>et al.</i> (1994))
β	Paramètre du modèle CJS2 : pente de dilatance
δ_{ij}	indice de Kronecker
Δt	Pas de temps (méthode des différences finies)
Δz_{\min}	Plus petite dimension de zone dans la direction normale à l'interface (modélisation numérique)
ε	Déformation
ε_1	Déformation verticale ou axiale
ε_2	Déformation horizontale
ε_{ij}	Tenseur de déformation
γ	Poids volumique
φ	Angle de frottement
φ^*	Facteur d'échelle sur l'angle de frottement (similitudes)
ν	Coefficient de Poisson ou volume spécifique (modèles de type Cam Clay)
ν^*	Facteur d'échelle sur le coefficient de Poisson (similitudes)
λ	Pente de la droite de consolidation normale (modèle de type Cam Clay)
κ	Pente de la droite de déchargement – rechargement (modèle de type Cam Clay)
ψ	Angle de dilatance
ρ	Masse volumique (méthode des différences finies, règles de similitude)
ρ^*	Facteur d'échelle sur la masse volumique (similitudes)
σ	Contrainte normale
σ^*	Facteur d'échelle sur les contraintes (similitudes)
σ_3	Contrainte de confinement,
σ_h	Contrainte horizontale
σ_{ij}	Tenseur de contraintes
σ_n	Nouvelle contrainte (méthode des différences finies)
σ_p	Contrainte du cycle précédent (méthode des différences finies)
σ_v	Contrainte verticale
σ_{xx}	Contrainte dans la direction x

σ_{yy}	Contrainte dans la direction y
σ_{zz}	Contrainte dans la direction z
σ_{xy}	Contrainte de cisaillement dans la direction x dans le plan de normale y
θ	Angle de Lode (modèle de comportement)
τ	Contrainte de cisaillement
τ^*	Facteur d'échelle sur la contrainte de cisaillement (similitudes)

GLOSSAIRE

Capacité (C)	Rapport entre la charge reprise par une inclusion et le poids d'une colonne de sol de remblai de même section que la tête d'inclusion.
Effet voûte	Mécanisme de cisaillement dans les milieux granulaire conduisant au transfert des charges vers les zones plus rigides.
Effet membrane	Reprise en tension par un élément fonctionnant « en membrane » lors de sa déformation.
Efficacité (E)	Proportion de la charge totale du matelas et des surcharges reprise par les inclusions.
Géosynthétique	Terme générique désignant un produit, dont au moins un des constituants est à base de polymère, se présentant sous forme de feuille, de bandelette ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol.
Hauteur de matelas relative	Rapport entre l'épaisseur du matelas et la distance séparant deux inclusions.
Inclusion rigide	Élément de type pieu, constitué de bois, de métal, mais plus généralement de béton armé ou d'un mélange de sol avec un liant (soil mixing).
Sol analogique de Schneebeli	Assemblage de rouleaux de différents diamètres, dont le comportement est analogue à celui d'un sol, mais présentant un caractère purement bidimensionnel.
Taux de concentration de contrainte (n)	Rapport entre la contrainte verticale moyenne qui s'applique sur la tête d'inclusion et celle qui s'applique sur le sol compressible.
Taux de recouvrement (α)	Rapport entre la surface couverte par les inclusions et la surface totale traitée.
Taux de réduction de contrainte (SRR)	Rapport entre la contrainte verticale moyenne appliquée sur le sol compressible dans le cas du renforcement par inclusions et celle qui serait appliquée sans renforcement.

INTRODUCTION GENERALE

La raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires, ainsi que les zones industrielles, entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles, afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité de ces ouvrages. Le renforcement par inclusions rigides constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le préchargement, la mise en place de drains verticaux, le remplacement du sol en place, etc. Cette technique consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers l'horizon compressible afin de transférer les charges vers un horizon plus rigide. Entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage renforcé est édifié un « matelas de transfert de charge », qui, comme son nom l'indique, va contribuer au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voûtes dans le sol granulaire constituant cette partie de l'ouvrage. Ce matelas permet la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du massif de fondation. Un géosynthétique peut éventuellement être intercalé à la base du matelas, contribuant au report de charges par effet membrane. En France, il n'existe pas de recommandations relatives à ce type d'ouvrage. Les différents éléments du système sont en interactions complexes et la connaissance du comportement de l'ouvrage demande à être approfondie.

Ce travail de thèse constitue une contribution à l'étude du comportement d'un massif de fondation renforcé par inclusions rigides verticales. L'objectif de ce travail de recherche est plus particulièrement axé sur la compréhension et la modélisation des mécanismes qui se développent dans le matelas granulaire de transfert de charge.

Pour cela, un modèle réduit a été conçu afin d'effectuer une analyse phénoménologique des mécanismes, mais surtout, afin de constituer une base de données expérimentale précise et complète en terme d'effort et de déplacement. Cette base de donnée expérimentale sert de référence à une approche de modélisation numérique bidimensionnelle. La validation de l'approche de modélisation numérique permet d'étendre l'étude au cas réel de massif renforcé, typiquement tridimensionnel.

Ce mémoire est composé de neuf chapitres regroupés en trois parties.

La première partie présente le contexte du problème que nous avons traité et ne comporte qu'un chapitre introductif :

- Le principe du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales est présenté ainsi que la problématique du Projet National ASIRI. Notre contribution est présentée dans ce contexte.

La seconde partie concerne la modélisation physique bidimensionnelle.

- Le chapitre 2 contient des éléments bibliographiques puis présente le modèle réduit que nous avons conçu, ainsi que les outils expérimentaux mis en œuvre pour la constitution de la base de données expérimentale.
- Le chapitre 3 présente les résultats expérimentaux ainsi que leur analyse sous forme de diverses analyses paramétriques. Une base de données complète et précise est ainsi constituée.
- Le chapitre 4 confronte les résultats expérimentaux obtenus à diverses méthodes de dimensionnement, ce qui permet de mettre en évidence les limitations des méthodes existantes.

La troisième et dernière partie concerne la modélisation numérique en milieu continu.

- Le premier chapitre de cette partie est une étude bibliographique concernant la modélisation numérique. L'outil numérique que nous avons utilisé est présenté, la

modélisation du comportement des géomatériaux mis en œuvre dans ce type d'ouvrage de renforcement est abordée, et des modèles numériques existants de remblai sur sol renforcé par inclusions rigides sont présentés.

Les deux chapitres suivants concernent la modélisation numérique bidimensionnelle.

- Le chapitre 6 présente la modélisation numérique bidimensionnelle visant à simuler le comportement du modèle réduit. Les résultats sont confrontés aux résultats expérimentaux, dans l'optique de la validation du modèle numérique.
- Le chapitre 7 présente les résultats des études paramétriques menées sur le modèle numérique bidimensionnel.

Les deux derniers chapitres du mémoire sont consacrés à la modélisation numérique tridimensionnelle d'un cas réaliste.

- Le chapitre 8 prend en compte l'aspect tridimensionnel du problème sur une cellule élémentaire d'un réseau d'inclusion.
- Le chapitre 9 constitue une extension à la modélisation numérique, en considérant une section courante de remblai.

Partie I

Présentation du problème

Chapitre 1

Le renforcement des sols par inclusions rigides verticales

SOMMAIRE

1	LE RENFORCEMENT DES SOLS COMPRESSIBLES.....	29
2	PRESENTATION DE LA METHODE.....	30
2.1	PRINCIPE DU RENFORCEMENT	30
2.2	LES INCLUSIONS RIGIDES	32
2.3	LE MATELAS DE TRANSFERT DE CHARGE	34
2.4	LES NAPPES DE RENFORCEMENT	35
3	DOMAINES D'APPLICATION	36
4	CONTEXTE DE LA THESE ET OBJECTIFS	37

1 LE RENFORCEMENT DES SOLS COMPRESSIBLES

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles (Dhouib *et al.*, 2004).

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. Magnan (1994) présente un bilan des méthodes permettant de réduire les tassements des remblais édifiés sur sols compressibles. Les diverses méthodes ainsi que les principales conclusions sont reportées dans le Tableau 1. Gue et Tan (2001) exposent les solutions géotechniques pour l'édification de remblais ferroviaires sur sols compressibles.

Parmi toutes ces méthodes, on observe depuis quelques années en France le développement du renforcement des sols par des inclusions rigides verticales, qui peut concerner des domaines d'application un peu différents des méthodes « traditionnelles ». Le principal avantage de cette méthode est sa mise en place rapide, en plus d'une importante réduction des tassements. Cette technique permet de conserver le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable.

Il existe une grande diversité d'approches de dimensionnement pour l'application de cette technique, mais il subsiste un manque évident sur la compréhension du fonctionnement de l'ouvrage. Dans un contexte de développement rapide de cette méthode, il est apparu important de mener des travaux de recherche sur ce type d'ouvrage de renforcement.

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Préchargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

Tableau 1 – Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l’édification des remblais d’après Magnan (1994)

2 PRESENTATION DE LA METHODE

2.1 Principe du renforcement

Le principe du renforcement est illustré par la Figure 1. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l’intermédiaire de la combinaison d’un réseau d’inclusions rigides et d’un matelas de transfert de charge.

- Les inclusions rigides sont mises en place à travers l’horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d’un effort de pointe et de frottements le long de l’inclusion. Des dalles peuvent être mises en place au niveau des têtes d’inclusion afin d’augmenter la surface de reprise des charges.

- Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.
- Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

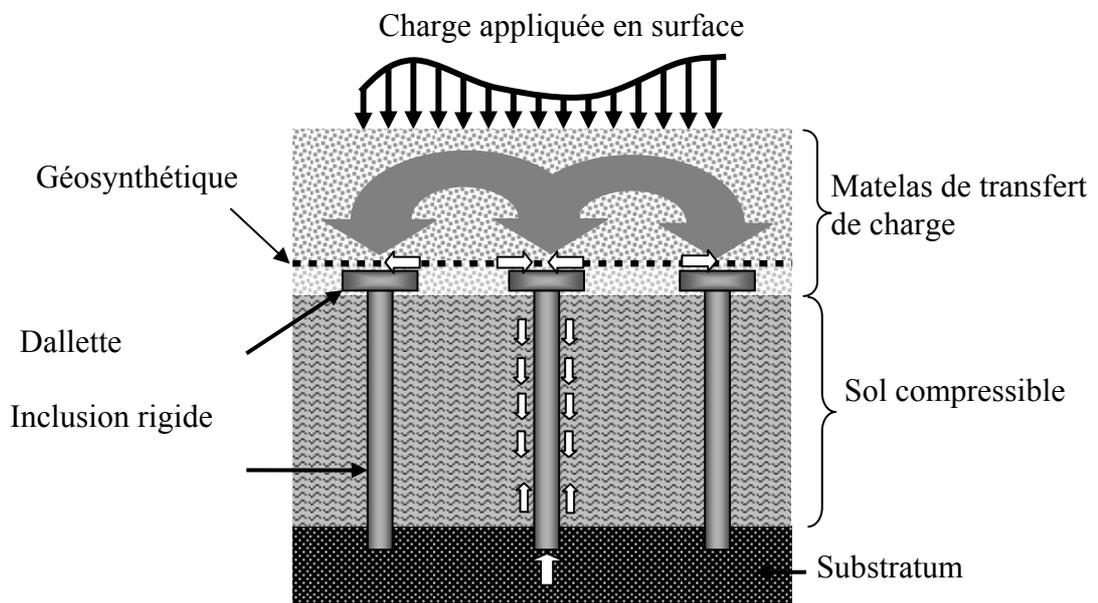


Figure 1 - Principe de la méthode

Le frottement le long des inclusions participe également aux mécanismes de transfert de charge. La Figure 2 présente le comportement d'un réseau d'inclusions soumis à un chargement. Au niveau de la partie supérieure des inclusions, le sol compressible tasse plus que les inclusions et entraîne du frottement négatif le long de l'inclusion, ce qui contribue au report de la charge sur les inclusions. Ainsi le sol de fondation participe aux mécanismes. Au niveau de la partie inférieure, les inclusions poinçonnent le substratum qui n'est jamais parfaitement rigide, ce qui entraîne du frottement positif. Au niveau de la base de l'inclusion se développe un effort de pointe.

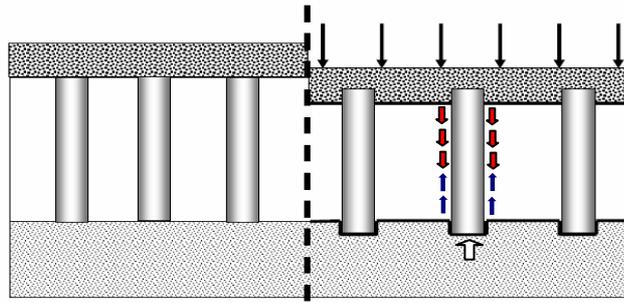


Figure 2 – Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot *et al.* (2003)

La Figure 3 illustre le chargement d'une inclusion soumise à du frottement négatif et du frottement positif, comme cela est proposé par la méthode de dimensionnement de Combarieu (1988), complétée et développée par Simon (2001) et Berthelot *et al.* (2003).

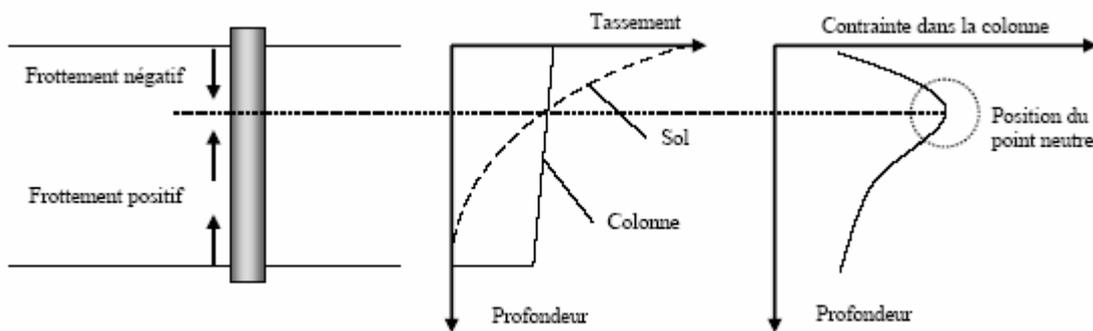


Figure 3 – Frottement le long des inclusions d'après Berthelot *et al.* (2003)

Les mécanismes qui se développent dans le matelas de transfert de charge et le long des inclusions sont en forte interaction. Les tassements au niveau de l'interface entre le sol compressible et le matelas conditionnent simultanément la formation des voûtes dans le sol granulaire, la mise en tension du géosynthétique éventuel et le frottement le long des inclusions.

2.2 Les inclusions rigides

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites *in situ*. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

- Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint). L'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.
- Parmi les inclusions construites *in situ* on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « Vibro Concrete Column » (VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC, Liausu et Pezot, 2001), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.). Les techniques

de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003). La mise en œuvre des inclusions *in situ* est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site.

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité. Nous pouvons énoncer deux approches de dimensionnement des inclusions :

1. Les inclusions sont supposées reprendre la totalité des charges appliquées par le matelas, le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en place d'une nappe de renforcement géosynthétique en base du remblai qui transfère aux inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte. Dans ce cas la contribution du sol de fondation est négligée (Collin *et al.*, 2005).
2. Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol de fondation, même en présence d'un géosynthétique (Habib *et al.*, 2002 ; Russel et Pierpoint, 1997 ; Rogbeck *et al.*, 1998). Cependant les tassements de consolidation du sol compressible doivent être pris en compte.

Les dalles coiffant les inclusions peuvent être de section carrée ou circulaire. La Figure 4 présente le cas d'un chantier où les inclusions ont des têtes en béton de section carrée.



Figure 4 – Chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai, d'après Zanziger et Gartung (2002)

Les inclusions sont mises en place suivant un maillage rectangulaire (Figure 5a) ou triangulaire (Figure 5b). En appelant A_p la section d'une tête d'inclusion et A_s la surface d'une maille élémentaire, le taux de recouvrement α est la proportion de la surface totale couverte par les inclusions et est défini par :

$$\alpha = \frac{A_p}{A_s} \qquad \text{Équation 1}$$

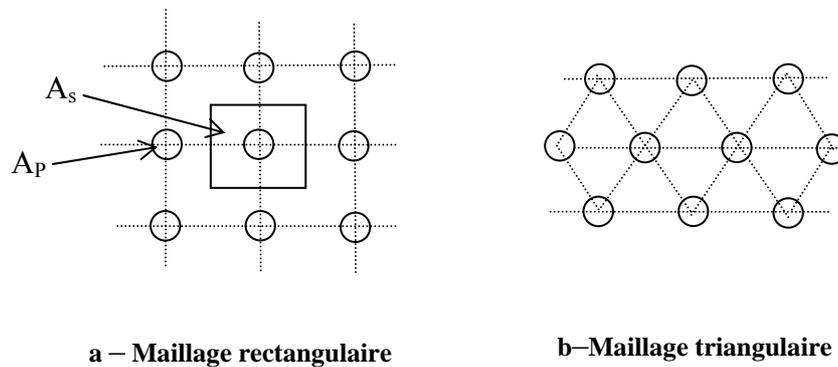


Figure 5 – Réseau d'inclusions

2.3 Le matelas de transfert de charge

Le matelas de transfert de charge assure la transition entre les charges appliquées en surface et les inclusions rigides. Il permet de concentrer les charges sur les inclusions, de réduire et homogénéiser les tassements en surface grâce à la formation de voûtes. Ainsi sa présence permet de diminuer les sollicitations sur l'ouvrage afin d'en assurer le bon fonctionnement et la pérennité.

Ce phénomène de voûte rencontré dans les sols granulaires a notamment été décrit par Terzaghi (1943) et peut également être connu sous la dénomination d'effet silo. Diverses méthodes de détermination de la charge transmise aux inclusions par effet voûte existent et sont présentées dans le chapitre 4. Le bilan des méthodes de dimensionnement effectué par Briançon *et al.* (2004) montre une grande diversité et la confrontation des méthodes met en évidence des écarts considérables.

Le développement des voûtes suppose que le matelas ait une résistance au cisaillement et une hauteur suffisante (Rathmayer, 1975). Les tassements sont susceptibles d'être également dépendants du module de déformation du sol ainsi que de sa dilatance.

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué par un matériau noble comme des graves ou du ballast, par des matériaux traités à la chaux ou au ciment, afin d'en augmenter les propriétés mécaniques (Dano *et al.*, 2004) ou encore par un matériau grossier. Cette dernière option est certainement la moins onéreuse alors que l'utilisation d'un matériau noble peut s'avérer coûteuse. Cependant il n'existe aucune étude concernant le développement des mécanismes de report de charge en fonction de la nature du sol constituant le matelas (Briançon *et al.*, 2004). La bibliographie concernant les ouvrages renforcés par des inclusions rigides ne fournit quasiment pas d'informations ou de données caractérisant le matelas de transfert de charge. Glandy et Frossard (2002) précisent cependant que le matelas doit être mis en œuvre suivant les critères routiers.

La caractérisation du comportement mécanique des sols pouvant constituer le matelas a cependant fait l'objet de plusieurs études, dans le cadre de leur utilisation dans d'autres domaines.

- La caractérisation des graves et ballasts a fait l'objet de quelques expérimentations dans le cadre de son utilisation pour les voies ferrées et les chaussées souples notamment. Indraratna *et al.* (1998), par des essais sur des ballasts à l'appareil triaxial de diamètre 300 mm, montrent que les déformations et le comportement au cisaillement sont très différents selon la valeur de la contrainte de confinement.

- Le LCPC a entrepris une étude de caractérisation des graves non traitées (GNT) à l'appareil triaxial à chargements répétés, dans le cadre de l'utilisation pour la construction de chaussées. Paute *et al.* (1994) mettent en évidence un comportement mécanique complexe et notamment une élasticité non linéaire, dépendant des contraintes appliquées, et des déformations permanentes évoluant avec le nombre de cycles appliqués. Les résultats obtenus sur une grande variété de matériaux montrent l'influence sur les performances mécaniques des GNT de la minéralogie des granulats, de la teneur en eau, et à un à degré moindre, de la compacité. Bouassida (1988) présente des résultats obtenus à l'appareil triaxial sur une grave non traitée, utilisée en construction routière. Lors du cisaillement, le matériau est contractant puis dilatant. La cohésion de ce matériau est non négligeable ($c' = 30$ kPa) et l'angle de frottement est élevé ($\phi' = 54^\circ$).
- Les sols grossiers posent un problème de caractérisation, plus complexe encore que pour les matériaux nobles, car chaque sol est propre au site et présente des caractéristiques différentes. La particularité des sols grossiers est de présenter des éléments de taille très variable, mais la définition d'un sol grossier varie selon les auteurs (Perrot, 1968 ; Lambe et Whitman, 1976 ; Craig et Susilo, 1986 ; Charles, 1989). Afin de pouvoir tester le matériau, les éléments de grande taille doivent être écrêtés et l'appareillage d'essai doit être de dimension suffisante. Des auteurs s'intéressent alors à la mise au point de procédures afin de pouvoir tester ce type de matériaux (Fragaszy, 1990 ; Donaghe et Torrey, 1994). Les résultats des essais de caractérisation dépendent de l'appareillage d'essai (taille de la boîte, type d'essai). De nombreux auteurs mettent en évidence l'augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation du diamètre maximal des grains (Gotteland *et al.*, 2000 ; Valle, 2001 ; Pedro *et al.*, 2004 ; Levacher *et al.*, 2004). Le paramètre ayant le plus d'influence sur le comportement semble être la densité initiale (Valle, 2001 ; Paul *et al.*, 1994). La synthèse bibliographique des résultats des essais effectués sur des sols grossiers montre que leur comportement est non linéaire, l'ordre de grandeur de l'angle de frottement est de 40° , mais il peut aussi être bien plus important : Kany et Becker (1967) déterminent un angle de frottement de $48,5^\circ$ pour un sol de remblai sans cohésion composé de gros morceaux de roche. La cohésion, quant à elle, se situe entre 0 et 60 kPa. Le comportement est généralement dilatant (Bourdeau, 1997).
- Les essais de caractérisation du comportement mécanique des sols traités montrent que la cimentation des échantillons permet d'augmenter la résistance au cisaillement, la rigidité et la dilatance du sol (Coop et Atkinson, 1993 ; Consoli *et al.*, 1998 ; Asghari *et al.*, 2003 ; Dano *et al.*, 2002).

2.4 Les nappes de renforcement

Le renforcement en base du matelas de transfert de charge par des nappes horizontales est peu courant en France mais assez répandu dans de nombreux autres pays (Briançon *et al.*, 2004). Les seules normes ou recommandations existantes dans le domaine préconisent son utilisation (BS8006, 1995 ; EGBEO, 2004). Lorsque qu'une seule nappe géosynthétique est disposée sur les têtes d'inclusion, elle contribue au renforcement par effet membrane. Lorsque plusieurs nappes sont mises en œuvre au sein du matelas granulaire, à l'effet membrane se rajoute un effet de rigidification du matelas (Guido *et al.*, 1987 ; Bell *et al.*, 1994 ; Collin, 2004). La Figure 6 présente les différentes dispositions de la nappe dans le matelas. Les nappes de renforcement sont généralement constituées soit de géotextiles, soit de géogrilles qui permettent l'enchevêtrement du sol dans la nappe. Dans certains cas, le matelas est également renforcé par un treillis soudé (Combarieu *et al.*, 1994).

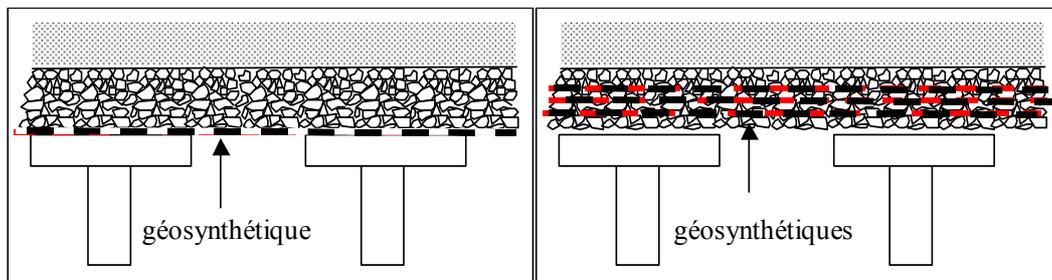


Figure 6 – Différentes dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge, d'après Briançon *et al.* (2004)

3 DOMAINES D'APPLICATION

La technique du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales a connu un grand essor depuis les années 70 mais son utilisation en France n'est courante que depuis une dizaine d'années.

La Figure 7 présente différents domaines d'application : les remblais routiers ou ferroviaires (a), les remblais d'accès à des ouvrages d'art (b), les fondations pour plates-formes industrielles (c), réservoirs de stockage ou stations d'épuration (d). Nous trouvons dans la littérature divers exemples d'application de cette technique en France et à l'étranger (Suède, Allemagne, Grande-Bretagne, Irlande, Pays-Bas, Portugal, Malaisie, USA). Des ouvrages de référence ont été répertoriés par Briançon (2002) qui fournit des précisions sur les caractéristiques du renforcement.

- Les remblais routiers ou autoroutiers peuvent être construits sur sols compressibles renforcés par inclusions rigides afin de contrôler les tassements en surface du remblai et de réduire la durée du chantier (Barry *et al.*, 1995 ; Card et Carter, 1995 ; Wood, 2003 ; Quigley *et al.*, 2003 ; Stewart *et al.*, 2004 ; Collin *et al.*, 2005).
- L'élargissement d'une route existante sur sol compressible peut entraîner du tassement différentiel entre la nouvelle et l'ancienne voie et donc des fissures au niveau de la chaussée. Le renforcement par inclusions rigides apporte une solution rapide à ce problème (Habib *et al.*, 2002 ; Lambrechts *et al.*, 2003 ; Wang et Huang, 2004).
- De nombreux remblais ferroviaires situés en Allemagne sont fondés sur sol renforcé par inclusions rigides (Alexiew et Vogel, 2002 ; Zanziger et Gartung, 2002 ; Brandl *et al.*, 1997). Cortlever et Gutter (2003) présentent un projet d'élargissement de remblai ferroviaire en Malaisie.
- Les remblais d'accès aux ouvrages d'art peuvent être édifiés sur sol compressible renforcé par inclusions rigides afin d'éviter les tassements différentiels entre la culée fondée sur pieux et la voie d'accès (Holtz et Massarsch, 1976 ; Holmberg, 1978 ; Reid et Buchanan, 1984 ; Combarieu *et al.*, 1994 ; Forsman *et al.*, 1999 ; Lin et Wong, 1999 ; Mankbadi *et al.*, 2004 ; Plomteux *et al.*, 2004). Combarieu et Frossard (2003) présentent un projet de remblai d'accès à un quai portuaire des berges de la Loire.
- Liausou et Pezot (2001) présentent le cas d'un dallage industriel de grande surface situé dans la Somme, édifié sur sol compressible renforcé par colonnes à module contrôlé. Pinto *et al.* (2005) présentent le cas d'un renforcement des berges du Tage pour la construction de bâtiments industriels légers.

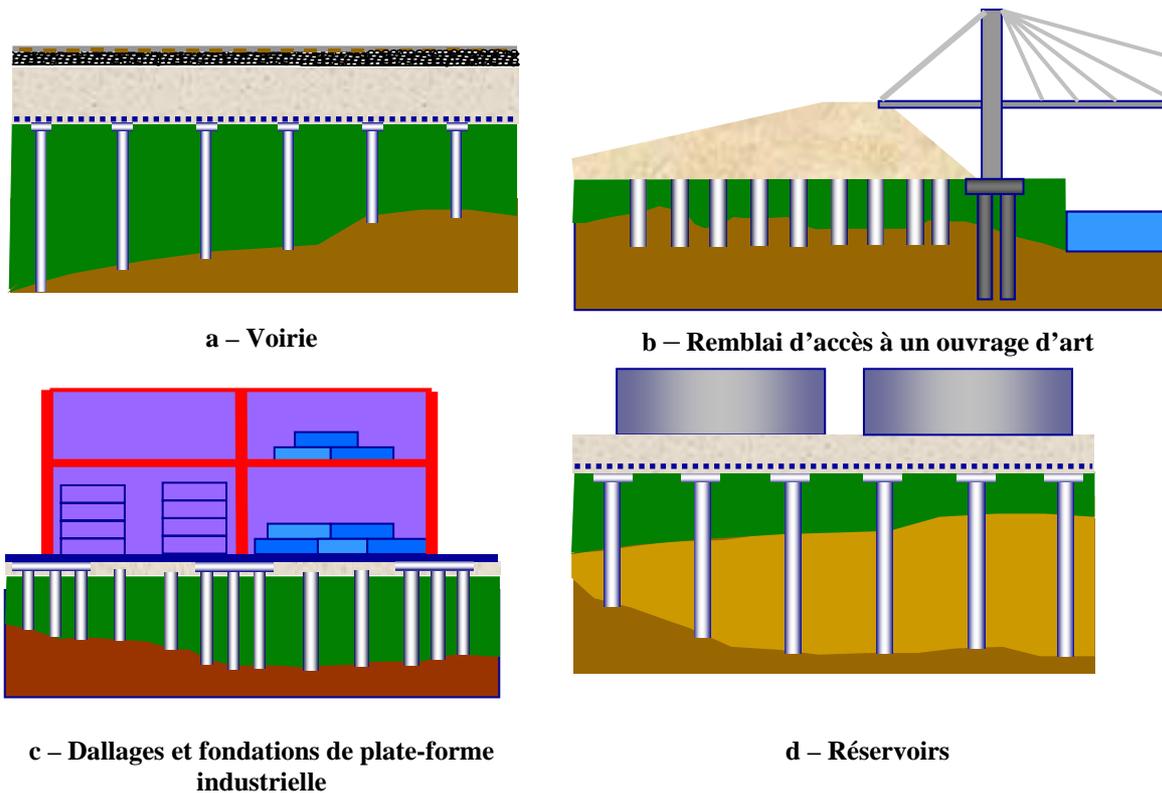


Figure 7 – Domaines d'application

4 CONTEXTE DE LA THESE ET OBJECTIFS

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales met en œuvre des mécanismes identifiés mais complexes et en forte interaction. Des méthodes de dimensionnement existent, reposant sur divers concepts, mais elles peuvent aboutir à des résultats contradictoires. Cela confirme la nécessité de progresser dans la modélisation du comportement de ces ouvrages complexes.

Ce constat a conduit l'IREX, en liaison avec le Réseau Génie Civil et Urbain (ministères de la Recherche et de l'Équipement), à rassembler des entreprises, des bureaux d'études, des maîtres d'ouvrages et de centres de recherche au sein d'un Projet National qui a débuté en 2005. Ce projet, intitulé ASIRi pour « Amélioration des Sols compressibles par des Inclusions Rigides », vise à proposer des recommandations pour la conception, le dimensionnement et la réalisation du renforcement des massifs de fondation par inclusions rigides. Ce projet s'appuiera sur des expérimentations en vraie grandeur, des essais en laboratoire et en centrifugeuse, des modélisations numériques à divers niveaux de complexité, afin de développer des méthodologies de dimensionnement.

Ce travail de thèse entre dans le cadre du Projet National et s'inscrit dans les parties « Expérimentations en laboratoire » et « Modélisation numérique ». L'objectif de ce travail de recherche est plus particulièrement axé sur la compréhension et la modélisation des mécanismes qui se développent dans le matelas granulaire de transfert de charge.

Partie II

Modélisation physique bidimensionnelle

INTRODUCTION

Ce travail de thèse s'intéresse aux mécanismes qui se développent dans le matelas granulaire et qui permettent le transfert des charges vers les inclusions, la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface. Ces mécanismes sont identifiés, il s'agit de la formation de voûtes dans le sol granulaire et de l'effet de membrane dans la nappe éventuellement mise en place, mais ils restent complexes et encore mal compris. Les transferts d'effort dans la couche compressible vers les inclusions ne seront abordés qu'incidemment dans ce travail.

Nous avons conçu un modèle réduit bidimensionnel simulant un matelas de transfert de charge édifié sur un horizon compressible renforcé par inclusions rigides verticales. Les objectifs de la modélisation physique sont multiples :

- mettre en évidence les mécanismes qui se développent dans le matelas de transfert de charge,
- confronter les résultats expérimentaux aux approches de dimensionnement existantes,
- établir une base de données expérimentale précise et complète pouvant servir de référence à diverses approches de modélisation numérique.

Le modèle physique que nous avons mis au point est purement bidimensionnel et ne respecte pas toutes les règles de similitude : les résultats obtenus ne sont donc pas directement extrapolables aux ouvrages réels tridimensionnels. Cependant, les études paramétriques rendues possibles par la modularité du modèle permettent d'analyser l'influence de divers paramètres et donc de mieux comprendre la phénoménologie des mécanismes tout en constituant une base de données expérimentale complète. De plus, la mesure simultanée des efforts et du champ de déplacements nous permet de constituer une base robuste pour la confrontation critique aux modélisations numériques.

Dans le premier chapitre nous présentons le modèle réduit bidimensionnel conçu à l'INSA ainsi que les outils expérimentaux nécessaires à l'obtention et à l'exploitation des résultats des modélisations physiques.

Dans le second chapitre nous présentons les résultats obtenus lors de la campagne d'expérimentation menée sur le modèle réduit bidimensionnel. Différentes études paramétriques ont été menées portant sur des paramètres géométriques (taille et espacement des inclusions, hauteur de matelas, taille relative des grains) ou matériels (compressibilité du sol compressible, raideur du géosynthétique).

Dans le troisième et dernier chapitre de cette partie expérimentale, nous présentons les méthodes de dimensionnement existantes, suivi d'une confrontation de ces méthodes aux résultats expérimentaux obtenus sur le modèle réduit. Cette partie met en évidence le manque de méthode simplifiée globale pour le dimensionnement de ce type de massif renforcé.

Chapitre 2

Présentation du modèle réduit et outils expérimentaux

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	43
2	ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES	43
2.1	LA MODELISATION PHYSIQUE EN GEOTECHNIQUE, REGLES DE SIMILITUDE	43
2.2	LES MODELES REDUITS EXISTANTS DE MATELAS SUR SOL RENFORCE PAR INCLUSIONS RIGIDES	44
2.2.1	<i>Les modèles réduits bidimensionnels</i>	<i>44</i>
2.2.2	<i>Les modèles réduits tridimensionnels.....</i>	<i>47</i>
2.2.3	<i>Conclusion sur les expérimentations existantes</i>	<i>50</i>
3	LE MODELE REDUIT BIDIMENSIONNEL.....	50
3.1	DESCRIPTION DU MODELE REDUIT BIDIMENSIONNEL	50
3.2	MESURE DES EFFORTS.....	53
3.2.1	<i>Localisation des capteurs.....</i>	<i>53</i>
3.2.2	<i>Bilan des efforts dans le modèle réduit</i>	<i>53</i>
3.2.3	<i>Précision des mesures</i>	<i>55</i>
3.3	MESURE DU CHAMP DE DEPLACEMENT	56
3.3.1	<i>Principe de la méthode.....</i>	<i>56</i>
3.3.2	<i>Etapes du traitement d'images.....</i>	<i>57</i>
3.3.3	<i>Choix des paramètres du traitement d'image par Icasoft</i>	<i>58</i>
3.3.4	<i>Précision de la méthode</i>	<i>58</i>
3.3.5	<i>Exemple de champ de déplacement.....</i>	<i>59</i>
3.3.6	<i>Conclusion</i>	<i>60</i>
3.4	REPETITIVITE DES RESULTATS DES EXPERIMENTATIONS	60
4	LES MATERIAUX	61
4.1	LE MATELAS : SOL ANALOGIQUE DE SCHNEEBELI	61
4.1.1	<i>Choix du matériau simulant le sol du matelas</i>	<i>62</i>
4.1.2	<i>Comportement du sol analogique de Schneebeli.....</i>	<i>62</i>
4.1.3	<i>Détermination du poids volumique et de l'indice des vides du sol analogique.....</i>	<i>66</i>
4.2	LE SOL COMPRESSIBLE : MATERIAU MOUSSE	67
4.2.1	<i>Présentation de l'essai de chargement.....</i>	<i>68</i>
4.2.2	<i>Essai de chargement avec fluage</i>	<i>68</i>
4.2.3	<i>Caractérisation du comportement dans les conditions des expérimentations.....</i>	<i>70</i>
4.3	LES NAPPES DE RENFORCEMENT	71
4.3.1	<i>Description des essais de chargement.....</i>	<i>72</i>
4.3.2	<i>Développements analytiques pour une charge ponctuelle</i>	<i>72</i>
4.3.3	<i>Calculs numériques.....</i>	<i>73</i>
4.3.4	<i>Résultats des essais de chargement.....</i>	<i>74</i>
5	PROGRAMME DES ESSAIS	77
5.1	DIMENSIONS GEOMETRIQUES	77
5.2	COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE	79
5.3	APPORT D'UN RENFORCEMENT GEOSYNTHETIQUE	79
6	CONCLUSION	79

1 INTRODUCTION

Un modèle physique a été conçu afin d'étudier les mécanismes de report de charge se produisant dans le matelas granulaire édifié sur le sol compressible renforcé par inclusions rigides. Destiné à des études paramétriques, il devrait permettre de multiplier les expérimentations tout en donnant des résultats en terme d'efforts et de déplacements précis et reproductibles. A cet effet, le modèle met en œuvre le sol analogique de Schneebeli et est instrumenté en capteurs d'effort. Une méthode de corrélation d'image permet d'accéder au champ de déplacements dans le massif.

2 ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

2.1 La modélisation physique en géotechnique, règles de similitude

L'instrumentation d'un massif de sol renforcé par inclusions rigides verticales, comme beaucoup d'ouvrages géotechniques, présente certains inconvénients :

- le coût de l'étude et des moyens d'instrumentation sont très importants,
- la caractérisation d'un terrain hétérogène est difficile puisque les mesures sont réalisées ponctuellement.

Ainsi, on a recours à des modèles physiques réduits, qui doivent permettre de prédire quantitativement le comportement de l'ouvrage réel, tout en ayant conscience des limites à appliquer aux résultats (Kerisel, 1967). Le recours aux méthodes analogiques, essentiellement en similitude par des modèles réduits, consiste à reproduire la structure et ses conditions aux limites, le système de chargement et les lois de comportement du prototype, en respectant les conditions de similitude. La réalisation d'un modèle réduit d'une structure est, en général, assez simple (Habib, 1989).

On trouve dans la littérature les avantages et les inconvénients de la modélisation physique. Les modèles réduits sont rapides, reproductibles et peuvent être conduits jusqu'à la rupture. Le choix des propriétés des matériaux est plus étendu et on peut facilement faire varier différents paramètres afin d'en étudier l'influence.

Une des difficultés est de satisfaire aux conditions de similitude. Pour être transposable à un problème en vraie grandeur, un modèle réduit doit obéir à des lois de similitude qui garantissent la similitude du comportement mécanique entre le modèle réduit et son prototype associé. Ces lois permettent d'appliquer la solution obtenue sur modèle au problème en grandeur réelle. L'établissement des lois de similitude se base sur une analyse dimensionnelle en considérant l'invariance des équations générales de la mécanique au changement d'unités (Mandel, 1962). Ces équations sont les équations générales de la dynamique, l'équation de conservation de la masse et les lois de comportement des différents matériaux. Le détail de ces équations et l'établissement des règles de similitude sont donnés en annexe 1. De plus, l'étude des conditions de similitude est largement décrite dans la littérature (Garnier, 2001 ; Weber, 1971)

James (1972) distingue deux types de modélisation physique en mécanique des sols :

- 1) Le modèle réduit est lui-même prototype, son comportement est confronté à des méthodes d'analyse, dans l'optique de l'amélioration de ces méthodes. Les résultats obtenus sur ces expérimentations ne sont généralement pas applicables pour le dimensionnement d'ouvrages réels, mais sont d'une grande importance pour établir des principes de dimensionnement. Les règles de similitude ne sont alors pas de première importance (Roscoe, 1968)

- 2) Le modèle réduit satisfait aux principes de similitude et il permet de prédire le comportement de l'ouvrage prototype réel. Ainsi la modélisation en centrifugeuse est souvent adoptée car elle permet de conserver le même niveau de contrainte. On simule alors les mêmes chemins de chargement de l'ouvrage.

Dans notre étude, nous nous situons dans la première catégorie de modèles définis par James (1972).

Un des champs d'application des modèles réduits est aussi la validation de relations numériques complexes. En effet, les essais en vraie grandeur fournissent relativement peu de données pour permettre une corrélation fiable entre les prévisions numériques et le comportement observé. Les essais sur modèle réduit offrent une alternative idéale pour fournir des données contrôlables et répétables.

2.2 Les modèles réduits existants de matelas sur sol renforcé par inclusions rigides

Des expérimentations en laboratoire sur modèle réduit ont préalablement été menées afin de comprendre les mécanismes de transfert de charge dans le matelas. Hewlett et Randolph (1988), Low *et al.* (1994), Horgan et Sarsby (2002) et Van Eekelen *et al.* (2003) ont effectué des modélisations bidimensionnelles ; Bergdahl *et al.* (1979), Ting *et al.* (1983), Ali (1990), Demerdash (1996) et Kempfert *et al.* (1999) ont mené des expérimentations tridimensionnelles. Cette partie bibliographique vise à présenter les différents modèles réduits existants, les objectifs des expérimentations ainsi que quelques résultats intéressants.

2.2.1 Les modèles réduits bidimensionnels

2.2.1.1 Hewlett et Randolph (1988)

Hewlett et Randolph (1988) ont mené des expérimentations sur modèle réduit en vue de développer un modèle de voûte pour le calcul analytique du transfert de charge dans le matelas. Les inclusions sont représentées par des blocs de bois et le sol compressible par de la mousse. Le sable est disposé en bandes de couleurs, afin d'observer les déformations. La mousse se déforme graduellement durant 24 h. La boîte est vibrée afin d'éviter le frottement sur les parois. La Figure 1 présente l'appareillage d'essai comportant 3 inclusions (Figure 1a) ou 5 inclusions (Figure 1b).

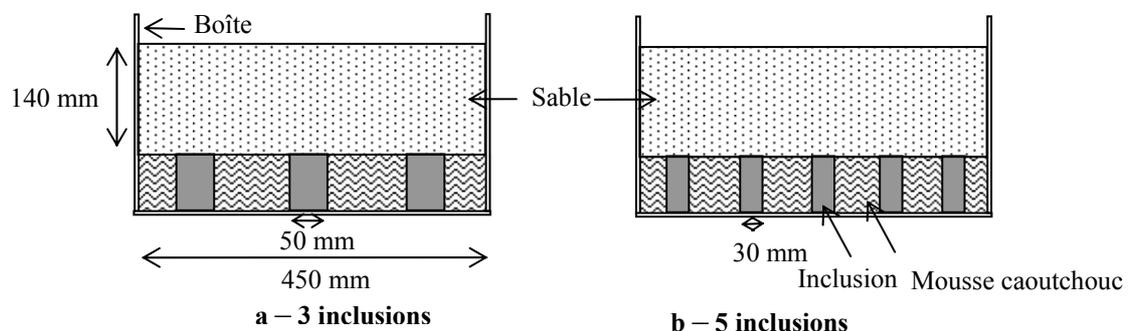


Figure 1 – Appareil de Hewlett et Randolph (dans les deux cas le taux de recouvrement et la hauteur de matelas est identique)

Les principaux résultats obtenus par les auteurs sont les suivants :

- Un test est effectué sans inclusions et un tassement de 30 mm est observé.
- Avec trois inclusions, 45 % du poids total du matelas est repris par les inclusions, et le tassement n'est plus que de 3 mm.

- Avec cinq inclusions, cette proportion, définie par le terme « efficacité », est de 66 %, et il n'y a pas de tassement mesurable.

Les déformations observées dans le sable montrent que des voûtes se forment dans le massif. Entre les inclusions, près de la mousse, le matelas subit des tassements importants, et la distorsion la plus importante est concentrée sur les bords de l'inclusion. Bien au dessus des têtes d'inclusion, le sable tasse uniformément. La pression sur la mousse semble être uniforme car elle tasse uniformément.

2.2.1.2 *Low et al. (1994)*

Low *et al.* (1994) ont effectué des expérimentations en laboratoire à l'aide d'une boîte de longueur 1,5 m, de largeur 0,6 m et de hauteur 1 m. Les inclusions sont simulées par des poutres en bois (modélisation 2D) et le sol compressible par de la mousse caoutchouc.

Le frottement entre la mousse et les inclusions est éliminé, ainsi, les capteurs situés sous les blocs de mousse mesurent la totalité du poids s'y exerçant. Les poutres sont également instrumentées en capteurs d'effort. Deux des façades sont constituées de Perspex afin d'observer les déplacements dans le massif, et les deux autres façades sont constituées par des panneaux de bois recouverts de Téflon. Néanmoins, les effets de bords ne sont pas négligeables et la détermination des termes quantifiant le report de charge (l'efficacité, la capacité et du taux de réduction de contraintes), est effectuée avec des corrections. La surface est nivelée à chaque mise en place de couche de 100 mm, la hauteur est mesurée et les charges s'exerçant sur les poutres et la mousse sont enregistrées.

Dans certains tests, un géotextile de raideur 400 kN/m est interposé entre la mousse et le matelas. La déformation axiale dans la nappe était inférieure à 2 %, à cause des faibles contraintes s'exerçant sur le sol compressible, et il a été envisagé d'utiliser un géotextile de plus faible raideur, relativement à la réduction d'échelle, mais un géotextile plus raide permettait de mieux mettre en évidence les limitations des modèles théoriques.

Les auteurs effectuent les observations suivantes :

- l'efficacité augmente avec le taux de recouvrement α ,
- la capacité augmente avec l'espacement entre les poutres, mais atteint une limite pour de grands espacements,
- le taux de réduction de contrainte augmente avec la hauteur de matelas et atteint une limite à partir d'une certaine hauteur,
- la contrainte sur le sol compressible est plus faible lorsque les poutres sont proches,
- le géotextile augmente l'efficacité entre 1,15 et 1,3 fois par rapport au cas sans géotextile.
- les indicateurs de report de charge atteignent des valeurs limites pour H/s entre 3 et 6

Les auteurs précisent que les conditions de similitude n'ont pas été rigoureusement respectées. Ils proposent également d'étudier la compressibilité du sol compressible sur l'effet voûte, ainsi que l'interaction sol - pieu, incluant l'effet stabilisateur des inclusions.

2.2.1.3 *Horgan et Sarsby (2002)*

Horgan et Sarsby (2002) proposent un modèle réduit pour l'étude de l'effet voûte au dessus d'un vide. Le modèle est constitué d'une boîte en acier (1,1 m × 0,72 m × 0,56 m) avec une face transparente (en Perspex), dont la base contient un élément amovible. Un géotextile peut être fixé au dessus du vide. La plaque amovible est abaissée par incréments, résultant en une déflexion de la membrane. La Figure 2 présente des photographies du modèle physique.

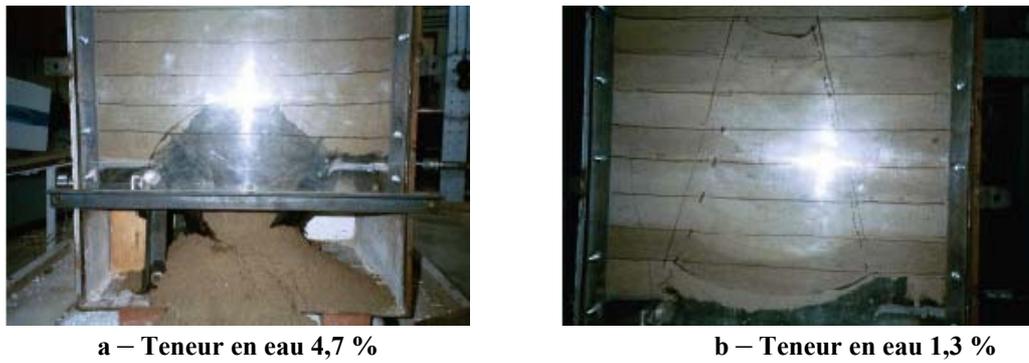


Figure 2 – Modélisation physique de Horgan et Sarsby (2002)

Pendant l'expérimentation, la pression sur la porte, la tension dans le géosynthétique et les tassements en surface à mi-portée sont mesurés. Deux types de sol constituant le matelas ont été utilisés : un sable grossier et des cailloux de 10 mm. L'influence de la teneur en eau est étudiée. La Figure 2 montre qu'une voûte se forme pour une teneur en eau de 4,7 % (Figure 2a) alors que pour une teneur en eau de 1,3 %, des tassements différentiels sont observés en surface (Figure 2b).

Horgan et Sarsby (2002) confrontent leurs résultats expérimentaux en terme de taux de réduction de contrainte aux méthodes de dimensionnement, et mettent en évidence les limites des méthodes.

2.2.1.4 Van Eekelen *et al.* (2003)

Van Eekelen *et al.* (2003) ont mené une expérimentation bidimensionnelle dans une boîte rigide à bords lisses (profondeur 1 m, largeur 2 m, hauteur 1 m) dont deux faces sont vitrées, afin d'observer directement les phénomènes de voûte. La répartition des charges en base du matelas est comparée avec les résultats donnés par différentes méthodes de dimensionnement.

Les inclusions sont simulées par des poutres en PVC de largeur 0,15 m. Le sol compressible est simulé par des coussins de mousse remplis d'eau et emballés hermétiquement. Une fois le matelas de sable mis en place, la consolidation du sol compressible est simulée en laissant s'échapper l'eau des coussins de mousse. Ainsi, la construction du matelas s'effectue sans déformation du sol compressible. Aucun renforcement géosynthétique n'a été considéré en base du matelas. Le taux de recouvrement des inclusions est de 13 %. L'instrumentation par 10 capteurs de contrainte permet d'évaluer la pression sur les poutres et les coussins de mousse. Le matelas est mis en place en 4 étapes, jusqu'à une hauteur de 0,7 m. Des lignes de sable de couleur sont disposées le long d'une vitre, afin d'observer les déformations dans le matelas. La Figure 3 présente un schéma de l'expérimentation ainsi que la position des capteurs de contrainte (SST).

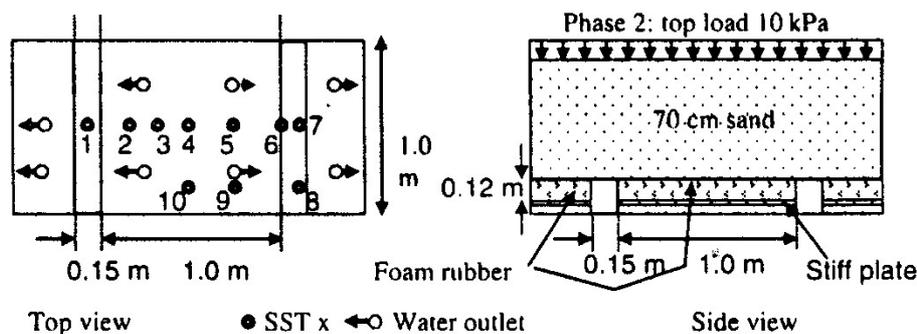


Figure 3 – Schéma de l'expérimentation de Van Eekelen *et al.* (2003)

- La Figure 4 présente les tassements dans le massif après la consolidation (figure de gauche) et après la mise en place d'une surcharge en surface. Les auteurs observent qu'une hauteur de matelas de 0,7 m (pour $a/s = 13\%$) n'est pas suffisante pour le développement complet de la voûte, car la surface du massif n'est pas parfaitement horizontale. L'angle moyen entre l'horizontale et les plans de cisaillement est de $76,5^\circ$.

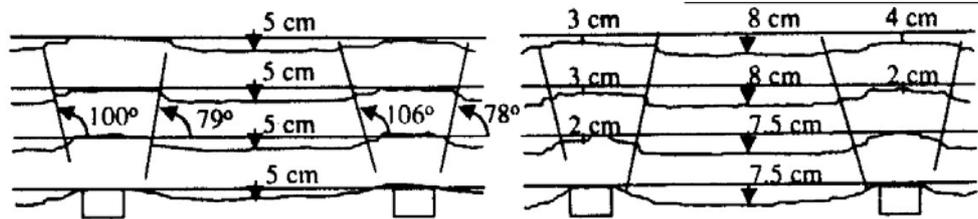


Figure 5a. Measured deformations after phase 1 (soil weight)

Figure 5b. Measured deformations after phase 2 (top load 10 kPa)

Figure 4 – Tassements dans le massif, d'après Van Eekelen *et al.* (2003)

- Durant la consolidation, la pression sur les inclusions augmente alors que celle sur les coussins diminue. Au bout de 80 minutes, du cisaillement apparaît et la charge sur les coussins augmente, ce qui montre que les voûtes se forment pour des déformations limitées.
- La confrontation avec les méthodes de dimensionnement met en évidence les inconsistances de la méthode BS 8006 (1995) et montre que la méthode de Carlsson (1987) avec l'angle de $76,5^\circ$ déterminé expérimentalement donne les résultats les plus proches de l'expérimentation.

2.2.2 Les modèles réduits tridimensionnels

2.2.2.1 Bergdahl *et al.* (1979)

Bergdahl *et al.* (1979) ont mené une série d'expérimentations tridimensionnelles afin d'analyser l'influence de la taille des têtes d'inclusion et de leur espacement pour plusieurs hauteurs de matelas. Le modèle consiste en une boîte de section carrée remplie de sable. La boîte repose sur quatre vérins qui permettent son déplacement vertical, simulant le tassement du sol compressible. Des ouvertures à la base permettent la mise en place de têtes d'inclusion de section carrée, reposant sur des éléments fixés au sol. La Figure 5 présente un schéma de l'expérimentation.

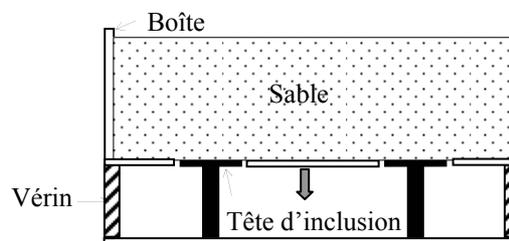


Figure 5 – Appareillage utilisé par Bergdahl *et al.* (1979)

Les auteurs effectuent les observations suivantes :

- Pour de faibles hauteurs relatives de matelas, c'est-à-dire pour $H/(s-a) < 1$, où H est la hauteur de matelas, a est la taille de la tête et s l'espacement entre les inclusions, les tassements en surface ne sont pas homogènes. Le tassement minimum est localisé à

l'aplomb des inclusions et le tassement maximum à mi-portée entre deux inclusions diagonalement opposées.

- En augmentant la hauteur de sable pour un même rapport a/s , un tassement homogène en surface est observé pour $H/(s-a) > 1$.
- Un faible déplacement vertical de la base induit l'atteinte d'une valeur maximale pour la contrainte exercée sur les têtes d'inclusion. En augmentant encore le déplacement, la contrainte est réduite, mais sa valeur reste encore supérieure à la contrainte géostatique.
- La contrainte moyenne exercée sur la base amovible varie entre 10 et 90 % de la contrainte géostatique γH . La limite inférieure correspond à des hauteurs de matelas satisfaisant la condition $H/(s-a) > 1$.

2.2.2.2 Ting et al. (1983) et Ali (1990)

La modélisation effectuée par Ting *et al.* (1983) et Ali (1990) est sensiblement équivalente à celle de Bergdahl *et al.* (1979) (Figure 5).

- Les résultats obtenus par Ali (1990) indiquent qu'un taux de recouvrement a/s important conduit à la formation de voûtes stables. Un mécanisme de voûtes stable permet de transférer une grande proportion du poids du matelas vers les inclusions et de maintenir un report de charge constant, même lorsque que l'on augmente encore le déplacement vertical de la base amovible.
- Pour des taux de recouvrement plus faibles, qui ne permettent pas la formation de voûtes stables, un déplacement trop important de la base amovible conduit à des mécanismes de rupture en cisaillement dans le matelas, caractérisé par une chute significative de la charge sur les inclusions et des tassements importants en surface

2.2.2.3 Demerdash (1996)

Demerdash (1996) propose une modélisation physique tridimensionnelle à 1g représentant un maillage carré d'inclusions rigides supportant un matelas constitué de sable, renforcé par un géosynthétique disposé à sa base. La taille des têtes est variable ainsi que la raideur du géosynthétique. Le sol compressible est simulé par une trappe amovible, qui représente le cas le plus défavorable lors duquel il ne participe pas au phénomène de report de charge. La Figure 6 présente des schémas de l'expérimentation. Les modélisations physiques de Demerdash (1996) ont pour objectif la mise en évidence de l'influence relative du taux de recouvrement et de la hauteur de matelas, la mesure de la déformée du géosynthétique, la mesure des tassements en surface, la validation d'un modèle numérique et enfin la confrontation à des méthodes de dimensionnement.

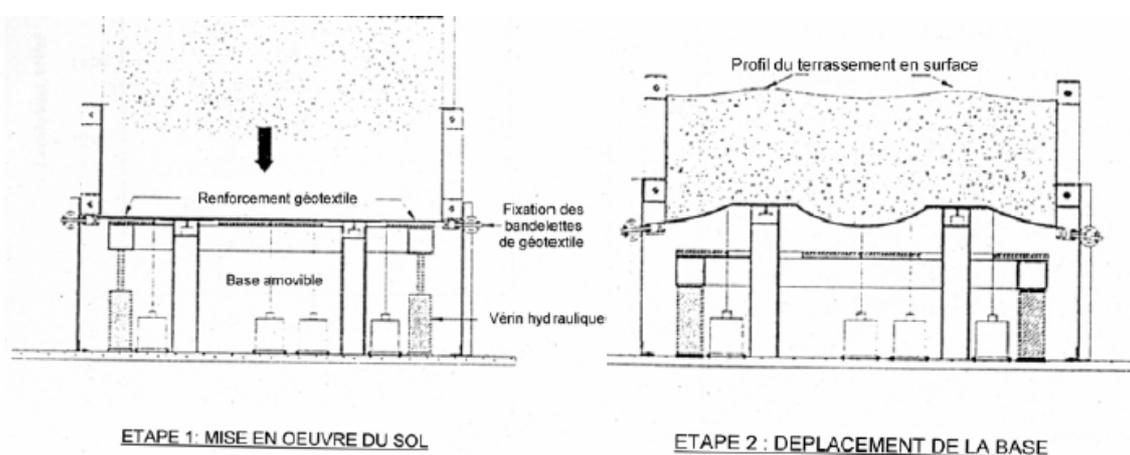


Figure 6 – Mode opératoire des essais de Demerdash (1996)

Les principales conclusions du travail de thèse de Demerdash (1996) sont les suivantes :

- l'efficacité augmente avec la taille des têtes d'inclusions,
- la variation de l'efficacité avec la hauteur relative H/s' , où H est la hauteur de matelas et s' la distance de bord à bord entre les inclusions, indique l'existence de deux mécanismes, dont la transition se situe pour $H/s' = 2$,
- l'effet de voûte dans le matelas se produit pour une très petite déformation du géosynthétique. La déformée de la nappe peut être approximée par un arc parabolique ou circulaire,
- H/s' est le paramètre ayant le plus d'influence sur les tassements différentiels en surface. Le plan d'égal tassement apparaît pour $H/s' = 1,7 - 2,0$ (valeur qui correspond au changement de comportement du matelas indiquée par la variation de l'efficacité).
- le tassement différentiel est relativement peu sensible à la variation de rigidité axiale du géosynthétique (qui varie entre 165 et 500kN/m),
- deux modes de mise en place du matelas ont été étudiés : mise en place en une seule phase et déplacement de la base amovible à la fin du chargement, simulant le comportement post construction de l'ouvrage ; ou déplacement de la base amovible au cours du chargement. La mise en place du matelas en une seule phase induit un report de charge sur les têtes plus important que lors de la mise en place progressive,
- la comparaison des résultats expérimentaux avec les méthodes analytiques et semi empiriques (John, 1987 ; Combarieu, 1987 ; Hewlett et Randolph, 1988) montre que ces dernières sont pessimistes. La méthode de Hewlett et Randolph (1988) donne les valeurs de l'efficacité les plus proches de l'expérimentation, à un coefficient près,
- la modélisation numérique permet d'étendre la modélisation physique en faisant varier la raideur du géosynthétique sur une plus large plage de valeurs.

2.2.2.4 Kempfert *et al.* (1999)

L'appareillage d'essai développé par Kempfert *et al.* (1999) est schématisé sur la Figure 7. Il s'agit d'une modélisation tridimensionnelle à échelle réduite. Le sol compressible est constitué de tourbe et le matelas par du sable. Cet appareillage permet d'observer le comportement du sol reposant sur les têtes d'inclusion, la répartition des efforts à la base du matelas entre les têtes et le sol compressible ainsi que la distribution des pressions dans le sol de matelas. Une géogrille peut être disposée à la base du matelas.

Les essais effectués ont permis d'établir un modèle de voûte et les développements analytiques aboutissent à une expression de la contrainte au droit du sol compressible qui donne des résultats cohérents avec l'expérimentation.

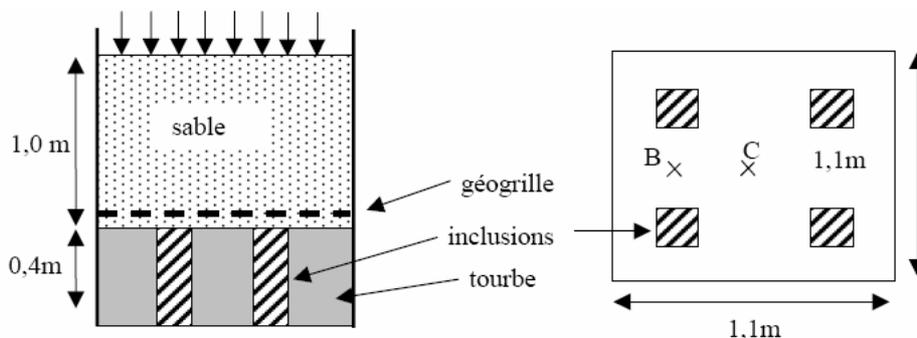


Figure 7 – Modélisation physique de Kempfert *et al.* (1999)

Kempfert *et al.* (1999) effectuent les observations suivantes :

- la présence de la géogrille permet de réduire les tassements,

- plus la raideur de la géogridde est importante, plus l'efficacité augmente et les tassements du sol compressible diminuent,
- pour un maillage donné, l'efficacité dépend essentiellement de la hauteur de matelas et garde la même valeur quelle que soit la surcharge,
- la déformation de la géogridde au point C (Figure 7), soit au centre des quatre inclusions, est supérieure à celle au point B, situé entre deux inclusions.
- les expérimentations menées sans géogridde permettent de montrer que l'effet voûte se développe indépendamment de l'effet membrane, et qu'il est alors possible d'analyser ces deux mécanismes séparément.

2.2.3 Conclusion sur les expérimentations existantes

Les expérimentations existantes, qu'elles soient bidimensionnelles ou tridimensionnelles, ont permis de mettre en évidence les mécanismes de report de charge dans le matelas ainsi qu'un certain nombre de facteurs affectant ces mécanismes. Cependant, les modèles existants ne répondent pas à notre objectif qui est de constituer une base de données complète en terme d'efforts et de déplacements. Nous avons alors développé un modèle réduit bidimensionnel spécifique.

3 LE MODELE REDUIT BIDIMENSIONNEL

3.1 Description du modèle réduit bidimensionnel

Le modèle réduit proposé est bidimensionnel et il met en œuvre un sol analogique de Schneebeli, assemblage de rouleaux d'acier de 3, 4 et 5 mm de diamètre, afin de simuler le sol granulaire du matelas de transfert de charge. Les avantages et les limitations de l'utilisation de ce sol sont abordés dans la partie suivante, ainsi que la caractérisation du comportement mécanique de ce sol. Le sol compressible est simulé par des blocs de mousse. Le comportement de la mousse est caractérisé par des essais de chargement simples présentés dans ce chapitre. Les inclusions rigides sont simulées par des éléments métalliques de section rectangulaire, fixés au bâti rigide.

Le modèle réduit est constitué d'un cadre rigide constitué de profilés métalliques dans lequel sont placés les différents éléments. Une vue du bâti est donnée sur la Figure 8.



Figure 8 – Bâti expérimental

Un schéma du modèle réduit est donné sur la Figure 9. Deux inclusions sont modélisées et nous étudions ainsi plus particulièrement la partie centrale, située entre les deux inclusions, afin de s'affranchir des effets de bord. De plus, les bords sont recouverts de Téflon, ce qui permet de limiter les frottements verticaux et de considérer ces limites comme des plans de symétrie. Les têtes d'inclusion ont une largeur a , qui peut prendre pour valeur 0,06 m, 0,10 m ou 0,15 m, et la distance séparant les bords de deux inclusions (s') peut prendre pour valeur 0,22, 0,35 ou 0,55 m. L'espacement entre deux inclusions est noté $s = a + s'$. Le taux de recouvrement est la proportion de la surface couverte par les inclusions, noté α et est égal à a/s . Cette modélisation permet d'étudier une plage de taux de recouvrement comprise entre 10 et 40 %. Un des supports rigides verticaux est fixe, alors que l'autre est amovible, permettant la modularité géométrique du modèle. Ce support amovible reste fixé durant chaque expérimentation. La largeur totale du modèle est $2s$ et varie entre 0,56 m et 1,40 m.

Des rouleaux sont collés sur les têtes d'inclusion afin de les rendre rugueuses.

Les blocs de mousse ont une hauteur h_M constante égale à 0,15 m et ne visent pas à représenter un horizon réel, mais permettent d'obtenir du tassement en base du matelas.

Le système est instrumenté en capteurs d'effort afin de déterminer la distribution des efforts en base du matelas.

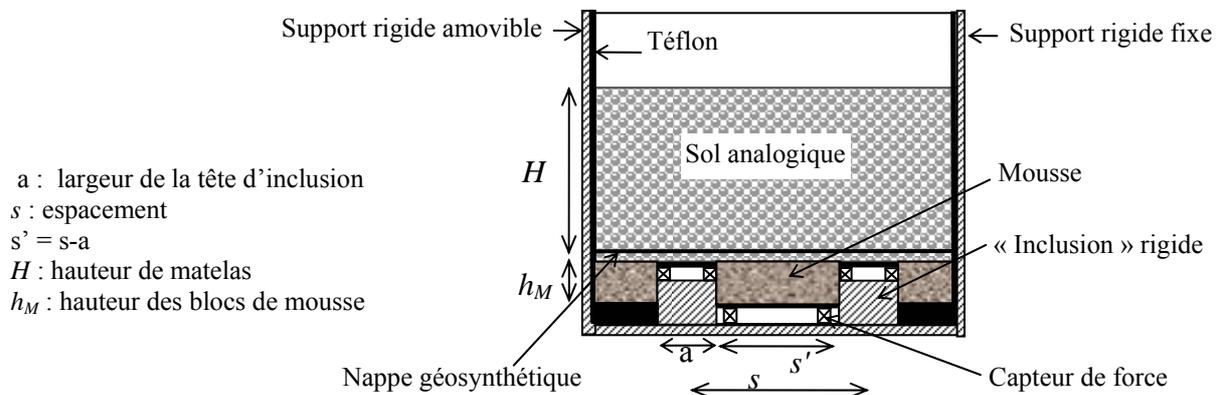


Figure 9 – Modèle réduit bidimensionnel

Afin d'effectuer des modélisations incorporant une nappe de renforcement en base du matelas, nous avons intégré au modèle réduit un dispositif de fixation de la nappe. Des mors permettant de mettre en place la nappe de renforcement se situent au niveau des supports latéraux verticaux. Ces mors peuvent se déplacer librement le long des supports verticaux et sont fixés dans la direction horizontale, afin de respecter les conditions de symétrie, comme illustré par la Figure 10. Cette figure montre la déflexion de la nappe lors d'un chargement par le matelas. Les points A et C situés au niveau des montants du bâti doivent pouvoir se déplacer comme le point B situé à mi-portée entre les deux inclusions. Ainsi, ces points A et C doivent être fixés dans la direction horizontale et rester parfaitement libres dans la direction verticale.

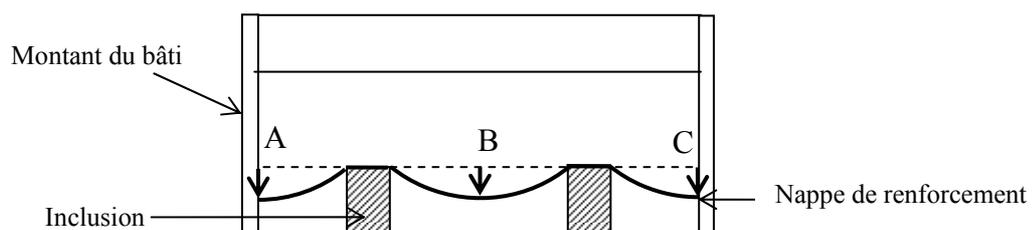


Figure 10 – Schéma du fonctionnement de la nappe

La nappe est fixée à ses deux extrémités dans des mors dont la surface interne est rainurée et dont les deux parties sont solidarisiées par des vis. Les mors sont fixés aux montants du bâti par l'intermédiaire d'un bras au bout duquel se trouve un patin qui peut se déplacer verticalement dans une glissière, comme illustré sur les photographies de la Figure 11.

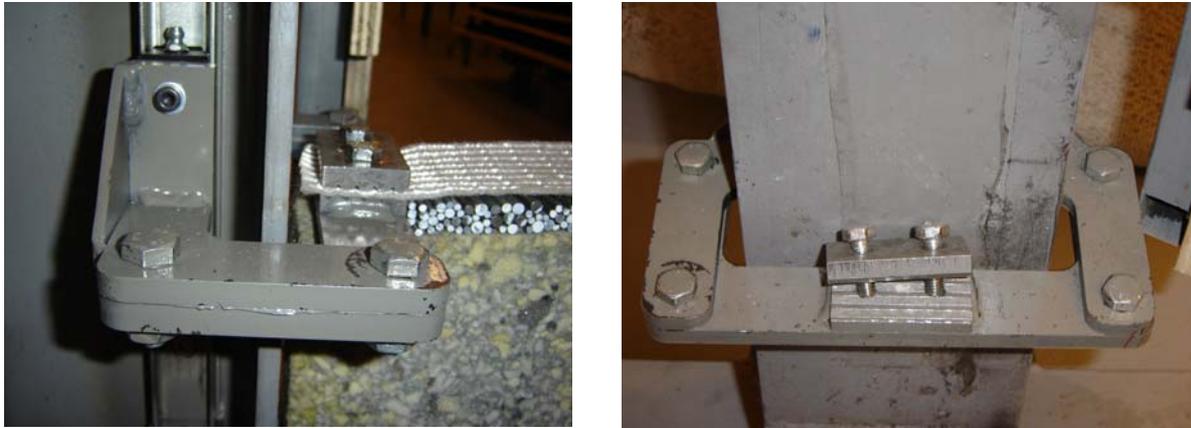


Figure 11 – Dispositif de fixation de la nappe.

Le système mousse - inclusions est chargé par couches successives de rouleaux de 0,1 m jusqu'à une hauteur maximum de 0,70 m.

Le Tableau 1 présente des ordres de grandeur de dimensions réelles, que l'on peut comparer aux dimensions du modèle réduit. Pour un chantier réel, l'espacement des inclusions est de l'ordre de 2 m, les têtes d'inclusion ont un diamètre de environ 0,3 – 0,5 m et la hauteur du matelas érigé sur le sol renforcé est toujours supérieure à 0,4 m. Différents chantiers sont répertoriés par Briançon (2002), et les valeurs de ces paramètres sont précisées. En comparant ces dimensions à celles du modèle réduit, ce dernier présente un facteur de réduction par rapport au cas réel compris entre 3 et 7.

	Cas réel	Expérimentation
s	2 – 2,5 m	0,28 – 0,70 m
a	0,3 – 0,5 m	0,06 – 0,15 m
H	> 0,4 m	0,28 – 0,70 m

Tableau 1 – Dimensions géométriques réelles et réduites

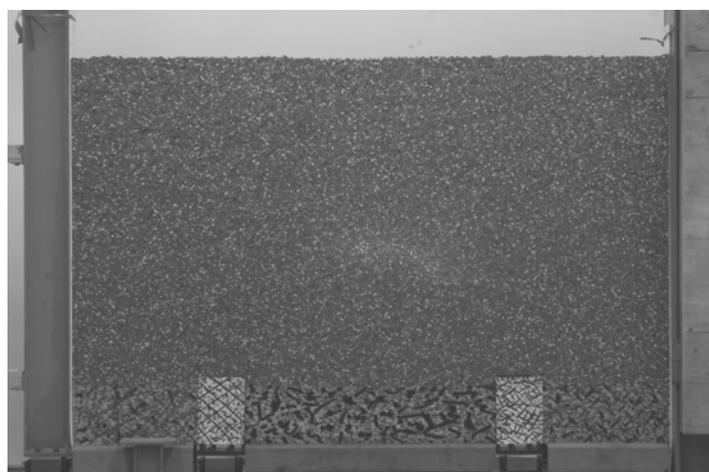


Figure 12 – Photographie du modèle

Le modèle réduit proposé ne respecte pas strictement les règles de similitude, d'autant plus que des matériaux analogiques sont mis en œuvre. L'objectif de ce modèle n'est pas de reproduire quantitativement le comportement d'un ouvrage réel mais de constituer une base de données expérimentale qui sera confrontée aux méthodes de dimensionnement et qui servira de référence à des approches de modélisation. Cependant, le sol analogique constitué de rouleaux d'acier est plus lourd qu'un sol classique, son poids volumique étant de 62kN/m^3 , ce qui limite la distorsion de similitude entre modèle et prototype pour une simulation à $1g$, car le niveau de contrainte est plus ou moins maintenu pour une réduction d'échelle de 3.

3.2 Mesure des efforts

Le modèle physique est équipé de capteurs 0 - 5000 N de marque Sensy qui permettent de déterminer la répartition des efforts en base du matelas granulaire. Par l'intermédiaire de l'équilibre des efforts, on peut également déduire le frottement vertical entre la mousse et les inclusions métalliques. Le schéma d'un capteur est donné sur la Figure 13.

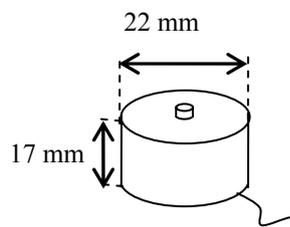


Figure 13 – Capteur d'effort

3.2.1 Localisation des capteurs

Les capteurs d'effort sont disposés en base du matelas granulaire, comme montré sur la Figure 9. Trois capteurs sont disposés sous chaque tête et le support rigide de la mousse en zone centrale repose sur quatre capteurs. La Figure 14 montre une vue en plan schématique du modèle, localisant les capteurs. La Figure 15 présente un détail de l'inclusion. Les capteurs reposent sur l'inclusion fixée au bâti rigide, et une tête d'inclusion, qui est une plaque métallique rigide de même section, repose sur les capteurs uniquement. La totalité de la charge appliquée sur cette tête d'inclusion sera alors mesurée par les trois capteurs.

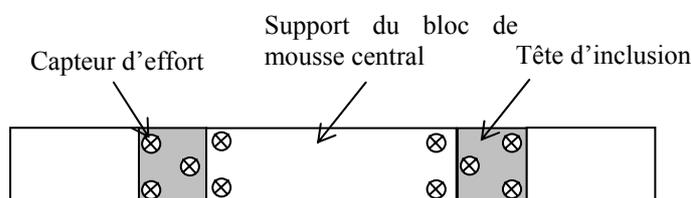


Figure 14 – Vue en plan du modèle : disposition des capteurs

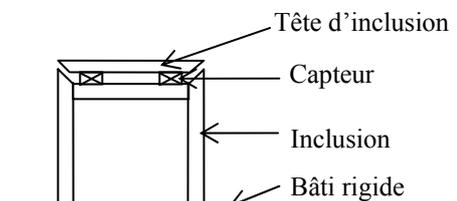


Figure 15 – Position des capteurs sur une tête d'inclusion

3.2.2 Bilan des efforts dans le modèle réduit

Le poids des rouleaux mis en place est connu car on connaît le volume (la hauteur) et le poids volumique. La charge appliquée sur le sol compressible correspond au poids des rouleaux auquel on enlève la charge mesurée par les capteurs sous les têtes d'inclusions. La mesure de

la charge sous la mousse permet de déduire des efforts de frottement à l'interface mousse inclusion.

On appelle (Figure 16) :

- P le poids des rouleaux sur la largeur s (surface hachurée sur la Figure 16),
- F_p la charge appliquée sur une tête d'inclusion (moyenne entre F_{p1} et F_{p2}),
- F_b la charge mesurée par les capteurs sous la mousse,
- la charge appliquée sur la mousse est appelée F_s et on a $F_s = P - F_p$ (le poids des rouleaux se répartit entre la mousse et les têtes d'inclusion),
- la charge appliquée sur la mousse F_s est en partie retransmise aux inclusions par frottement et on appelle F_{fr} cet effort ($F_{fr} = F_{fr1} + F_{fr2}$). Ainsi on a $P = F_p + F_{fr} + F_b$.

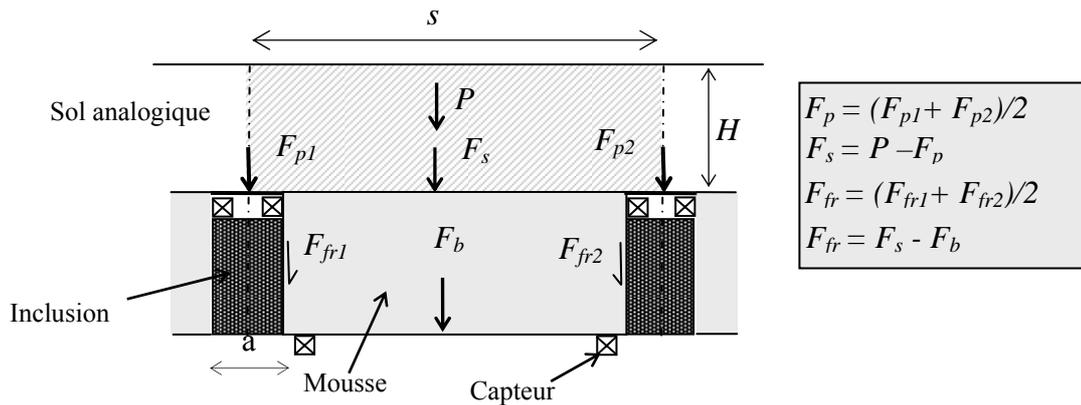


Figure 16 – Bilan des efforts

L'instrumentation en capteurs de force permet de déterminer les indicateurs E , C , SRR , SRR_m et n du report de la charge vers les inclusions.

- L'efficacité :

$$E = \frac{F_p}{P}$$

Équation 1

- La capacité :

$$C = \frac{F_p}{P_c}$$

Équation 2

avec P_c le poids d'une colonne de matelas d'épaisseur a et de hauteur H . La définition de la capacité est illustrée sur la Figure 17.

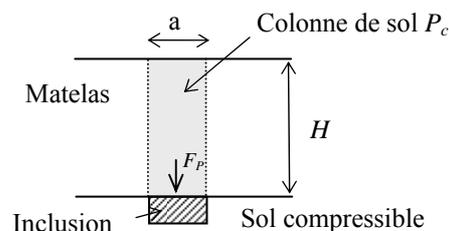


Figure 17 – Définition de la capacité

- Le taux de réduction de contrainte :

$$SRR = \frac{q_s}{q^*} = \frac{F_s / s'}{P / s} \quad \text{Équation 3}$$

où q_s est la contrainte verticale moyenne sur la mousse et q^* la contrainte verticale moyenne en base du matelas.

Ces trois paramètres sont liés par les relations :

$$E = C \cdot \alpha \quad \text{Équation 4}$$

$$SRR = \frac{1 - E}{1 - \alpha} \quad \text{Équation 5}$$

- Le SRR_m permet de prendre en compte le report de charge par frottement de la mousse sur les inclusions (F_{fr}) et on considère alors la charge mesurée à la base de la mousse :

$$SRR_m = \frac{q_b}{q^*} = \frac{F_b / s'}{P / s} \quad \text{Équation 6}$$

où q_s est la contrainte verticale moyenne sous la mousse.

- Le taux de concentration de contrainte est défini par:

$$n = \frac{q_p}{q_s} = \frac{F_p / a}{F_s / s'} \quad \text{Équation 7}$$

où q_p est la contrainte verticale moyenne sur la tête.

3.2.3 Précision des mesures

D'après le fabricant, les capteurs fournissent des valeurs avec une précision de 1 N dans une gamme 0 - 5000 N. Afin d'estimer la précision sur la mesure donnée par les capteurs dans les conditions de l'expérimentation, on charge les têtes de largeur 0,06 m, 0,1 m et 0,15 m par des blocs en acier dont le poids est déterminé à l'aide d'une balance. La Figure 18 donne les résultats de ces pesées préliminaires et montre que le poids des surcharges est de 27,5 N. La Figure 19 donne les résultats des mesures des capteurs lorsque les têtes T1 et T2 sont chargées par 1 à 6 blocs. Ces mesures permettent de déterminer le poids d'un bloc dont la valeur est confrontée au poids théorique de 27,5 N dans le tableau 2. L'erreur relative entre les deux valeurs est donnée. Plus la largeur de la tête est faible, plus la précision de la mesure de la charge s'y exerçant diminue. Pour une tête de largeur 0,1 m, les résultats de l'instrumentation seront donnés avec une erreur relative de 4 %. Pour une tête de largeur 0,06 m les deux têtes donnent des résultats sensiblement différents. Ceci peut être un problème lié à la mise en place des capteurs. Cependant l'erreur relative reste très limitée (inférieure à 4 %).

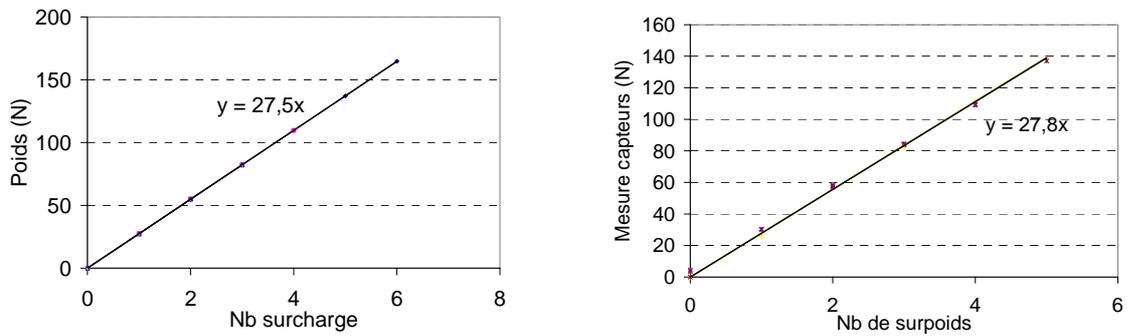
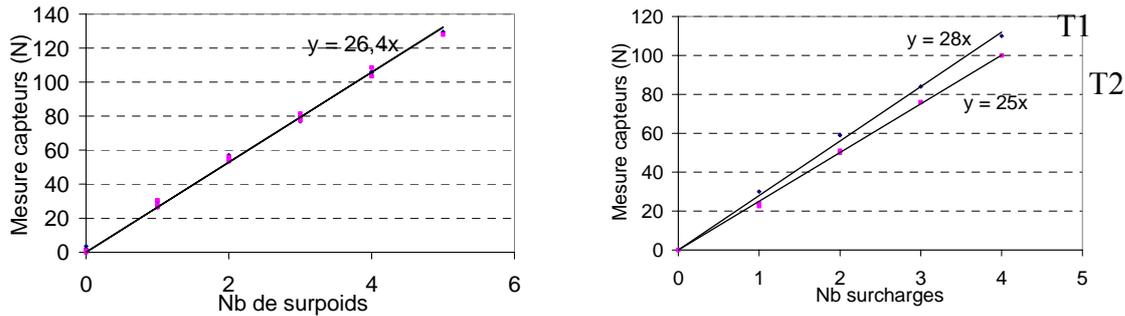


Figure 18 – Mesure du poids des blocs d’acier à l’aide d’une balance

a – Tête de largeur 0,15 m



b – Tête de largeur 0,10 m

c – Tête de largeur 0,06 m

Figure 19 – Mesure par les capteurs du poids des blocs

		Mesure (N)	Erreur relative
a = 0,15 m	T1	27,9	1,4 %
	T2	27,8	1,1 %
a = 0,10 m	T1	26,5	3,6 %
	T2	26,5	3,6 %
a = 0,06 m	T1	28,0	1,8 %
	T2	25,0	3,6 %

Tableau 2 – Résultats des mesures du poids des blocs par les capteurs

3.3 Mesure du champ de déplacement

Le champ de déplacement dans le massif est mesuré par une méthode de corrélation d’images numériques. Le principe de la méthode est exposé ainsi que les différentes étapes du traitement. La précision de la méthode est évaluée.

3.3.1 Principe de la méthode

Le principe des méthodes de corrélation est de faire coïncider deux images (initiale et déformée) à l’aide de la comparaison pixel par pixel en utilisant un critère de ressemblance prédéfini qui peut être fonction de la couleur. Dans notre étude, nous utilisons un logiciel développé au laboratoire Lamcos de l’INSA de Lyon par F. Morestin (Mguil-Touchal et al., 1996). Dans ce logiciel, la corrélation est basée sur la répartition des niveaux de gris. On

recherche un champ de déplacement homogène pour un ensemble de pixels appelé « motif » ou « pattern ». La Figure 20 donne l'exemple d'un motif de 3×3 pixels contenu dans une image de 10×10 pixels.

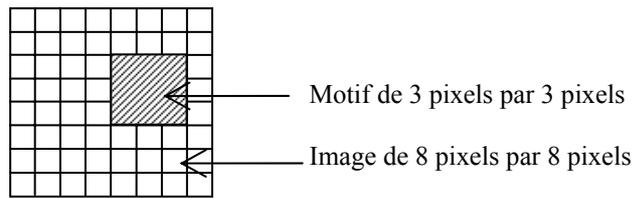


Figure 20 – Exemple d'un motif de 3 pixels par 3 pixels

La fonction du niveau de gris dans un motif de l'image initiale $f(x, y)$ devient $f^*(x^*, y^*)$ dans l'image finale (Figure 21) selon:

$$f^*(x^*, y^*) = f(x + u(x, y), y + v(x, y)) \quad \text{Équation 8}$$

$u(x,y)$ et $v(x,y)$ représentent le champ de déplacement pour un motif. Le champ de déplacement est considéré homogène et bilinéaire en x et y . Par corrélation entre l'image initiale et l'image déformée, on retrouve le champ de déplacement de tous les motifs de l'image initiale.

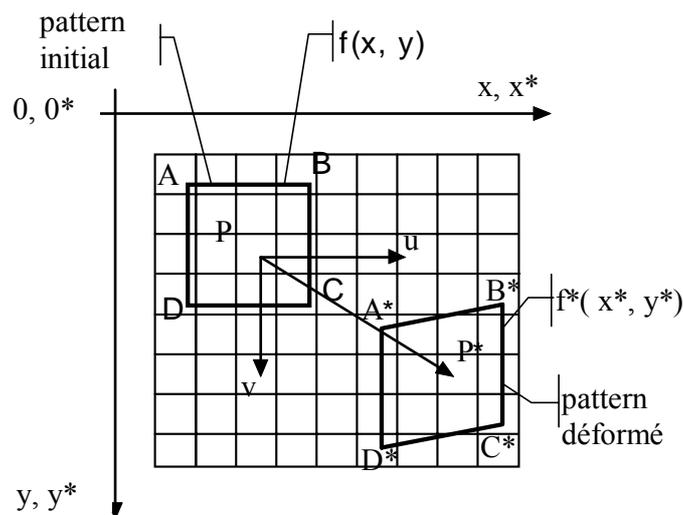


Figure 21 – Déformation d'un motif entre deux images, d'après Al Abram *et al.* (1998)

3.3.2 Etapes du traitement d'images

L'utilisation de cette méthode de traitement d'images nécessite l'emploi d'un appareil photo numérique et d'un ordinateur. Afin d'éviter tout déplacement de l'appareil photo au cours de l'expérimentation, il est fixé sur un trépied et l'acquisition des images est pilotée par un ordinateur. Un cliché est pris à chaque étape du chargement et est stocké dans l'ordinateur. Les clichés numériques sont enregistrés en format RAW puis sont convertis au format BMP et convertis en niveau de gris. Chaque image comporte 3,1 MPixels (2158×1439 pixels). Un exemple de cliché converti en niveau de gris est donné sur la Figure 12. Pour obtenir une corrélation de bonne qualité, l'image doit comporter une distribution de niveaux de gris la

plus aléatoire possible. Pour ce faire, certains rouleaux ont été colorés en rouge ou en blanc, la mousse a été tachetée de noir et de rouge, et sur les inclusions rigides sont fixés des panneaux de carton blanc quadrillés et tachetés de noir et de rouge. Ces précautions permettent d'obtenir une bonne corrélation sur la globalité de l'image. Les images sont ensuite traitées par le logiciel de corrélation Icasoft, qui fournit le champ de déplacement entre l'image initiale et l'image déformée. Quelques dizaines de secondes sont nécessaires pour calculer le champ de déplacement entre deux images. La conversion pixel/mm dépend de la distance entre l'appareil photo et le modèle et du zoom. Nous la déterminons en plaçant une longueur étalon sur une photo. Sur l'ensemble des expérimentations effectuées, on a en moyenne 1 pixel = 1 mm.

3.3.3 Choix des paramètres du traitement d'image par Icasoft

Le traitement d'images par le logiciel Icasoft nécessite de déterminer un certain nombre de paramètres.

- Cette méthode utilise deux coefficients de corrélation : au choix un coefficient des moindres carrés et un coefficient croisé. Le coefficient de corrélation croisé est utilisé car il donne une meilleure précision.
- La précision de calcul peut être choisie entre 1 et $1/100^{\text{ème}}$ de pixel. La précision maximum est choisie.
- La méthode nécessite le choix d'une dimension de motif et d'un pas entre les motifs, qui correspond à la distance séparant deux motifs. La dimension du motif doit être choisie de manière à ce que différents niveaux de gris soit présents dans le motif. Une étude paramétrique a montré que la meilleure dimension de motif pour notre étude est de 15×15 pixels, avec un pas de 15 pixels.

3.3.4 Précision de la méthode

La précision de la méthode de corrélation a été initialement testée par les créateurs du logiciel Mguil-Touchal *et al.* (1996) qui ont confronté les résultats donnés par des comparateurs micrométriques et ceux obtenus par la méthode de corrélation. L'analyse de ces résultats donne une précision de l'ordre de $1/60^{\text{ème}}$ de pixel sur la prévision du déplacement imposé.

Al Abram (1998) puis Dolzhenko (2002) ont effectué une étude sur la précision de la technique en analysant des photos doublées. Les deux auteurs trouvent des résultats cohérents entre eux et déterminent une précision de l'ordre de 0,04 mm avec un écart type sur l'ensemble des mesures de 0,025 mm. Dolzhenko (2002) a effectué une seconde étude de précision qui consiste à comparer les déplacements calculés entre deux photos, et ceux obtenus en sommant les déplacements calculés avec une photo intermédiaire, comme explicité sur la Figure 22. La différence entre les déplacements donnés par les deux méthodes est de l'ordre de 0,05 mm avec un écart type d'environ 0,01 mm.

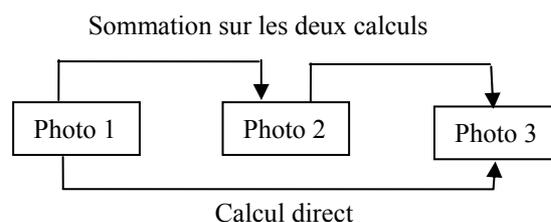


Figure 22 – Schéma de calcul

La précision de la méthode a été testée dans le cadre de nos expérimentations, en utilisant les paramètres définis précédemment. La méthode est appliquée sur des photos doublées. Les résultats des déplacements sur un ensemble de 800 valeurs environ, à partir de deux photos correspondant à des expérimentations de largeur de 1,30 m et une hauteur de matelas de 0,60 m, sont donnés dans le Tableau 3. Les ordres de grandeur de l'essai N°1 correspondent à ceux trouvés par Dolzhenko (2002) et Al Abram (1998). La précision est de l'ordre de quelques centièmes de mm. L'essai N°2 donne une précision encore plus grande. Sur l'ensemble des déplacements calculés entre deux photos, les valeurs maximales sont de l'ordre de 0,3 mm. De plus, les deux photos sont prises à quelques dizaines de seconde d'intervalle, période pendant laquelle le fluage de la mousse a pu entraîner un déplacement dans le massif.

N° essai		dX moy	Ecart type X	dY moy	Ecart type Y
1	pixel	0,044	0,070	0,031	0,075
	mm	0,031	0,051	0,023	0,054
2	pixel	0,003	0,023	0,003	0,019
	mm	0,003	0,025	0,003	0,021

Tableau 3 – Précision de la méthode de traitement d'images

3.3.5 Exemple de champ de déplacement

La Figure 23 donne un exemple de résultat obtenu par la méthode de corrélation d'image proposée. Il s'agit du champ de déplacement vertical dans la totalité du massif lors de la phase de fluage de la mousse. On voit clairement apparaître les inclusions rigides qui ne subissent pas de déplacement, ainsi que le tassement maximum obtenu en base du matelas. En surface le tassement est relativement homogène.

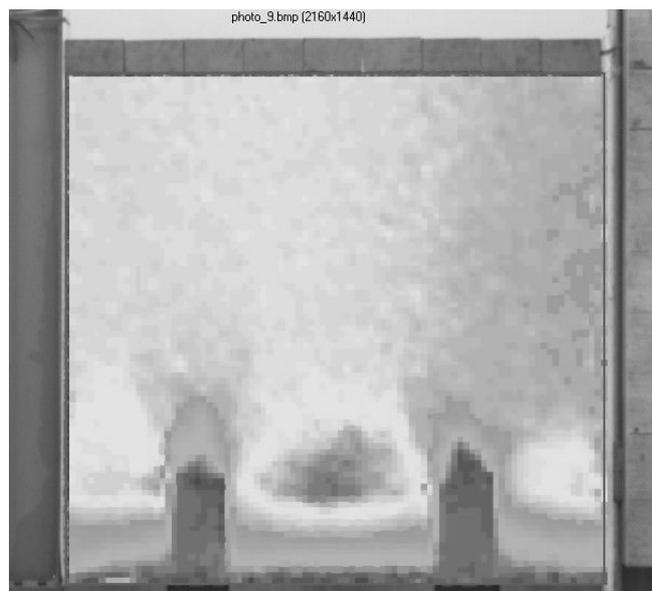


Figure 23 – Champ de déplacement vertical calculé par la méthode de corrélation d'images

3.3.6 Conclusion

La méthode de corrélation d'images utilisée pour l'exploitation des expérimentations en terme de déplacement est particulièrement bien adaptée au sol analogique utilisé. De plus, l'acquisition des données est aisée (appareil photo) et le traitement des images est rapide. La précision des résultats donnés par cette méthode est largement suffisante par rapport à l'ordre de grandeur des déplacements que l'on observe dans le modèle. Cependant, cette méthode est bien adaptée aux milieux continus subissant des petites déformations mais les résultats sont moins performants pour la localisation des bandes de cisaillement. Nous ne travaillons cependant pas à l'échelle d'un rouleau, mais nous considérons le matelas granulaire comme un milieu continu.

3.4 Répétitivité des résultats des expérimentations

Des expérimentations présentant des configurations identiques ont été effectuées plusieurs fois, mais jusqu'à des hauteurs de matelas différentes. Nous confrontons donc les résultats obtenus jusqu'à la hauteur maximum, afin de vérifier la répétitivité des expérimentations et de leur exploitation.

La configuration $a = 0,10$ m $s' = 0,55$ m a été modélisée à trois reprises (sans géosynthétique), avec $H_{max} = 0,28$ m, $0,44$ m et $0,70$ m, la configuration $a = 0,10$ m $s' = 0,35$ m, à deux reprises, avec $H_{max} = 0,44$ m et $H = 0,70$ m.

La Figure 24 confronte les expérimentations effectuées avec $a = 0,1$ m et $s' = 0,55$ m. La Figure 24a présente l'efficacité en fonction de la hauteur. Les résultats sont identiques pour les trois expérimentations. La Figure 24b présente le tassement maximum en base du matelas. Les résultats sont identiques pour les essais menés jusqu'à $0,44$ m et $0,70$ m. Les résultats pour $H_{max} = 0,28$ m sont légèrement inférieurs.

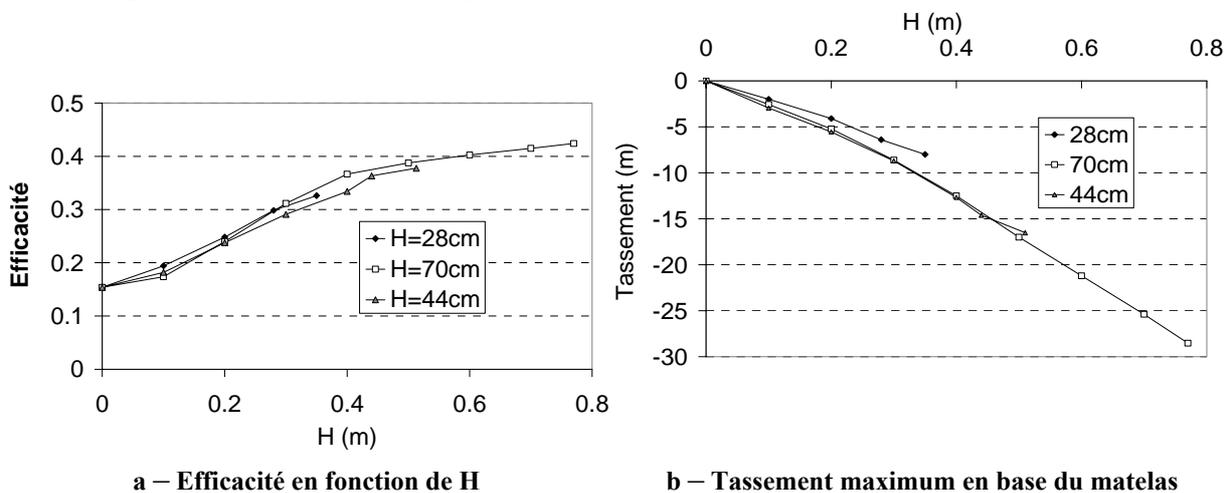


Figure 24 – Répétitivité de l'essai $a = 0,10$ m ; $s' = 0,55$ m ; $\alpha = 15$ %

De même, la Figure 25 compare les expérimentations effectuées avec $a = 0,1$ m et $s' = 0,35$ m. On trouve des résultats identiques pour les deux essais en terme d'efficacité (Figure 25a) et de tassement en base du matelas (Figure 25b).

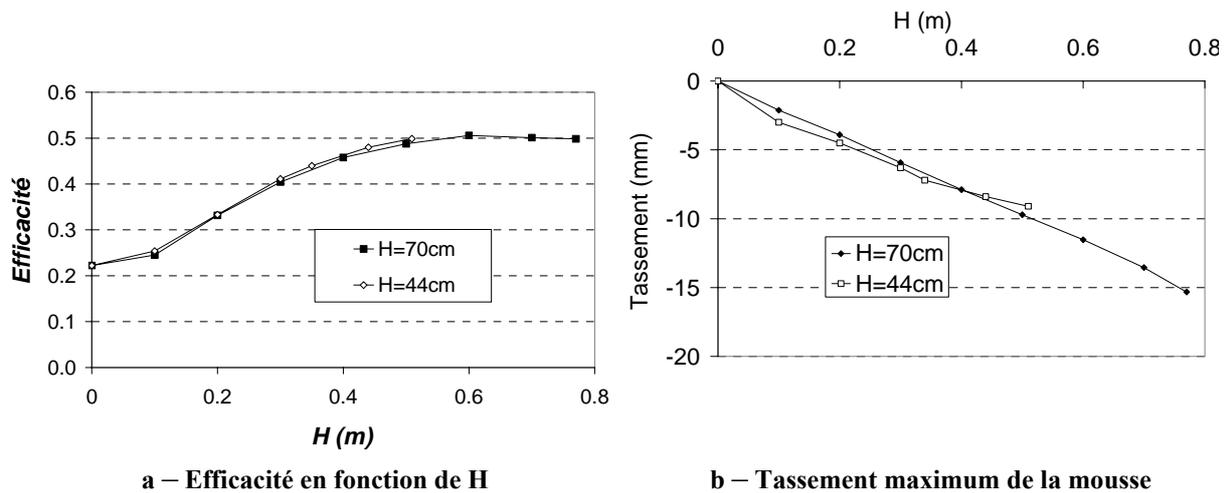


Figure 25 – Répétitivité de l’essai $a = 0,10 \text{ m}$; $s' = 0,35 \text{ m}$; $\alpha = 22 \%$

Les confrontations des expérimentations en terme d’efficacité et de tassement maximum de la mousse permettent de conclure à une bonne répétitivité des expérimentations et de l’exploitation des résultats donnés par les capteurs et la méthode de corrélation d’images.

4 LES MATERIAUX

4.1 Le matelas : sol analogique de Schneebeli

Dans la pratique, le sol constituant le matelas de transfert de charge est constitué de graves (traitées ou non traitées), de ballast ou de sol grossier. Dans l’expérimentation bidimensionnelle proposée, le sol du matelas est simulé par un sol analogique de Schneebeli, assemblage de rouleaux d’acier de 3, 4 et 5 mm de diamètre. Le mélange des rouleaux est fait dans les proportions en poids données par le Tableau 4.

Diamètre des rouleaux (mm)	Proportion en poids (%)
3	34
4	35
5	31

Tableau 4 – Proportions en poids des différents diamètres de rouleaux, d’après Dolzhenko (2002)



Figure 26 – Photographies des rouleaux de Schneebeli

4.1.1 Choix du matériau simulant le sol du matelas

Schneebeli (1956) a montré que l'étude des problèmes en mécanique des sols avec un matériau sans cohésion peut être ramené à deux dimensions, en remplaçant le sol par un empilement de rouleaux cylindriques de différents diamètres, dit « sol analogique ». Le matériau est dit analogique dans la mesure où son comportement mécanique est analogue à celui d'un milieu granulaire comme les sables.

De nombreux auteurs ont ainsi utilisé le matériau analogique de Schneebeli pour comprendre le comportement d'un sol et simplifier le problème tridimensionnel d'un sol réel en le ramenant à un problème plan. Kastner (1982) a effectué des simulations d'excavations profondes en site urbain, Masrouri (1986) a étudié le comportement des rideaux de soutènement semi flexibles, Al Abram (1998) et Dolzhenko (2002) ont étudié le champ de déplacements induit par le creusement d'un tunnel.

Le sol analogique de Schneebeli a été utilisé pour traiter notre problème car il présente les avantages suivants :

- son comportement est fortement dilatant, propriété qui correspond au comportement des sols denses,
- le module du sol dépend du niveau de contrainte, comme c'est le cas pour les graves non traitées (Paute *et al.*, 1994) et les sols grossiers (Valle, 2001),
- ce sol est plus lourd qu'un sol classique ($\gamma = 62 \text{ kN/m}^3$). Pour une modélisation à 1g, cela entraîne une réduction de la distorsion de similitude entre le modèle et le prototype par rapport à l'utilisation de sable. En effet, pour une réduction d'échelle d'environ 3, le niveau de contrainte réel est maintenu dans le modèle,
- la mise en œuvre est aisée et la répétitivité des essais est bonne,
- ce sol ne nécessite pas de support facial, car il s'agit d'un empilement de rouleaux auto stable. Cela supprime les effets de bords qui sont inévitables lors de l'utilisation de sable,
- ce sol est particulièrement bien adapté à la technique de corrélation d'images numériques qui sera présentée plus loin : les rouleaux peuvent être colorés afin d'obtenir un bon contraste sur les clichés numériques.

Cependant, le sol analogique présente les limitations suivantes :

- l'angle de frottement interne est assez faible, de l'ordre de $20 - 25^\circ$, alors que les sols denses réellement mis en œuvre ont un angle de frottement autour de $30 - 40^\circ$,
- seule une modélisation bidimensionnelle est possible, aucune extension à la troisième dimension n'est envisageable. Or, dans un cas réel de renforcement par inclusions rigides, les inclusions sont ponctuelles et l'effet de voûte dans le matelas est alors tridimensionnel. Le report de charge étudié par ce modèle réduit n'est donc pas de même nature.

4.1.2 Comportement du sol analogique de Schneebeli

Différents auteurs ont effectué des essais biaxiaux sur des échantillons de sol analogique qui peut être constitué de rouleaux en dural (Schneebeli, 1956), en caoutchouc (Oda *et al.*, 1983), en PVC (Gourvès et Mezghani, 1988) ou en acier (Kastner, 1982 ; Dolzhenko, 2002).

Schneebeli (1956) a réalisé des essais de compressions biaxiaux et montre que l'angle de frottement interne ne dépend que de l'état de surface des rouleaux : par exemple, pour des rouleaux en dural lisse, il obtient un angle entre 24 et 26° et pour des rouleaux en dural sablé, l'angle est de $34-35^\circ$.

Kastner (1982) a testé un sol analogique en acier inox dans une cellule triaxiale de grande dimension sous fortes contraintes (jusqu'à 500 kPa). Les échantillons ont une largeur

de 201 mm et une hauteur de 404 mm. Les courbes de contrainte-déformation de la Figure 27 ne montrent pas de pic très net. Les courbes de variation de volume (Figure 27) montrent que ce sol présente une petite diminution de volume en début de chargement (contractance) puis que ce sol a un comportement dilatant. Ces résultats permettent de déterminer un angle de frottement interne de 21° , un angle de frottement grain sur grain de 14° , un coefficient de Poisson bidimensionnel de 0,9 et un module de compression initial $E_i = 107500 \cdot \sqrt{\sigma}$ (Pa) (Masrouri, 1986).

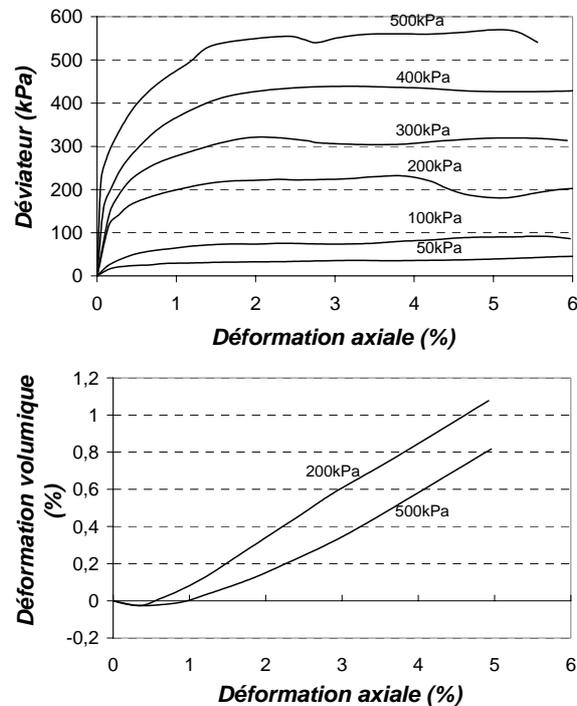


Figure 27 – Essais biaxiaux sur le sol analogique (Kastner, 1982)

Dolzhenko (2002) a effectué des essais biaxiaux et des essais œdométriques sur des échantillons de sol analogique afin d'en déterminer le comportement mécanique. Les mêmes rouleaux ont été utilisés dans nos expérimentations. De plus, les essais ont été effectués à des niveaux de contrainte équivalents à ceux atteints dans notre modèle physique, soit entre 20 et 50 kPa. Un schéma de l'appareil biaxial utilisé est donné sur la Figure 28. Un échantillon de sol analogique de dimensions $200 \text{ mm} \times 220 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ est confiné à une contrainte σ_3 par pression d'air injecté dans une membrane caoutchouc. Un déplacement vertical est appliqué au niveau du plateau rigide supérieur, mesuré par deux comparateurs, et l'effort correspondant est mesuré par l'anneau dynamométrique. Il s'agit d'un essai purement bidimensionnel, aucune contrainte n'est appliquée dans la 3^{ème} direction. Le plateau rigide permet de répartir la charge sur la section de l'échantillon et la bille d'acier placée entre le plateau et le piston permet à l'effort appliqué de rester centré.

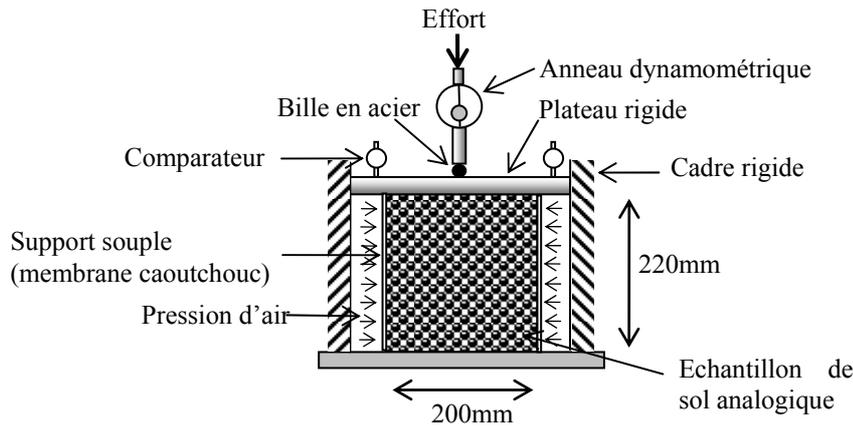


Figure 28 – Dispositif de l'essai biaxial

La Figure 29 présente quelques résultats obtenus par Dolzhenko (2002). Le déviateur de contrainte est $\sigma_1 - \sigma_3$, où σ_1 est la contrainte verticale appliquée sur l'échantillon. Le cycle décharge - recharge montre une pente sensiblement linéaire et beaucoup plus raide que la pente initiale. L'écoulement plastique est atteint sans passer par un pic. L'évolution de la déformation volumique avec la déformation axiale montre un comportement qui est dilatant (déformations volumiques négatives) dès le début du chargement. La zone de contractance, typiquement observée en début de chargement pour les sols denses, est inexistante. L'angle de dilatance est environ de 4° .

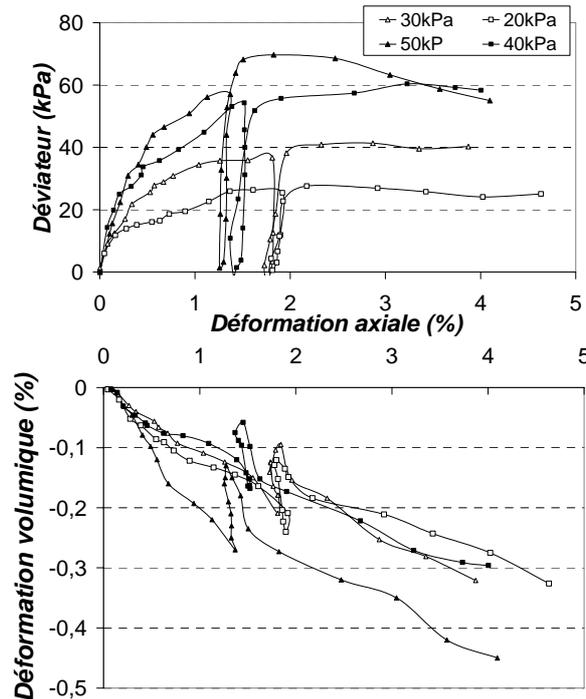


Figure 29 – Résultats des essais biaxiaux, d'après Dolzhenko (2002)

Les chemins de contraintes pour les différents confinements reportés dans le plan $s-t$, où $s = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ et $t = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ permettent de déterminer les caractéristiques de rupture. Le critère de rupture est défini par une droite passant par l'origine (cohésion nulle) et de pente $\sin(24^\circ)$. L'angle de frottement interne déterminé par cette série d'essais est donc de 24° .

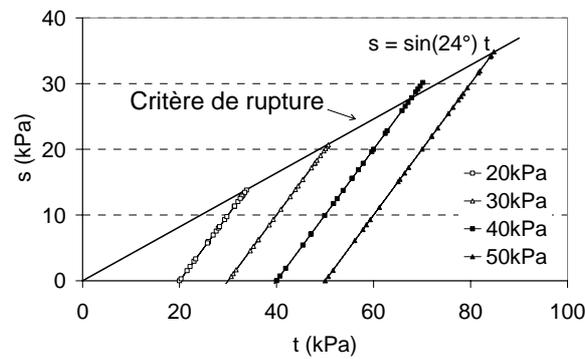


Figure 30 – Chemins de contraintes dans le plan s-t

Le module sécant à 25 % du déviateur à la rupture (E_{25}) déterminé à partir de la Figure 29 varie avec le confinement, comme précisé dans le Tableau 5. Le module E_{25} varie de façon quasi-linéaire avec la contrainte σ_3 .

σ_3 (kPa)	E_{25} (MPa)
20	24
30	33
40	40
50	46

Tableau 5 – Modules sécants à 25% du déviateur à la rupture, d'après Dolzhenko (2002)

Afin d'effectuer un essai œdométrique, l'échantillon est ensuite maintenu entre deux plaques rigides verticales. Les plaques ont été graissées afin de réduire le frottement latéral. Le chargement s'effectue par paliers de contrainte jusqu'à 70 kPa, contrainte à laquelle l'échantillon est déchargé. Plusieurs cycles de chargement - déchargement ont été effectués. Les résultats de cet essai œdométrique sont donnés sur la Figure 31. Les cycles déchargement - rechargement mettent en évidence l'irréversibilité des déformations et le comportement non linéaire du matériau.

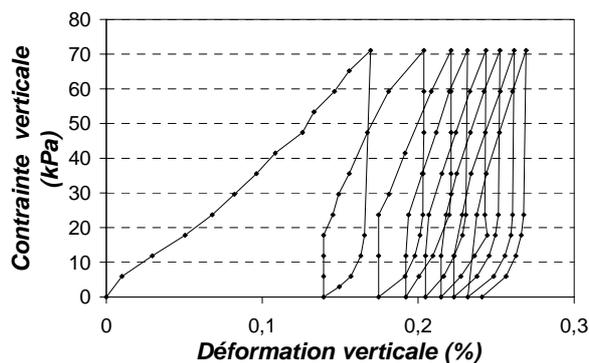


Figure 31 – Résultat d'un essai œdométrique, d'après Dolzhenko (2002)

Dolzhenko (2002) a également effectué des essais de détermination du coefficient des terres au repos (K_0) de ce sol analogique sur un modèle réduit de mur de soutènement. Le coefficient K_0 est le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale. Les résultats des expérimentations donnent une valeur de K_0 entre 0,65 et 0,74. Cependant, les

rouleaux ont été mis en place par piquetage (afin d'augmenter la compacité), ce qui peut simuler une surconsolidation. Ce procédé de mise en place n'a pas été repris dans nos expérimentations. Cependant, Caudron (2003) a montré que le piquetage n'avait pas d'incidence sur les résultats des essais biaxiaux.

4.1.3 Détermination du poids volumique et de l'indice des vides du sol analogique

4.1.3.1 Poids volumique

La détermination du poids volumique des rouleaux est importante, car elle permet de déterminer le poids total du matelas mis en place, et donc la répartition du poids à la base de ce matelas, grâce à l'instrumentation en capteurs.

La valeur de poids volumique du sol analogique en acier utilisé par Dolzhenko (2002) et Al Abram (1998) est de 65 kN/m^3 . Or cette valeur correspond à une mise en place des rouleaux par piquetage, ce qui aboutit à une compacité maximum. Nous cherchons ici à déterminer le poids volumique du sol dans les mêmes conditions que les expérimentations sur le modèle réduit.

Une boîte en bois de dimensions $201 \times 111 \text{ mm}$ a été remplie de rouleaux de longueur 6 cm puis pesée. La boîte pèse $490,17 \text{ g}$ (précision de $0,1 \text{ g}$). Les résultats sont donnés dans le Tableau 6.

Essai	Masse (kg) m	Poids (N) P	Volume (m^3) V	Poids volumique (kN/m^3) γ
1	8,515	83,53	1,34E-03	62,40
2	8,520	83,58	1,34E-03	62,44
3	8,520	83,58	1,34E-03	62,44
				Moyenne : 62,43

Tableau 6 – Résultats des pesées de rouleaux

Afin d'estimer la précision de cette mesure, un calcul d'incertitude a été effectué. Le poids volumique est défini par :

$$\gamma = \frac{P}{V} \quad \text{Équation 9}$$

L'incertitude sur le poids volumique est alors :

$$\Delta\gamma = \frac{\Delta P}{V} + \frac{P}{V^2} \Delta V \quad \text{Équation 10}$$

Il faut alors déterminer les incertitudes sur le volume et sur le poids.

Le volume est donné par :

$$V = L \cdot H \cdot l \quad \text{Équation 11}$$

où L et H sont les dimensions de la boîte et l la longueur des rouleaux, alors l'incertitude sur le volume est:

$$\Delta V = l \cdot (L \cdot \Delta H + H \cdot \Delta L) + L \cdot H \cdot \Delta l \quad \text{Équation 12}$$

L'incertitude sur les dimensions de la boîte est de 1 mm soit $\Delta H = \Delta L = 10^{-3} \text{ m}$ et l'incertitude sur la longueur des rouleaux est estimée à 3 mm alors :

$$\Delta V = 8,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

Le poids est donné par

$$P = m \cdot g \quad \text{Équation 13}$$

avec g pris égal à $9,81 \text{ m/s}^2$, et $\Delta g = 0$, alors l'incertitude sur le poids est :

$$\Delta P = \Delta m \cdot g \quad \text{Équation 14}$$

La précision de la balance avec laquelle la boîte remplie a été pesée est de 5g, la précision de la balance ayant servi à la mesure du poids de la boîte vide est de 0.1g et est donc considérée négligeable.

$$\Delta P = 4,9 \cdot 10^{-2} \text{ N}$$

Finalement, l'incertitude sur le poids volumique est :

$$\Delta \gamma = 16 \text{ N/m}^3 = 0,016 \text{ kN/m}^3$$

Si l'on considère une incertitude sur la masse de rouleaux remplissant la boîte plus importante, de l'ordre de 20 g, due à la difficulté de remplir exactement le volume par des rouleaux, on obtient une incertitude sur le calcul du poids volumique de 23 N/m^3 . Ainsi, le poids volumique des rouleaux est de $62,43 \pm 0,02 \text{ kN/m}^3$. De plus il y a une incertitude sur la représentativité de l'échantillon de sol pesé par rapport à la mise en place du sol dans le modèle réduit, on retiendra alors une valeur de poids volumique de 62 kN/m^3 .

4.1.3.2 Indice des vides

L'indice des vides d'un sol est le rapport entre le volume des vides et le volume du sol. Pour un assemblage de rouleaux, il s'agit du rapport entre la surface des vides et la surface des rouleaux. On peut éventuellement également la déterminer à partir du poids volumique du sol que l'on vient de déterminer et du poids volumique du matériau composant les rouleaux (en supposant le poids volumique de l'acier égal à 78 kN/m^3 , on détermine $e = 0,21$).

Pour déterminer l'indice des vides, on détermine, pour un assemblage de rouleaux de section connue, la surface occupée par les rouleaux. Pour ce faire, on compte le nombre de rouleaux de chacun des diamètres 3, 4 et 5 mm. Les résultats de trois essais sont reportés dans la Tableau 7. S_{tot} est la surface totale de l'échantillon, Nb_i mm est le nombre de rouleaux de diamètre i mm contenu dans l'échantillon, valeur à partir de laquelle on détermine une surface S_{imm} occupée par ces rouleaux, en faisant l'hypothèse que les rouleaux sont parfaitement cylindriques, avec un diamètre de valeur exactement 3, 4 ou 5 mm, S_{roul} est la surface occupée par les rouleaux ($S_{\text{roul}} = \Sigma S_{\text{imm}}$), et on en déduit l'indice des vides e :

$$e = \frac{S_{\text{tot}}}{S_{\text{roul}}} - 1 \quad \text{Équation 15}$$

N°	S_{tot} 10^{-3} m^2	Nb 3mm	$S_{3\text{mm}}$ 10^{-3} m^2	Nb 4mm	$S_{4\text{mm}}$ 10^{-3} m^2	Nb 5mm	$S_{5\text{mm}}$ 10^{-3} m^2	S_{roul} 10^{-3} m^2	e
1	8,17	312	2,21	183	2,30	113	2,22	6,72	0,22
2	8,17	296	2,09	169	2,12	119	2,34	6,55	0,25
3	3,73	174	1,23	97	1,22	95	1,28	3,73	0,23

Tableau 7 – Résultats des essais de détermination de l'indice des vides

La moyenne des trois valeurs de e donne un indice des vides de 0,23.

4.2 Le sol compressible : matériau mousse

Cette partie s'intéresse aux aspects rhéologiques des matériaux utilisés pour simuler l'horizon compressible à renforcer. Nous présentons tout d'abord le comportement de la mousse au cours du temps, afin de guider le choix d'un protocole expérimental pour les expérimentations sur le modèle réduit. Le comportement de la mousse sous chargement simple est ensuite présenté, les temps de chargement étant ceux adoptés dans toutes les expérimentations. Deux mousses de compressibilité différente sont étudiées, la mousse plus rigide a une masse

volumique de 120 kg/m^3 et est dénommée d120, la mousse plus compressible a une masse volumique de 80 kg/m^3 et est dénommée d80.

4.2.1 Présentation de l'essai de chargement

Afin de caractériser le comportement du matériau mousse, une bande est placée entre les deux montants du bâti rigide, recouverts de feuilles de Téflon. Le bloc de mousse est chargé par couches de rouleaux successives. La contrainte verticale appliquée sur le bloc de mousse est alors connue et la déformation verticale du bloc de mousse est déterminée par le traitement numérique des images acquises au cours du chargement. Un schéma du montage expérimental est donné sur la Figure 32. Si l'on ne considère que les deux dimensions du plan de la Figure 32 (en faisant abstraction de la déformation de la mousse dans la troisième dimension), cet essai correspond à un essai œdométrique bidimensionnel.

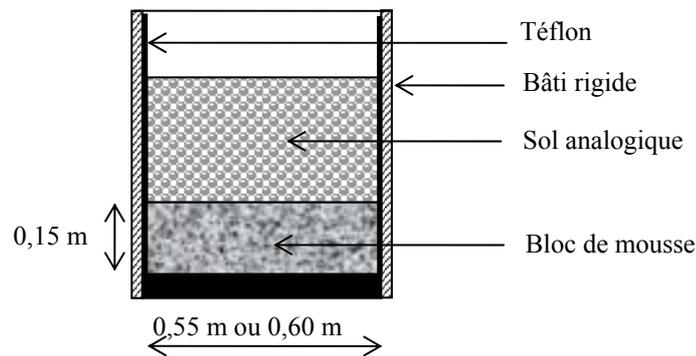


Figure 32 – Essai de chargement simple de la mousse

4.2.2 Essai de chargement avec fluage

Afin de déterminer le comportement de la mousse au cours du temps, des essais de chargement de la mousse d120 ont été effectués par couches de rouleaux successives de 0,1m, avec un temps d'attente entre chaque couche de chargement de 90 min. L'incrément de contrainte correspondant à chaque étape est de 6,2 kPa. Un bloc de mousse de $0,60 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 0,06 \text{ m}$ est disposé sur le bâti et est chargé par des rouleaux, comme montré sur la Figure 32.

La Figure 33 présente le tassement de la mousse en fonction du temps et pour les couches de rouleaux successives. Les tassements les plus importants ont lieu pendant les 20 premières minutes de chargement. Cette figure montre qu'après 90 minutes de temps de chargement, le tassement de la mousse n'est toujours pas stabilisé (sauf pour une contrainte verticale de 6,2 kPa). Le Tableau 8 donne les valeurs de tassements instantanés dus à la mise en place de la couche suivante et les tassements qui se produisent durant la période de fluage de 90 minutes. A partir d'une contrainte verticale de 18,6 kPa (soit d'une hauteur de rouleaux de 0,3 m), les tassements de fluage sont plus importants que les tassements instantanés dus à un incrément de contrainte de 6,2 kPa.

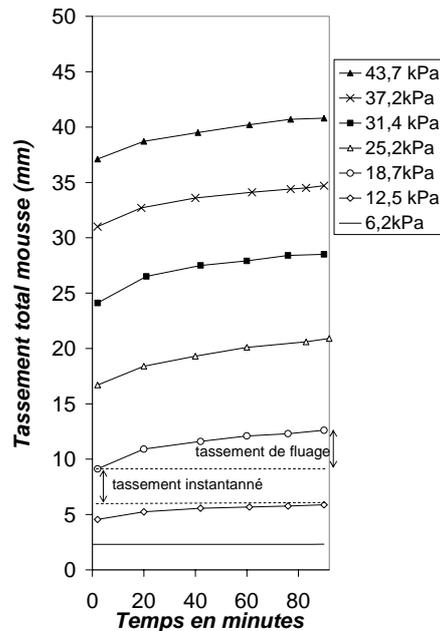


Figure 33 – Tassement de la mousse au cours du temps

Contrainte verticale (kPa)	H (m)	Tassement instantané (mm)	Tassement de fluage (mm)
6,2	0,1	0	0
12,4	0,2	2,3	1,3
18,6	0,3	3,2	3,5
24,8	0,4	4,1	4,2
31,0	0,5	3,2	4,4
37,2	0,6	2,5	3,7
43,4	0,7	2,4	3,7

Tableau 8 – Tassement instantané et tassement durant une période de fluage de 90 minutes

En traçant le tassement de la mousse en fonction du logarithme du temps, on trouve une relation linéaire (Figure 35). Il faut remarquer que les tassements se produisant pour un certain niveau de chargement sont également dus au chargement précédent, car au bout de 90 minutes, le fluage de la mousse n'est pas achevé. Si le fluage actuel est dû à la surcharge, mais également au chargement précédant, la linéarisation de la courbe devrait donner des paliers dont la pente augmente, comme illustré par la Figure 34. Or la Figure 35 montre que ce n'est pas le cas, la pente des droites n'augmente pas avec la hauteur de chargement (sauf pour les quatre premiers chargements). On ne peut donc pas extrapoler le comportement en fluage de la mousse au-delà de ce qui a été mesuré.

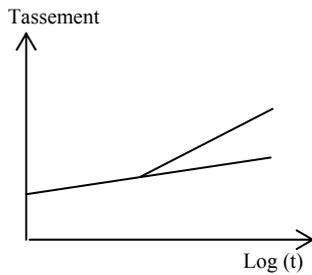


Figure 34 – Tassement en fonction du logarithme du temps

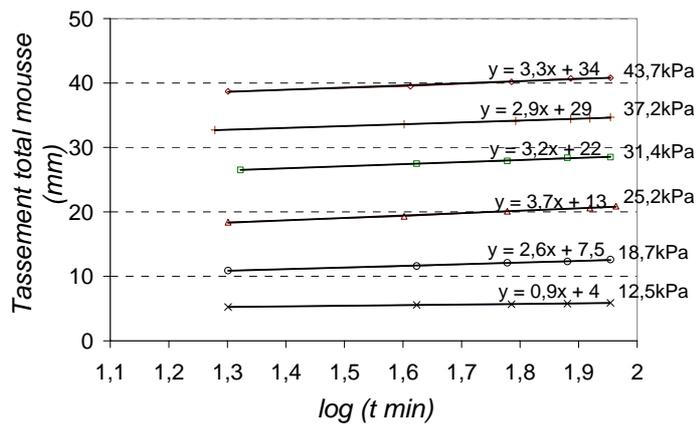


Figure 35 – Tassement de la mousse au cours du log du temps

La mousse présente donc un fluage important. Lorsqu'elle est chargée par des rouleaux, elle continue de tasser. Ainsi, la notion de temps doit être prise en compte dans le mode opératoire adopté pour les expérimentations sur le modèle réduit.

Au vu des résultats de fluage de la mousse, un mode opératoire de chargement précis doit être respecté. Nous décidons de charger le système mousse - inclusions par couches de 0,1 m de rouleaux avec une période de 6 min. Une photo est prise à chaque étape. A la fin du chargement, nous mettons en place des surcharges et attendons pendant 80 min, tout en prenant régulièrement des photos. Ceci permet de simuler qualitativement le phénomène de consolidation. Ainsi, on pourra observer le champ de déplacement dans la totalité du massif lors de cette phase. La hauteur totale de chargement est donc un paramètre qui pourra varier d'une expérimentation à l'autre. En réalité, les effets voûtes dans le matelas sont effectivement dus à deux sortes de tassements du sol compressible : en cours de construction, et postérieurs à la construction. Demerdash (1996) a distingué ces deux mécanismes par deux méthodes différentes : tassement au fur et à mesure du chargement ou tassement uniquement à la fin du chargement. Il trouve une efficacité du système plus importante pour un chargement en une seule fois que pour un chargement incrémental.

4.2.3 Caractérisation du comportement dans les conditions des expérimentations

Le chargement d'un bloc de mousse par des rouleaux tout en mesurant sa déformation permet de déterminer son comportement mécanique. Les essais de chargement simples sont effectués sur les mousses d120 et d80.

Une bande de mousse de 0,55 m est placée entre les deux montants du bâti rigide, recouverts de feuilles de Téflon. Le bloc de mousse est chargé par couches de rouleaux successives de 0,1 m, avec une période de 6 minutes, mode opératoire adopté pour toutes les expérimentations. Des photos sont prises à chaque étape, afin de déterminer le champ de déplacement dans la mousse. Le schéma de l'expérimentation est celui de la Figure 32.

Mousse d120

Le tassement de la mousse à l'interface mousse/rouleaux est quasiment uniforme sur toute la largeur du bloc de mousse (pas d'effet de bord marqué). A partir du tassement de la mousse et de la hauteur de matelas, nous déduisons la relation entre la contrainte et la déformation (Figure 36), en prenant comme hypothèse que la mousse a une hauteur de 0,15 m et le poids volumique des rouleaux est de 62 kN/m^3 . Le « module » est la pente de la courbe de la Figure

36. La courbe montre un module de la mousse qui varie en fonction du niveau de contrainte. La courbe peut être approximée par deux droites (modèle bi-linéaire). Jusqu'à une contrainte verticale de 18,5 kPa, nous déterminons un module de 277 kPa, au-delà, le module est plus faible et est de 134 kPa. Ces valeurs faibles de module sont à relativiser avec la faible hauteur des blocs de mousse qui est de 0,15 m.

Cet essai de chargement simple a été doublé et les mêmes valeurs de tassement en fonction du chargement ont été trouvées.

Les résultats de cet essai en terme de tassement constituent une référence pour les expérimentations avec inclusions, car ils permettront de déterminer la réduction du tassement par rapport à ce cas sans inclusions.

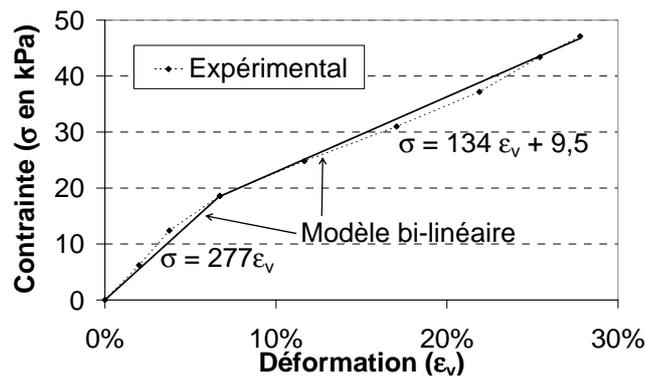


Figure 36 – Courbe contrainte – déformation, mousse d120

Mousse d80

La Figure 37 présente le comportement en contrainte - déformation de la mousse d80. Ce comportement est très différent de celui de la mousse d120. La mousse d80 présente un module initial plus faible, qui est de 59 kPa jusqu'à une déformation de 30 % (Figure 37), le module est ensuite de 277 kPa.

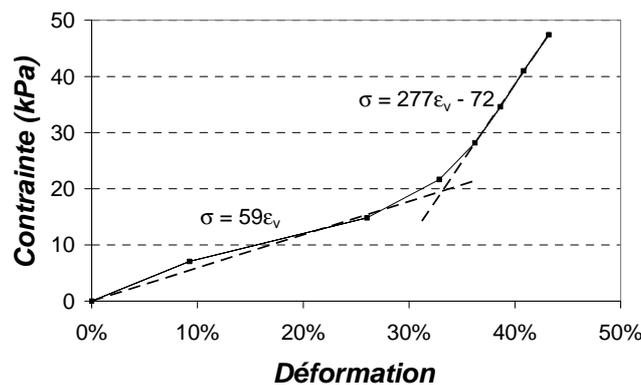


Figure 37 – Contrainte en fonction de la déformation de la mousse d80

4.3 Les nappes de renforcement

Les matériaux utilisés en tant que renforcement géosynthétique à la base du matelas sont des bandes de géosynthétique RockPec 75 (RP75) et RockPec 200 (RP200), de la gamme du fabricant Bidim, et des bandes de Typar. Une série d'essais est effectuée en vue de caractériser les différents matériaux utilisés en renforcement. Ces essais permettent de

déterminer la raideur des nappes. Ces nappes seront ensuite utilisées en renforcement en base du matelas en combinaison avec le renforcement par les inclusions.

Des essais de chargement de la nappe ont été effectués en chargeant la nappe en son centre par des poids en acier. La nappe est fixée à ses deux extrémités. Des développements analytiques sont tout d'abord effectués en considérant la nappe chargée ponctuellement, alors qu'expérimentalement, la charge se répartit sur une longueur non négligeable. Afin d'analyser l'influence de l'hypothèse du chargement ponctuel, des calculs numériques de l'essai de chargement de la nappe sont menés et les résultats sont comparés à ceux obtenus pour un chargement réellement ponctuel de la nappe.

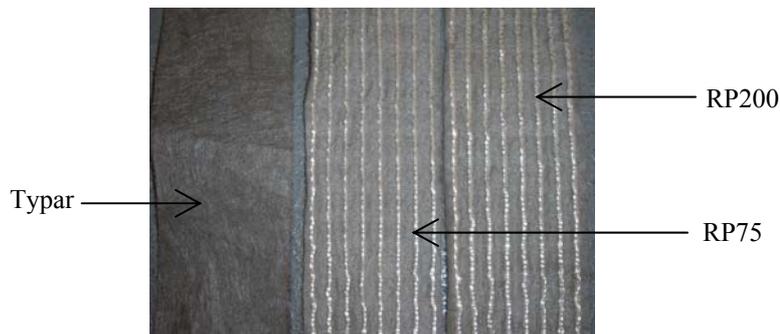


Figure 38 – Photographie des bandes de renforcement

4.3.1 Description des essais de chargement

Une nappe de géosynthétique de longueur 0,84 m ou 1,24 m est chargée par des blocs (au nombre maximum de 15) de poids élémentaire 27,5 N. Le chargement est effectué suivant la numérotation de la Figure 39. Des clichés sont pris à chaque étape afin de déterminer la déflexion du géosynthétique. Les essais sont triplés pour chaque nappe, car l'influence de la mise en place de la nappe peut s'avérer importante.

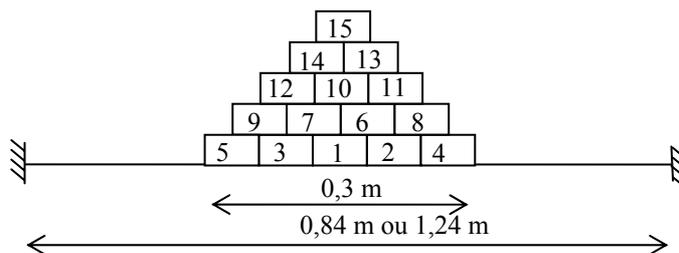


Figure 39 – Essai de chargement dans la gamme 0 – 400 N

4.3.2 Développements analytiques pour une charge ponctuelle

Nous effectuons des développements analytiques préalables afin de déterminer des résultats théoriques d'un essai de chargement de nappe, dans l'optique de valider un modèle numérique.

Un géosynthétique de longueur L et de raideur J chargé par une charge ponctuelle P appliquée en son centre fléchit d'un déplacement t (Figure 40). Sa déformation axiale est notée ϵ et il reprend une tension axiale T . On détermine les relations existant entre ces grandeurs.

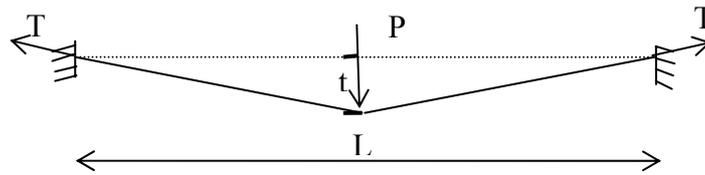


Figure 40 – Chargement ponctuel de la nappe

- 1) Relation entre la charge P et la tension axiale T dans la nappe (équilibre statique de la nappe) :

$$P = \frac{2 \cdot T \cdot t}{\sqrt{\frac{L^2}{4} + t^2}} \quad \text{Équation 16}$$

- 2) Relation entre la déflexion t et la déformation axiale de la nappe ε :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{2}{L} \cdot \sqrt{\frac{L^2}{4} + t^2} - 1 \quad \text{Équation 17}$$

- 3) Relation entre la tension T et la déformation ε :

$$T = J \cdot \varepsilon \quad \text{Équation 18}$$

- 4) On trouve finalement la relation entre la charge P et la déflexion t en fonction de la raideur et de la géométrie (en remplaçant dans les équations précédentes) :

$$P = 2 \cdot t \cdot J \cdot \left(\frac{2}{L} - \frac{1}{\sqrt{\frac{L^2}{4} + t^2}} \right) \quad \text{Équation 19}$$

Les résultats expérimentaux de la déflexion t en fonction de la charge appliquée P permettent de déterminer la raideur expérimentale du géosynthétique :

$$J = \frac{P}{2 \cdot t \cdot \left(\frac{2}{L} - \frac{1}{\sqrt{\frac{L^2}{4} + t^2}} \right)} \quad \text{Équation 20}$$

4.3.3 Calculs numériques

Les développements analytiques présentés ci-dessus sont valables pour une charge ponctuelle, ce qui n'est pas le cas dans l'essai de chargement que nous effectuons expérimentalement. Nous ne pouvons rigoureusement pas comparer les résultats expérimentaux avec ces résultats théoriques pour en déduire des caractéristiques de la nappe (la raideur). Des modélisations numériques du chargement réel de la nappe sont alors effectuées afin d'identifier les paramètres expérimentaux. Dans un premier temps, et afin de valider le modèle numérique,

nous effectuons des simulations numériques de l'essai de chargement ponctuel et les résultats sont comparés aux résultats analytiques donnés par les équations ci-dessus. Nous retrouvons rigoureusement les mêmes résultats, ce qui permet de valider le modèle numérique mis en œuvre et décrit ci-dessous. Nous vérifions par la même occasion que ce modèle numérique permet d'obtenir le même résultat final selon que nous appliquons directement la charge finale ou que nous l'appliquons par incréments. Le modèle numérique peut alors être mis en œuvre pour le cas du chargement expérimental.

Nous modélisons la nappe par un élément câble (défini au chapitre 5) comprenant 84 (pour $L = 0,84\text{m}$) ou 124 (pour $L = 0,124\text{ m}$) éléments. Le câble est fixé en ses extrémités sur des zones dont les quatre nœuds sont fixés dans les deux directions. Le chargement expérimental est simulé en appliquant des charges équivalentes sur les nœuds du câble. Un exemple de chargement correspondant au cas où 10 charges sont appliquées sur le câble de longueur $0,84\text{ m}$ est donné sur la Figure 41.

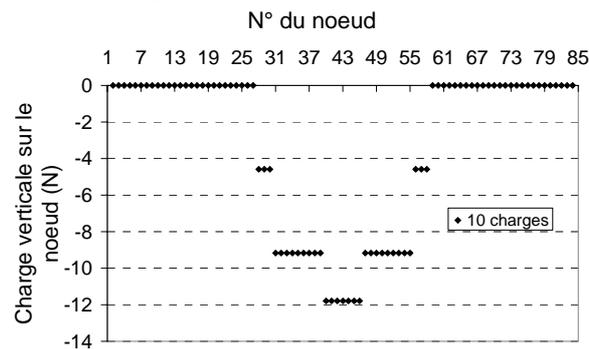


Figure 41 – Exemple de chargement des nœuds du câble (pour 10 charges)

La Figure 42 présente la déflexion de la nappe $L = 0,84\text{ m}$ obtenue par les simulations numériques pour les deux types de chargement (ponctuel et expérimental). Un chargement ponctuel donne une déflexion du géosynthétique plus importante que pour le chargement réparti. La déflexion est augmentée de 14 % pour une application de 15 charges. L'hypothèse de la charge ponctuelle surestime la déflexion maximale et n'est alors pas admissible pour simuler les essais expérimentaux.

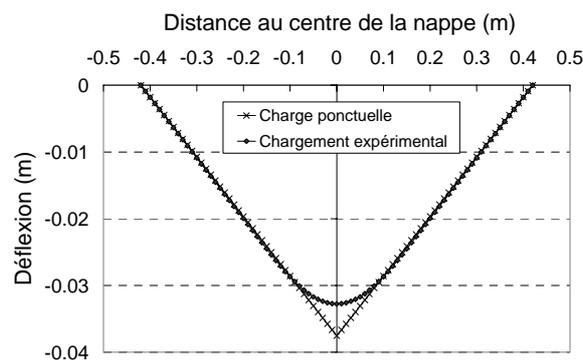


Figure 42 – Déflexion numérique du géosynthétique $L = 0,84\text{ m}$ pour $P = 412,5\text{ N}$ et $J = 700\text{ kN/m}$

4.3.4 Résultats des essais de chargement

Une nappe de géosynthétique de longueur $L = 0,84\text{ m}$ ou $L = 1,24\text{ m}$ est chargée jusqu'à $P = 400\text{ N}$ (15 charges). Pour chaque nappe, l'essai est répété plusieurs fois, afin d'analyser les effets de mise en place de la nappe et des conditions d'acquisition des clichés permettant

de déterminer la déflexion du géosynthétique. Les résultats d'un essai à l'autre étant très proches, nous exploitons les résultats en terme de moyenne sur les différents essais.

4.3.4.1 Nappe de longueur 0,84 m

La Figure 43 présente les résultats de la déflexion de la nappe en fonction de la charge obtenue expérimentalement sur les différentes nappes de longueur 0,84 m. Les résultats du calcul numérique avec des valeurs de raideur de 150 kN/m et 200 kN/m permettent de simuler au mieux les essais expérimentaux sur les nappes RP75 et RP200. Le fabricant Bidim donne des valeurs théoriques de raideur de 1700 kN/m pour le Rockpec200 et 700 kN/m pour le RockPec75, pour une déformation de 2 %. La raideur expérimentale des nappes est donc inférieure à la raideur à 2 % donnée par le fabricant. Bidim indique cependant des valeurs de raideur qui augmentent avec la déformation, et la nappe est sollicitée par une déformation inférieure à 0,7 % (Figure 43).

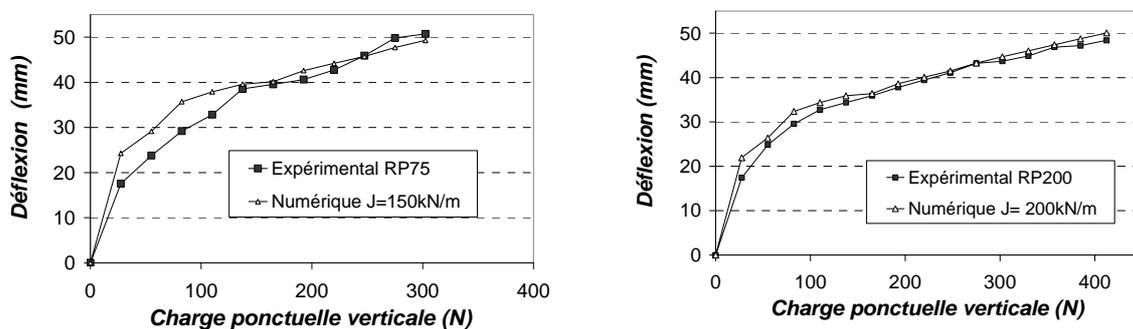


Figure 43 – Essais de chargement d'une nappe de longueur 0,84 m

La Figure 44 présente la déformation axiale dans le géosynthétique en fonction de la déflexion maximum obtenue par le calcul numérique et permet de se situer en terme de niveau de déformation par rapport aux expérimentations avec inclusions rigides. On atteint une déformation axiale de 0,75 %, ce qui correspond à l'ordre de grandeur obtenu dans les expérimentations présentées dans le chapitre suivant, avec les nappes RP75 et RP200.

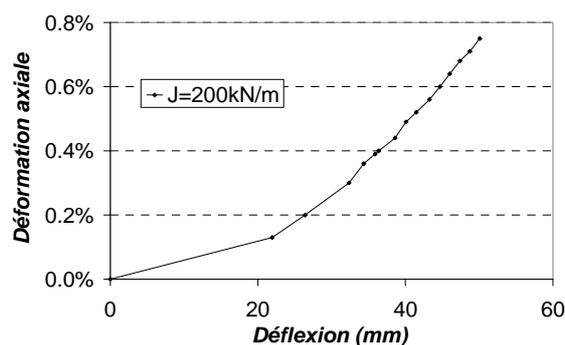
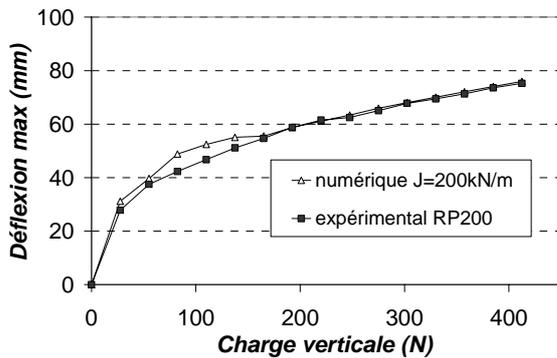


Figure 44 – Déformation axiale en fonction de la déflexion du géosynthétique de longueur $L = 0,84$ m (résultats numériques)

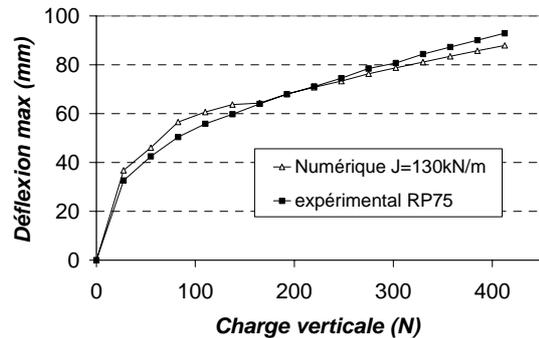
4.3.4.2 Nappe de longueur 1,24 m

La Figure 45 présente les résultats expérimentaux de chargement d'une nappe de longueur 1,24m, ainsi que les résultats numériques avec des raideurs de 200 kN/m (Figure 45a), 130 kN/m (Figure 45b) et 20 kN/m (Figure 45c) pour les nappes RP200, RP75 et 4 Typar respectivement. La Figure 45d présente la déformation axiale dans la nappe en fonction de la déflexion. Dans les expérimentations présentées dans la partie suivante, on atteint

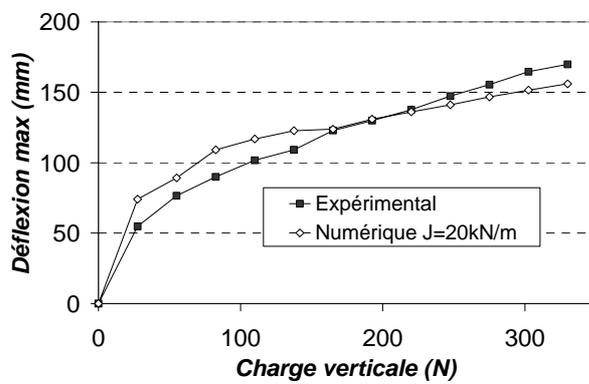
effectivement un niveau de déformation de l'ordre de 1% pour les nappes RP75 et RP200 et de l'ordre de 2,5% pour les 4 bandes de Typar.



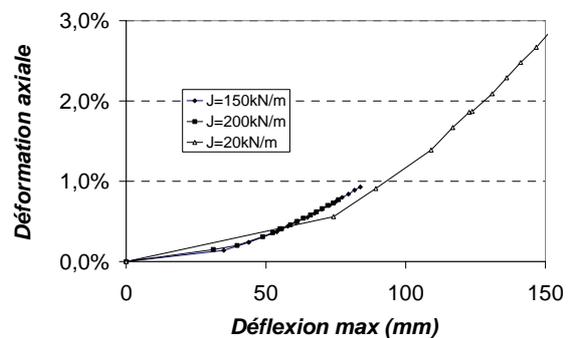
a – Déflexion de la nappe RP200



b – Déflexion de la nappe RP75



c – Déflexion des 4 nappes Typar



d – Déformation axiale en fonction de la déflexion pour une nappe L = 1,24 m

Figure 45 – Essai de chargement d'une nappe de longueur 1,24m

Expérimentalement, si la nappe est initialement détendue, la mise en place de la première charge induit la mise en tension de la nappe, et la déflexion mesurée est alors surestimée, car une part de ce déplacement correspond à la mise en tension de la nappe.

4.3.4.3 Raideur des nappes de renforcement

Le Tableau 8 résume les valeurs de raideur déterminées par les différents essais. Pour la nappe RP 75, la raideur déterminée est sensiblement différente selon la longueur de nappe testée. Cela est probablement dû à l'incertitude sur les conditions initiales dans la nappe due à sa mise en place.

	RP75	RP200	4 Typar
L=0,84m	150kN/m	200kN/m	/
L=1,24m	130kN/m	200kN/m	20kN/m

Tableau 9 – Raideur des nappes

5 PROGRAMME DES ESSAIS

Le modèle réduit conçu a pour vocation de déterminer l'influence de divers paramètres sur les mécanismes de report de charge. Les paramètres étudiés sont les suivants :

- la géométrie du système (largeur d'inclusion, espacement entre les inclusions, taux de recouvrement, hauteur de matelas, hauteur relative de matelas),
- la taille des rouleaux par rapport aux dimensions du système (la granularité),
- la compressibilité de la mousse simulant le sol compressible,
- l'apport d'une nappe géosynthétique.

5.1 Dimensions géométriques

Un schéma de l'expérimentation est rappelé sur la Figure 46. La possibilité de faire varier l'espacement entre les inclusions permet d'étudier l'influence du taux de recouvrement. Les valeurs de l'espacement entre les bords des inclusions s' (taille des blocs de mousse centraux) ont été déterminées à partir des valeurs que l'on s'est fixées pour la largeur de tête d'inclusion, à savoir $a = 0,06, 0,10$ et $0,15$ m, afin d'obtenir des taux de recouvrement (α) identiques pour des facteurs d'échelle différents. On pourra ainsi étudier l'influence de la granulométrie. Cette détermination a été effectuée en se basant sur le graphique de la Figure 47. Les courbes en pointillés représentent le taux de recouvrement α en fonction de l'espacement s' , pour les trois valeurs de tête d'inclusion, soit la fonction $\alpha = a / (a + s')$. Les droites verticales correspondent à un même espacement s' et les droites horizontales montrent que pour les valeurs de s' choisies, nous obtenons des taux de recouvrement identiques à des échelles différentes (différentes tailles de têtes d'inclusion). Les neuf points du graphique correspondent aux neuf configurations envisageables, qui sont à nouveau précisées dans le Tableau 9.

- a : largeur de la tête d'inclusion
- s : espacement
- H : hauteur de matelas
- $s' = s - a$
- h_M : hauteur de la mousse

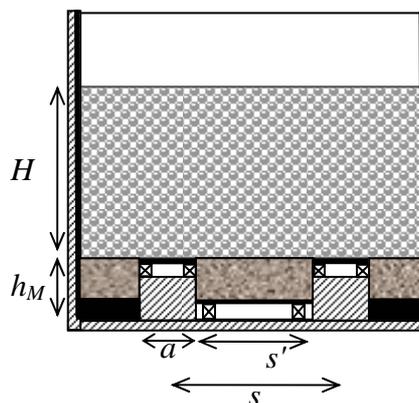


Figure 46 – Schéma de l'expérimentation

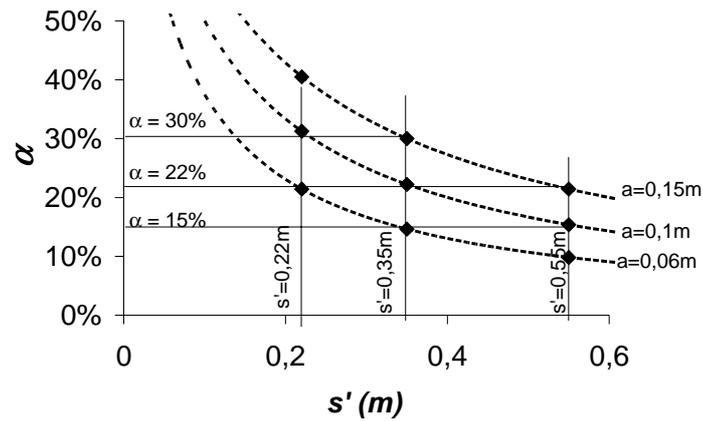


Figure 47 – Les différentes configurations géométriques

		s' (m)		
		0,22	0,35	0,55
a (m)	0,06	21,4 %	14,6 %	9,8 %
	0,1	31,3 %	22,2 %	15,4 %
	0,15	40,5 %	30 %	21,4 %

 Tableau 10 – Taux de recouvrement α en fonction de a et s'

Nous souhaitons également étudier l'influence de la hauteur de matelas et l'influence de la hauteur relative H/s' . De plus, pour comparer des configurations identiques à des échelles différentes, la hauteur de matelas relative doit être conservée. Le choix de trois valeurs de hauteur de matelas maximum de 0,28 m, 0,44 m ou 0,7 m permet de répondre à cette exigence. Le Tableau 11 donne les valeurs de hauteur de matelas relatives en fonction de H et de s' . Les diagonales du tableau sont effectivement des valeurs de H/s' identiques.

		H (m)		
		0,28	0,44	0,70
s' (m)	0,22	1,27	2,00	3,18
	0,35	0,80	1,26	2,00
	0,55	0,51	0,80	1,27

 Tableau 11 – Valeurs de hauteur relative de matelas H/s'

La hauteur des blocs de mousse est fixée à $h_M = 0,15$ m. Nous n'avons pas étudié l'influence de ce paramètre.

5.2 Compressibilité de la mousse

Afin d'étudier l'influence de la compressibilité de la mousse, deux matériaux mousse sont utilisés, dont le fournisseur est Velay Mousse (Lyon 7^{ème}). Il s'agit de blocs de mousse agglomérée de densité 120 kg/m^3 pour la plus rigide, dénommée d120 et 80 kg/m^3 pour la plus compressible, dénommée d80. Le comportement des deux types de mousse est déterminé dans ce chapitre sous un chargement simple. Des modules œdométriques bidimensionnels ont été déterminés. Ce module varie entre 277 et 134 kPa pour d120 et entre 59 et 277 kPa pour d80.

5.3 Apport d'un renforcement géosynthétique

Le modèle réduit développé permet l'incorporation d'une nappe géosynthétique en base du matelas, fonctionnant en membrane. Différents matériaux de renforcement en association avec différentes compressibilités de mousse permettent d'analyser :

- l'apport d'un renforcement géosynthétique,
- l'influence de la raideur du géosynthétique,
- l'influence de la compressibilité du sol sous-jacent sur l'apport du géosynthétique.

6 CONCLUSION

Nous avons développé un modèle réduit bidimensionnel permettant l'étude de l'influence de divers paramètres sur les mécanismes de transfert de charge et de réduction de tassement se développant dans le matelas granulaire disposé sur un sol compressible renforcé par des inclusions rigides.

Le sol du matelas granulaire est simulé par un sol analogique de Schneebeli, ce qui présente des avantages et des limitations. Le comportement mécanique de ce sol a été déterminé par des essais de chargement simple, qui montrent que le comportement de ce matériau est analogue à celui d'un sol granulaire dense. Le sol compressible est simulé par de la mousse agglomérée dont le comportement sous chargement simple est évalué. Le comportement de la mousse au fluage a été étudié afin de déterminer un protocole expérimental adapté.

Le modèle physique est instrumenté en capteurs, afin d'analyser la distribution des efforts en base du matelas. Une technique de corrélation d'image particulièrement bien adaptée au sol analogique utilisé permet d'accéder au champ de déplacement dans le massif.

Ce modèle physique a pour but, dans un premier temps, de mettre en évidence les mécanismes de transfert de charge et de réduction de tassement dans le matelas granulaire. Cette modélisation permet ensuite de constituer une base de données précise en terme d'efforts et de déplacements, qui pourra servir de référence à diverses approches numériques et qui sera confrontée à des méthodes analytiques. Les règles de similitude n'étant pas strictement respectées, les résultats ne sont pas extrapolables à un ouvrage réel.

Le modèle présenté ne constitue qu'une étape dans l'étude des mécanismes et il s'inscrit dans un contexte plus large. Il constitue une première approche et sera complétée par la suite par des essais en vraie grandeur et en centrifugeuse prévus dans le cadre du Projet National ASIRI.

Chapitre 3

Résultats et interprétation des expérimentations sur le modèle physique bidimensionnel

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	83
2	MASSIF NON RENFORCE : CAS DE REFERENCE.....	83
3	INFLUENCE DU TAUX DE RECOUVREMENT ET DE LA HAUTEUR DE MATELAS	83
3.1	ETUDE PARAMETRIQUE : CONFIGURATIONS ETUDIEES	83
3.2	DISTRIBUTION DES EFFORTS A LA BASE DU MATELAS	84
3.3	REPORT DE CHARGE.....	86
3.4	TASSEMENTS DANS LE MASSIF LORS DU CHARGEMENT	89
3.4.1	<i>Tassements en base du matelas</i>	89
3.4.2	<i>Tassement en surface</i>	91
3.5	DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF LORS DE LA PHASE DE FLUAGE DE LA MOUSSE	93
3.5.1	<i>Tassements en surface</i>	93
3.5.2	<i>Tassements dans le massif</i>	93
3.5.3	<i>Déformations dans le massif</i>	95
3.5.4	<i>Champ de distorsion dans le massif</i>	96
3.6	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DE α , H ET H/s'	96
4	INFLUENCE DE LA GRANULARITE.....	97
4.1	CONFIGURATIONS ENVISAGEES.....	97
4.2	INFLUENCE DE LA GRANULARITE SUR LE REPORT DE CHARGE.....	99
4.3	INFLUENCE DE LA GRANULARITE SUR LES TASSEMENT DANS LE MATELAS	99
4.3.1	<i>Tassements en base du matelas</i>	99
4.3.2	<i>Tassements en surface lors de la phase de fluage de la mousse</i>	101
4.4	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DE LA GRANULARITE	102
5	INFLUENCE DE LA DENSITE D'INCLUSIONS	103
5.1	CONFIGURATIONS ETUDIEES	103
5.2	INFLUENCE SUR LE REPORT DE CHARGE ET LA REDUCTION DES TASSEMENTS	103
5.3	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DU NOMBRE D'INCLUSIONS	105
6	INFLUENCE DE LA COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE	105
6.1	TASSEMENTS DE LA MOUSSE SANS RENFORCEMENT PAR INCLUSIONS	105
6.2	ESSAIS AVEC UN TAUX DE RECOUVREMENT DES INCLUSIONS $\alpha = 15\%$	106
6.2.1	<i>Report de charge</i>	106
6.2.2	<i>Tassements de la base du remblai</i>	106
6.2.3	<i>Tassement en surface lors de la mise en place de la couche suivante</i>	107
6.3	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DE LA COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE.....	107
7	APPORT D'UN RENFORCEMENT PAR NAPPE	108
7.1	EXPERIMENTATIONS REALISEES.....	108
7.2	EFFICACITE	108
7.3	TASSEMENTS EN BASE DU MATELAS	109
7.4	TASSEMENTS EN SURFACE DU MATELAS LORS DU CHARGEMENT	111
7.5	DEFLEXION DU GEOSYNTHETIQUE	111
7.6	TENSION DANS LA NAPPE	112
7.7	CONCLUSION SUR L'APPORT D'UN GEOSYNTHETIQUE.....	113
8	CONCLUSIONS.....	114

1 INTRODUCTION

Les différentes expérimentations et modèles analytiques publiés dans la littérature conduisent à des résultats parfois divergents, tant en ce qui concerne les répartitions d'efforts liées aux effets de voûte que pour les reprises d'effort par les renforcements géosynthétiques.

Afin de disposer d'un ensemble de résultats couvrant un large éventail de géométries et de renforcements, une étude paramétrique a été entreprise sur le modèle réduit. Elle porte notamment sur le taux de recouvrement, la hauteur de matelas, la granulométrie relative, la densité d'inclusions, la compressibilité du sol renforcé et l'influence des géosynthétiques.

2 MASSIF NON RENFORCE : CAS DE REFERENCE

L'essai de référence consiste à appliquer le mode opératoire décrit au chapitre précédent au cas sans inclusions. Une bande de mousse de 0,55 m est placée entre les deux montants du bâti rigide, recouverts de Téflon. Le bloc de mousse est chargé par couches de rouleaux successives de 0,1 m. Les résultats de cet essai sont présentés au chapitre précédent, dans la partie «sol compressible : matériau mousse» en terme de comportement de la mousse. Les valeurs de tassement déterminées par cet essai en fonction de la hauteur de matelas servent de référence afin de mettre en évidence l'apport du renforcement par les inclusions rigides. Ces résultats sont donnés sur la Figure 1, pour la mousse d120 qui est utilisée dans la première partie des expérimentations. L'augmentation du tassement pour $H = 0,77$ m (hauteur de rouleaux de 0,7 m et surcharge en surface de 4 kPa) correspond à la phase de fluage de la mousse. Lors de cette phase le tassement en surface de la mousse passe de 42 mm à 46 mm.

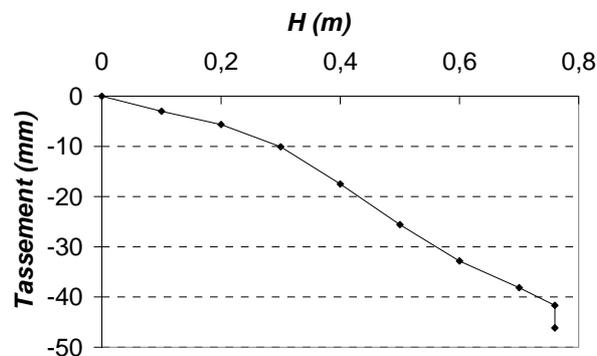


Figure 1 – Tassement de la mousse d120 en fonction de la hauteur

3 INFLUENCE DU TAUX DE RECOUVREMENT ET DE LA HAUTEUR DE MATELAS

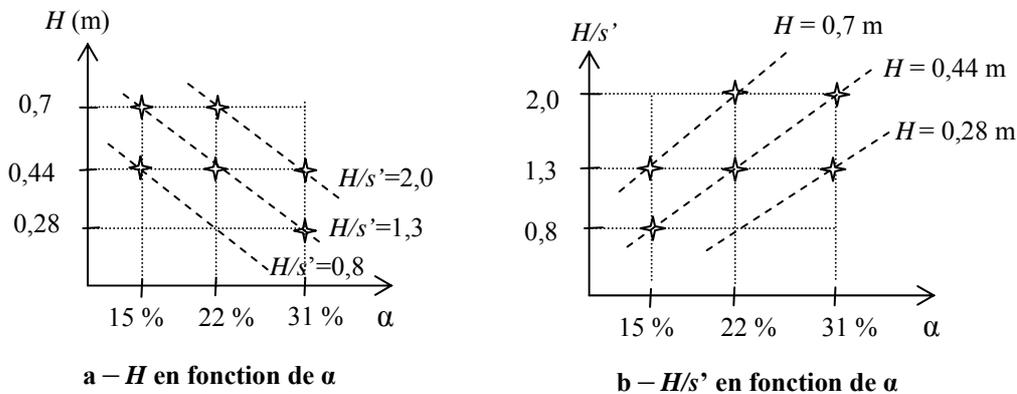
3.1 Etude paramétrique : configurations étudiées

Des têtes d'inclusion de largeur 0,1 m sont utilisées. L'espacement entre les bords des inclusions est $s' = 0,22$ m, 0,35 m ou 0,55 m, ce qui permet d'obtenir des taux de recouvrement de 31,1 %, 22,2 % et 15,4 % (Tableau 1). Les essais sont effectués avec la mousse d120, simulant le sol compressible.

a (m)	s' (m)	s = a + s' (m)	$\alpha = a/s$
0,1	0,22	0,32	31,1%
0,1	0,35	0,45	22,2%
0,1	0,55	0,65	15,4%

Tableau 1 – Configurations géométriques étudiées

Le chargement a été effectué pour les trois configurations jusqu'à une hauteur de rouleaux de 0,28, 0,44 ou 0,7 m, à laquelle nous ajoutons une couche de surcharges de 4 kPa, soit une hauteur équivalente de rouleaux d'environ 0,07 m. Nous comparons les résultats à H constant (0,44 et 0,7 m) et à H/s' constant (1,3 et 2), comme explicité par la Figure 2. La Figure 2a situe les différents essais en terme de hauteur maximum H et de taux de recouvrement α et la Figure 2b en terme de hauteur relative maximum H/s' et de taux de recouvrement α .


Figure 2 – Etude paramétrique sur le taux de recouvrement et la hauteur de matelas

a (m)	s' (m)	α	H max (m)	H/s' max
0,1	0,22	31,1 %	0,44	2,0
0,1	0,22	31,1 %	0,28	1,3
0,1	0,35	22,2 %	0,44	1,3
0,1	0,35	22,2 %	0,70	2,0
0,1	0,55	15,4 %	0,44	0,8
0,1	0,55	15,4 %	0,70	1,3

Tableau 2 – Hauteurs de matelas maximum

3.2 Distribution des efforts à la base du matelas

La Figure 4 présente les résultats obtenus par l'intermédiaire des capteurs d'effort. Les charges F_p , F_s , F_b et F_{fr} sont normalisées par le poids des rouleaux P sur une largeur s et une hauteur H (Figure 3). L'évolution de ces charges normalisées en fonction de la hauteur de matelas est présentée pour les trois valeurs de taux de recouvrement envisagées (figures a, b et c).

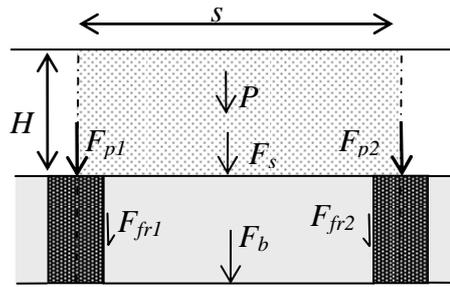


Figure 3 – Efforts dans le modèle

La charge normalisée appliquée sur les têtes d'inclusion (F_p/P) augmente avec H alors que la charge normalisée appliquée sur la mousse (F_s/P et F_b/P) diminue. Plus le taux de recouvrement est grand, plus la hauteur H à partir de laquelle la charge appliquée sur les têtes devient plus grande que la charge appliquée sur la mousse, est faible ($F_p/P > F_s/P$ à partir d'une certaine hauteur).

Le frottement latéral normalisé par P reste relativement constant au cours du chargement, mais plus α est grand, plus il est important : $F_{fr}/P \approx 10\%$ pour $\alpha = 15\%$, $F_{fr}/P \approx 15\%$ pour $\alpha = 22\%$ et $F_{fr}/P \approx 22\%$ pour $\alpha = 31\%$. Ce frottement F_{fr} est présenté en valeur absolue en fonction de H pour les trois valeurs de α sur la Figure 4d. L'évolution est effectivement quasi-linéaire et la valeur est plus grande pour α plus grand. Dans cette expérimentation bidimensionnelle, les inclusions sont considérées comme des murs infinis dans la troisième direction. La surface de contact entre la mousse et les inclusions est donc grande par rapport au cas réel tridimensionnel où les inclusions sont circulaires. La valeur du frottement par rapport au poids du matelas est donc d'autant plus grande que la surface de contact est grande.

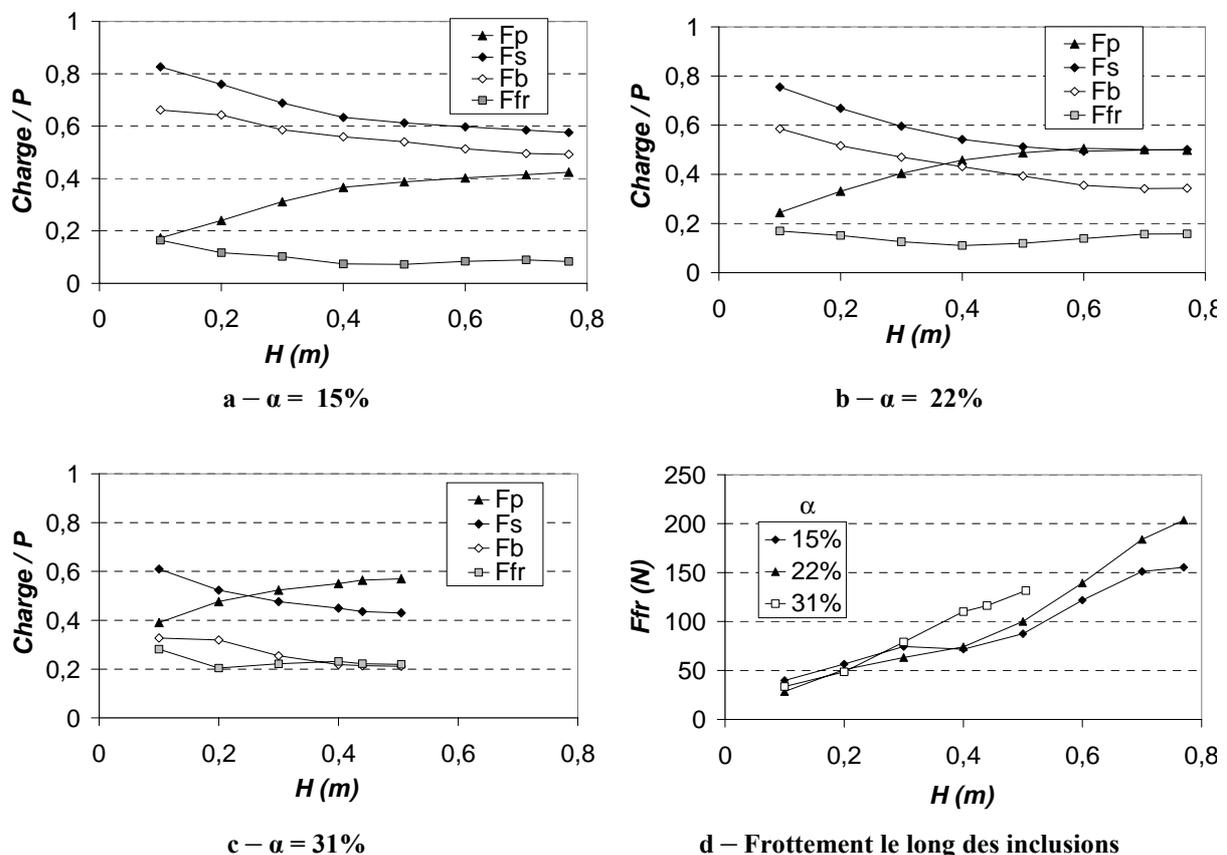


Figure 4 – Répartition des efforts à la base du matelas

3.3 Report de charge

Les résultats donnés par les capteurs d'effort permettent de déterminer les indicateurs E (efficacité), C (capacité), SRR (taux de réduction de contrainte sur le sol compressible), SRR_m (SRR modifié prenant en compte le frottement entre la mousse et les inclusions) et n (taux de concentration de contrainte sur les têtes d'inclusion) du report de la charge vers les inclusions, définis dans le chapitre précédent.

L'efficacité est la proportion du poids total du matelas supportée par les inclusions. La Figure 5 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas relative H/s' (Figure 5a) et en fonction de la hauteur de matelas (Figure 5b), pour les trois valeurs de α .

- Pour $H = 0$ m, on ne peut pas avoir d'effet voûte donc $E = \alpha$,
- l'efficacité augmente avec la hauteur de matelas et atteint un palier à partir d'une certaine hauteur, comprise entre 1,5 et 2 s' ,
- pour $\alpha = 15\%$, le palier n'est pas tout à fait atteint car la hauteur relative de matelas est insuffisante,
- à hauteur de matelas équivalente, plus le taux de recouvrement est grand, plus la proportion du poids total reprise par les inclusions est grande.

La Figure 6 présente l'efficacité en fonction du taux de recouvrement α et de la hauteur de matelas. Sans inclusions ($\alpha = 0$), l'efficacité est nulle. Cette figure illustre le fait que l'efficacité augmente avec H pour $H < 0,4$ m environ. Au-delà, la valeur de l'efficacité n'est plus affectée par la hauteur, mais seulement par le taux de recouvrement (visualisation d'un palier).

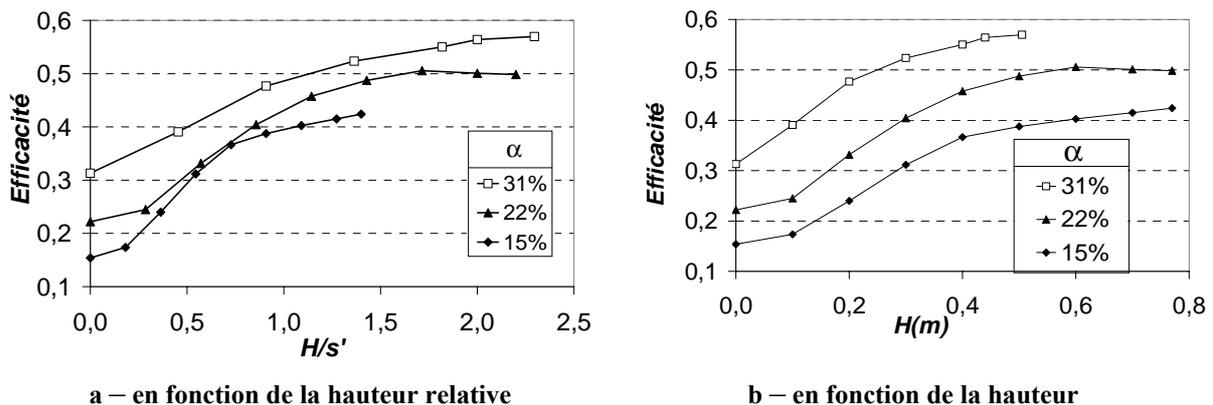


Figure 5 – Efficacité en fonction de la hauteur de matelas et du taux de recouvrement

La Figure 7 montre la valeur maximum de l'efficacité (atteinte au palier) en fonction du taux de recouvrement. Pour $\alpha = 0$, $E = 0$ et pour $\alpha = 1$, $E = 1$. La courbe $E = f(\alpha)$ est comparée à la droite d'équation $E = \alpha$, qui correspond à l'absence de report de charge (le poids du remblai repris par l'inclusion correspond au poids d'une colonne de sol de même section que l'inclusion). Cette figure montre qu'il existe une valeur de α optimale, d'une valeur autour de 15 – 25 %.

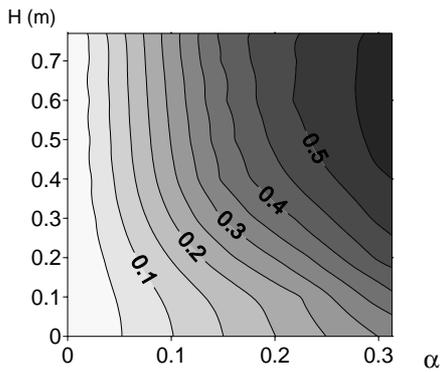


Figure 6 – Efficacité en fonction de la hauteur de matelas et du taux de recouvrement

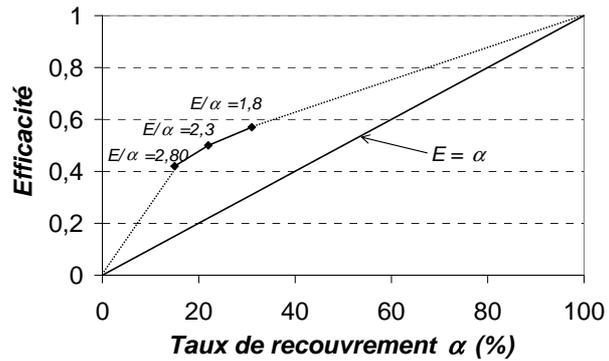
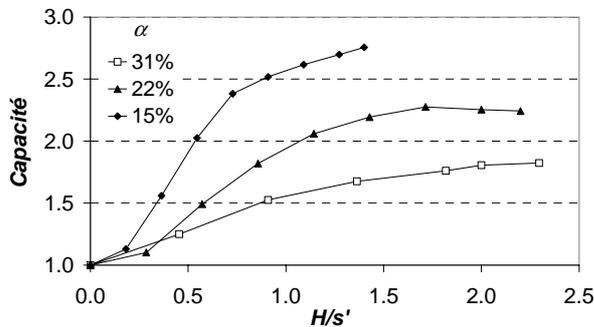


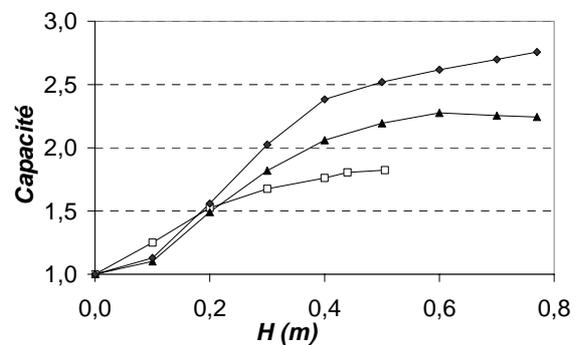
Figure 7 – Efficacité maximum en fonction du taux de recouvrement

La capacité est le rapport entre la charge exercée sur une tête d’inclusion et le poids d’une colonne de matelas de même section. Plus la capacité est grande, plus le report de charge est important. La capacité correspond également à la normalisation de l’efficacité par le taux de recouvrement : $C = E / \alpha$. La Figure 8a présente l’évolution de la capacité en fonction de la hauteur relative et la Figure 8b, en fonction de la hauteur de matelas.

- Comme l’efficacité, la capacité augmente avec la hauteur de matelas pour atteindre un palier.
- Pour une même hauteur de matelas relative, plus le taux de recouvrement est faible, plus la capacité est grande.
- L’influence de α est moins marquée à hauteur de matelas constante.



a – En fonction de la hauteur relative



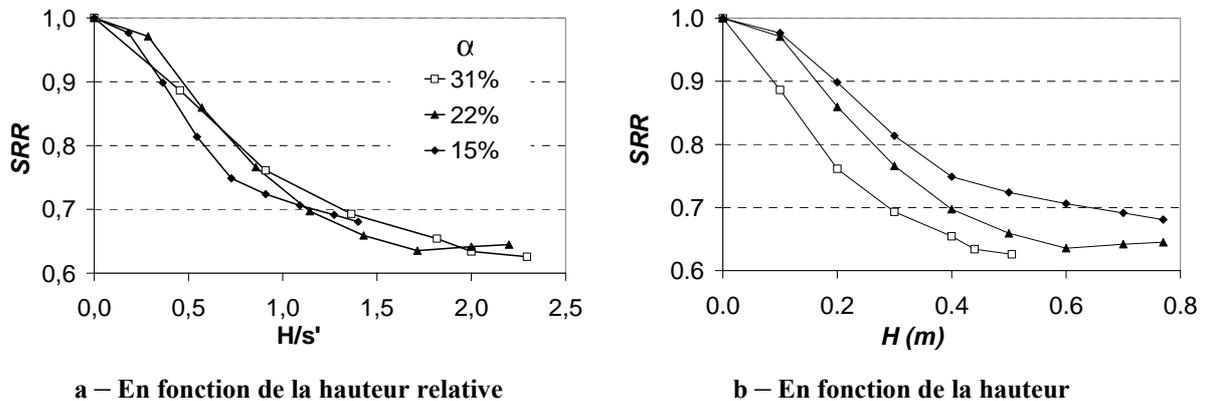
b – En fonction de la hauteur

Figure 8 – Capacité en fonction de la hauteur de matelas

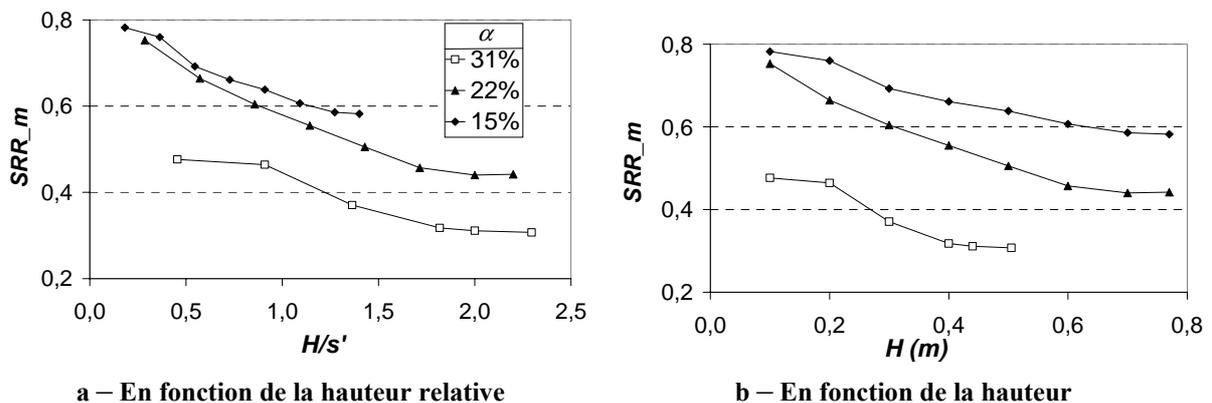
Le taux de réduction de contrainte *SRR* est le rapport entre la contrainte moyenne exercée sur le sol compressible et la contrainte moyenne à la base du matelas (qui est aussi la contrainte qui s’exercerait sur le sol compressible en l’absence de renforcement). Sans report de charge, le *SRR* est égal à 1. La Figure 9a et la Figure 9b présentent respectivement l’évolution du *SRR* en fonction de la hauteur relative et de la hauteur de matelas.

- Le *SRR* diminue lorsque la hauteur de matelas augmente : la mousse compressible est progressivement déchargée.
- Le *SRR* atteint une valeur palier d’approximativement 0,63 pour $\alpha = 22$ et 31 % : la contrainte moyenne qui s’exerce sur le sol compressible correspond à 63 % de la contrainte qui s’y exercerait en l’absence d’inclusions. L’atteinte d’une valeur palier traduit l’atteinte d’une voûte complète dans le massif.

- Pour $\alpha = 15\%$, le palier n'est pas atteint, la hauteur de matelas mise en place est insuffisante.
- L'évolution de SRR en fonction de H/s' (figure a) fait apparaître que le SRR est indépendant du taux de recouvrement. Ce résultat particulier est probablement dû aux configurations géométriques choisies, pour une compressibilité de matériau sous-jacent donnée.
- Cependant, à hauteur de matelas constante, le SRR est plus faible pour un taux de recouvrement plus important.


 Figure 9 – SRR en fonction de la hauteur de matelas

Le SRR_m est un taux de réduction de contrainte modifié qui prend en compte le frottement entre la mousse et les inclusions métalliques. C'est le rapport entre la contrainte verticale moyenne qui s'exerce sur le support de la mousse et la contrainte qui s'y exercerait en l'absence d'inclusion. Le SRR_m est plus petit que le SRR car le frottement le long des inclusions réduit la contrainte moyenne qui s'exerce à la base de la mousse, par rapport à celle qui s'exerce sur sa surface. La Figure 10a et la Figure 10b présentent l'évolution de SRR_m en fonction de la hauteur relative et de la hauteur respectivement. Comme le SRR , le SRR_m diminue avec la hauteur de matelas : la base de la mousse est déchargée lorsque la hauteur de matelas augmente. A hauteur de remblai relative équivalente, plus le taux de recouvrement est grand, plus le SRR_m est petit, alors que le SRR est identique : en effet, le frottement le long des inclusions est plus grand pour α plus grand, ce qui entraîne une décharge à la base de la mousse plus importante. En deux dimensions, l'importance de ce coefficient SRR_m est à relativiser car la surface de contact entre la mousse et les inclusions est très grande par rapport à une configuration tridimensionnelle (en 2D, les inclusions représentent des murs) et donc le frottement le long des inclusions prend beaucoup d'importance dans la détermination de SRR_m .


 Figure 10 – SRR_m en fonction de la hauteur de matelas

Le taux de concentration de contrainte n est le rapport entre la contrainte verticale moyenne exercée sur la tête d'inclusion et celle exercée sur la mousse. La Figure 11 présente l'évolution de n en fonction de la hauteur de matelas. A hauteur relative équivalente, plus α est petit, plus n est grand. La concentration des contraintes sur les têtes d'inclusion est plus importante pour un taux de recouvrement plus faible. n atteint 4,0 pour $\alpha = 15\%$. A hauteur de matelas constante, n est quasiment indépendant de α .

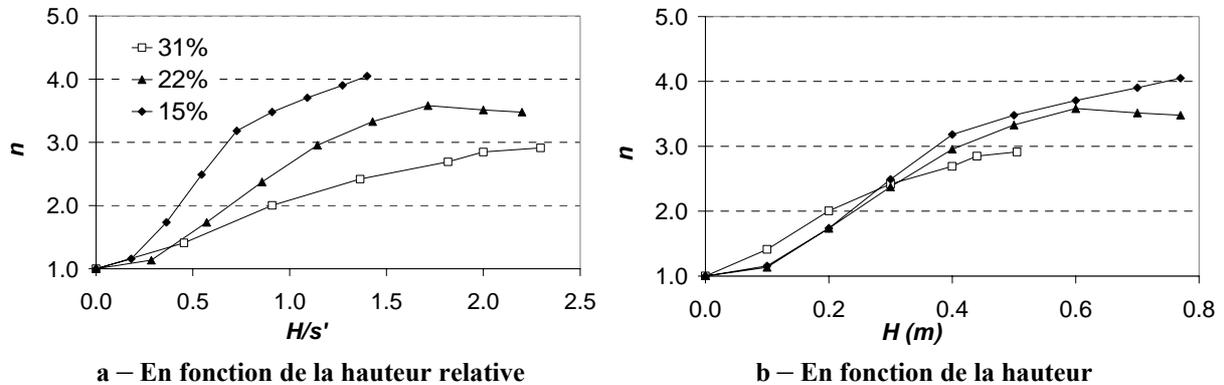


Figure 11 – Taux de concentration de contrainte en fonction de la hauteur de matelas

Le Tableau 3 présente une synthèse des valeurs maximales obtenues pour les indicateurs du report de charge, pour les trois configurations envisagées.

	Taux de recouvrement		
	15 %	22 %	31 %
<i>E</i>	0,42	0,50	0,57
<i>C</i>	2,8	2,2	1,8
<i>SRR</i>	0,68	0,64	0,63
<i>SRR_m</i>	0,58	0,44	0,31
<i>n</i>	4,0	3,5	2,9

Tableau 3 – Valeurs ultimes des indicateurs de report de charge

3.4 Tassements dans le massif lors du chargement

3.4.1 Tassements en base du matelas

Lors du chargement par couches de rouleaux successives, seul le tassement en base du matelas est accessible dès le début de l'expérimentation. Nous étudions sa répartition ainsi que sa valeur par rapport au cas sans renforcement par inclusions.

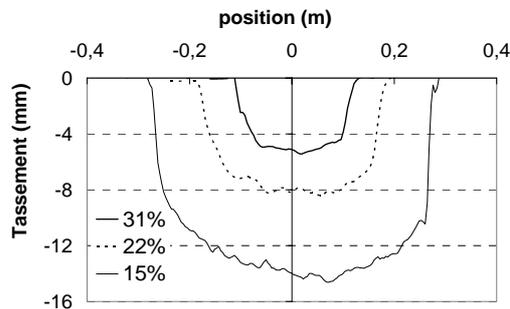
La Figure 12 présente la répartition du tassement en base du matelas pour $H = 0,44$ m.

- Le tassement maximum est atteint à mi-portée entre les deux inclusions et le tassement est nul au niveau des inclusions.
- Plus le taux de recouvrement est grand, plus le tassement est faible.

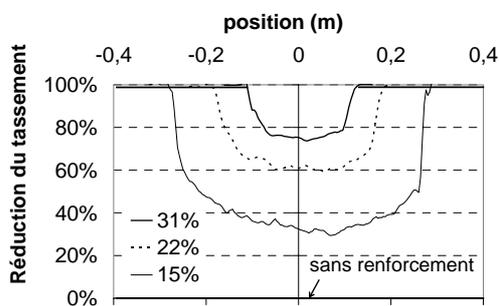
Sans inclusions, le tassement de la mousse pour cette hauteur de matelas de 0,44 m est de 20,7 mm. Nous pouvons alors déterminer la réduction du tassement par rapport au cas sans inclusions (Figure 12b).

- Le tassement étant nul au-dessus des inclusions, la réduction y est de 100 %.

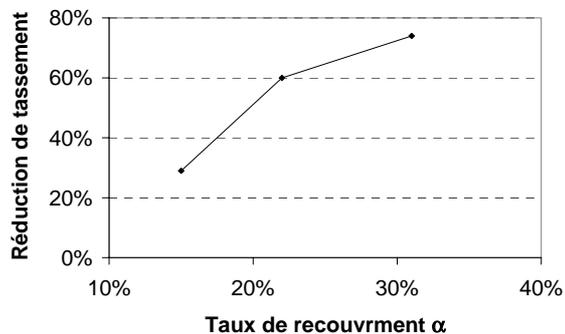
- Le tassement maximum étant atteint entre les deux inclusions, la réduction de tassement y est la plus faible. Pour $H = 0,44$ m, elle est de 29 % pour $\alpha = 15$ %, 60 % pour $\alpha = 22$ % et 74 % pour $\alpha = 31$ %. Ces valeurs sont reportées sur le graphe de la Figure 12c.



a – Répartition du tassement entre les inclusions



b – Réduction du tassement entre les inclusions



c – Réduction du tassement pour $H = 0,44$ m en fonction du taux de recouvrement

Figure 12 – Tassement de la base du matelas pour $H = 0,44$ m

Le tassement maximum de la base du matelas est reporté en fonction de la hauteur de matelas sur la Figure 13a, pour les trois valeurs de α , et pour le cas sans inclusions. La Figure 13b présente ce même tassement en terme de réduction par rapport au cas sans inclusions et la Figure 13c présente le même résultat en fonction de H/s' .

- Pour une même hauteur de matelas H , nous retrouvons le résultat que plus α est grand, plus la réduction de tassement est importante.
- Pour une même hauteur relative H/s' , la réduction de tassement dépend peu du taux de recouvrement. Ce résultat est à rapprocher du SRR qui est indépendant de α pour une hauteur relative donnée (Figure 9a).
- La réduction de tassement atteint un palier à partir d'une hauteur de matelas d'environ 0,6 m.

La réduction du tassement maximum est présentée en fonction de α et de H sur la Figure 13d. $\alpha = 0$ % correspond au cas non renforcé et donc la réduction de tassement est nulle. Pour $\alpha < 20$ %, la réduction de tassement augmente principalement avec α , et pour $\alpha > 20$ %, la réduction augmente principalement avec la hauteur de matelas.

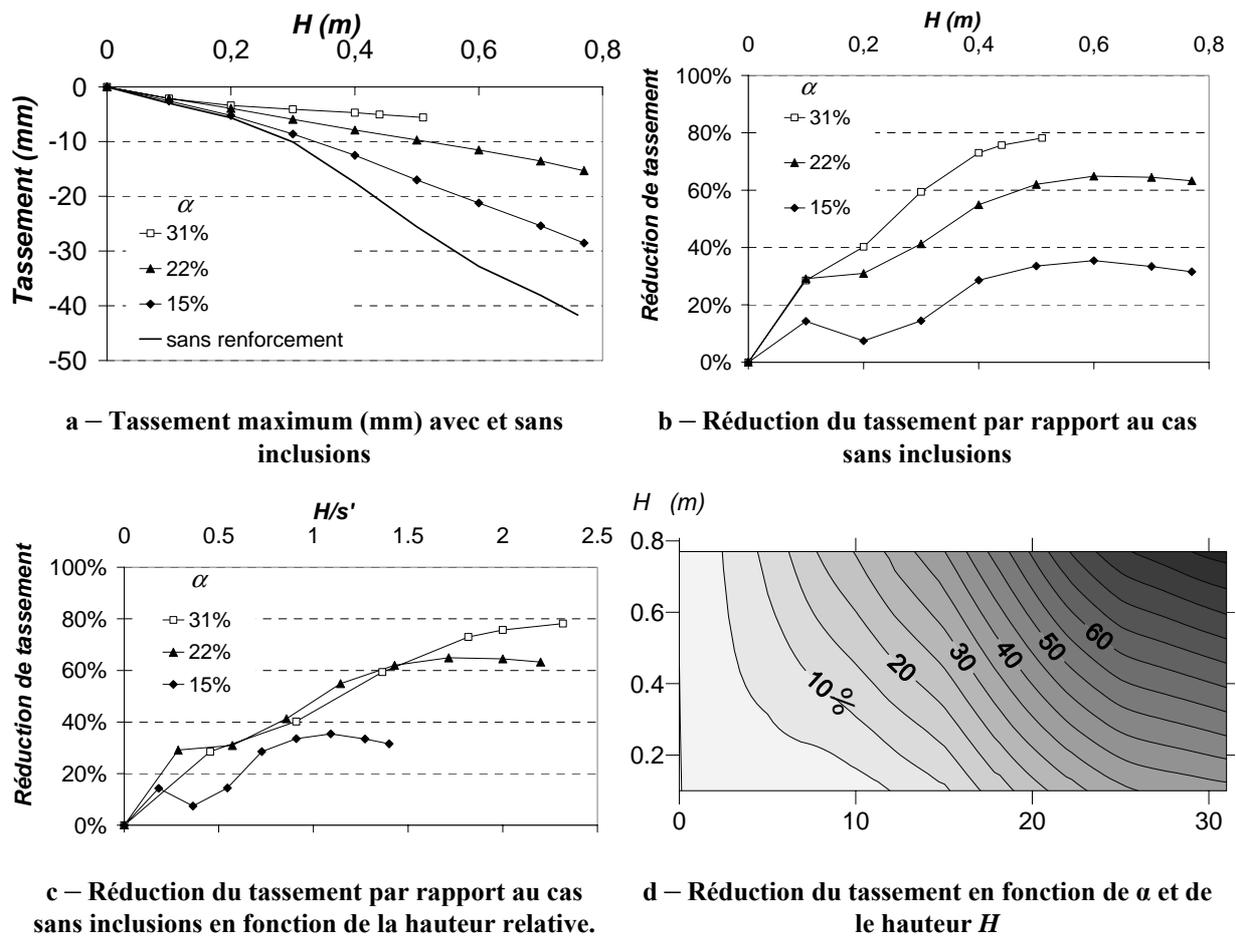


Figure 13 – Tassement maximum en base du matelas

3.4.2 Tassement en surface

La Figure 14 présente le tassement en surface du matelas dû à la mise en place de la couche suivante, comme illustré par la Figure 14a. Sur la Figure 14b est présenté le tassement à l'aplomb des inclusions et entre les deux inclusions en fonction de la hauteur de matelas pour la configuration $\alpha = 22\%$. Ces deux valeurs correspondent respectivement au tassement minimum et maximum. Cette figure montre que le tassement en surface à l'aplomb de l'inclusion augmente avec H alors que le tassement en surface au milieu diminue, pour atteindre une même valeur pour $H = 0,6$ m. Ainsi, le tassement différentiel en surface diminue avec la hauteur de matelas. Ceci traduit l'influence de la hauteur de matelas sur la formation des voûtes et l'homogénéisation des tassements en surface.

La figure c présente le tassement différentiel en surface en fonction de la hauteur de matelas, pour les trois valeurs de taux de recouvrement.

- Le tassement différentiel diminue lorsque H augmente et devient négligeable.
- Plus le taux de recouvrement est grand, plus le tassement différentiel est faible.
- Plus le taux de recouvrement est grand, plus la hauteur de matelas à partir de laquelle le tassement différentiel en surface devient négligeable, est petite. Pour $\alpha = 31\%$, le tassement différentiel est négligeable à partir de $H = 0,3$ m, pour $\alpha = 22\%$, il est négligeable à partir de $H = 0,5$ m et pour $\alpha = 15\%$, on observe encore du tassement différentiel en surface pour $H = 0,6$ m.

En terme de hauteur de matelas relative, la Figure 14d montre que la hauteur relative à partir de laquelle on n’observe plus de tassement différentiel en surface est quasiment identique quelque soit le taux de recouvrement. Elle est de $H/s' = 1,4$ environ.

La Figure 14e présente le tassement maximum en surface (au milieu) en fonction de H pour les trois taux de recouvrement. En toute logique, plus le taux de recouvrement est grand, plus les tassements absolus en surface sont réduits. Ce résultat se retrouve également pour une évolution en fonction de H/s' .

Sans renforcement par inclusions et pour une compressibilité de sol sous-jacent homogène, le tassement en surface est homogène mais important. Le renforcement par inclusions permet de réduire le tassement absolu en surface mais peut engendrer des tassements différentiels. La hauteur de matelas doit donc être suffisante afin d’obtenir un tassement homogène en surface.

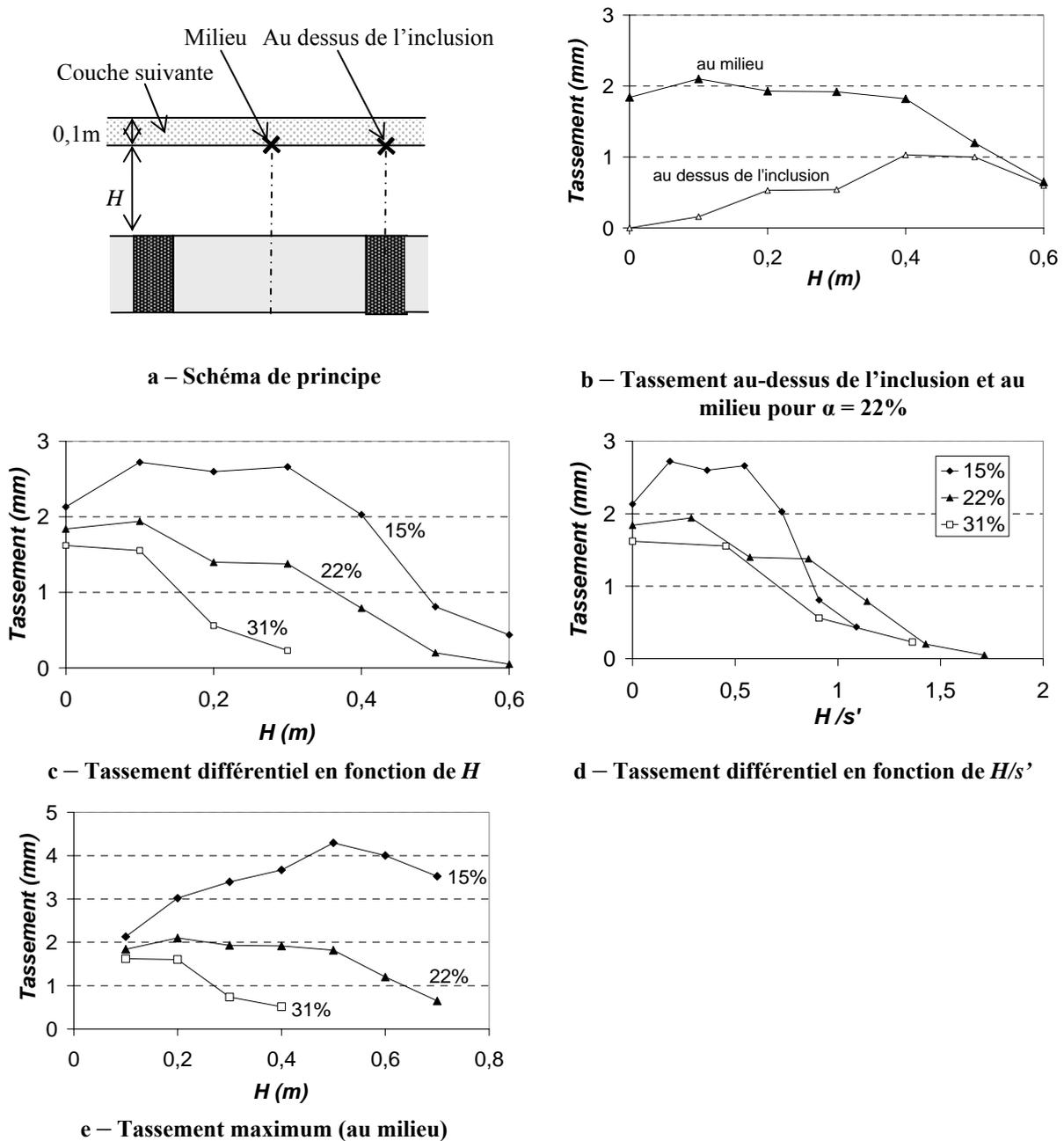


Figure 14 – Tassement en surface lors de la mise en place de la couche suivante

3.5 Déplacements dans le massif lors de la phase de fluage de la mousse

La phase de fluage de la mousse permet l'observation des champs de déplacement et de déformation dans l'ensemble du massif. Une étude paramétrique est ainsi effectuée sur le taux de recouvrement et la hauteur de matelas.

3.5.1 Tassements en surface

La Figure 15 présente les tassements qui se produisent en surface lors de la phase de fluage de la mousse. Les tassements à l'aplomb d'une inclusion et entre les deux inclusions sont représentés. La Figure 15a présente le tassement en surface en fonction de H/s' pour les trois configurations étudiées et la Figure 15b présente le tassement en surface en fonction de α pour $H/s' = 1,3$. Ces figures montrent que :

- les tassements différentiels et absolus sont réduits lorsque le taux de recouvrement augmente,
- le tassement différentiel est réduit lorsque l'on augmente la hauteur du matelas,
- pour $\alpha = 31\%$, les tassements différentiels et absolus sont négligeables,
- pour $\alpha = 22\%$, la hauteur minimum de matelas requise pour obtenir un tassement uniforme en surface est d'environ 1,5 fois l'espacement s' ,
- pour $\alpha = 15\%$, les tassements différentiels et absolus restent importants, mais ont tendance à être réduits si l'on augmente encore la hauteur de matelas.

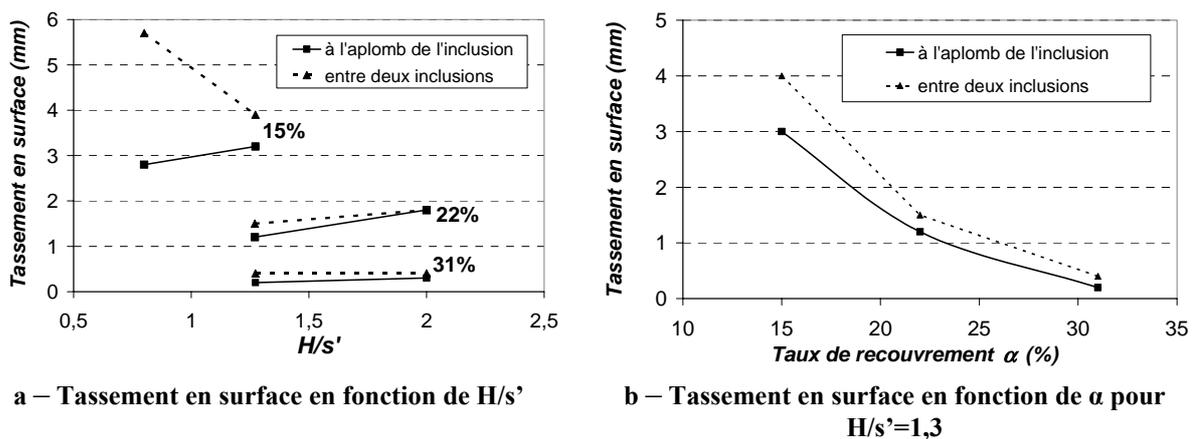


Figure 15 – Tassement en surface lors du fluage de la mousse

3.5.2 Tassements dans le massif

La Figure 16 et la Figure 18 permettent d'analyser l'influence de la hauteur du matelas sur la formation des voûtes, pour un même taux de recouvrement de 22 %. Les deux essais comparés ont été effectués à un taux de recouvrement de 22 % et le fluage de la mousse a lieu pour une hauteur de rouleaux égale à respectivement 0,44 m et 0,70 m, soit des hauteurs relatives de $1,3 s'$ et $2,0 s'$. La Figure 16 présente les déplacements verticaux dans le massif de sol entre les deux inclusions, sur la largeur s . Cette figure montre qu'il se forme une voûte entre les deux inclusions pour $H = 2,0 s'$. Les tassements en surface sont alors uniformes, alors que pour $H = 1,3 s'$, les plans de cisaillement se prolongent jusqu'à la surface et les tassements en surface ne sont pas uniformes. La Figure 18 présente les déplacements verticaux en fonction de la distance à la base du matelas, au dessus de l'inclusion et entre les deux inclusions, comme illustré par la Figure 17. On retrouve les tassements différentiels en surface pour $H = 1,3 s'$, alors que pour $H = 2,0 s'$, les tassements deviennent uniformes à

partir de 0,2 m (ou 0,6 s') au dessus de la base du massif de rouleaux, distance inférieure à 1,3 s'. La répartition des tassements dépend donc fortement soit :

- de la présence de sol au-dessus de la voûte (au-dessus de 0,6 s')
- du tassement de la mousse existant avant la phase de fluage, qui est plus important pour une hauteur de matelas plus importante : pour $H = 0,7$ m le tassement initial de la mousse est peut-être suffisant pour mobiliser les voûtes, mais pas le tassement pour $H = 0,44$ m.
- de l'histoire des déplacements existants dans le massif de rouleaux avant la phase de fluage et notamment de la mobilisation préalable du cisaillement.

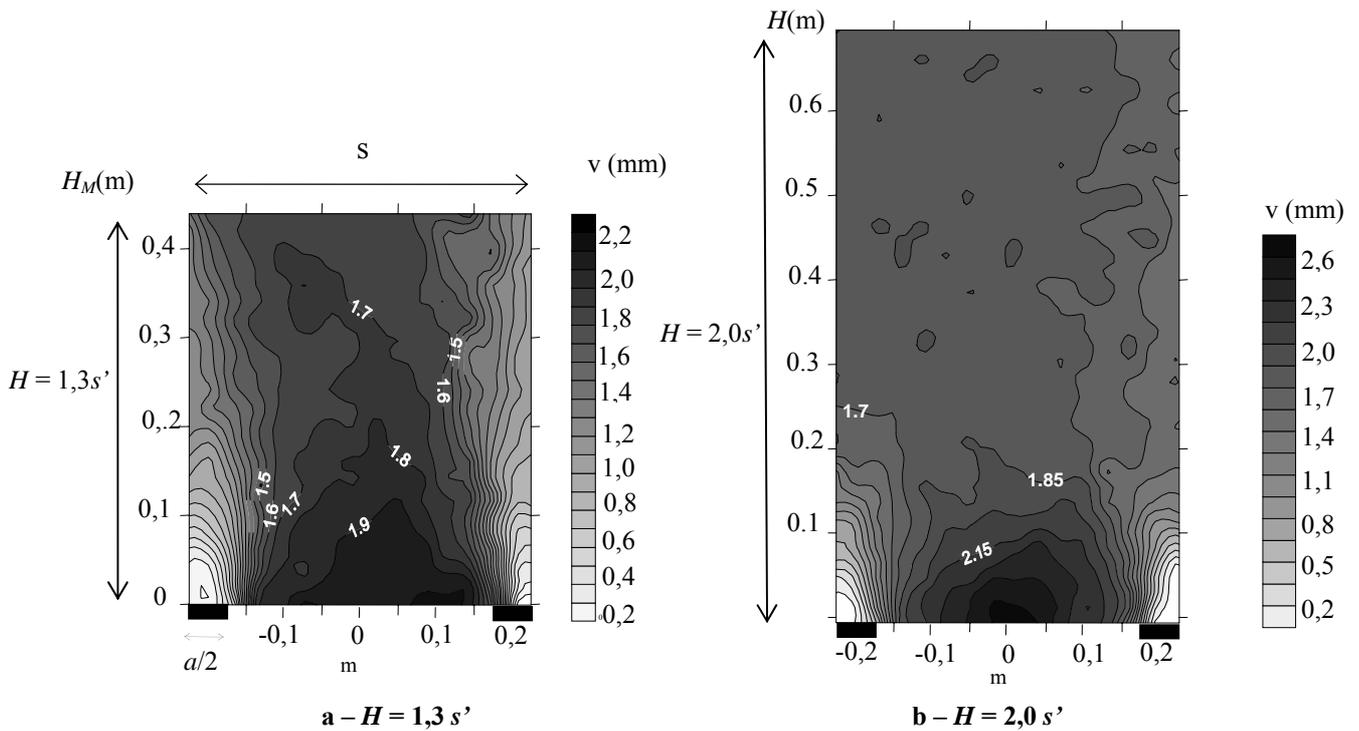


Figure 16 – Tassements dans le massif de rouleaux lors du fluage de la mousse pour $\alpha = 22\%$

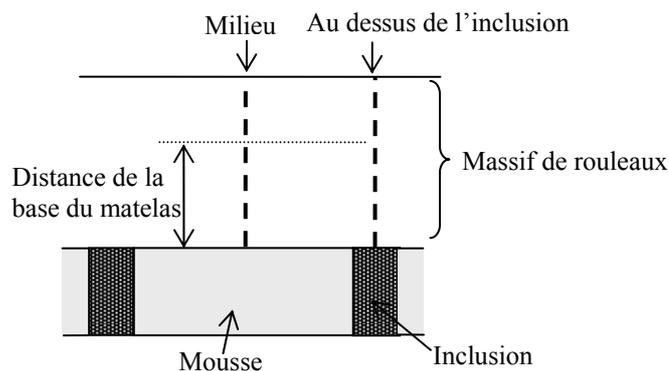


Figure 17 – Schéma de principe. Tassement au dessus de l'inclusion et au milieu

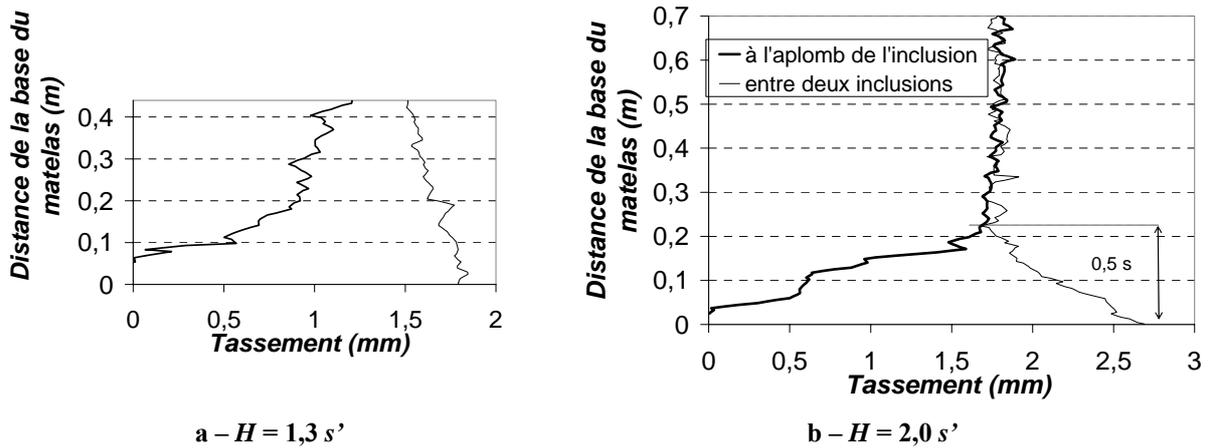


Figure 18 – Tassement durant le fluage de la mousse à l'aplomb de l'inclusion et entre les deux inclusions, pour $\alpha = 22\%$

3.5.3 Déformations dans le massif

La Figure 19 présente la répartition des déformations verticales et horizontales qui se produisent dans le massif à l'aplomb de l'inclusion et entre les deux inclusions, lors du fluage de la mousse pendant 80 minutes. Les déformations sont déterminées à partir du champ de déplacement. Cette figure montre qu'au dessus de l'inclusion, le sol analogue subit de la compression verticale et de l'extension horizontale et qu'entre les deux inclusions, le sol subit de l'extension verticale et de la compression horizontale (Tableau 4), jusqu'à une distance de la base du matelas de 0,2 m. Au-delà de cette distance, la déformation peut être considérée comme nulle.

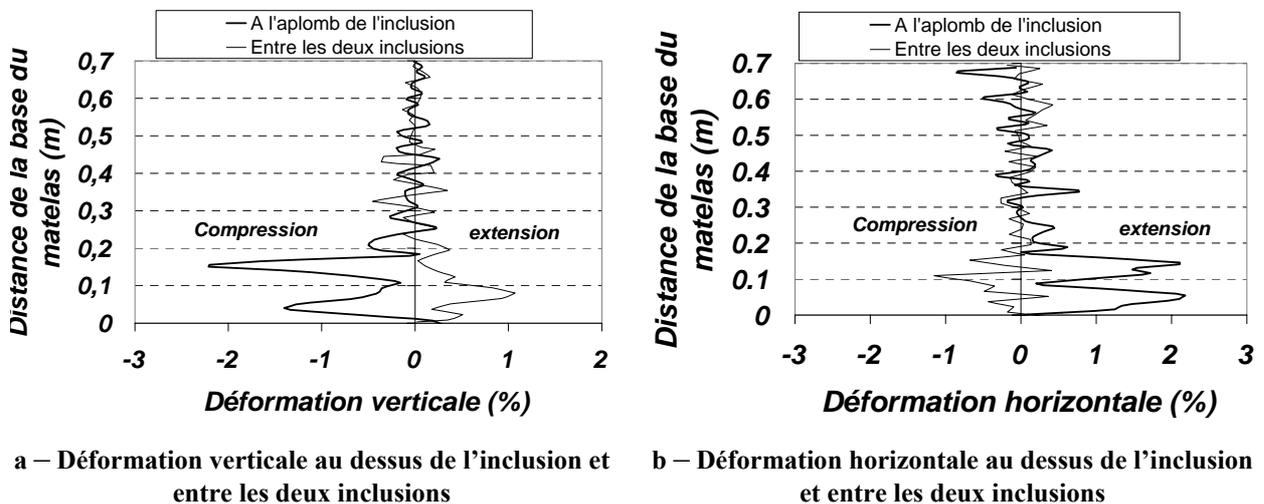


Figure 19 – Déformations verticales et horizontales durant le fluage de la mousse à l'aplomb de l'inclusion et entre les deux inclusions, pour $\alpha = 22\%$ et $H = 0,7\text{ m} = 2,0\text{ s'}$

	Déformation verticale	Déformation horizontale
Au-dessus de l'inclusion	Compression 2 %	Extension 2 %
Entre les inclusions	Extension 1 %	Compression 1 %

Tableau 4 – Déformations dans le massif lors du fluage de la mousse

3.5.4 Champ de distorsion dans le massif

La Figure 20 présente le champ de distorsion correspondant à la phase de fluage. Les distorsions sont localisées sur des bandes partant du bord de l'inclusion et remontant sur une certaine distance dans le massif de sol analogique. Lors de la phase de fluage de la mousse, la distorsion atteint 1,5 - 2 % au niveau du bord de l'inclusion. Partout ailleurs dans le massif, la distorsion est quasiment nulle. La comparaison des figures a et b montre que pour $H = 1,3 s'$, les bandes de cisaillement sont présentes jusqu'à une distance de 0,25 m de la base du matelas alors qu'elles ne remontent que jusqu'à 0,15 m pour $H = 2,0 s'$. De plus, pour $H = 1,3 s'$, les bandes de cisaillement sont orientées verticalement et sont légèrement inclinées pour $H = 2,0 s'$ (formation d'une voûte).

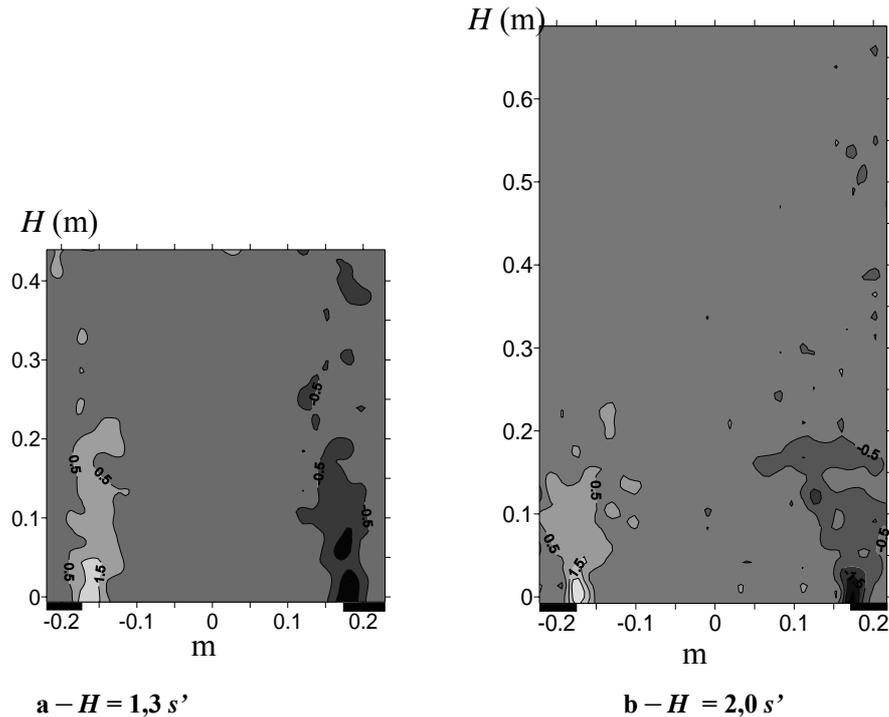


Figure 20 – Champ de distorsion dans le massif lors de la phase de fluage en % (intervalle de 1%)

3.6 Conclusions sur l'influence de α , H et H/s'

Différents essais ont été réalisés en faisant varier le taux de recouvrement entre 15 et 31 % et en édifiant le matelas jusqu'à une hauteur de 0,28, 0,44 ou 0,70 m. L'exploitation des résultats de ces essais permet donc d'analyser l'influence du taux de recouvrement et de la hauteur de matelas sur le report de charge vers les inclusions et sur la réduction des tassements dans le massif.

Au cours du chargement, la proportion de la charge reprise par les inclusions augmente alors que la mousse compressible est déchargée, ce qui traduit la formation d'une voûte. A partir d'une hauteur d'environ deux fois l'espacement entre les deux inclusions, les indicateurs de report de charge atteignent une valeur constante, ce qui traduit de la formation d'une voûte complète. Pour une même hauteur (ou hauteur relative) de matelas, lorsque l'on augmente le taux de recouvrement, la proportion du poids total du matelas qui est reprise par les inclusions augmente, alors que la concentration de la contrainte sur les têtes d'inclusions diminue.

Au cours du chargement, les tassements en base du matelas sont réduits par rapport à ceux mesurés sans inclusions. Plus le taux de recouvrement est grand, plus la réduction du

tassement est grande. Nous avons mis en évidence l'influence conjointe de ces deux paramètres sur les réductions de tassement.

Au cours du chargement, les tassements différentiels en surface dus à la mise en place de la couche suivante diminuent, et à partir d'une hauteur suffisamment grande, on n'observe plus de tassements différentiels en surface. Plus le taux de recouvrement est grand, plus cette hauteur est faible, et les tassements absolus réduits. En revanche, la hauteur relative à partir de laquelle les tassements différentiels en surface sont négligeables est quasiment identique quel que soit le taux de recouvrement, elle est d'environ $1,4 s'$.

La phase de fluage de la mousse permet l'observation des champs de déplacement et de déformation dans l'ensemble du massif. La visualisation du champ de déplacement vertical et du champ de distorsion met en évidence l'homogénéisation des tassements en surface et la présence de bandes de cisaillement. L'observation de cette phase de fluage pour différentes hauteurs de matelas et différents taux de recouvrement met en évidence l'influence de ces paramètres sur les tassements en surface.

4 INFLUENCE DE LA GRANULARITE

4.1 Configurations envisagées

Les trois valeurs de taux de recouvrement obtenues par une largeur de tête d'inclusion de 0,1 m peuvent également être obtenues avec des têtes d'inclusion de largeur $a = 0,06$ m et/ou $a = 0,15$ m, en modifiant la distance entre les inclusions ($\alpha = a/s'$). La taille des rouleaux reste identique, mais la taille du modèle change, ainsi l'effet de la taille relative des rouleaux par rapport à une dimension caractéristique du système peut être analysé. Nous étudions ainsi l'influence de la granularité du sol composant le matelas de transfert de charge.

La Figure 21 présente le taux de recouvrement α en fonction de l'espacement entre les bords des inclusions s' , pour les trois valeurs de largeur de tête d'inclusion a . Cette figure montre les différentes configurations qui peuvent être envisagées avec trois valeurs de s' et trois valeurs de largeur de tête d'inclusion a , permettant d'obtenir la même valeur de α . Les essais situés sur une même ligne horizontale correspondent à la même configuration mais à des tailles différentes. On peut ainsi effectuer deux essais avec un taux de recouvrement de 30 %, trois essais pour $\alpha = 22$ % et deux essais pour $\alpha = 15$ %.

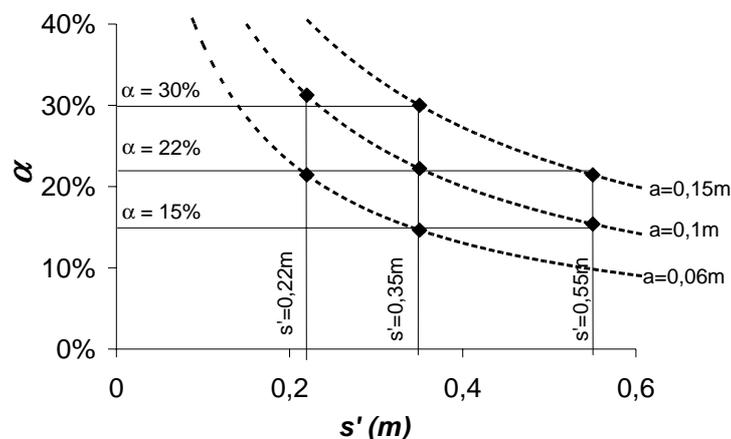


Figure 21 – Taux de recouvrement en fonction de l'espacement s' : les configurations envisagées.

Le Tableau 5 reprend les données de la Figure 21 pour chaque taux de recouvrement. L'essai de référence est celui avec $a = 0,1$ m (facteur de taille = 1). Le facteur de taille est

augmenté ou diminué selon que la taille du système augmente ou diminue. De plus, pour obtenir une configuration équivalente à des tailles différentes, la hauteur relative H/s' doit être égale. La mise en place du matelas jusqu'à des hauteurs de 0,28 m, 0,44 m ou 0,70 m permet d'obtenir des hauteurs relatives comparables. La Figure 22 présente trois configurations identiques (même α et même H/s') à des tailles différentes, la taille des rouleaux restant la même.

<i>Facteur de taille</i>	a (m)	s' (m)	s (m)	$\alpha = a/s$	H_{max}	H_{max}/s'
1,5	0,15	0,35	0,50	30%	0,70	2,0
1	0,10	0,22	0,32	31%	0,44	2,0

a – Taux de recouvrement $\alpha = 30\%$

<i>Facteur de taille</i>	a (m)	s' (m)	s (m)	$\alpha = a/s$	H_{max}	H_{max}/s'
1,5	0,15	0,55	0,70	21%	0,70	1,3
1	0,10	0,35	0,45	22%	0,44	1,3
0,6	0,06	0,22	0,28	21%	0,28	1,3

b – Taux de recouvrement $\alpha = 22\%$

<i>Facteur de taille</i>	a (m)	s' (m)	s (m)	$\alpha = a/s$	H_{max}	H_{max}/s'
1	0,10	0,55	0,65	15%	0,70	1,3
0,6	0,06	0,35	0,41	15%	0,44	1,3

c – Taux de recouvrement $\alpha = 15\%$

Tableau 5 – Configurations permettant d'obtenir le même taux de recouvrement et la même hauteur de matelas relative

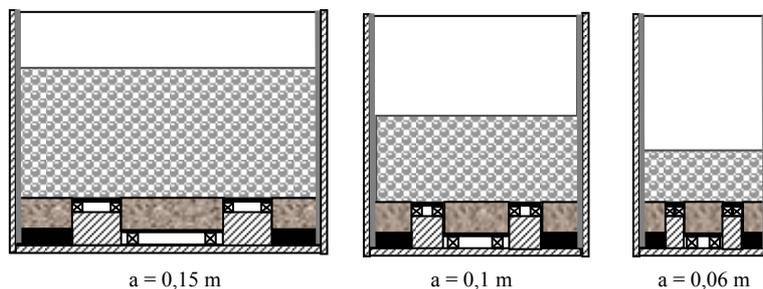


Figure 22 – Trois configurations pour $\alpha = 22\%$

4.2 Influence de la granularité sur le report de charge

La Figure 23 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas relative H/s' , pour les trois valeurs de taux de recouvrement. Pour un même taux de recouvrement, il n'y a pas de différence significative entre les configurations de tailles différentes, donc pas d'influence notable de la granularité sur le report de charge vers les têtes d'inclusion.

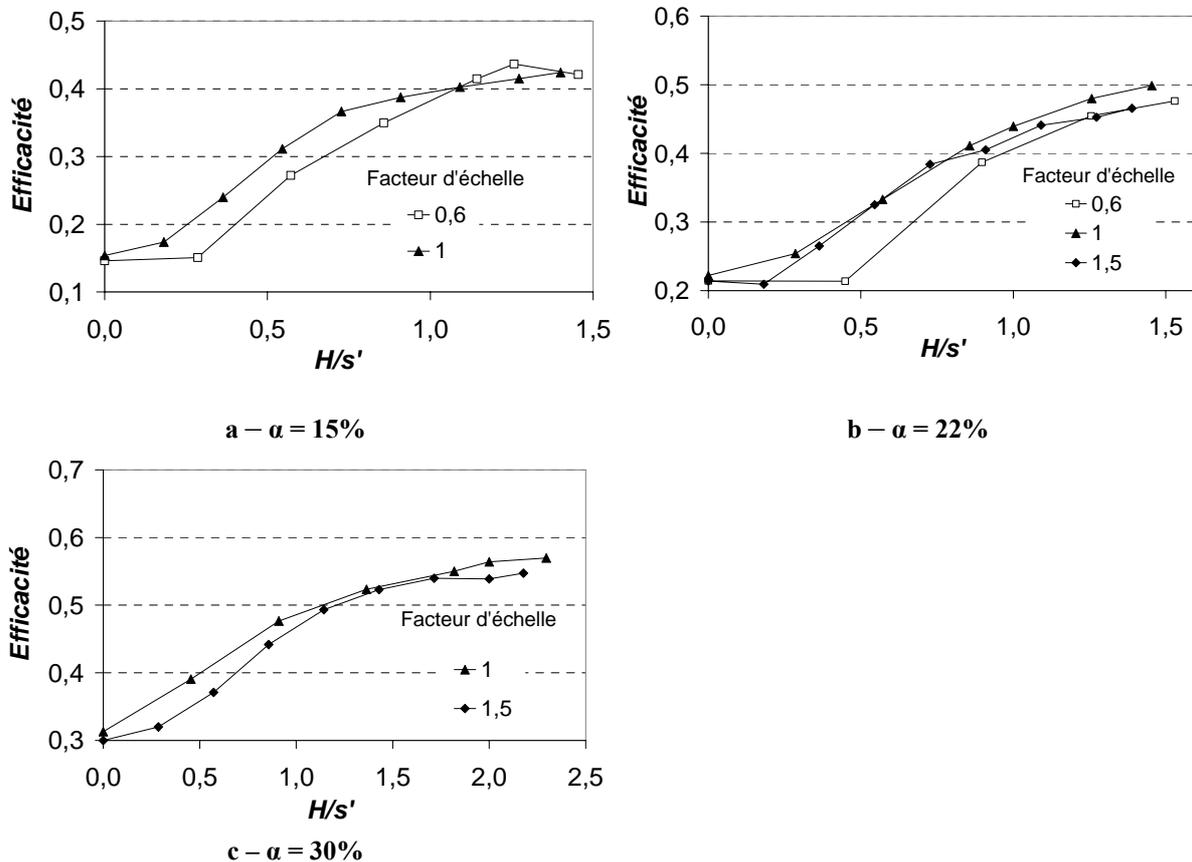


Figure 23 – Efficacité en fonction de la hauteur relative H/s' pour les trois valeurs de taux de recouvrement

4.3 Influence de la granularité sur les tassement dans le matelas

4.3.1 Tassements en base du matelas

La Figure 24 présente la réduction du tassement maximum de la mousse par rapport au cas non renforcé, pour les trois valeurs de taux de recouvrement étudiées, en fonction de la hauteur relative de matelas.

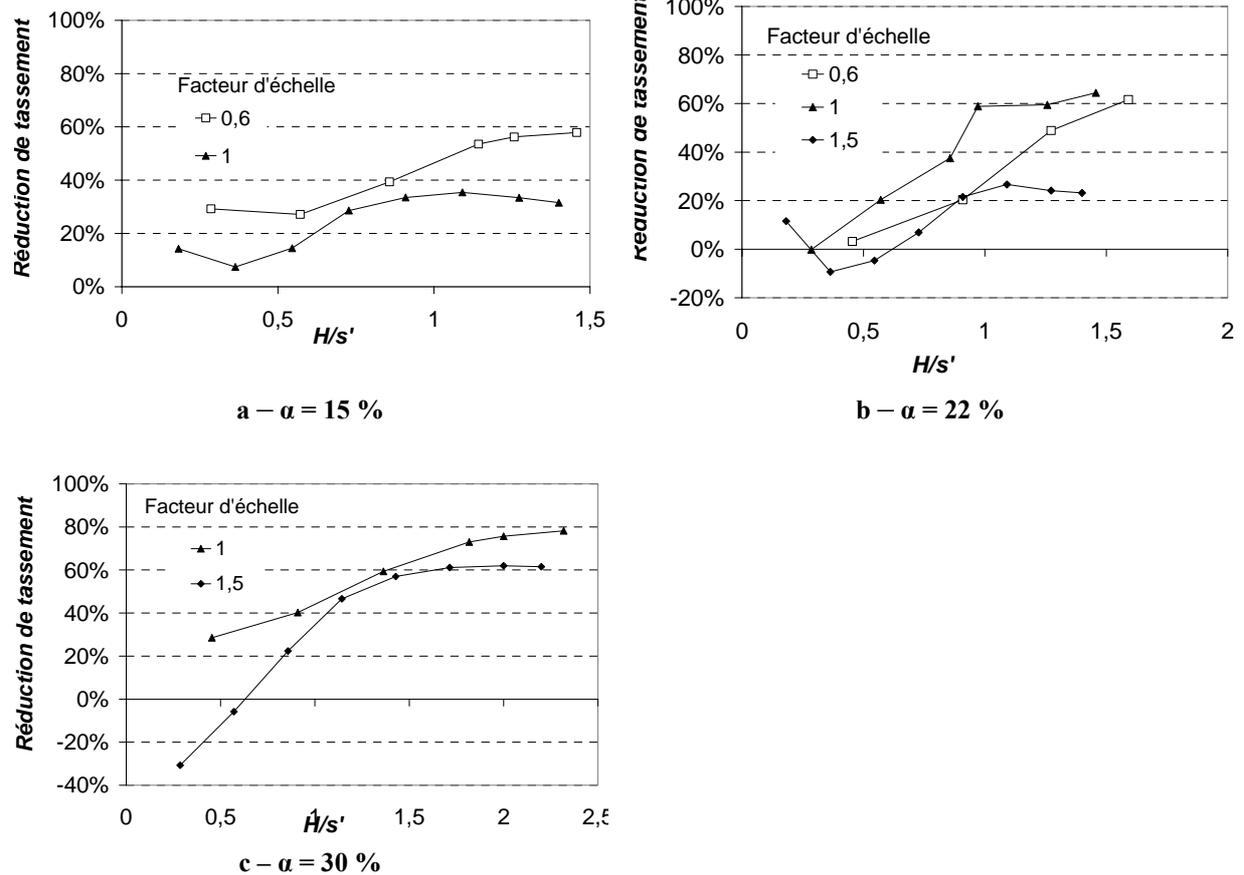


Figure 24 – Réduction du tassement maximum de la mousse par rapport au cas sans inclusions

Le Tableau 6 synthétise les résultats obtenus pour H/s'_{max} pour les différentes configurations. Pour les taux de recouvrement 15 et 30 %, la réduction de tassement maximum est atteinte pour la valeur de tête d'inclusion la plus faible, c'est-à-dire pour une taille relative des rouleaux grande par rapport à la taille du modèle. Pour $\alpha = 22\%$, la réduction de tassement maximum est obtenue pour la valeur de tête d'inclusion intermédiaire ($a = 0,1$ m). Dans tous les cas, la réduction de tassement minimum est obtenue pour la valeur de tête d'inclusion la plus grande (0,1 ou 0,15 m).

	$a = 0,06$ m	$a = 0,1$ m	$a = 0,15$ m
$\alpha = 30\%$ $H/s' = 2,0$	/	76%	62%
$\alpha = 22\%$ $H/s' = 1,3$	49%	59%	24%
$\alpha = 15\%$ $H/s' = 2,0$	56%	33%	/

Tableau 6 – Réduction de tassement par rapport au cas sans inclusions

La Figure 25 reprend les données du Tableau 6. Ce graphe montre que la tendance générale est à la diminution de la réduction du tassement par rapport au cas non renforcé lorsque les dimensions du modèle augmentent. Pour $a = 0,06$ m, la réduction de tassement est plus grande pour $\alpha = 15\%$ que pour $\alpha = 22\%$ car ce premier cas correspond à une hauteur relative de matelas plus importante ($H/s' = 2,0$ contre 1,3 pour $\alpha = 22\%$).

Il faut toutefois noter que le comportement de la mousse d120 n'est pas linéaire : elle présente une rigidité plus grande pour les faibles déformations. La rigidité diminue ensuite à

partir d'une déformation correspondant à un tassement de la mousse de 10 mm. Ainsi, les configurations de taille réduite vont entraîner une sollicitation de la mousse dans sa partie plus rigide, et donc les déformations sont plus faibles. A cause de la non-linéarité du comportement de la mousse, deux configurations dites « identiques » du point de vue géométrique ne le sont donc pas exactement du point de vue matériel. Cependant, seules les configurations avec une tête d'inclusion de 0,15 m entraînent un tassement de la mousse supérieur à 10 mm. Pour les autres configurations, nous pouvons considérer que la mousse a un comportement linéaire.

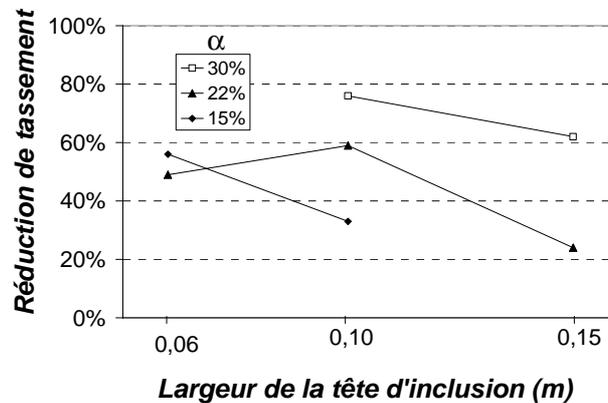


Figure 25 – Réduction de tassement par rapport au cas sans inclusion pour H/s' max

4.3.2 Tassements en surface lors de la phase de fluage de la mousse

La Figure 26a présente le tassement en surface (normalisé par le facteur d'échelle) mesuré lors de la phase de fluage de la mousse, pour $\alpha = 22\%$. En abscisse est portée la distance du centre des inclusions, normalisée par s' afin d'obtenir les mêmes valeurs pour les trois configurations. Rappelons que la phase de fluage a lieu pour des hauteurs de matelas de respectivement 0,28 m, 0,44 m et 0,70 m, pour les configurations avec $a = 0,06$ m (facteur d'échelle = 0,6), $a = 0,1$ m (facteur d'échelle = 1) et $a = 0,15$ m (facteur d'échelle = 1,5). L'état initial de contrainte et de déformation de la mousse au début de la phase de fluage n'est donc pas équivalent d'un cas à l'autre, et cela peut conditionner l'intensité du tassement mesuré lors de cette phase de fluage : le comportement au fluage de la mousse dépend probablement de son état de contrainte. Cette figure montre d'abord que plus la hauteur de matelas est grande, plus les tassements « normalisés » en surface sont importants. Ce résultat est à prendre avec précautions dû à la remarque précédente. Plus le facteur d'échelle est important (largeur d'inclusion « a » plus grande), plus les tassements différentiels en surface sont importants. La Figure 26b présente les tassements en surface à l'aplomb d'une inclusion et entre les deux inclusions en fonction du facteur d'échelle. Ce graphe illustre l'augmentation du tassement différentiel en surface avec l'augmentation du facteur de taille de l'expérimentation, soit avec une diminution de la taille des rouleaux par rapport aux dimensions géométriques du système.

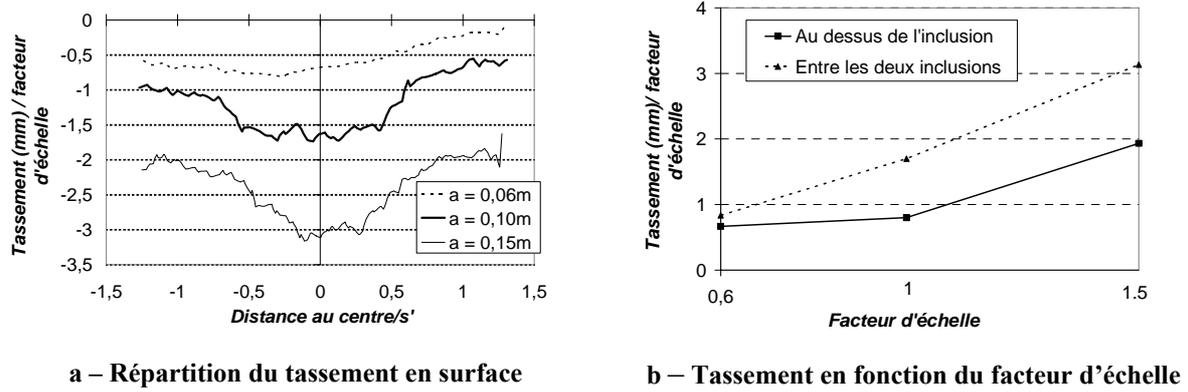


Figure 26 – Tassements en surface lors du fluage de la mousse pour $\alpha = 22 \%$

Pour les autres valeurs de taux de recouvrement également, la Figure 27 montre que plus le facteur d'échelle est grand, plus les tassements différentiels en surface sont grands.

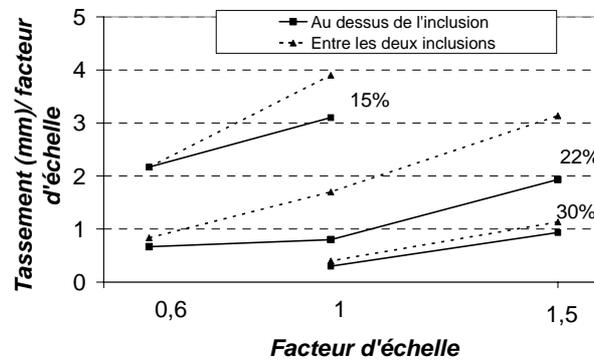


Figure 27 – Tassement en surface lors de la phase de fluage

4.4 Conclusions sur l'influence de la granularité

Des configurations identiques mais à des échelles différentes ont permis d'étudier l'influence de la taille relative des rouleaux constituant le matelas par rapport aux dimensions géométriques du modèle. Nous étudions ainsi l'influence de la granularité du matelas sur les mécanismes de report de charge et les réductions de tassement. Cependant, le matériau mousse reste le même, et nous avons vu que son comportement n'était pas linéaire. Dans l'ensemble, plus les rouleaux sont grands par rapport à la taille des inclusions, plus les tassements sont réduits. Il n'a néanmoins pas été relevé d'influence notable de la granularité sur le report de charge vers les inclusions. Ces résultats peuvent être liés à l'épaisseur de la zone de dilatance qui dépend de la taille des rouleaux : la taille relative de la zone de dilatance est plus importante pour des rouleaux plus gros par rapport à la dimension du système. Cela justifie l'utilisation de matériaux grossiers pour l'édification du matelas de transfert de charge.

5 INFLUENCE DE LA DENSITE D'INCLUSIONS

Hewlett et Randolph (1988) ont étudié l'influence du nombre d'inclusions à l'aide d'une modélisation physique bidimensionnelle. Ils ont modélisé successivement trois inclusions et cinq inclusions. Ils ont trouvé que des inclusions plus rapprochées engendraient de plus faibles tassements. La configuration avec trois inclusions permettait d'obtenir une efficacité de 45 % et des tassements en surface de 2 - 3 mm et la configuration avec cinq inclusions aboutissait à une efficacité de 66 % et des tassements négligeables en surface. Dans notre modèle physique le nombre d'inclusions est toujours de deux mais nous pouvons faire varier leur nombre par unité de longueur de modèle en faisant varier leur espacement.

5.1 Configurations étudiées

Les trois configurations suivantes présentent un même taux de recouvrement α mais avec un nombre d'inclusions par mètre différent, comme résumé dans le Tableau 7. La comparaison de ces configurations s'effectue à hauteur de matelas équivalente. On étudie ainsi l'influence du nombre d'inclusions ou encore l'influence de leur section. Cette étude est à mettre en parallèle avec l'étude de l'influence de la granularité car une densité d'inclusion importante correspond à une taille relative des rouleaux grande par rapport à la largeur des têtes d'inclusions.

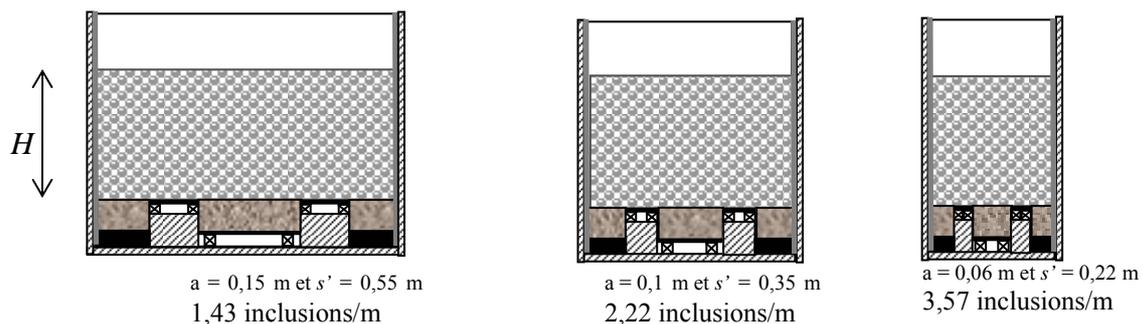


Figure 28 – Configurations étudiées

a (m)	s' (cm)	$\alpha = a/s$	Nb inclusions/m
0,15	0,55	21,4 %	1,43
0,10	0,35	22,2 %	2,22
0,06	0,22	21,4 %	3,57

Tableau 7 – Configurations permettant d'étudier le nombre d'inclusions

5.2 Influence sur le report de charge et la réduction des tassements

La Figure 29 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas pour les différentes densités d'inclusions. La configuration $a = 0,06$ m (3,57 inclusions/m) est mise en œuvre à deux reprises jusqu'à $H = 0,28$ m et $H = 0,44$ m, la configuration $a = 0,1$ m (2,22 inclusions/m) est menée jusqu'à $H = 0,44$ m ou $H = 0,7$ m, et la configuration $a = 0,15$ m (1,43 inclusions/m) est menée jusqu'à $H = 0,7$ m. Le graphique montre que pour une même hauteur de matelas, plus le nombre d'inclusions est important, plus l'efficacité du système est grande. Pour $H = 0,5$ m, l'efficacité est de 0,41 pour $a = 0,15$ m (1,43 inclusions/m) et est de

0,49 pour $a = 0,1$ m (2,22 inclusions/m), soit une augmentation de 20 %. Deux effets peuvent se cumuler ici :

- l'influence de la granularité, mais nous avons mis en évidence dans la partie précédente que la granularité n'avait pas d'influence significative sur le report de charge (voir la Figure 23),
- l'influence de la hauteur relative H/s' de rouleaux : plus la densité d'inclusions est importante, plus l'espacement entre les inclusions est réduit et donc pour une hauteur de matelas équivalente la hauteur relative H/s' est plus grande. Nous avons mis en évidence l'influence de H/s' sur l'augmentation de l'efficacité sur la Figure 5a.

La Figure 30 présente le tassement maximum en base du matelas en fonction de la hauteur. Cette figure montre que plus le nombre d'inclusions est grand, plus les tassements de la mousse sont réduits.

La Figure 31 présente les tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante, en fonction de la hauteur de matelas. Cette figure montre que plus a est petit (grand nombre d'inclusions par unité de longueur), plus les tassements absolus et les tassements différentiels en surface sont faibles, et le tassement différentiel devient nul à partir d'une hauteur plus faible.

Pour ce qui est de l'influence de la densité d'inclusions sur la réduction des tassements les deux effets cités précédemment se cumulent :

- nous avons montré qu'une taille relative des rouleaux grande par rapport à la taille des inclusions – comme c'est le cas lorsque l'on augmente la densité d'inclusions – permettait de réduire les tassements,
- nous avons montré que plus la hauteur relative H/s' augmente, plus les tassements dans le massif sont réduits.

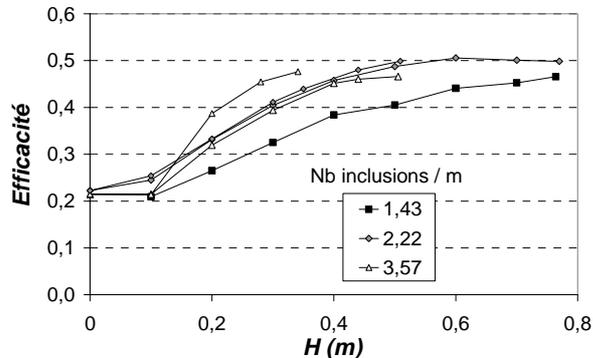


Figure 29 – Efficacité pour les différentes configurations

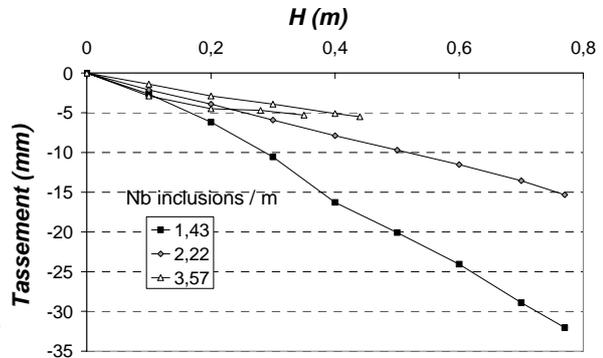
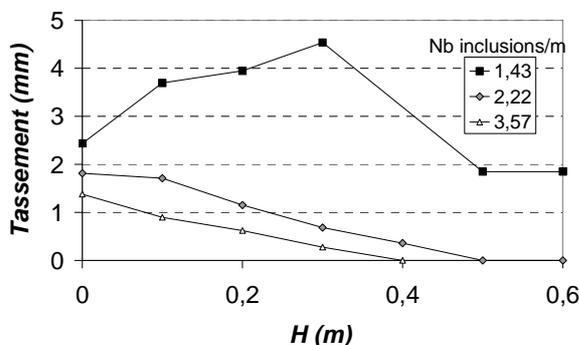
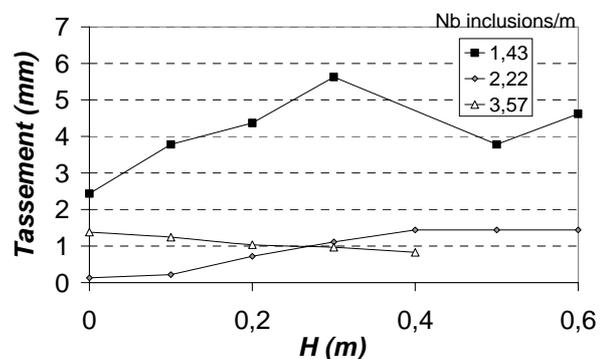


Figure 30 – Tassement maximum de la mousse



a – Tassements différentiels



b – Tassements maximums

Figure 31 – Tassements en surface à l'aplomb d'une inclusion et entre les deux inclusions au cours du chargement

5.3 Conclusions sur l'influence du nombre d'inclusions

En étudiant des configurations ayant le même taux de recouvrement mais avec des tailles d'inclusions différentes, nous étudions l'influence du nombre d'inclusions par unité de longueur, soit de la densité d'inclusions.

Pour une même hauteur de matelas, plus la densité d'inclusions est grande, plus le système est efficace (augmentation du report de charge et diminution des tassements). En effet, un des paramètres influant sur le report de charge et la réduction des tassements dans le matelas est le rapport entre la hauteur de matelas et la distance séparant deux inclusions H/s' . Or, à hauteur de matelas égale, ce rapport est plus grand pour un faible espacement soit pour une grande densité d'inclusions. A l'effet de H/s' s'ajoute l'influence de la granularité : la taille des rouleaux est plus grande par rapport à la taille des têtes pour une grande densité d'inclusions et nous avons montré l'influence d'une granularité grossière sur la réduction des tassements dans le massif.

Cette partie montre qu'il est plus efficace d'augmenter le nombre d'inclusions tout en limitant leur section, mais c'est aussi une solution plus coûteuse en terme de coût d'exécution, car le nombre d'inclusions est plus élevé. Néanmoins, cela peut permettre de limiter la hauteur du matelas de transfert de charge car une hauteur de matelas plus faible est requise pour obtenir des tassements homogènes en surface.

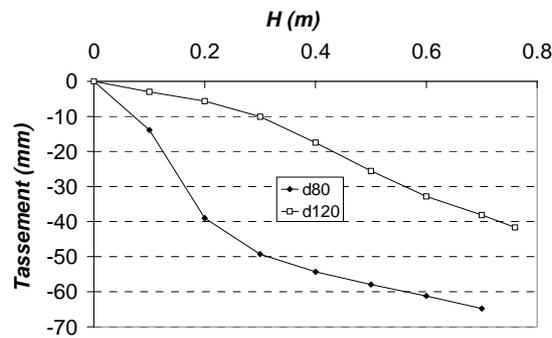
6 INFLUENCE DE LA COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE

Afin d'étudier l'influence de la compressibilité du « sol compressible » sur le report de charge et la réduction des tassements dans le matelas, des essais identiques en terme de configuration géométrique sont effectués en utilisant deux matériaux « mousse » différents, présentant des compressibilités différentes.

Une mousse plus compressible, appelée d80 (densité 80 kg/m^3), est utilisée et les résultats des essais sont comparés à ceux effectués avec la mousse plus rigide, appelée d120 (densité 120 kg/m^3), mise en œuvre pour les configurations exploitées dans les parties précédentes de ce chapitre.

6.1 Tassements de la mousse sans renforcement par inclusions

Les résultats des essais de chargement d'un bloc de mousse de largeur 0,55 m par le massif de rouleaux sont présentés dans le chapitre précédent et montrent la différence de comportement de ces deux matériaux. La Figure 32 présente le tassement de la mousse en fonction de la hauteur de matelas pour les deux matériaux étudiés. Les deux mousses ont un comportement très différent : le tassement initial de la mousse d80 est très important, puis tend à se stabiliser, alors que le tassement en début de chargement de la mousse d120 est assez faible, puis augmente plus rapidement à partir d'une hauteur de matelas de 0,4 m. Pour une hauteur de matelas de 0,7 m, le tassement de la mousse d120 est de 38 mm et celui de la mousse d80 est de 65 mm, soit une augmentation de 70 %. L'analyse du comportement de ces matériaux détaillée dans le chapitre précédent montre effectivement que la mousse d120 a initialement un module plus élevé, qui va diminuer au cours du chargement, alors que la mousse d80 a initialement un module plus faible, puis le module présente une valeur plus grande à partir d'une déformation de 30 % environ.

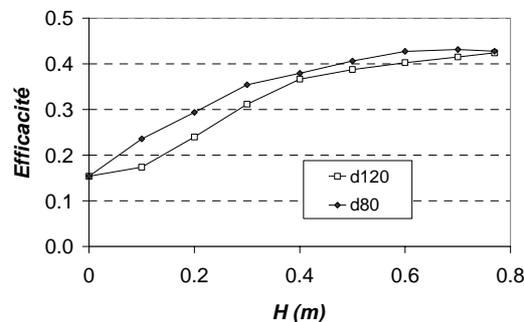

 Figure 32 – Tassement de la mousse en fonction de H

6.2 Essais avec un taux de recouvrement des inclusions $\alpha = 15\%$

Nous comparons les résultats des essais avec une tête d'inclusion $a = 0,1$ m et un espacement $s' = 0,55$ m ($\alpha = 15\%$) et les deux matériaux mousse d80 et d120.

6.2.1 Report de charge

La Figure 33 montre que la compressibilité de la mousse n'a quasiment pas d'incidence sur le report de charge sur les têtes d'inclusions. Pour les deux essais on atteint une valeur de l'efficacité de 0,43 pour $H = 0,7$ m + surcharges.


 Figure 33 – Efficacité pour $\alpha = 15\%$ et deux mousses de compressibilités différentes

6.2.2 Tassements de la base du remblai

La Figure 34a présente le tassement maximum observé à la base du matelas, atteint à mi-portée entre les deux inclusions, et la Figure 34b présente la réduction de ce tassement par rapport au cas non renforcé, en fonction de la hauteur de matelas. Le tassement obtenu avec la mousse plus compressible (mousse d80) est plus grand qu'avec la mousse d120. En revanche, la réduction de tassement par rapport au cas non renforcé est initialement plus grande avec la mousse d80. Au-delà d'une hauteur de 0,3 m, c'est l'inverse. La mousse d80 présente effectivement un tassement plus faible à partir d'une hauteur de 0,3 m (cf. Figure 32).

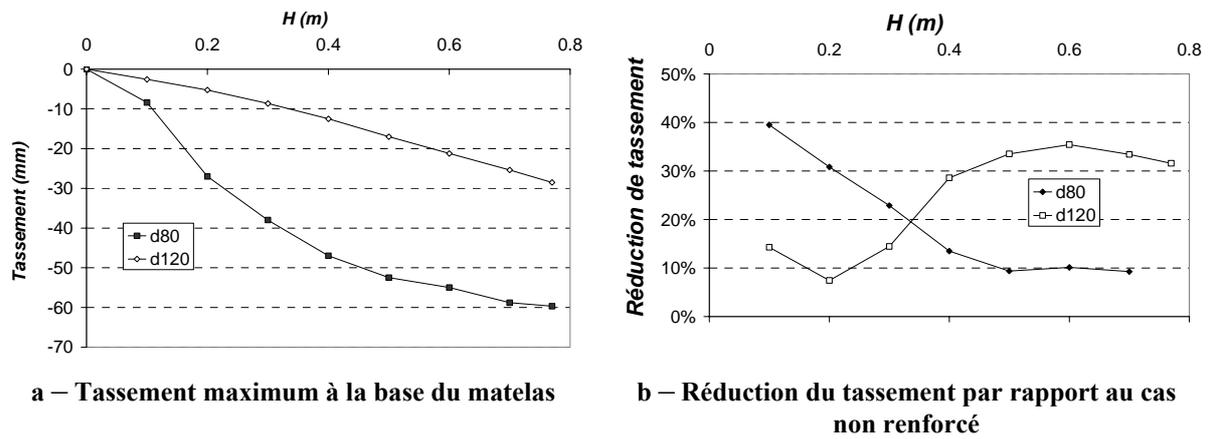


Figure 34 – Tassement en base du matelas

6.2.3 Tassement en surface lors de la mise en place de la couche suivante

La Figure 35 présente les tassements en surface du matelas dus à la mise en place de la couche suivante, en fonction de la hauteur de matelas. Pour la mousse plus compressible, les tassements différentiels et maximums en surface pour une faible hauteur de matelas sont importants (près de 18 mm dus à la mise en place de la deuxième couche de 0,1 m, et 3 mm pour la mousse d120, plus rigide). Ce tassement différentiel tend à se réduire avec l’augmentation de la hauteur de matelas, et le tassement en surface est quasiment identique pour les deux mousses à partir d’une hauteur de matelas d’environ 0,4 m.

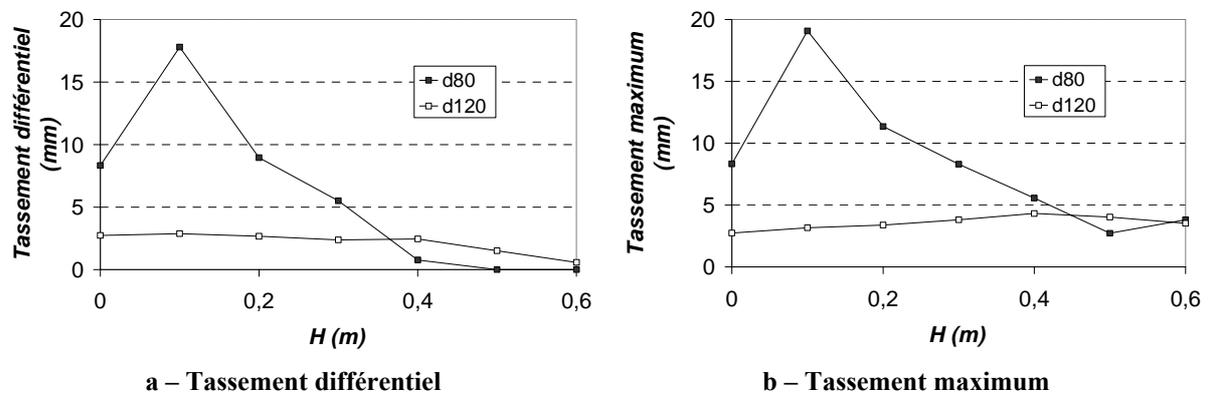


Figure 35 – Tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante

6.3 Conclusions sur l’influence de la compressibilité de la mousse

Pour la configuration étudiée, la compressibilité de la mousse simulant le sol compressible n’a pas d’influence sur le report de charge vers les inclusions. En revanche, une mousse plus compressible entraîne des tassements différentiels en surface plus importants pour une faible hauteur de matelas. Au-delà d’une certaine hauteur, ces tassements sont approximativement identiques quelque soit la compressibilité de la mousse, ce qui traduit la formation d’une voûte.

Il aurait également été intéressant d’étudier l’influence de la hauteur des blocs de mousse, qui, dans cette modélisation, reste constante et égale à 0,15 m.

7 APPORT D'UN RENFORCEMENT PAR NAPPE

Nous avons conçu un dispositif afin de pouvoir disposer une nappe de renforcement en base du matelas édifié sur le système mousse - inclusions. Le détail du dispositif est présenté dans le chapitre précédent. Le tassement différentiel entre la mousse compressible et les inclusions rigides entraîne la mise en tension de la nappe, et donc un report supplémentaire de la charge vers les inclusions par effet membrane.

Nous avons effectué des essais en vue de caractériser les différents matériaux utilisés en renforcement. Ces essais permettent de déterminer la raideur des nappes utilisées. Le détail de ces essais ainsi que les résultats se trouvent dans le chapitre précédent. Nous utilisons les nappes caractérisées en renforcement en base du matelas, au-dessus du système mousse - inclusions.

L'apport du renforcement par nappe est mis en évidence en comparant les résultats de ces essais avec ceux obtenus sans renforcement. L'influence de la raideur du géosynthétique sur le report de charge et la réduction de tassement est analysée en comparant les résultats obtenus avec les différents géosynthétiques. L'influence de la compressibilité de la mousse sur l'apport du renforcement est explorée en utilisant un même renforcement, mais avec deux mousses de compressibilité différente.

7.1 Expérimentations réalisées

Les essais avec une largeur de tête d'inclusion $a = 0,1$ m et un espacement $s' = 0,55$ m sont effectués avec les deux compressibilités de mousse (d80 et d120) et différentes raideurs de géosynthétique (RP75, RP200, 3 bandes de RP200, 4 bandes de Typar). Une couche de 0,02 m de rouleaux est mise en place sur le système mousse - inclusion, la nappe de géosynthétique est ensuite mise en place horizontalement sur cette couche et fixée dans les mors, avec une tension initiale que l'on souhaite nulle. En pratique, nous ne connaissons pas la tension initiale qui peut exister dans la nappe. La mise en place du matelas s'effectue ensuite par couche de 0,1 m.

7.2 Efficacité

La Figure 36 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas, pour le cas sans renforcement et pour les différentes nappes de renforcement utilisées. La Figure 36a présente les résultats obtenus avec la mousse plus rigide (d120) et la Figure 36b avec la mousse plus compressible (d80). Le Tableau 8 reprend les valeurs maximales d'efficacité atteinte pour $H = 0,7$ m + surcharge et donne l'augmentation de ces valeurs par rapport au cas sans géosynthétique. Les deux graphiques permettent donc de mettre en évidence :

- l'apport d'une nappe géosynthétique par rapport au cas non renforcé,
- l'influence de la raideur de la nappe sur le report de charge,
- l'influence de la compressibilité de la mousse sur l'apport de la nappe géosynthétique.

La nappe géosynthétique permet d'augmenter l'efficacité à partir d'une hauteur de 0,4 m dans le cas de la modélisation avec la mousse moins compressible et dès le début du chargement lors de la modélisation avec la mousse plus compressible.

Pour les expérimentations avec la mousse d120, l'efficacité est quasiment identique quelque soit le géosynthétique utilisé et est au final augmentée de 25 % par rapport au cas non renforcé.

Les essais effectués avec la mousse plus compressible montrent que l'efficacité augmente avec la raideur du géosynthétique. L'augmentation de l'efficacité finale (pour

$H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharge}$) par rapport au cas non renforcé est de 48 % pour un renforcement avec 4 bandes de Typar et est de 83 % pour un renforcement avec 3 bandes de RP200.

Le renforcement par 3 bandes RP200 donne une augmentation de l'efficacité par rapport au cas sans géosynthétique de 21 % lors de l'expérimentation avec la mousse d120 et de 83 % avec la mousse d80. La valeur finale de l'efficacité est 53 % plus grande avec la mousse d80 qu'avec la mousse d120 ($E = 0,78$ contre $E = 0,53$).

De même, chaque ligne du Tableau 8 permet de mettre en évidence l'influence de la compressibilité de la mousse sur l'efficacité. Nous observons donc une influence de la compressibilité de la mousse sur l'apport d'une nappe géosynthétique : le géosynthétique est beaucoup plus efficace si la mousse est plus compressible. En effet, la limitation de tassement dû à la rigidité de la mousse entraîne une limitation de la déflexion du géosynthétique et donc de l'effet membrane.

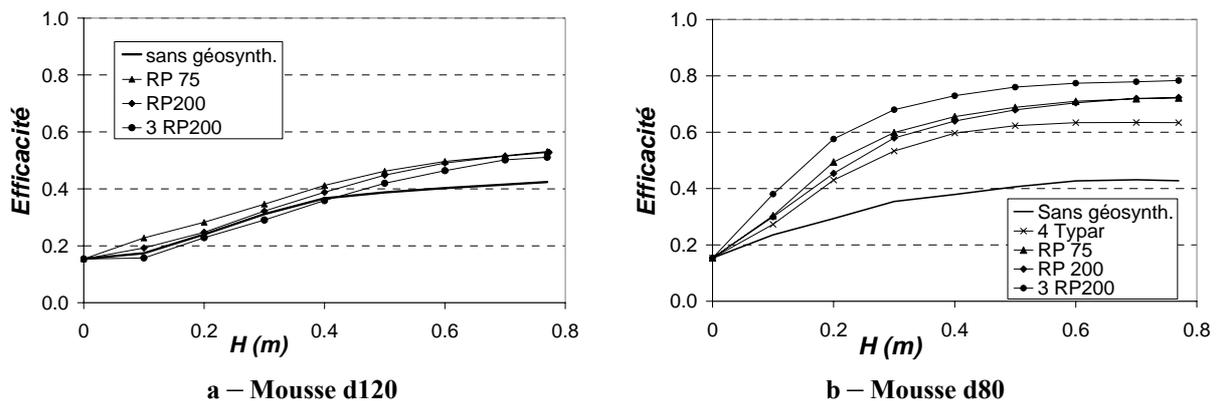


Figure 36 – Efficacité pour $\alpha = 15 \%$ et les différentes compressibilités de mousse

	Mousse d120		Mousse d80	
	E	augmentation	E	augmentation
Sans géo.	0,42	0%	0,43	0%
4 Typar	/	/	0,63	48%
RP 75	0,53	25%	0,72	69%
RP200	0,53	25%	0,72	69%
3RP200	0,51	21%	0,78	83%

Tableau 8 – Efficacité pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharge}$ et augmentation par rapport au cas sans renforcement par géosynthétique.

7.3 Tassements en base du matelas

La Figure 37 présente le tassement maximum obtenu en base du matelas, à mi-portée entre les inclusions, pour les différents géosynthétiques et pour les deux mousses de compressibilité différente. Les tassements sont plus grands pour les expérimentations avec la mousse plus compressible (Figure 37b). Lors de l'utilisation de la mousse plus rigide (d120), la raideur de la nappe n'a pas d'influence sur les tassements en base du matelas, qui sont légèrement plus faibles que ceux obtenus sans renforcement par géosynthétique (Figure 37a). Avec la mousse plus compressible, plus la raideur du géosynthétique est grande, plus les tassements sont faibles et donc réduits par rapport au cas sans géosynthétique.

La Figure 38 présente la réduction de tassement apportée par la nappe en fonction de la hauteur de matelas, pour la mousse plus rigide (Figure 38a) et pour la mousse plus compressible (Figure 38b).

- En comparant les figures a et b, on met en évidence que pour un renforcement avec une ou trois bandes de RP200, soit à partir d'une certaine raideur de géosynthétique, plus la mousse est compressible, plus la réduction du tassement par rapport au cas sans géosynthétique est importante.
- Pour la mousse plus rigide, la Figure 38a montre qu'à partir d'une certaine hauteur (environ 0,5 m), la raideur du géosynthétique n'a pas d'influence sur la réduction de tassement qui atteint environ 35 % pour $H = 0,7$ m + surcharges.
- Pour la mousse plus compressible, la Figure 38a montre que la réduction de tassement augmente avec la hauteur de matelas et que plus la raideur du géosynthétique est grande, plus les tassements sont réduits. La réduction de tassement atteint 55 % pour un renforcement avec trois bandes RP200.

Le Tableau 9 résume les résultats en terme de tassement maximum en base du matelas atteint pour $H = 0,7$ m + surcharge. La dernière ligne du tableau indique que plus la raideur du géosynthétique augmente, plus l'augmentation du tassement entre les expérimentations avec la mousse d120 et avec la mousse d80 se réduit.

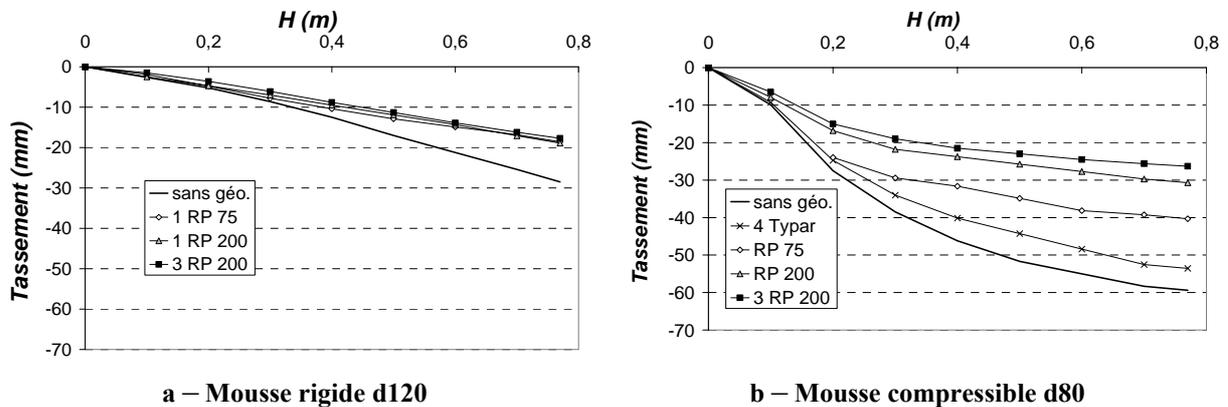


Figure 37 – Tassement maximum en base du matelas

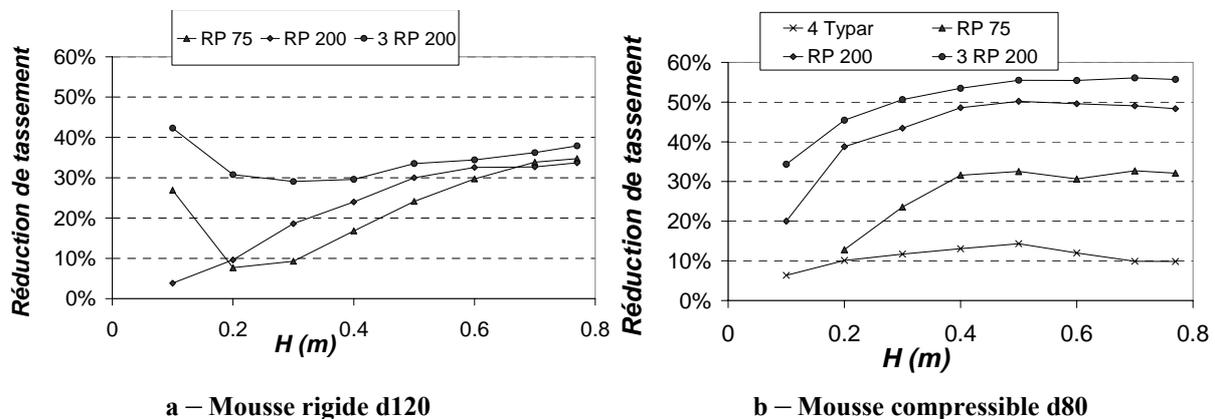


Figure 38 – Réduction du tassement par rapport au cas sans géosynthétique

	Sans géo.	4 Typar		RP75		RP200		3RP200	
	t_{\max} (mm)	t_{\max} (mm)	Réduc.						
d120	29	/	/	19	34 %	19	34 %	18	38 %
d80	59	54	10 %	40	32 %	31	47 %	26	56 %
augmen. en %	103	/	/	110		63		44	

Tableau 9 – Tassement maximum de la mousse pour $H = 0,7\text{m}$ + surcharges et réduction par rapport au cas sans géosynthétique

7.4 Tassements en surface du matelas lors du chargement

La Figure 39 présente les tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante, pour le cas sans géosynthétique et pour les différentes nappes géosynthétiques, et la mousse plus compressible (d80). La Figure 39a présente l'évolution du tassement différentiel en surface et la Figure 39b présente le tassement maximum en surface. Ces figures montrent que sans renforcement par nappe géosynthétique, les tassements absolus et différentiels en surface sont les plus importants. Plus le renforcement géosynthétique est raide, plus les tassements en surface sont réduits. De plus, les tassements différentiels en surface deviennent négligeables à partir d'une hauteur plus faible.

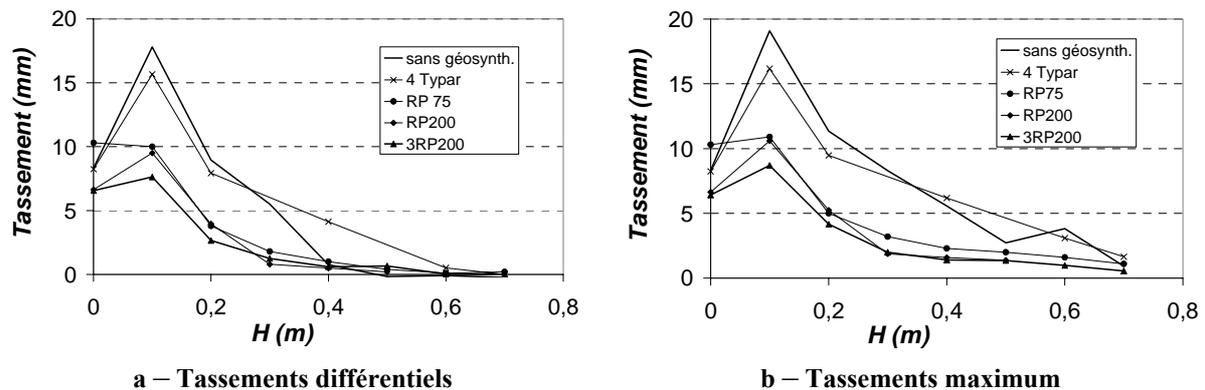


Figure 39 – Tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante.

7.5 Déflexion du géosynthétique

La Figure 40 présente la déformée de la nappe géosynthétique RP200 pour les expérimentations avec la mousse d80 et la mousse d120. Cette figure montre d'abord que la déflexion du géosynthétique est plus grande lors de la modélisation avec une mousse plus compressible. De plus, pour les expérimentations effectuées avec la mousse d80, plus compressible, la déformée de la nappe est de forme parabolique, alors que la déformée est de forme plus aplatie avec la mousse d120, plus rigide. En effet, pour ce dernier cas, la rigidité de la mousse empêche la déflexion du géosynthétique.

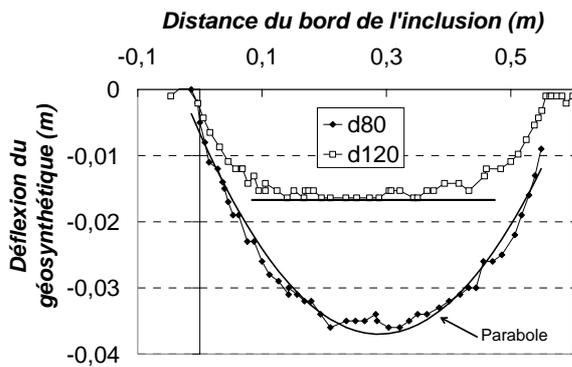


Figure 40 – Déformée de la nappe RP200 pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$

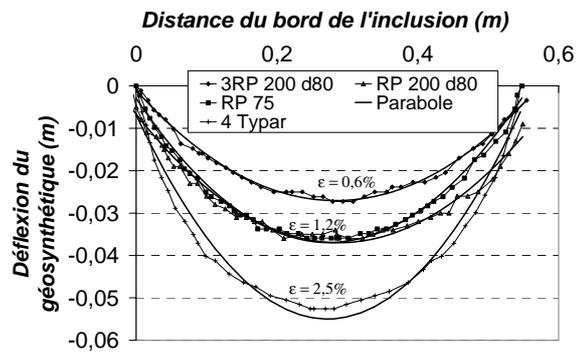


Figure 41 – Déformée de la nappe pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$, mousse d80

Pour les expérimentations effectuées avec la mousse d80, plus compressible, la déformée de la nappe est de forme parabolique. La déformation axiale est alors déterminée par (Nancey, 1998) :

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \left(\frac{t}{s-a} \right)^2 \quad \text{Équation 1}$$

Pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$, la déformation axiale est de 0,6 % pour 3RP200, 1,2 % pour RP200 et RP75 et 2,5 % pour 4 bandes de Typar (Figure 41).

7.6 Tension dans la nappe

Nous disposons de deux méthodes pour déterminer la tension dans la nappe, l'hypothèse commune étant que la déformée du géosynthétique est parabolique (calcul de la déformation).

- 1) A partir de la déformation de la nappe et de sa raideur, on détermine la tension :

$$T = J \cdot \varepsilon \quad \text{Équation 2}$$

- 2) La tension est aussi fonction de la charge verticale supportée par le géotextile (p), en supposant une déformée parabolique, on a :

$$T = \frac{p \cdot B}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \quad \text{Équation 3}$$

Expérimentalement, nous avons déterminé la force $p \cdot B$ s'exerçant sur la mousse centrale de largeur 0,55 m grâce à l'instrumentation en capteurs de force. Nous pouvons utiliser :

- les résultats de l'expérimentation avec la nappe, la charge s'exerçant sur la nappe est alors en réalité supérieure à la charge s'exerçant sur la mousse, car une partie est transférée aux inclusions par effet membrane (« $T=f(P;\varepsilon)$ avec nappe » sur la Figure 42),
- les résultats de l'expérimentation sans nappe de renforcement, et en supposant que l'effet voûte et l'effet membrane sont dissociés, nous considérons que la charge s'exerçant sur la mousse en l'absence de nappe est la charge qui s'exerce sur la nappe (« $T=f(P;\varepsilon)$ avec nappe » sur la Figure 42)

Le calcul de T suivant ces différentes méthodes a été effectué pour différentes hauteurs de matelas et les résultats sont confrontés sur la Figure 42. La tension calculée à partir de la charge s'exerçant sur la mousse en l'absence de nappe est supérieure à celle calculée à partir de la charge s'exerçant sur la mousse en présence de la nappe, car la charge est supérieure dans le premier cas. Nous retrouvons la même valeur de tension par les deux méthodes et en considérant la charge sur la mousse en présence de la nappe pour une hauteur de 0,4 m, soit $T = 1$ kN. Les divergences observées entre ces méthodes sont probablement dues aux nombreuses hypothèses que nous avons dû adopter (répartition des charges, réaction du sol compressible, déformée de la nappe, raideur de la nappe).

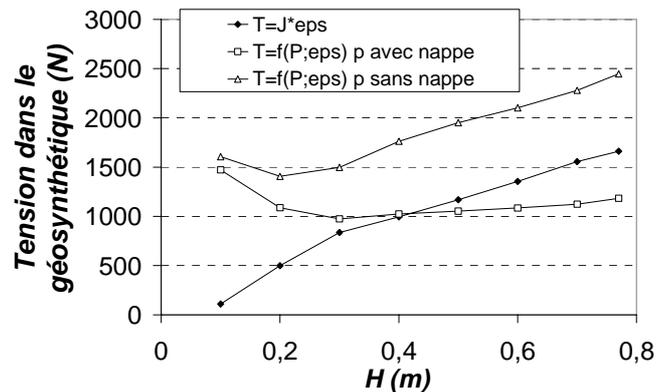


Figure 42 – Calcul de la tension dans le géosynthétique (mousse d80, RP200)

7.7 Conclusion sur l'apport d'un géosynthétique

Un dispositif de fixation a été conçu sur le modèle réduit afin de simuler le renforcement du système par une nappe géosynthétique incorporée à la base du matelas granulaire, fonctionnant en membrane. Différents géosynthétiques ont été testés en combinaison avec deux mousses de rigidité différente. Les résultats sont confrontés aux résultats des expérimentations menées sans renforcement géosynthétique. Ainsi, l'influence de la compressibilité de la mousse sur l'apport d'une nappe géosynthétique a été mise en évidence : un sol trop rigide empêche la déflexion de la nappe, donc sa mise en tension et par conséquent l'augmentation du report de charge est limitée. L'influence de la raideur sur le report de charge et la limitation des tassements a également été mise en évidence, mais elle dépend de la compressibilité de la mousse.

8 CONCLUSIONS

Les expérimentations menées sur le modèle réduit ont permis de mettre en évidence l'influence de divers paramètres sur le report de la charge vers les inclusions et la réduction des tassements dans le matelas. Les études paramétriques présentées dans ce chapitre ont ainsi mis en évidence :

- l'influence du taux de recouvrement, de la hauteur et de la hauteur relative de matelas,
 - l'influence de la granularité du sol du matelas,
 - l'influence de la densité d'inclusion,
 - l'influence de la compressibilité de la mousse simulant le sol compressible,
 - l'apport d'une nappe géosynthétique.
- (1) Au cours de la mise en place du matelas granulaire, la proportion de la charge totale reprise par les inclusions augmente alors que la mousse compressible est déchargée, ce qui traduit la formation d'une voûte. Dans le même temps, les tassements différentiels en surface diminuent. A partir d'une hauteur de matelas d'environ deux fois l'espacement entre les inclusions, les indicateurs du report de charge atteignent une valeur constante et on n'observe plus de tassement différentiel en surface. Plus le taux de recouvrement est grand, plus la proportion du poids total du matelas qui est transférée vers les inclusions est importante. Le transfert de la charge vers les inclusions et la réduction des tassements dans le matelas dépendent donc conjointement de la hauteur de matelas et du taux de recouvrement.
 - (2) L'influence de la granularité du matelas est analysée en effectuant des configurations identiques mais à des échelles différentes. La taille relative des rouleaux par rapport aux dimensions du système n'a pas d'influence sur le report de charge, mais plus les rouleaux sont grands, plus les tassements sont réduits. Cela met en évidence l'intérêt d'édifier un matelas de transfert de charge en sol grossier, présentant des éléments de grande taille.
 - (3) L'influence de la densité d'inclusions (nombre d'inclusions par unité de longueur) a été étudiée et il apparaît que le système est plus efficace pour un plus grand nombre d'inclusions. En effet, un paramètre important sur la formation des voûtes de décharge est le rapport entre la hauteur de matelas et l'espacement entre les inclusions.
 - (4) L'influence de la compressibilité du sol sous-jacent a été étudiée en le modélisant successivement par deux matériaux différents. Dans la gamme de compressibilité étudiée, il n'a pas été noté d'incidence sur le report de charge vers les inclusions. En revanche, pour une faible hauteur de matelas, un matériau plus compressible entraîne des tassements différentiels en surface plus importants. Pour une hauteur de matelas plus importante, les tassements en surface sont ensuite identiques.
 - (5) L'apport d'un renforcement par nappe disposé à la base du matelas sur l'augmentation du report de charge et sur la réduction des tassements est mis en évidence. Différents matériaux présentant des raideurs différentes ont été testés en combinaison avec des compressibilités de mousse différentes. Ainsi, l'influence de la compressibilité de la mousse sur l'apport d'un géosynthétique est mise en évidence : un sol rigide empêche la déflexion de la nappe et donc sa mise en tension. Ceci limite la contribution de la nappe à l'augmentation du report de charge. Dans le cas de l'utilisation d'une mousse suffisamment compressible, plus la raideur de la nappe est grande, plus les tassements sont réduits et le report de charge augmenté.

Le Tableau 10 récapitule l'influence des divers paramètres sur le report de charge et les tassements dans le massif.

	Influence du paramètre sur	
	le report de charge	les tassements dans le massif
Taux de recouvrement α	Plus α est grand, plus E augmente et C diminue Influence conjointe avec H et H/s'	Réduction de tassement augmente avec α
Hauteur de matelas H	E augmente avec H pour atteindre un palier	Les tassements différentiels en surface diminuent lorsque H augmente
Hauteur relative de matelas H/s'	E augmente avec H/s' pour atteindre un palier pour $H = 2 s'$	Plus de tassement différentiel en surface pour $H = 2 s'$
Compressibilité de la mousse M	Sans géosynthétique : pas d'influence Avec géosynthétique : déflexion plus importante de la nappe pour une mousse plus compressible	Faible H : tassements différentiels en surface plus grands pour une mousse plus compressible Grande H : pas d'influence
Raideur du géosynthétique J	Compressibilité mousse suffisante : grande influence de J sur l'augmentation de E Mousse plus rigide : très peu d'influence de J sur E .	Compressibilité mousse suffisante : tassements dans le massif et tassements différentiels en surface réduits lorsque J augmente Mousse plus rigide : très peu d'influence de J
Granularité du sol du matelas	Pas d'influence.	Plus les rouleaux sont gros, plus les tassements sont réduits.
Densité d'inclusions	Pour une hauteur de matelas identique, E plus grand pour une densité d'inclusions plus grande.	Tassements différentiels en surface réduits pour une densité d'inclusions plus grande.

Tableau 10 – Récapitulatif de l'influence des divers paramètres

Les conditions de similitude n'étant pas respectées, les résultats obtenus par ces expérimentations sont plus qualitatifs que quantitatifs. On ne peut donc pas directement extrapoler ces résultats à un ouvrage réel, mais ces résultats permettent néanmoins de constituer une base de données expérimentale complète et précise en terme d'efforts et de déplacements, qui rend possible une confrontation robuste à diverses approches de modélisation numérique, dans l'optique de leur validation, et qui permet d'effectuer des confrontations aux modèles analytiques, afin d'éprouver leur pertinence.

Chapitre 4

Confrontation des résultats expérimentaux aux méthodes de dimensionnement

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	119
2	METHODES DE DIMENSIONNEMENT.....	119
2.1	METHODE BASEE SUR LE CONCEPT DE MARSTON ET ANDERSON (1913).....	119
2.1.1	<i>Concept de Marston et Anderson (1913)</i>	119
2.1.2	<i>Norme BS8006 (1995)</i>	120
2.2	EQUILIBRE D'UN PRISME DE SOL : METHODE DE TERZAGHI (1943)	121
2.2.1	<i>Méthode de Terzaghi (1943)</i>	121
2.2.2	<i>Méthode de McKelvey III (1994)</i>	123
2.3	METHODES DE CARLSSON (1987) ET SVANØ (2000).....	123
2.3.1	<i>Méthode de Carlsson (1987)</i>	123
2.3.2	<i>Méthode de Svanø et al. (2000)</i>	124
2.4	METHODE BASEE SUR LE FROTTEMENT NEGATIF, METHODE DE COMBARIEU (1988)	125
2.5	METHODES BASEES SUR DES MODELES ANALYTIQUES DE VOUTE	126
2.5.1	<i>Méthode de Hewlett et Randolph (1988)</i>	126
2.5.2	<i>Méthode de Low et al. (1994)</i>	128
2.5.3	<i>Norme allemande (EGBEO, 2004) : modèle de voûte de Kempfert et al. (1997)</i>	128
2.6	BILAN SUR LES METHODES DE DETERMINATION DE L'EFFET VOUTE.....	130
2.7	DETERMINATION DE LA TENSION ET DE LA DEFLEXION DU GEOSYNTHETIQUE	130
2.7.1	<i>Norme BS8006 (1995)</i>	130
2.7.2	<i>Méthodes de Low et al. (1994)</i>	131
3	CONFRONTATION DES METHODES DE DIMENSIONNEMENT AUX RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	133
3.1	REPORT DE CHARGE EN BASE DU MATELAS.....	133
3.1.1	<i>Norme BS8006 (1995)</i>	136
3.1.2	<i>Méthodes de Terzaghi (1943) et McKelvey III (1994)</i>	136
3.1.3	<i>Méthodes de Low et al. (1994)</i>	136
3.1.4	<i>Méthode de Svanø et al. (2000)</i>	136
3.1.5	<i>Confrontation des méthodes</i>	137
3.2	TENSION ET DEFLEXION DANS LE GEOSYNTHETIQUE.....	138
3.2.1	<i>Norme BS8006 : tension dans le géosynthétique</i>	138
3.2.2	<i>Méthode de Low et al. (1994) : déflexion de la nappe</i>	139
4	CONCLUSIONS.....	140

1 INTRODUCTION

Les expérimentations effectuées sur le modèle réduit ont permis d'établir une base de données expérimentale. Dans la littérature, divers auteurs se sont intéressés au développement de méthodes analytiques permettant la détermination du transfert de charge dans le matelas. Quelques méthodes ont été initialement développées en deux dimensions ou bien s'adaptent au cas bidimensionnel. Certaines de ces méthodes envisagent le cas où un renforcement géosynthétique est disposé en base du matelas. Elles permettent alors la détermination de la déflexion et de la tension dans le géosynthétique. La pertinence des différentes méthodes ainsi que leurs limitations sont mises en évidence dans ce chapitre par confrontation aux résultats expérimentaux.

2 METHODES DE DIMENSIONNEMENT

Cette partie vise à présenter les méthodes de dimensionnement rencontrées dans la littérature permettant de déterminer le transfert de la charge vers les inclusions dans le matelas granulaire. Certaines de ces méthodes ont été initialement développées en deux dimensions ou bien peuvent être adaptées au cas bidimensionnel. On peut alors confronter ces méthodes aux résultats expérimentaux obtenus sur le modèle physique bidimensionnel.

La plupart des méthodes déterminent la part de la charge transmise aux inclusions afin de dimensionner le renforcement géosynthétique. Cependant, la réaction du sol compressible est rarement prise en compte. Les méthodes dites « globales », permettant également le dimensionnement du réseau d'inclusions, sont effectivement rares. Dans cette partie, nous présentons les méthodes utilisées en pratique, basées sur différents concepts ou théories qui sont :

- le concept de Marston et Anderson (1913),
- la théorie de Terzaghi (1943),
- les modèles analytiques de voûte,
- le frottement négatif.

Nous présentons d'abord les méthodes permettant de déterminer le report de charge vers les inclusions. La formulation bidimensionnelle, si elle existe, est donnée. Les résultats de ces méthodes seront par la suite confrontés à l'efficacité déterminée expérimentalement.

Nous présentons ensuite les méthodes permettant de calculer la déflexion et la tension dans le géosynthétique. Les résultats seront confrontés aux expérimentations effectuées avec une nappe géosynthétique disposée en base du matelas.

2.1 Méthode basée sur le concept de Marston et Anderson (1913)

2.1.1 Concept de Marston et Anderson (1913)

Marston et Anderson (1913) ont évalué la contrainte due au poids du sol sur un tube enterré (Figure 1). Cette contrainte est modifiée par un mécanisme de voûte qui transfère une part du poids du sol au dessus du tube vers le sol adjacent par frottement le long des « parois » verticales. La charge P appliquée sur le conduit de diamètre B par unité de longueur est :

$$P = C_d \cdot \gamma \cdot B \quad \text{Équation 1}$$

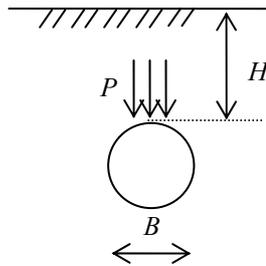


Figure 1 – Tube enterré

C_d est le coefficient de charge déterminé par :

$$C_d = \frac{e^{\frac{\pm K \cdot \tan \varphi \cdot 2H}{B}} - 1}{\pm 2 \cdot K \cdot \tan \varphi} \quad \text{pour } H < H_e \quad \text{Équation 2}$$

$$C_d = \frac{e^{\frac{\pm K \cdot \tan \varphi \cdot 2H}{B}} - 1}{\pm 2 \cdot K \cdot \tan \varphi} + \frac{H - H_e}{B} \cdot e^{\frac{\pm K \cdot \tan \varphi \cdot 2H_e}{B}} \quad \text{pour } H > H_e \quad \text{Équation 3}$$

H est la hauteur de sol au-dessus du tube, H_e est la hauteur du plan d'égal tassement au-dessus du tube, φ est l'angle de frottement interne du sol et K le coefficient de pression horizontale du sol.

Il s'agit d'un problème bidimensionnel (tube de longueur infinie), qui a, par la suite, été adapté au cas tridimensionnel du renforcement des sols par inclusions.

2.1.2 Norme BS8006 (1995)

La norme britannique (BS8006, 1995) propose une détermination de la distribution de contrainte en base du matelas basée sur les travaux de John (1987), qui a adapté le concept de Marston et Anderson (1913) au cas du transfert de charge sur les têtes d'inclusion. Le critère caractéristique est le rapport entre la contrainte reprise par la tête d'inclusion (q_p) et la contrainte totale q^* :

$$\frac{q_p}{q^*} = \left(\frac{C_v \cdot a}{H} \right)^2 \quad \text{Équation 4}$$

avec $C_v = 1,95 \cdot \frac{H}{a} - 0,18$ pour les inclusions travaillant en pointe. Ce coefficient C_v est analogue au coefficient C_d du concept de Marston et Anderson (1913), mais il est ici empirique.

Cette formule, valable pour le cas tridimensionnel, est déterminée à partir de la formule originale bidimensionnelle de Marston et Anderson (1913). La formule originale donne un rapport de contraintes :

$$\frac{q_p}{q^*} = \frac{C_v \cdot a}{H} \quad \text{Équation 5}$$

La formule originale a donc simplement été élevée au carré afin de prendre en compte l'aspect tridimensionnel. Love et Milligan (2003) mettent en doute la validité de cette extension du 2D vers le 3D.

On remarquera que les caractéristiques du sol du matelas ne sont pas explicitement prises en compte. Notamment l'angle de frottement n'apparaît pas. Il semble que l'impact de ce paramètre soit inclus dans le coefficient empirique C_v .

La norme préconise l'installation d'une nappe géosynthétique en base du matelas, qui est dimensionnée en considérant qu'elle supporte la totalité de la charge non transmise aux inclusions. La réaction du sol compressible n'est donc pas prise en compte, alors que Jones *et al.* (1990) ont mis en évidence le support partiel du sol sous-jacent.

La norme définit une hauteur critique de matelas $H_c = 1,4 s'$. Il est dit que le poids du sol situé au-dessus de H_c ainsi que les charges de surface sont entièrement transmises aux inclusions. Si la hauteur de matelas est inférieure à H_c , la voûte est incomplète et les charges de surface sont entièrement reprises par le géosynthétique. Cette formulation fait apparaître une discontinuité pour une hauteur de matelas $H = H_c$ (charges de surface reprises par le géosynthétique ou par les inclusions ?). Il est à noter que la valeur du paramètre H_c , de caractère empirique, ne prend pas en compte les caractéristiques du sol du matelas.

Afin d'annihiler les tassements différentiels en surface, la norme préconise une hauteur de matelas minimale de $0,7 s'$.

Cette norme est essentiellement basée sur des observations empiriques, et permet de déterminer dans un premier temps la répartition de la charge entre les inclusions et la nappe de renforcement. Cependant les paramètres du sol du matelas ne sont pas explicitement pris en compte.

Adaptation à un problème bidimensionnel

Le rapport de contraintes du concept de Marston et Anderson (1913) (équation 5), pour un problème bidimensionnel, permet de déterminer une expression de l'efficacité :

$$E = \frac{a}{s} \cdot \left(\frac{C_v \cdot a}{H} \right) \quad \text{Équation 6}$$

Le paramètre H_c , déterminé par $H_c = 1,4 s'$, est valable pour un cas tridimensionnel et il est difficile d'estimer dans quelle mesure il est utilisable en deux dimensions.

2.2 Equilibre d'un prisme de sol : Méthode de Terzaghi (1943)

2.2.1 Méthode de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) a généralisé le concept de Marston et Anderson (1913) pour estimer l'effet de voûte dans les sols. Il utilise ce phénomène pour décrire le comportement d'un sol soumis à un tassement différentiel à sa base, en écrivant la relation d'équilibre d'un élément de sol de largeur s' , distance entre les bords de deux inclusions, et de hauteur élémentaire dh , comme explicité sur la Figure 2, pour un problème bidimensionnel. La contrainte verticale à la base du matelas est déterminée en intégrant la relation d'équilibre de la tranche de sol élémentaire :

$$q_s = \frac{\gamma \cdot s'}{2 \cdot K_a \cdot \tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{-2 \cdot K_a \cdot \tan \varphi \cdot \frac{H_e}{s'}} \right) + \gamma \cdot (H - H_e) \cdot e^{-2 \cdot K_a \cdot \tan \varphi \cdot \frac{H_e}{s'}} \quad \text{Équation 7}$$

K_a est le coefficient de poussée de Rankine, permettant de déterminer la contrainte horizontale σ_h :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \text{Équation 8}$$

et H_e la distance de la base à laquelle se trouve le plan d'égal tassement.

Cette distance étant difficile à déterminer, on peut faire l'hypothèse que le plan d'égal tassement se situe à la surface (Russel et Pierpoint, 1997), soit que $H = H_e$, la contrainte s'écrit alors :

$$q_s = \frac{\gamma \cdot s'}{2 \cdot K_a \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{-2 \cdot K_a \cdot \tan \varphi \cdot \frac{H_e}{s'}} \right) \quad \text{Équation 9}$$

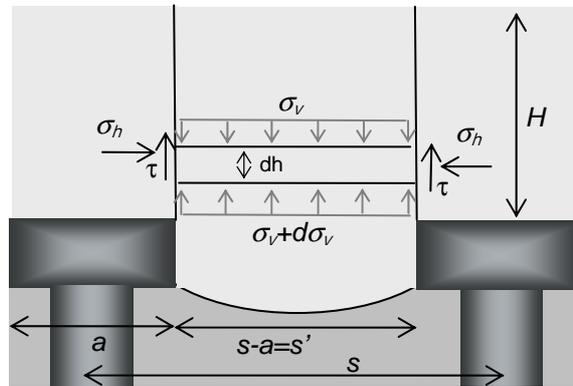


Figure 2 – Méthode de Terzaghi (1943)

Russel et Pierpoint (1997) ont adapté cette méthode au cas tridimensionnel d'un matelas sur inclusions rigides. La tranche de sol élémentaire est alors cruciforme (Figure 3), et le taux de réduction de contrainte est alors donné par :

$$SRR = \frac{s^2 - a^2}{4 \cdot H \cdot a \cdot K \cdot \tan \varphi} \left[1 - e^{\frac{-4 \cdot H \cdot a \cdot K \cdot \tan \varphi}{s^2 - a^2}} \right] \quad \text{Équation 10}$$

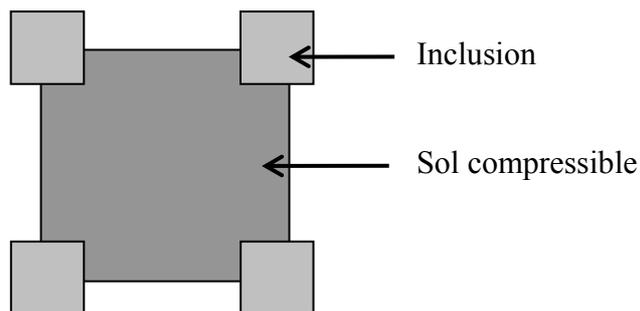


Figure 3 – Tranche de sol de section cruciforme, cas 3D

2.2.2 Méthode de McKelvey III (1994)

Handy (1985) propose une forme de tranche de sol élémentaire modifiée par rapport à celle présentée sur la Figure 2, en tenant compte de l'orientation réelle des contraintes principales. La Figure 4 présente la forme classique et la forme modifiée, pour un problème bidimensionnel. McKelvey III (1994) propose alors d'utiliser comme coefficient de pression horizontal le terme K_w à la place de K_a dans l'équation précédente :

$$K_w = 1,06 \cdot \left(\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + K_a \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right) \quad \text{Équation 11}$$

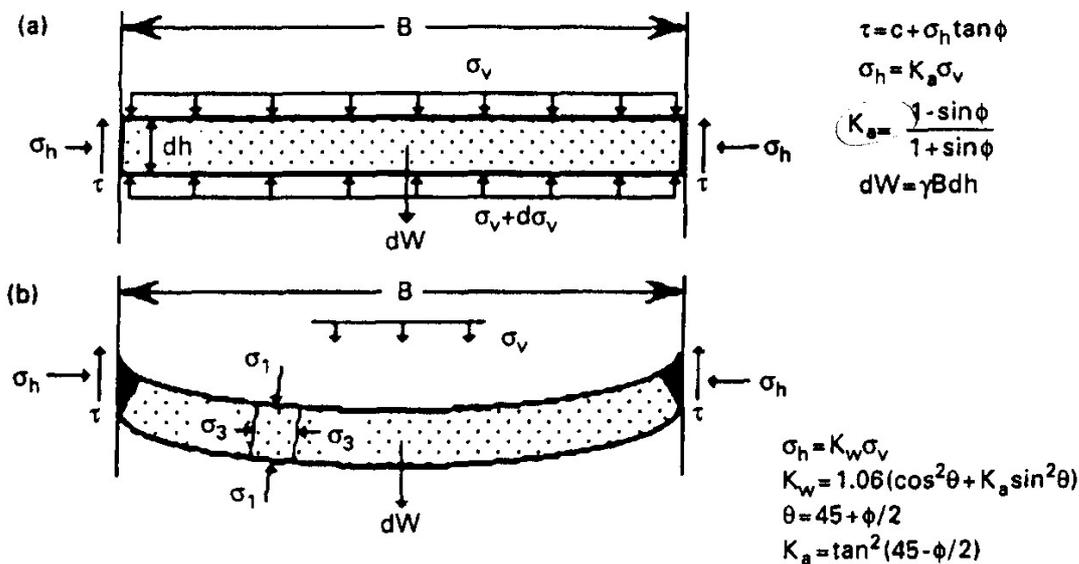


Figure 4 – Tranche de sol élémentaire d'après McKelvey III (1994)

L'efficacité pour un cas bidimensionnel se déduit ensuite de la contrainte verticale sur le sol compressible par la relation :

$$E = 1 - \frac{s'}{s} \cdot \frac{q_s}{q^*} \quad \text{Équation 12}$$

$$\text{où } q^* = \gamma \cdot H + q_0 \quad \text{Équation 13}$$

2.3 Méthodes de Carlsson (1987) et Svanø (2000)

2.3.1 Méthode de Carlsson (1987)

L'approche bidimensionnelle de Carlsson (1987) consiste à considérer un coin de sol d'angle au sommet de 30° dont le poids s'applique sur le géosynthétique (ou le sol compressible) entre deux inclusions, comme le montre la Figure 5. Si la hauteur du matelas est inférieure à la hauteur du coin de sol ($1,87 \times s'$), le poids s'appliquant sur le géotextile est alors surestimé. Van Eekelen (2001) propose pour ce cas une extension à la méthode : on ne considère que le

pois de sol effectivement présent, et si la voûte est incomplète, on prend en compte la partie de la charge de surface s' appliquant sur le prisme de sol (Figure 6).

Dans cette méthode, la valeur de l'angle au sommet de 30° est arbitraire, et est probablement basée sur des résultats empiriques, donc valable pour certains types de matelas.

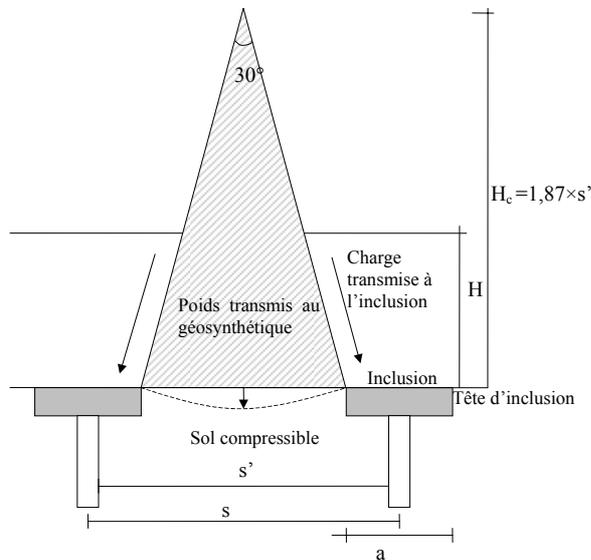


Figure 5 – Méthode de Carlsson (1987), d'après Van Eekelen

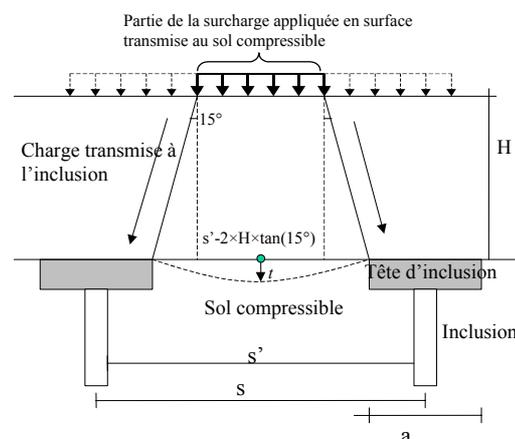


Figure 6 – Extension de la méthode de Carlsson (1987) proposée par Van Eekelen (2001)

2.3.2 Méthode de Svanø *et al.* (2000)

L'approche de Svanø *et al.* (2000) se base sur la méthode de Carlsson (1987), mais l'angle au sommet du coin de sol supporté par la nappe de renforcement n'est pas fixé et doit être calibré.

Dans la forme tridimensionnelle de la méthode, le géosynthétique supporte un bloc de matelas comme explicité sur la Figure 7. Si la hauteur de matelas est supérieure à la hauteur critique H_c , la surcharge de surface est entièrement transférée aux têtes d'inclusion. La valeur de la pente est β , qui varie typiquement entre 2,5 et 3,5 et doit être calibrée. Ce paramètre peut éventuellement être considéré comme un paramètre du sol (Van Eekelen, 2001), ce qui représente une amélioration par rapport à la méthode de Carlsson (1987).

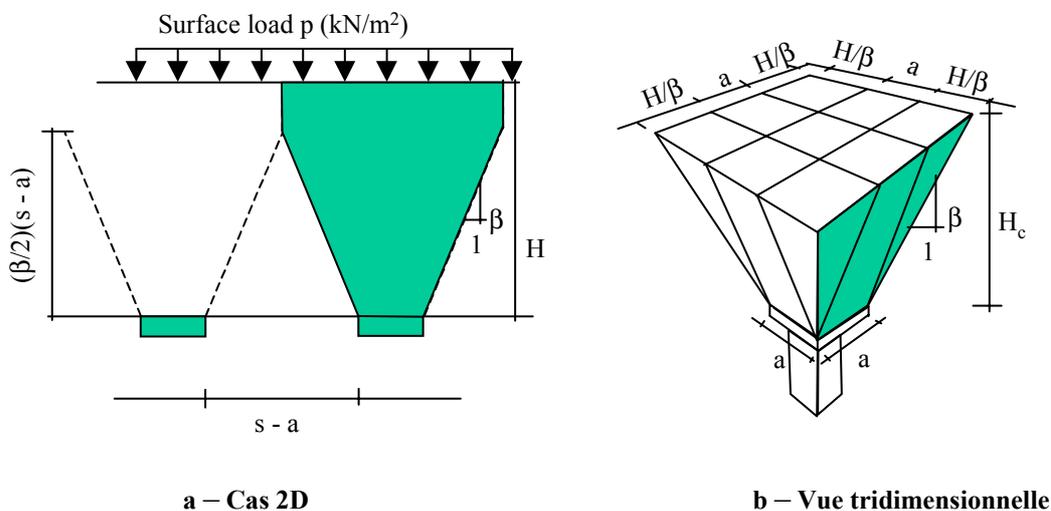


Figure 7 – Méthode de Svanø *et al.* (2000)

Adaptation à un problème bidimensionnel

Cette méthode s’adapte facilement au cas bidimensionnel, la principale différence avec la méthode de Carlsson étant la valeur de β (fixé à 3,73 pour cette méthode).

▪ Pour $H < H_c = \beta \times s' / 2$, on détermine alors : $E = \frac{a + \frac{H}{\beta}}{s}$ Équation 14

▪ Pour $H > H_c$: $E = 1 - \frac{\left(\frac{s'}{2}\right)^2 \cdot \beta}{s \cdot H}$ Équation 15

2.4 Méthode basée sur le frottement négatif, méthode de Combarieu (1988)

Combarieu (1988) propose une méthode de dimensionnement basée sur le frottement négatif. Il s’agit d’une analyse globale (tenant compte de la réaction du sol compressible) qui consiste à considérer un cisaillement selon des surfaces concentriques centrées sur l’inclusion. Combarieu (1988) fait l’hypothèse que l’effet voûte se développe dès que le sol compressible tasse plus que les inclusions et les colonnes de sol de matelas prolongeant les inclusions sont alors également soumises au frottement négatif. En appliquant le modèle de frottement négatif dans le matelas et dans le sol compressible, Combarieu (1988) propose alors une approche globale permettant le dimensionnement du renforcement par inclusions rigides. Le sol compressible soumis à une contrainte va surcharger les inclusions par frottement négatif, augmentant le transfert de charge sur les inclusions (Figure 8).

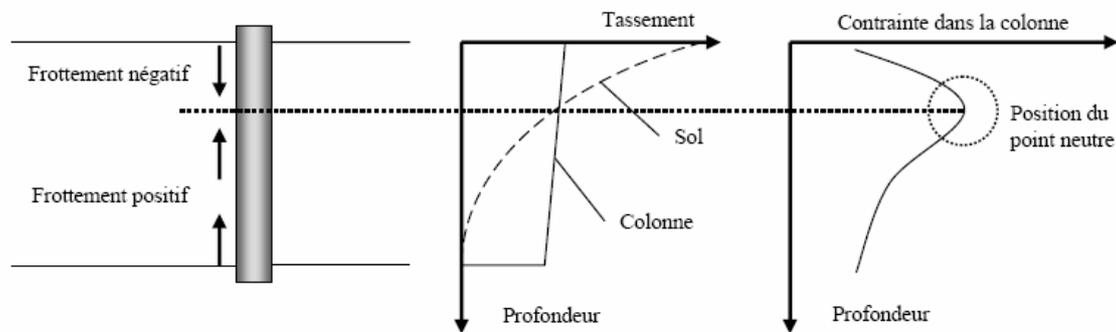


Figure 8 – Mécanismes de transfert de charge, tassements et contraintes

La Figure 8 illustre l’approche de Combarieu (1988) en montrant les colonnes de sol fictives soumises au frottement négatif sur l’épaisseur H .

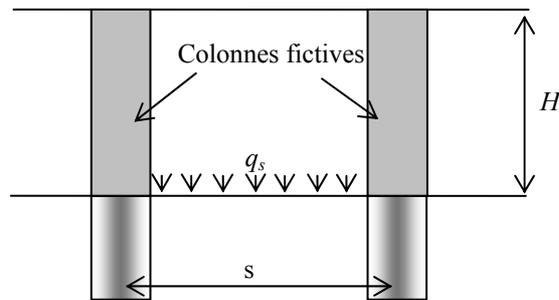


Figure 9 – Approche de Combarieu (1988)

En ne considérant que les mécanismes se développant dans le matelas, la contrainte résiduelle entre les inclusions est uniforme et est donnée par :

$$q_s = \frac{\gamma}{m_R} \cdot (1 - e^{-m_R \cdot H}) + q_0 \cdot e^{m_R \cdot H} \quad \text{Équation 16}$$

$$\text{où } m_R = \frac{4 \cdot a \cdot K \cdot \tan \varphi}{s^2 - a^2} \quad \text{Équation 17}$$

La méthode globale considère le frottement négatif et l'effet d'accrochage, le long des inclusions et dans le matelas. Simon (2001) a adapté l'approche de Combarieu (1988), en utilisant également les lois de mobilisation du frottement le long des inclusions de Frank et Zhao (1982), et les développements ont été intégrés dans le logiciel de dimensionnement de fondations FOXTA.

Adaptation à un problème bidimensionnel

Pour le cas tridimensionnel, on considère le cisaillement le long de cylindres concentriques centrés sur l'inclusion dans le sol compressible ainsi que dans le matelas granulaire. L'application de la méthode de Combarieu (1988) au cas bidimensionnel dans le matelas uniquement et pour un sol frottant conduit à la même formulation que la méthode de Terzaghi (1943).

2.5 Méthodes basées sur des modèles analytiques de voûte

2.5.1 Méthode de Hewlett et Randolph (1988)

L'effet voûte dans le matériau granulaire est idéalisé par des dômes hémisphériques qui transfèrent le poids du matelas vers les têtes d'inclusion (Figure 10). Pour un problème bidimensionnel, l'équilibre de la contrainte est établi dans une arche de sol entre deux têtes d'inclusion (Figure 11).

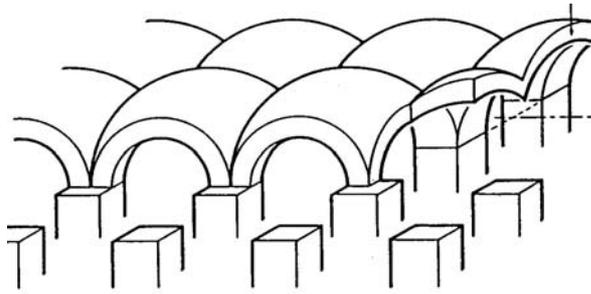


Figure 10 – Dômes hémisphériques

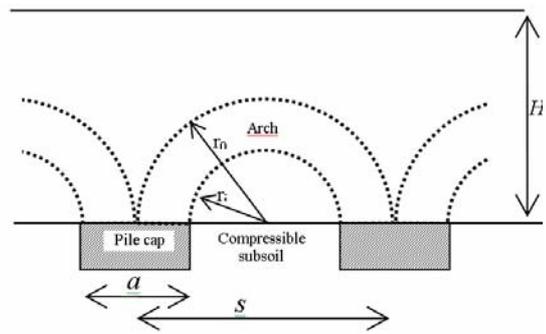


Figure 11 – Modèle de voûtes semi cylindriques de Hewlett et Randolph (1988)

Modélisation tridimensionnelle

L'efficacité du système est déterminée en faisant l'équilibre des efforts, en distinguant deux modes de rupture :

- cas où la zone critique est située en clé de voûte, pour des faibles hauteurs de matelas :

$$E = 1 - \left[1 - \left(\frac{a}{s} \right)^2 \right] \cdot (A - A \cdot B + C) \quad \text{Équation 18}$$

$$\text{avec } A = \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{2(K_p - 1)} \quad B = \frac{s}{\sqrt{2} \cdot H_R} \cdot \left[\frac{2 \cdot K_p - 2}{2 \cdot K_p - 3} \right] \quad C = \frac{s - a}{\sqrt{2} \cdot H_R} \left[\frac{2 \cdot K_p - 2}{2 \cdot K_p - 3} \right] \quad \text{Équation 19}$$

K_p est le coefficient des terres en butée de Rankine: $K_p = \frac{1 + \sin \varphi_R}{1 - \sin \varphi_R}$

- cas où la zone critique est située au niveau des têtes d'inclusion, pour des hauteurs de remblai plus importantes :

$$E = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad \text{où } \beta = \frac{2 \cdot K_p}{K_p + 1} \cdot \frac{1}{1 + \frac{a}{s}} \cdot \left[\left(1 - \frac{a}{s} \right)^{-K_p} - \left(1 + \frac{a}{s} \cdot K_p \right) \right] \quad \text{Équation 20}$$

L'efficacité prise en compte pour le dimensionnement est la plus faible des deux valeurs.

Modélisation bidimensionnelle

Si l'on considère le poids propre du matériau constituant la voûte, on montre que la zone critique se situe en clé de voûte. L'efficacité devient alors :

$$E = 1 - \frac{a}{s} \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot H} \right) \cdot \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{K_p - 1} \quad \text{Équation 21}$$

2.5.2 Méthode de Low *et al.* (1994)

La méthode de Low *et al.* (1994) a été développée à partir de celle de Hewlett et Randolph (1988) en deux dimensions, en prenant en compte la non uniformité de la distribution de charge sur le sol compressible et le poids du sol (prise en compte par Hewlett et Randolph (1988) uniquement pour les développements analytiques tridimensionnels).

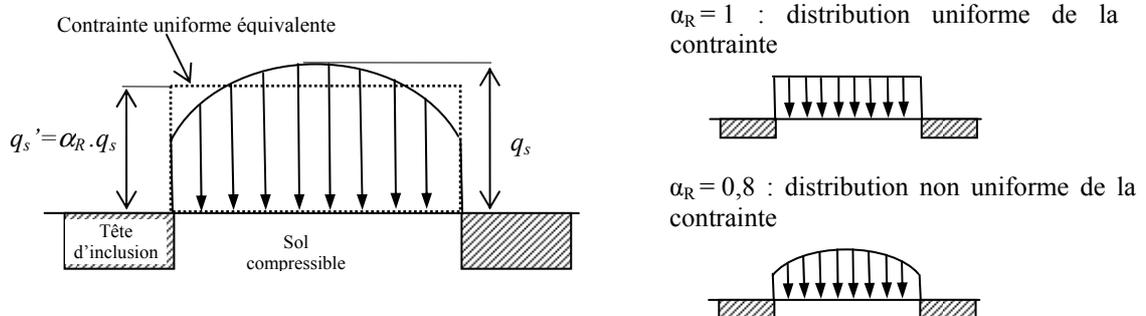
Dans la méthode de Low *et al.* (1994), la zone critique se situe en clé de voûte. Un coefficient réducteur α_R est affecté à la contrainte verticale appliquée sur le sol compressible afin de prendre en compte le fait que la distribution n'est pas uniforme. La Figure 12 explicite la signification de ce coefficient réducteur. $\alpha_R = 1$ correspond au cas où la contrainte est supposée uniforme, comme c'est le cas dans la méthode originale de Hewlett et Randolph (1988). Low *et al.* (1994) précisent que la valeur du coefficient α_R varie entre 0,8 et 1. Il s'agit d'un coefficient empirique qui ne peut être déterminé que par analyse inverse.

L'efficacité est alors donnée par :

$$E = 1 - \alpha_R \cdot \left(\varpi + \frac{s}{H} \cdot m \right) \quad \text{Équation 22}$$

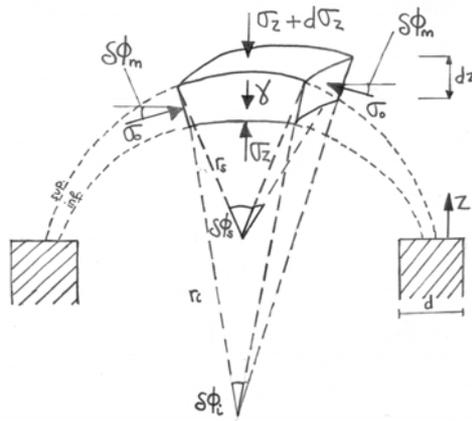
$$\text{avec } \varpi = \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{K_p} \text{ et } m = \frac{(K_p - 1) \cdot \left[\left(1 - \frac{a}{s}\right)^2 - \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{K_p} \right]}{2 \cdot (K_p - 2)} \quad \text{Équation 23}$$

L'équation 21 est valable pour $H/s \geq 0,5$ car une hauteur minimum est nécessaire pour que la voûte puisse se former, qui dépend de l'espacement des inclusions.



2.5.3 Norme allemande (EGBEO, 2004) : modèle de voûte de Kempfert *et al.* (1997)

Les recommandations EGBEO (2001) utilisent le modèle de voûte tridimensionnel proposé par Kempfert *et al.* (1997). Les voûtes de décharge dans le matelas ont une forme hémisphérique, dont les enveloppes supérieures et inférieures ne sont pas concentriques, et s'appuient sur les têtes d'inclusions (Figure 13).


 Figure 13 – Modèle de voûte 3D proposé par Kempfert *et al.* (1997)

Deux types de maillages sont envisagés : carré ou triangulaire. Les auteurs ont obtenu une expression de la contrainte appliquée sur le sol compressible q_s , en développant l'expression de la contrainte verticale dans l'axe de la clé de voûte, obtenue en écrivant l'équilibre d'un élément de sol :

$$q_s = \lambda_1^\chi \cdot \left(\gamma + \frac{q_0}{H} \right) \cdot \left[H \cdot (\lambda_1 + \lambda_2 \cdot h_g^2)^{-\chi} + h_g \cdot \left(\left(\lambda_1 + \frac{\lambda_2 \cdot h_g^2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + \lambda_2 \cdot h_g^2)^{-\varphi} \right) \right] \quad \text{Équation 24}$$

Avec

$$\lambda_1 = \frac{1}{8}(s_m - d)^2 \quad \lambda_2 = \frac{s_m^2 + 2 \cdot d \cdot s_m - d^2}{2 \cdot s_m^2} \quad \chi = \frac{d \cdot (K_p - 1)}{s_m \cdot \lambda_2}$$

q_0 : charge appliquée en surface

K_p : coefficient de pression horizontale en butée

φ : angle de frottement interne du matelas

s_m : espacement maximal entre deux inclusions

d : diamètre des inclusions circulaires. Pour des inclusions non circulaires on prend

$d_E = \sqrt{\frac{4A_p}{\pi}}$, où A_p est la section de l'inclusion.

Pour $H \geq \frac{s_m}{2}$, $h_g = \frac{s_m}{2}$ sinon $h_g = H$

Pour que les voûtes puissent se former, il est recommandé de mettre en œuvre un matelas d'une hauteur minimale de $s_m/2$. Par ailleurs la norme conseille $d/s_m \geq 0,15$.

EGBEO (2001) recommande d'intercaler un géosynthétique mais, dans la méthode de dimensionnement, les mécanismes d'effet voûte et d'effet membrane sont dissociés.

La norme propose un abaque de dimensionnement qui fournit la déformation maximale et la flèche maximale du géosynthétique à partir de la charge appliquée sur le sol compressible, du coefficient de réaction du sol compressible, de la largeur et de l'espacement des inclusions ainsi que de la raideur du géosynthétique.

Malgré la prise en compte de la réaction du sol compressible, la méthode proposée ne constitue pas une approche globale car aucune indication n'est donnée sur l'action du sol compressible sur les inclusions ou sur le dimensionnement du maillage et des inclusions.

Cette méthode n'est pas applicable à notre étude bidimensionnelle car basée sur un modèle de voûtes tridimensionnelles.

2.6 Bilan sur les méthodes de détermination de l'effet voûte

Un certain nombre de coefficients utilisés dans la formulation des méthodes de dimensionnement portent à interprétation.

Le coefficient de pression horizontal K apparaît dans la formulation de Marston et Anderson (1913), dans la méthode de Terzaghi (1943), de Russel et Pierpoint (1997), de McKelvey III (1994) et de Combarieu (1988). Dans chacune de ces méthodes, une interprétation sur ce paramètre K est effectuée. Terzaghi (1943) utilise le coefficient de poussée de Rankine, McKelvey III (1994) met en œuvre un coefficient de poussée modifié, et dans la méthode de Combarieu (1988), le coefficient $K \cdot \tan \phi$ utilisé est généralement empirique.

Des hypothèses sont également effectuées sur la position du plan d'égal tassement (paramètre H_e). A défaut de pouvoir estimer sa valeur, l'hypothèse que le plan d'égal tassement se situe en surface du matelas est généralement adoptée.

Dans l'approche de Carlsson (1987), c'est le paramètre β qui prête à interprétation.

En ce qui concerne les méthodes basées sur un modèle de voûte, l'hypothèse repose sur la forme de la voûte.

2.7 Détermination de la tension et de la déflexion du géosynthétique

2.7.1 Norme BS8006 (1995)

La norme BS8006 (1995) donne une expression permettant de déterminer la tension T dans le géosynthétique à partir de la charge répartie W qui s'y applique et de la déformation axiale ε , en ne considérant aucun support du sol sous-jacent (la méthode considère une bande de géosynthétique d'épaisseur a) :

$$T = \frac{W \cdot (s - a)}{2a} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \quad \text{Équation 25}$$

Cette équation est déterminée à partir de la formule de Leonard (1988) donnant la déflexion d'un câble de longueur initiale S_0 et de déformée L sous chargement uniforme :

$$y = L \cdot \sqrt{\frac{3}{8} \cdot \left(\frac{S_0}{L} - 1\right)} \quad \text{Équation 26}$$

en faisant l'hypothèse $\frac{S_0}{L} = 1 + \varepsilon$

Cette équation comporte deux inconnues, T et ε . Elle peut être résolue en prenant en compte la déformation maximum autorisée dans le géosynthétique. La déformation est limitée par la norme britannique, afin de s'assurer qu'aucun tassement différentiel en surface n'apparaisse. La norme donne comme limite de déformation la valeur de 6 %. Cette limite doit être réduite dans le cas des matelas de faible hauteur. Une déformation de fluage de l'ordre de 2 % est ensuite autorisée à long terme.

L'équation peut encore s'écrire (Nancey, 1998):

$$T = \frac{p \cdot (s - a)}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} \quad \text{Équation 27}$$

La contrainte verticale répartie sur le géosynthétique s'exprime :

$$p = \frac{W}{a} \quad \text{Équation 28}$$

2.7.2 Méthodes de Low *et al.* (1994)

L'analyse de Low *et al.* (1994) tient compte de l'interaction entre l'effet voûte dans le matelas, la déformation du géosynthétique et la réaction du sol compressible. La déformée du géosynthétique disposé sur les têtes d'inclusion est prise en compte en supposant que sa forme est un arc de cercle. Une première approche simplifiée considère un comportement élastique linéaire du sol compressible. La pression s'appliquant sur le géosynthétique est réduite due à la réaction du sol compressible, comme explicité sur la Figure 14 : on a finalement une distribution de contrainte uniforme p_0 :

$$p_0 = \sigma_s - t \cdot \frac{M}{D} \quad \text{Équation 29}$$

- σ_s est la contrainte maximum due au poids du matelas s'appliquant sur le géosynthétique (calculée à partir des développements analytiques sur l'effet voûte),
- $t \cdot \frac{M}{D}$ est la réaction du sol compressible à mi-portée,
- t est le tassement maximum,
- D l'épaisseur de la couche compressible
- M est le module de la couche compressible, déterminé par $M = \frac{\sigma_s \cdot D}{t_0}$, où t_0 est le tassement du sol compressible sans renforcement.

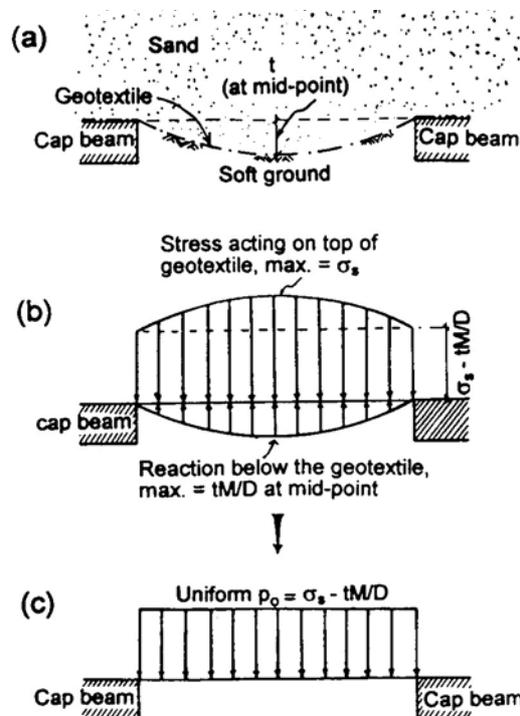


Figure 14 – Pression sur le géosynthétique, d'après Low *et al.* (1994)

Les développements analytiques donnent une expression permettant de déterminer t/s' :

$$\frac{t}{s'} = \frac{\sigma_s \cdot D}{s' \cdot M} - 2 \cdot \frac{D \cdot J}{s'^2 \cdot M} \cdot (\theta - \sin \theta) \quad \text{Équation 30}$$

J est la raideur du géosynthétique et 2θ est l'angle de l'arc de cercle formé par la déformée du géosynthétique et s' exprime :

$$\theta = a \sin \left(\frac{4 \cdot \frac{t}{s'}}{1 + 4 \cdot \left(\frac{t}{s'}\right)^2} \right) \quad \text{Équation 31}$$

L'expression permettant de déterminer la déflexion t du géosynthétique est implicite et quelques solutions sont données sur la Figure 15. Ce graphe permet de déterminer la réduction de tassement t/t_0 , où t_0 est le tassement maximum sans géosynthétique, à partir de t_0/s' et des rigidités relatives du sol compressible et du géosynthétique, exprimées par le terme η :

$$\eta = \frac{D \cdot J}{s'^2 \cdot M} \quad \text{Équation 32}$$

Plus η augmente, ce qui signifie que la raideur du géosynthétique et/ou la compressibilité du géosynthétique augmente, plus la déflexion du géosynthétique est réduite. Ce graphe montre clairement l'interaction qui existe entre les différents paramètres.

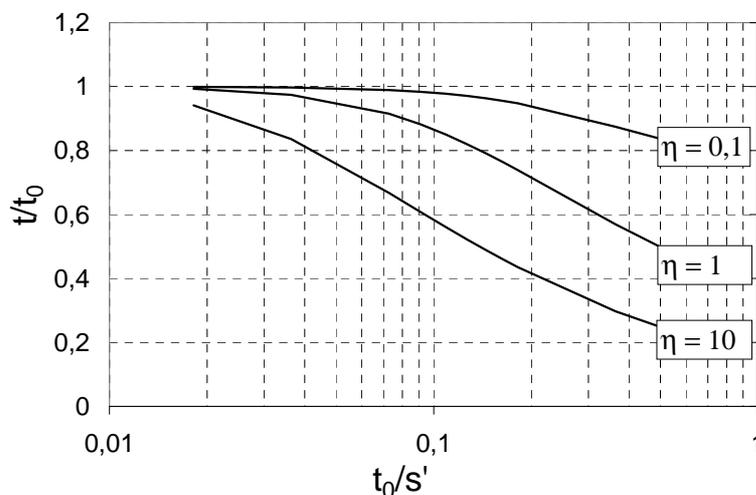


Figure 15 – Réduction de tassement théorique

La déformation axiale dans le géosynthétique est ensuite déterminée par des considérations géométriques :

$$\varepsilon = \frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta} \quad \text{Équation 33}$$

et la tension dans le géosynthétique, considérée uniforme, est donnée par $T = J \cdot \varepsilon$

3 CONFRONTATION DES METHODES DE DIMENSIONNEMENT AUX RESULTATS EXPERIMENTAUX

3.1 Report de charge en base du matelas

Dans cette partie, nous confrontons les résultats calculés par les différentes méthodes analytiques aux résultats expérimentaux en terme de distribution des efforts en base du matelas. Les différentes méthodes analytiques examinées sont :

- BS8006 (1995), reformulée en deux dimensions, comme originellement proposé par Marston et Anderson (1913). Cette norme recommande une hauteur de remblai supérieure à 0,7 fois la distance séparant les bords de deux inclusions (s') et précise que toutes les charges situées au-dessus d'une hauteur critique $H_c = 1,4 s'$ sont directement transmises aux têtes d'inclusion. Cette hauteur critique est donnée pour le cas tridimensionnel, mais à défaut d'autre indication, nous utiliserons cette valeur pour le cas bidimensionnel,
- la méthode de Terzaghi (1943), qui a été adaptée au cas des inclusions rigides par Russel et Pierpoint (1997), ainsi que l'adaptation de la méthode de Terzaghi (1943) proposée par McKelvey III (1994),
- la méthode de Low *et al.* (1994), applicable à partir d'une hauteur de matelas $H = 0,5 s$ (modèle de voûte), et pour différentes valeurs du coefficient empirique α_R ,
- la méthode de Svanø *et al.* (2000), avec différentes valeurs du paramètre β , calibrées sur les résultats expérimentaux.

L'application de ces méthodes analytiques à notre modélisation physique nécessite de prendre en compte quelques hypothèses sur les caractéristiques mécaniques du sol analogique constituant le matelas de transfert de charge. Ces caractéristiques sont déterminées dans le chapitre 2 et les hypothèses sont donc les suivantes :

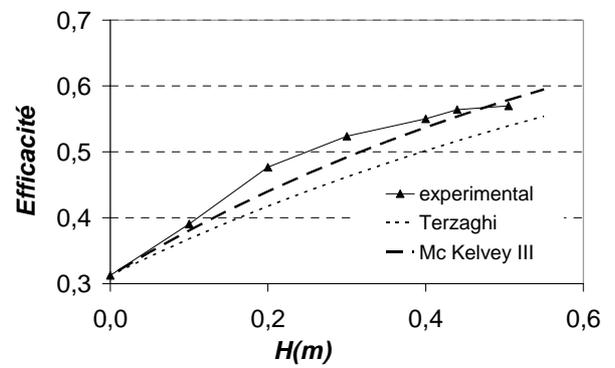
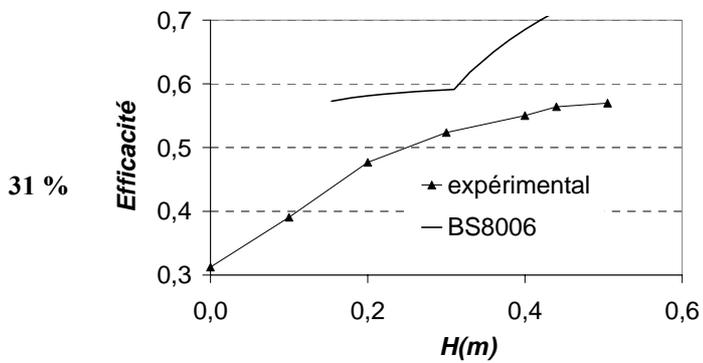
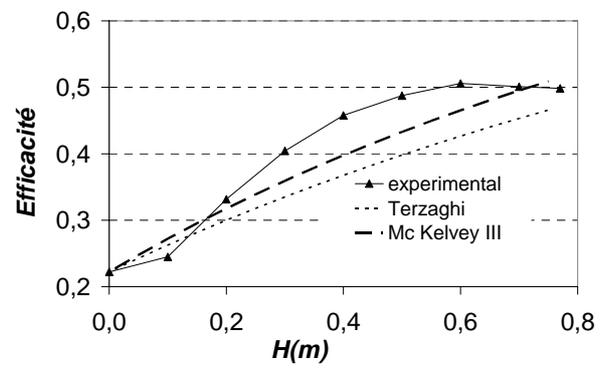
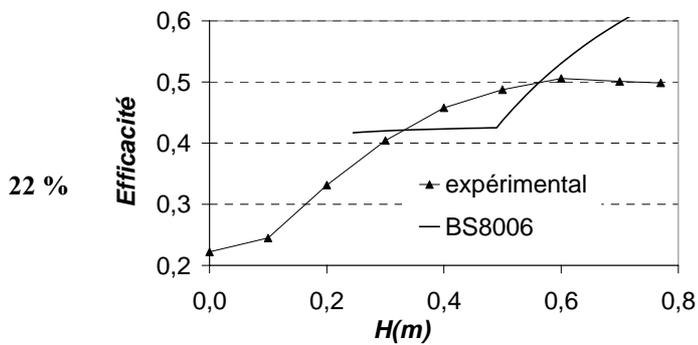
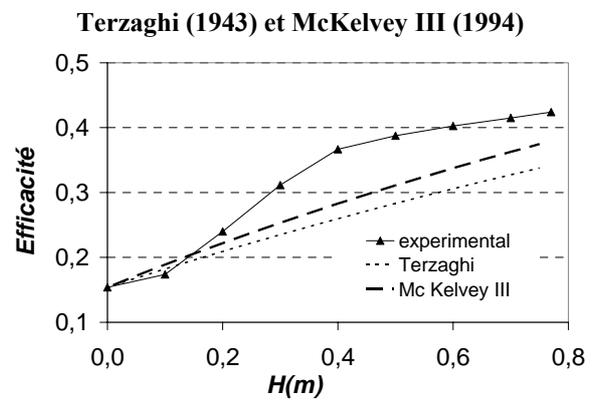
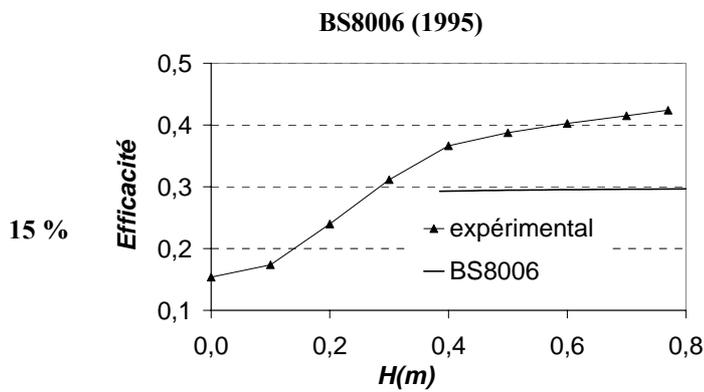
$$\begin{array}{lll} \gamma = 62 \text{ kN} / \text{m}^3 & \varphi = 24^\circ & c = 0 \text{ kPa} \\ K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,42 & K_p = 1 / K_a = 2,37 & K_w = 0,53 \end{array}$$

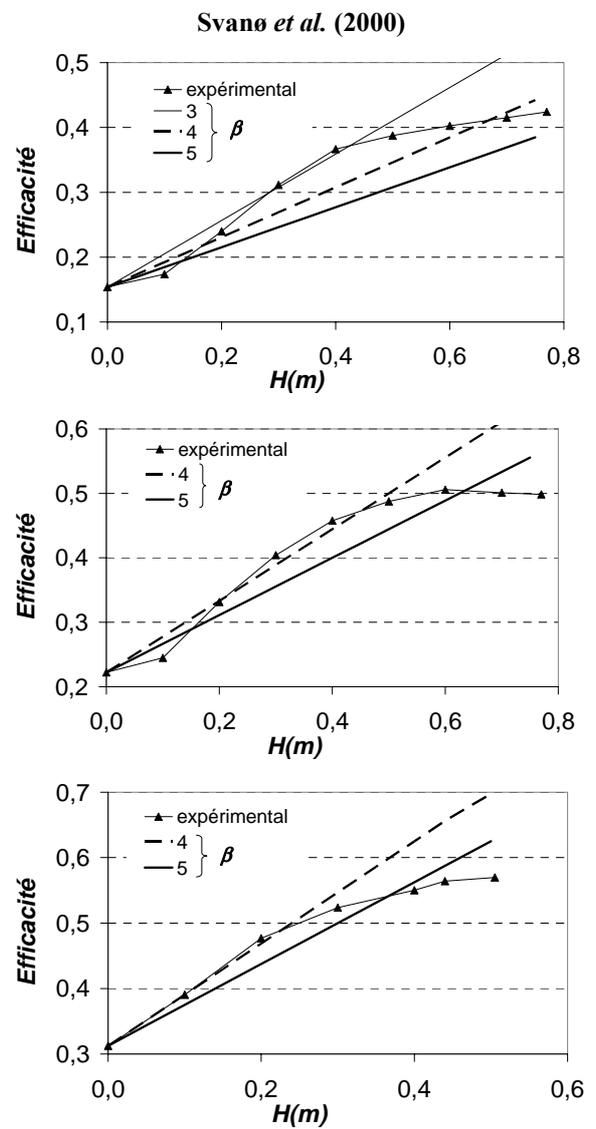
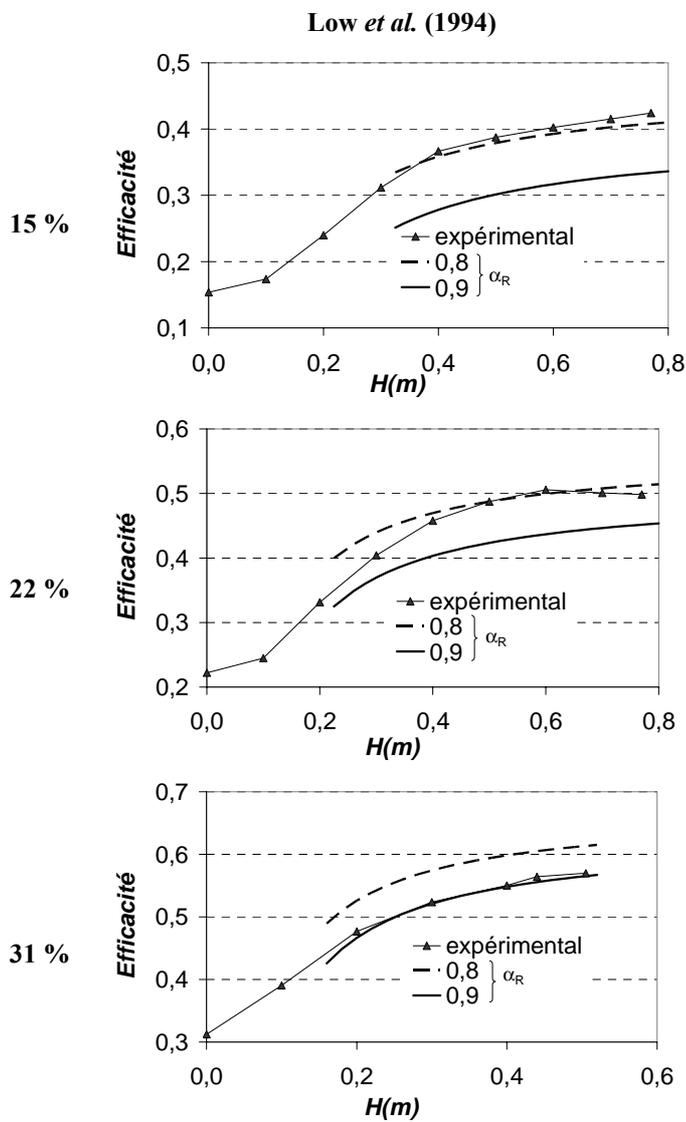
Afin de comparer les méthodes entre elles et aux résultats de l'expérimentation, nous comparons les valeurs de l'efficacité, qui est la proportion du poids total du matelas supportée par les inclusions :

$$E = \frac{F_p}{P} \quad \text{Équation 34}$$

où F_p est la charge sur les inclusions et P est le poids du matelas (et des surcharges éventuelles).

Les feuilles de graphiques suivantes présentent les résultats de l'application des méthodes et de l'expérimentation pour les trois valeurs de taux de recouvrement et pour les différentes méthodes.





3.1.1 Norme BS8006 (1995)

La méthode sous-estime l'efficacité pour $\alpha = 15\%$ et la surestime pour $\alpha = 31\%$. L'hypothèse que toutes les charges situées au dessus de H_c sont transmises aux inclusions conduit à une forte augmentation de l'efficacité. Cette méthode ne rend pas compte de nos résultats expérimentaux. Il est à noter que l'angle de frottement du matelas n'est pas explicitement pris en compte, or il est beaucoup plus faible pour le sol de Schneebeli que pour un sol granulaire de remblai.

3.1.2 Méthodes de Terzaghi (1943) et McKelvey III (1994)

Ces deux méthodes donnent des résultats relativement proches des résultats expérimentaux pour les trois valeurs de taux de recouvrement, et plus particulièrement pour $\alpha = 31\%$. La méthode de McKelvey III (1994) donne des résultats plus proches des résultats expérimentaux que la méthode originale de Terzaghi (1943).

La différence entre ces deux méthodes réside dans l'évaluation du coefficient de pression horizontale K (coefficient de poussée de Rankine K_a ou coefficient modifié par Handy (1985) K_w). La comparaison des deux méthodes montre alors la sensibilité au paramètre K qui permet d'estimer la contrainte horizontale.

3.1.3 Méthodes de Low *et al.* (1994)

Le coefficient α_R , qui permet de prendre en compte la non uniformité de la contrainte verticale en base du matelas, a un caractère empirique qu'il est difficile d'évaluer pour l'expérimentation proposée. Low *et al.* (1994) indique une valeur entre 0,8 et 1. Nous déterminons ce coefficient par calage sur les courbes expérimentales. Les valeurs 0,8 et 0,9 donnent les meilleurs résultats. $\alpha_R = 0,8$ permet de retrouver la courbe expérimentale pour les taux de recouvrement 15 et 22 % ; $\alpha_R = 0,9$ permet de retrouver la courbe expérimentale pour $\alpha = 31\%$. Cette méthode permet de représenter une valeur de l'efficacité qui atteint un palier à partir d'une certaine hauteur.

La comparaison des résultats obtenus avec les deux valeurs de α_R montre la sensibilité de cette méthode à ce paramètre, qui ne peut être déterminé que de manière empirique.

3.1.4 Méthode de Svanø *et al.* (2000)

La calibration du paramètre β de la méthode de Svanø *et al.* (2000) sur les résultats expérimentaux donne une valeur entre 3 et 4 pour $\alpha = 15\%$ et entre 4 et 5 pour $\alpha = 22$ et 31% . Cette valeur est plus importante que celle donnée par les auteurs (entre 2,5 et 3,5), car l'angle de frottement du sol analogique du matelas est plus faible que celui des sols usuels, et ce paramètre est fortement lié à l'angle de frottement du sol. Ces valeurs de β correspondent à des prismes de sol inclinés d'un angle Φ par rapport à la verticale (Tableau 1). La comparaison des résultats obtenus avec différentes valeurs de β montre la sensibilité de cette méthode à ce paramètre.

β	Φ
3	18°
4	14°
5	11°

Tableau 1 – Inclinaison des prismes de sol

Cette méthode ne rend pas compte d'un palier pour l'efficacité à partir d'une certaine hauteur de matelas, l'efficacité est alors surestimée.

La valeur du paramètre β peut également être estimée à partir de l'observation du champ de déplacement dans le matelas. La Figure 16 montre un champ de déplacement vertical pour $\alpha = 15\%$. Cette figure permet de déterminer la valeur $\beta = 4$, ce qui est en bonne concordance avec le calage de ce paramètre sur les résultats expérimentaux en terme de report de charge.

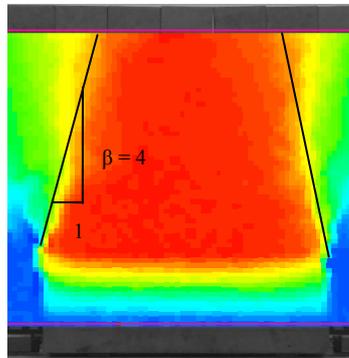


Figure 16 – Champ de déplacement vertical pour $\alpha = 15\%$

3.1.5 Confrontation des méthodes

On représente sur la Figure 17 les résultats:

- expérimentaux,
- donnés par la méthode McKelvey III (1994),
- donnés par la méthode de Low *et al.* (1994) avec $\alpha_R = 0,8$ pour $\alpha = 15\%$ et $\alpha_R = 0,9$ pour $\alpha = 31\%$,
- donnés par la méthode de Svanø *et al.* (2000) avec $\beta = 4$.

Les graphiques de la Figure 17 montrent que la méthode de Low *et al.* (1994) est la plus pertinente pour représenter les résultats expérimentaux, mais elle n'intéresse pas la zone $H < 0,5$ s. La méthode BS8006 apparaît la moins bien adaptée. La méthode de Svanø *et al.* (2000) avec $\beta = 4$ ainsi que la méthode de McKelvey III (1994) donnent un ordre de grandeur de l'efficacité correct sur la plage de hauteur de matelas étudiée, mais ces méthodes ne permettent pas de décrire le palier qui a été observé expérimentalement à partir d'une certaine hauteur de matelas.

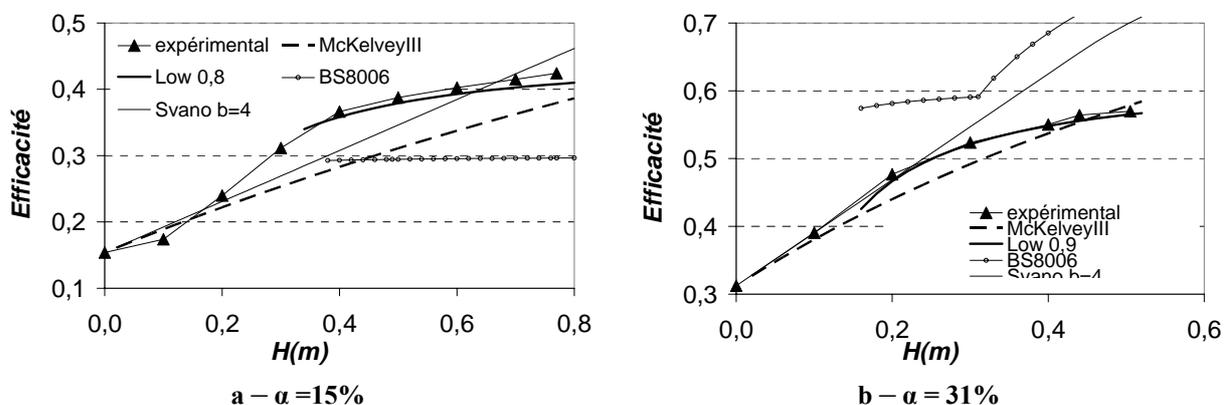


Figure 17 – Efficacité en fonction de la hauteur de matelas

3.2 Tension et déflexion dans le géosynthétique

Expérimentalement, seule la déformation du géosynthétique est accessible, grâce à l'imagerie numérique. Aucun dispositif de mesure de tension n'a été mis en place au sein de la nappe. Cependant, les raideurs des différentes nappes ont été déterminées (chapitre 2), et la tension est déduite par la relation : $T = J \cdot \varepsilon$

3.2.1 Norme BS8006 : tension dans le géosynthétique

Pour calculer la tension dans le géosynthétique, la méthode BS8006 nécessite la connaissance de la charge s'exerçant sur la nappe et de la déformation dans le géosynthétique. Dans ce chapitre ont été présentées plusieurs méthodes pour estimer la charge s'exerçant sur le géosynthétique, confrontées ensuite aux résultats expérimentaux. La méthode donnée par la norme étant jugée inconsistante, le choix s'est porté sur l'utilisation des résultats expérimentaux pour déduire la charge s'exerçant en base du matelas. On notera que l'instrumentation en capteurs d'efforts ne permet pas de connaître la charge s'exerçant sur le géosynthétique, car la charge mesurée au niveau des têtes d'inclusion inclut la part due à l'effet de membrane dans la nappe et donc la charge s'exerçant sur la mousse est inférieure à la charge s'exerçant sur la nappe. On peut aussi émettre l'hypothèse que l'effet de voûte dans le matelas est dissocié de l'effet membrane dans la nappe, on considère alors que la charge s'exerçant sur la nappe est égale à la charge s'exerçant sur la mousse dans l'expérimentation menée sans renforcement par nappe.

Dans la norme BS8006, la nappe est dimensionnée en supposant qu'elle travaille à la déformation axiale limite de 6 %. Pour notre part, la déformation axiale varie entre 0,5 et 2,5 %. Nous utilisons les résultats expérimentaux pour l'application de la norme.

La Figure 18 présente la tension dans la nappe en fonction de la hauteur de matelas, pour un renforcement avec un géosynthétique RP200, la mousse d80 et un taux de recouvrement $\alpha = 15\%$. La tension est calculée suivant les différentes méthodes évoquées précédemment. La tension calculée à partir de la charge s'exerçant sur la mousse en l'absence de nappe (F_m sans nappe) est supérieure à celle calculée à partir de la charge s'exerçant sur la mousse en présence de nappe (F_m avec nappe), car la charge est supérieure dans le premier cas.

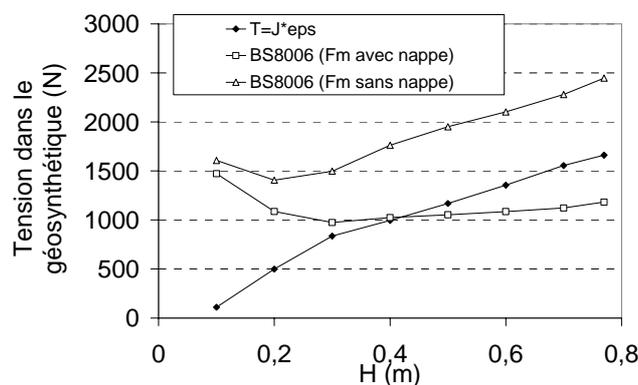
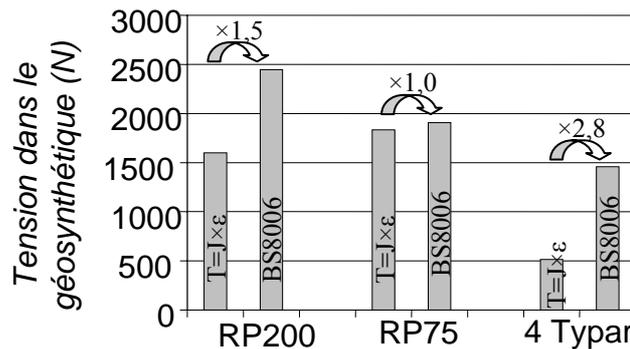


Figure 18 – Tension dans le géosynthétique RP200

Le Tableau 2 présente les résultats obtenus pour $H = 0,7$ m + surcharges pour les différents cas de renforcement. La tension calculée par la méthode BS8006 (mais à partir des résultats expérimentaux t_{max} et F_m sans nappe) est toujours supérieure à celle calculée par la relation $T = J \cdot \varepsilon$

	RP200	RP75	4 Typar
J (kN/m)	200	130	20
t_{max} (mm)	31	40	54
ε (%) = $8/3 \times (t/s')^2$	0,9	1,4	2,6
F_m sans nappe (N)	1066	1066	1066

$T = J \times \varepsilon$ (N)	1600	1833	514
T BS8006 (N)	2446	1908	1458

 Tableau 2 – Tension dans la nappe pour $H = 0,7$ m + surcharges

 Figure 19 – Tension dans la nappe pour $H = 0,7$ m + surcharges

Nous trouvons donc une disparité des résultats selon la méthode utilisée pour la détermination de la tension dans la nappe de renforcement. De plus, cette méthode détermine la tension dans le géosynthétique à partir de la charge s'y exerçant sans prendre en compte la réaction du sol compressible. Cette méthode ne prend pas non plus en compte la déformation effective du géosynthétique : elle est prise à sa valeur maximale alors que sa déflexion peut être empêchée par le sol compressible.

3.2.2 Méthode de Low *et al.* (1994) : déflexion de la nappe

La méthode de Low *et al.* (1994) permet de déterminer la déflexion dans le géosynthétique en fonction du tassement en base du matelas en l'absence d'un renforcement par nappe.

Le paramètre η exprime la rigidité relative du sol compressible et de la nappe de renforcement et est défini par l'équation 31, avec l'épaisseur de la mousse $D = 0,15$ m, M son module ($M = 60$ kPa pour la mousse d80 et $M = 300$ kPa pour la mousse d120, pour la gamme de déformations concernée dans cette partie).

La Tableau 3 indique les valeurs du paramètre η pour les deux mousses et les différentes raideurs de nappe.

η	$J = 200$ kN/m	$J = 130$ kN/m	$J = 20$ kN/m
d80 ($M = 60$ kPa)	1,65	1,07	0,17
d120 ($M = 300$ kPa)	0,33	0,21	/

 Tableau 3 – Valeur du paramètre η

La méthode de Low permet de déterminer le tassement du sol compressible en présence d'une nappe (t) à partir du tassement sans nappe (t_0). Le tassement est solution de l'équation :

$$\frac{t}{s'} - \frac{t_0}{s'} + 2 \cdot \eta \cdot (\theta - \sin \vartheta) = 0 \quad \text{Équation 35}$$

où θ dépend également de t (équation 30).

La Figure 20 présente les résultats expérimentaux ainsi que les résultats théoriques déterminés par la méthode de Low *et al.* (1994) en terme de réduction de tassements due à la présence du renforcement géosynthétique. Pour toutes les expérimentations, la réduction de tassement apportée par le renforcement est supérieure à celle déterminée par la méthode de Low. Néanmoins, en comparant les expérimentations effectuées avec la mousse d80, on retrouve la même tendance que par la méthode de Low, à savoir que plus le paramètre η est élevé (donc pour une raideur de nappe plus grande), plus la réduction des tassements est importante. On ne retrouve pas ce résultat avec les essais expérimentaux effectués avec la mousse d120 (avec la nappe RP200, $\eta = 0,33$, valeur faible due à la grande rigidité de la mousse) : la réduction de tassement est plus importante que pour $\eta = 1,65$ et $\eta = 1,07$.

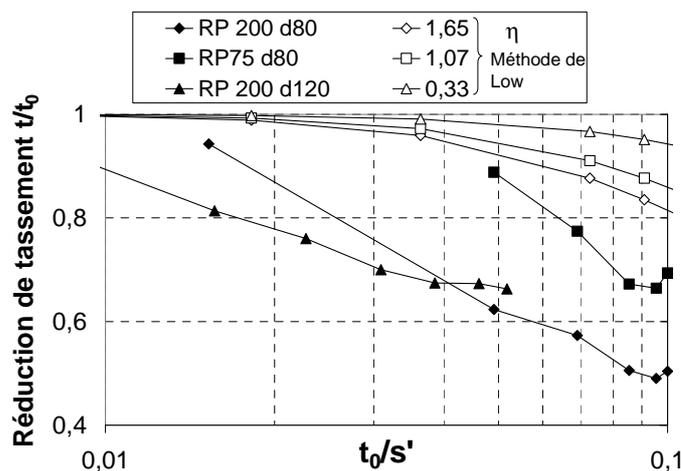


Figure 20 – Réduction de tassement due à la nappe

4 CONCLUSIONS

Ce chapitre confronte les méthodes de dimensionnement rencontrées dans la littérature aux résultats expérimentaux obtenus sur le modèle physique bidimensionnel. Les méthodes de dimensionnement permettent de déterminer le transfert de la charge vers les inclusions par effet voûte et certaines méthodes permettent également de dimensionner la nappe de renforcement. La première partie de ce chapitre présente les différentes méthodes selon le concept sur lequel se base la détermination de l'effet voûte. La méthode BS8006 se base sur le concept de Marston et Anderson (1913), la méthode de Terzaghi (1943) et la variante de McKelvey III (1994) se basent sur l'équilibre d'un prisme de sol au-dessus du sol compressible, les méthodes de Carlsson (1987) et de Svanø *et al.* (2000) consistent à considérer un coin de sol d'un certain angle s'appliquant sur le sol compressible, les méthodes de Hewlett et Randolph (1988), Low *et al.* (1994) et la norme allemande se basent sur des modèles analytiques de voûte et la méthode de Combarieu (1988) se base sur le concept de frottement négatif. La détermination de la tension et de la déformation de la nappe de

renforcement par la méthode BS8006 (1995) nécessite la connaissance de la charge s_y appliquant et une hypothèse est faite sur la déformée de la nappe, en ne considérant aucun support par le sol compressible. La méthode de Low *et al.* (1994) prend en compte les rigidités relatives du sol compressible et de la nappe pour déterminer la réduction de tassement apportée par le renforcement.

Certaines de ces méthodes sont bidimensionnelles ou peuvent s'adapter au cas bidimensionnel. On peut alors confronter les résultats de leur application aux résultats expérimentaux obtenus sur le modèle réduit. La confrontation porte d'abord sur l'évaluation du report de charge vers les inclusions. La confrontation fait apparaître que la méthode BS8006 (1995) est inadaptée à notre expérimentation (elle ne prend pas explicitement en compte l'angle de frottement interne réel du matériau) et que la méthode de Low *et al.* (1994) aboutit à des résultats très proches des résultats expérimentaux, à condition de caler le paramètre α_R sur ces mêmes résultats expérimentaux. Cette dernière méthode est donc particulièrement sensible à ce paramètre empirique α_R , qui ne peut être déterminé que par recalage *a posteriori*. La différence de résultats entre la méthode de Terzaghi et la variante de McKelvey III fait apparaître la sensibilité de la méthode au coefficient de pression horizontale K . L'amélioration apportée par McKelvey III permet néanmoins de s'approcher des résultats expérimentaux. L'utilisation de la méthode de Svanø nécessite le calage d'un paramètre β , fortement lié à la valeur de l'angle de frottement interne du matériau. Contrairement aux résultats expérimentaux, cette méthode ne modélise pas le palier d'efficacité observé. A partir d'une certaine hauteur de matelas, l'efficacité est alors surestimée.

Dans l'ensemble, les méthodes étudiées fournissent des résultats variés. De plus, la plupart nécessitent le calage de paramètres empiriques, ce qui suppose au préalable la connaissance du mode de fonctionnement du massif renforcé.

Les résultats expérimentaux obtenus avec un renforcement par nappe sont confrontés à la méthode BS8006, qui permet d'estimer la tension dans la nappe, et à la méthode de Low *et al.* (1994), qui permet de déterminer la réduction de tassement en base du matelas apportée par la nappe. L'estimation de la tension dans la nappe par la méthode BS8006 suppose de connaître la charge s_y appliquant ainsi que la déformation de la nappe. Les résultats expérimentaux ont donc été utilisés pour l'application de cette méthode. On calcule également la tension à partir de la mesure de la déformation et des raideurs des nappes déterminées expérimentalement. Nous trouvons une disparité des résultats selon la méthode utilisée pour la détermination de la tension dans la nappe de renforcement. La réduction de tassement en base du matelas apportée par la nappe observée expérimentalement est supérieure à celle déterminée par la méthode de Low *et al.* (1994). Les hypothèses sur l'application de cette méthode portent sur la compressibilité de la mousse et la raideur du géosynthétique.

Il existe donc peu de méthodes pour déterminer correctement la tension dans la nappe.

En conclusion, ce chapitre met en évidence que les différentes méthodes donnent des résultats souvent divergents, et qu'il n'existe pas de méthode simplifiée qui décrirait toutes les configurations rencontrées dans la pratique. Il reste donc à développer une ou plusieurs approches simplifiées et robustes, couvrant un domaine clairement défini.

Partie III

Modélisation numérique

INTRODUCTION

Afin de mieux comprendre le comportement de ce type d'ouvrage complexe, la simulation numérique peut s'avérer un outil puissant, à condition que les modèles utilisés soient d'abord validés à partir de résultats expérimentaux.

Aussi, afin de proposer une modélisation continue tridimensionnelle prenant en compte l'ensemble « sol compressible, matelas, inclusions et nappe géosynthétique », nous avons procédé en deux étapes.

Dans un premier temps, un modèle numérique bidimensionnel a été mis en œuvre et confronté à nos résultats expérimentaux, en évaluant l'incidence de plusieurs modèles de comportement pour le matelas granulaire.

Dans un deuxième temps, et sur la base des résultats obtenus en deux dimensions, nous avons bâti un modèle numérique tridimensionnel représentant une maille élémentaire, complété ensuite par un modèle représentant le bord de la zone renforcée.

Chapitre 5

Modélisation numérique : outils numériques et études bibliographiques

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	147
2	PRESENTATION DE L’OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE FLAC/FLAC 3D	147
2.1	DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL.....	147
2.1.1	<i>Méthode des différences finies</i>	147
2.1.2	<i>Analyse Lagrangienne</i>	148
2.1.3	<i>Schéma de résolution explicite</i>	148
2.1.4	<i>Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation</i> 150	
2.2	IMPLEMENTATION DE MODELES DE COMPORTEMENT MECANIQUES DANS LE LOGICIEL.....	152
2.3	ELEMENTS D’INTERFACE.....	153
2.4	ELEMENTS STRUCTURELS.....	154
2.4.1	<i>Eléments câble</i>	154
2.4.2	<i>Eléments poutre</i>	154
3	MODELES DE COMPORTEMENT POUR LES SOLS	155
3.1	ELASTICITE.....	155
3.1.1	<i>Elasticité linéaire isotrope</i>	155
3.1.2	<i>Elasticité non linéaire : cas de l’hypoélasticité</i>	156
3.2	ELASTOPLASTICITE.....	156
3.2.1	<i>Partition des déformations</i>	157
3.2.2	<i>Surface de charge</i>	157
3.2.3	<i>Notion d’écroutissement</i>	159
3.2.4	<i>Surface de rupture</i>	159
3.2.5	<i>Règle d’écoulement plastique</i>	160
3.3	HYPOPLASTICITE.....	160
3.4	REVUE BIBLIOGRAPHIQUE DES MODELES EXISTANTS.....	160
3.4.1	<i>Classification des modèles de comportement</i>	160
3.4.2	<i>Modèles visant à simuler le comportement des sols granulaires</i>	162
3.4.3	<i>Modèles visant à simuler le comportement des argiles</i>	165
3.4.4	<i>Modèles unifiés</i>	168
3.5	CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION DU COMPORTEMENT.....	169
4	MODELISATION NUMERIQUE DU RENFORCEMENT DES SOLS PAR DES INCLUSIONS RIGIDES	169
4.1	MODELES NUMERIQUES MIS EN ŒUVRE DANS LA LITTERATURE.....	169
4.2	PRINCIPALES CONCLUSIONS DES MODELISATIONS NUMERIQUES EXISTANTES.....	175
4.2.1	<i>Caractère tridimensionnel du problème</i>	175
4.2.2	<i>Modélisation du sol du remblai et influence des paramètres</i>	176
4.2.3	<i>Prise en compte du sol compressible</i>	177
4.2.4	<i>Confrontation aux méthodes analytiques</i>	178
4.3	CONCLUSIONS SUR LES MODELISATIONS NUMERIQUES EXISTANTES.....	179

1 INTRODUCTION

Le renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales est un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol – structure à différents niveaux d'échelle. Les éléments en interaction sont le sol compressible, les inclusions rigides, le matelas de transfert de charge et une nappe de renforcement éventuelle.

Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage. La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé. De plus, les matériaux présentent généralement un comportement fortement non linéaire et des déformations irréversibles. Le code de calcul FLAC a ainsi été utilisé tant pour les simulations bidimensionnelles que tridimensionnelles, et est présenté dans une première partie.

La modélisation du comportement des divers matériaux du système de renforcement envisagé est un élément essentiel à la bonne représentation des phénomènes. Cependant, un compromis doit être effectué entre la prise en compte de toute la complexité du système et la facilité de mise en œuvre des modèles retenus. La deuxième partie s'intéresse à ces problèmes.

La dernière partie concerne les modélisations numériques existantes du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales, et permet d'éclairer notre démarche de modélisation.

2 PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE FLAC/FLAC 3D

Le logiciel de modélisation en deux ou trois dimensions FLAC/FLAC 3D permet la résolution de problèmes en contraintes - déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu.

Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins.

Le logiciel Flac est un code de calcul en différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens » (Billiaux et Cundall, 1993).

2.1 Description du code de calcul

2.1.1 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en terme des variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

2.1.2 Analyse Lagrangienne

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

2.1.3 Schéma de résolution explicite

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La Figure 1 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

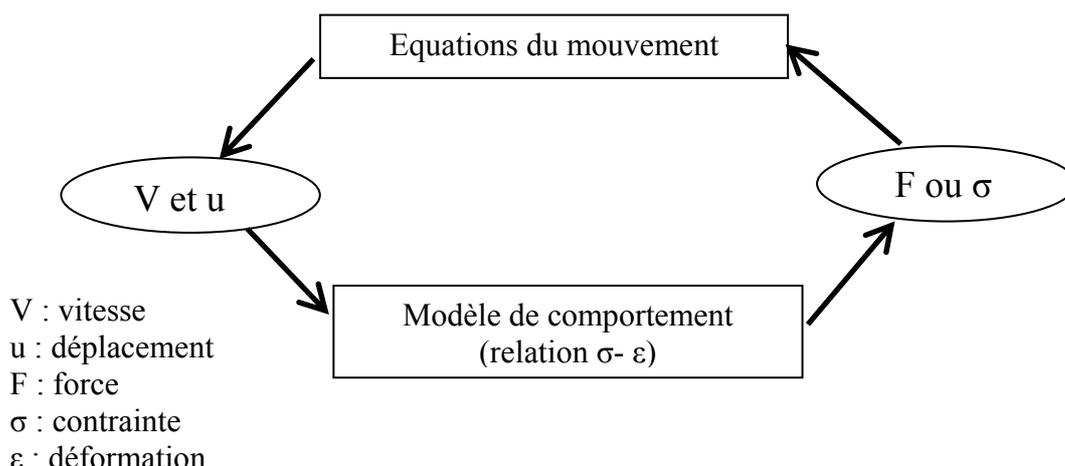


Figure 1 – Séquence de calcul générale, d'après Billiaux et Cundall (1993)

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un

solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation 1.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad \text{Équation 1}$$

Avec :

- ρ : masse volumique
- t : temps
- \dot{u} : vecteur vitesse
- x : vecteur position
- g : accélération due aux forces de volume

Les taux de déformations $\dot{\epsilon}_{ij}$ (Équation 2) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation 3) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad \text{Équation 2}$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \epsilon, k) \quad \text{Équation 3}$$

Avec :

- σ_n : nouvelles contraintes
- σ_p : contraintes du cycle de calcul précédent
- ϵ : déformation
- k : Paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans Flac présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul Flac, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations, quelque soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Par d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements

Tableau 1 – Méthodes explicites et implicites (Cundall, 1980)

2.1.4 Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure 2. La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

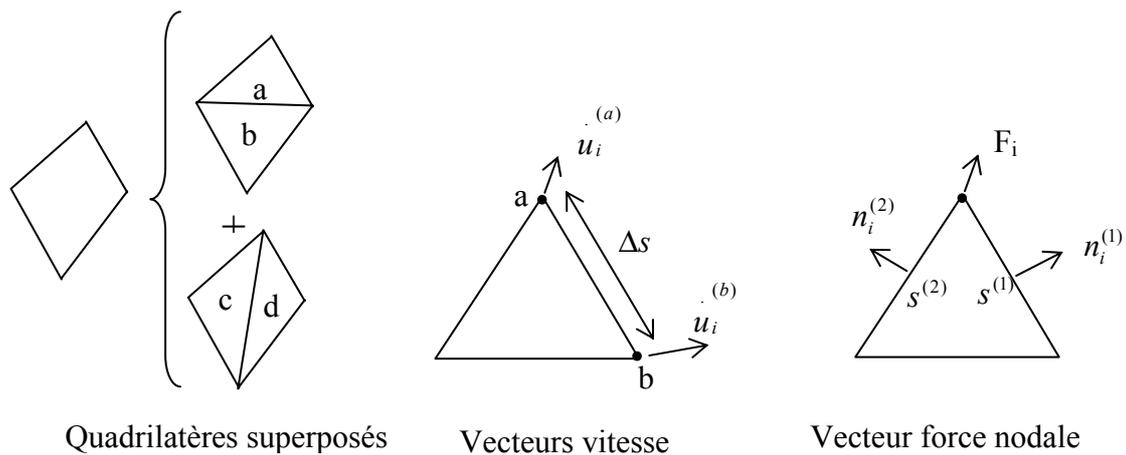


Figure 2 – Discretisation mixte

A chaque étape de la Figure 1 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_s n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \quad \text{Équation 4}$$

où

- s : périmètre de l'élément de surface A ,
- n_i : vecteur unitaire normal à s ,
- f : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

Le tenseur taux de déformation est donné par l'Équation 2 et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure 2):

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum (u_i^{(a)} + u_i^{(b)}) n_j \Delta s \quad \text{Équation 5}$$

- Δs : distance du point a au point b,
- A : aire de l'élément.

b) A partir du tenseur des déformations e_{ij} , on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation 3).

c) De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume $F^g = g m_g$

d) ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation 1) dont la formulation en différences finies est :

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad \text{Équation 6}$$

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement au nœuds puis on effectue le pas de calcul suivant (retour en a).

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^{(t)} + u_i^{(t+\Delta t)} \Delta t \quad \text{Équation 7}$$

Amortissement

Les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Par simplification, Flac impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non-équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours

un travail négatif. $\sum F_i^{(t)}$ est remplacé par $\sum F_i^{(t)} - \alpha \sum F_i^{(t)} \text{signe}(\dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})})$ dans l'équation de Newton de l'étape c). Avec cette forme d'amortissement, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire (contrairement à l'amortissement visqueux).

Critère de convergence

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10^{-7} m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent).

2.2 Implémentation de modèles de comportement mécaniques dans le logiciel

Un certain nombre de modèles de comportement (Équation 3) sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- les modèles plastiques avec entre autres :
 - 1) le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb,
 - 2) le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

Tous les modèles sont implémentés en utilisant le même algorithme numérique incrémental : à partir de l'état de contrainte du pas précédent et de l'incrément de déformation totale du pas de temps actuel, l'incrément de contrainte correspondant est calculé et le nouvel état de contrainte est alors déterminé.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel Flac. Cela est possible avec Flac2D par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage FISH). En 3D, le modèle doit être implémenté en langage C++, puis compilé en un fichier DLL (*Dynamic Link Library*). Cette méthode est également utilisable pour Flac2D. Dans le cadre de cette thèse nous avons mis en œuvre cette dernière solution, qui est nettement plus efficace que la programmation en FISH en terme de temps de calcul. De plus, ce module de calcul a déjà été mis en œuvre pour divers modèles et a été validé sur divers chemins de chargement (Souley *et al.*, 2003).

La démarche adoptée pour l'implémentation de nouvelles lois de comportement est identique à celle mise en œuvre pour les modèles disponibles dans le logiciel : un état de contrainte « élastique » est calculé à partir de l'état de contrainte actuel et des déformations totales. Si cet état de contrainte « élastique » viole le(s) critère(s) de plasticité, il est procédé à une « correction de contraintes » afin de satisfaire au critère. Le détail de cette démarche figure en annexe 2.

Le modèle CJS2 (Cambou et Jafari, 1988) a été implémenté dans le logiciel. La formulation de ce modèle se trouve en annexe 3. De plus, un modèle élastique non-linéaire spécifique a été implémenté pour simuler le comportement expérimental des matériaux mousse mis en œuvre dans le modèle réduit.

2.3 Éléments d'interface

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction (fissures).

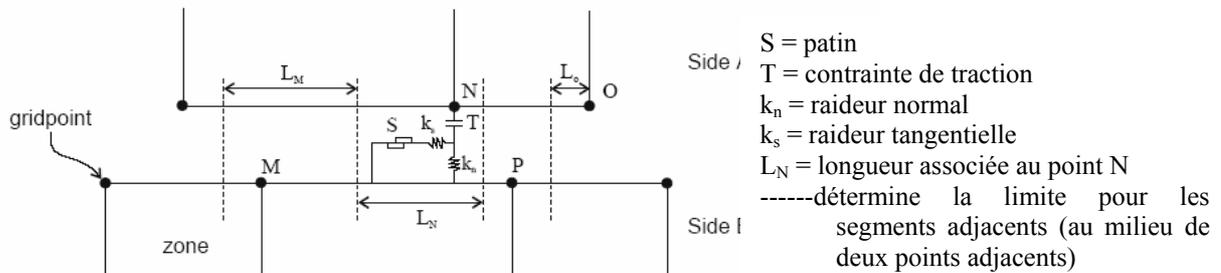


Figure 3 – Éléments d'interface

Les caractéristiques des interfaces sont :

- la raideur normale k_n (contrainte/déplacement)
- la raideur tangentielle k_s (contrainte/déplacement)
- la cohésion c (contrainte)
- l'angle de dilatance,
- l'angle de frottement φ ,
- la résistance à la traction T (force)

Le critère de Coulomb est adopté. La force de cisaillement sur un élément de longueur L est limitée par la relation :

$$F_{s\max} = c \cdot L + \tan \varphi \cdot F_n \quad \text{Équation 8}$$

où F_n est la force normale. Si le critère est atteint, $F_s = F_{s\max}$ avec conservation du signe.

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer. Des tests préliminaires pour les cas étudiés dans cette thèse ont montré une faible sensibilité des résultats à ces deux paramètres. Afin de limiter les temps de calcul, Flac propose la règle suivante : prendre des valeurs de raideurs k_n et k_s égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de longueur est :

$$\max \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad \text{Équation 9}$$

où K et G sont respectivement les module volumique et de cisaillement et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

2.4 Eléments structurels

Afin de simuler les nappes de renforcement en base du matelas, des éléments structurels sont mis en œuvre. Deux types d'éléments permettent de modéliser les nappes de renforcement : les éléments câble et les éléments poutre. La description faite de ces éléments correspond à leur utilisation en deux dimensions (Flac2D).

2.4.1 Eléments câble

Lorsque le renforcement est utilisé pour augmenter la résistance au cisaillement du sol, des éléments câbles peuvent être mis en œuvre. Ces éléments peuvent notamment modéliser des tirants et des boulons.

Les éléments câbles sont des éléments finis rectilignes à un degré de liberté par nœud. Ils n'ont pas de résistance à la flexion, leur comportement est uniquement axial. Ces éléments peuvent être ancrés en un point spécifique du maillage ou bien liés au maillage afin qu'une force se développe le long de l'élément lorsque le maillage se déforme. Ces éléments ont été mis en œuvre afin de comparer les résultats à ceux obtenus par la modélisation avec les éléments poutre et pour effectuer des modélisations pour lesquelles la nappe de renforcement est soumise à une tension initiale.

2.4.2 Eléments poutre

Les éléments poutre sont des éléments bidimensionnels avec trois degrés de liberté à chaque extrémité (translation en x , en y et rotation). Une représentation est donnée sur la Figure 4. Ces éléments peuvent être joints entre eux et/ou aux nœuds du maillage. Les éléments sont caractérisés par leur géométrie et leurs propriétés matérielles. Les éléments poutre sont considérés ayant une section symétrique de surface A , une longueur et un moment d'inertie. En général, le comportement des éléments poutre est élastique linéaire sans critère de rupture. On attribue ainsi à chaque élément un module d'élasticité E .

Les éléments poutre sont généralement utilisés pour représenter des éléments de structure pour lesquels la résistance à la flexion est importante. Des éléments poutre attachés au maillage via des éléments d'interface peuvent également simuler l'effet des géotextiles. En assignant une moment d'inertie nul aux éléments poutre, ceux-ci vont se comporter comme des éléments flexibles qui ne reprennent pas de moments de flexion. La raideur de la nappe de renforcement est alors $J = E \times A$. La modélisation des interfaces entre les éléments poutre et le maillage permet de prendre en compte l'interaction entre les éléments de structure et le sol environnant. Théoriquement, les paramètres d'interface doivent être déterminés à partir d'essais d'extraction de nappe. Pour simuler l'effet membrane dans la nappe, les calculs doivent être effectués en grandes déformations.

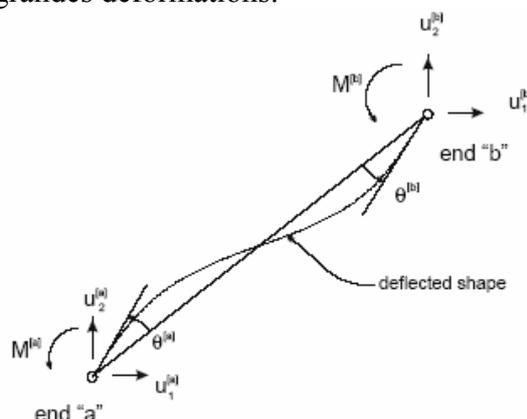


Figure 4 – Nomenclature pour un élément poutre

3 MODELES DE COMPORTEMENT POUR LES SOLS

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. C'est une loi spécifique du matériau considéré (contrairement aux équations générales de conservation valables pour tous les matériaux). La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = F(\varepsilon_{ij}) \quad \text{Équation 10}$$

où :

- ε_{ij} : le tenseur des déformations
- σ_{ij} : le tenseur des contraintes
- F : fonctionnelle

Les lois de comportement sont généralement exprimées sous forme incrémentale (Darve, 1974 ; Gudehus et Kolymbas, 1979), formulation dans laquelle les incréments de contrainte et de déformation sont liés par une fonction des contraintes, des déformations ou des deux. Pour un matériau non visqueux la formulation incrémentale se met sous la forme (Darve *et al.*, 1988) :

$$\delta\varepsilon_{ij} = G(\delta\sigma_{ij}) \quad \text{Équation 11}$$

où :

- $\delta\varepsilon_{ij}$: l'incrément de déformation
- $\delta\sigma_{ij}$: l'incrément de contrainte
- G : fonction tensorielle

3.1 Elasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Dans cette partie nous distinguons l'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non-linéaire.

3.1.1 Elasticité linéaire isotrope

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes, et l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad \text{Équation 12}$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \cdot \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad \text{Équation 13}$$

- δ_{ij} : indice de Kronecker
- E : module d'Young
- ν : coefficient de Poisson

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{Équation 14}$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad \text{Équation 15}$$

Dans le cas de l'élasticité linéaire, les paramètres E , ν , G et K sont des constantes. Les relations entre ces divers paramètres sont données en annexe 3.

3.1.2 Elasticité non linéaire : cas de l'hypoélasticité

L'élasticité non linéaire permet la dépendance du comportement à l'état de contrainte ou de déformation. Le comportement est dit hypoélastique : l'incrément de contrainte dépend non seulement de l'incrément de déformation mais de la contrainte elle-même. La forme générale de ce type de comportement s'écrit :

$$\delta\sigma_{ij} = A_{ijkl}(\sigma_{rs}) \cdot \delta\varepsilon_{ij} \quad \text{Équation 16}$$

L'approche hypoélastique de Duncan et Chang (1970) est basée sur une représentation hyperbolique, proposée par Kondner (1963) pour décrire le comportement des sols. La relation hyperbolique s'exprime sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad \text{Équation 17}$$

où :

- E_i : le module d'Young initial,
- ε_1 : la déformation axiale,
- $(\sigma_1 - \sigma_3)$: la contrainte déviatoire, σ_1 et σ_3 étant les contraintes principales majeure et mineure,
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: la contrainte déviatoire ultime, relié à la contrainte déviatoire à la rupture par un ratio compris habituellement entre 0,6 et 0,9.

Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique en introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) qui dépend de la contrainte σ_3 .

3.2 Elastoplasticité

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggère l'application du schéma de l'élastoplasticité aux sols. De plus, le schéma élastoplastique reste relativement simple et se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul (éléments finis ou différences finies).

Cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élastoplasticité qui sont, pour un modèle élastoplastique à un seul mécanisme :

- la partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales (ε_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques,

- la surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible,
- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité,
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

3.2.1 Partition des déformations

La plasticité est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique. Sous forme incrémentale on a :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad \text{Équation 18}$$

avec

- $d\varepsilon_{ij}^e$: incrément de déformation élastique
- $d\varepsilon_{ij}^p$: incrément de déformation plastique

La déformation plastique est la déformation permanente associée à la configuration relâchée. Elle résulte de la déformation totale par « décharge élastique » conduisant à la partition des déformations.

3.2.2 Surface de charge

Au cours de la sollicitation, le sol subit des déformations plastiques (ou permanentes). Les observations expérimentales montrent cependant qu'il existe un domaine dans l'espace des contraintes à l'intérieur duquel le comportement des sols est élastique. Pour une sollicitation quelconque, ce domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une surface $f(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge. La condition $f(\sigma_{ij}) = 0$ est appelée critère de plasticité. Lorsqu'elle est vérifiée, le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte.

La fonction de charge est donc une fonction scalaire du tenseur des contraintes telle que :

- lorsque $f(\sigma_{ij}) < 0$, on est à l'intérieur du domaine élastique, les déformations sont réversibles,
- lorsque $f(\sigma_{ij}) = 0$, on est à la frontière du domaine, et des déformations plastiques peuvent alors avoir lieu, à condition que $\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$, on est alors dans le cas du chargement,
- $f(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible à atteindre.

La Figure 5 illustre la notion de surface de charge, de chargement et de déchargement dans le plan déviatorique.

La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul, on parlera alors de plasticité parfaite, ou alors dépendre également de l'état de déformation, et on parlera d'écrouissage.

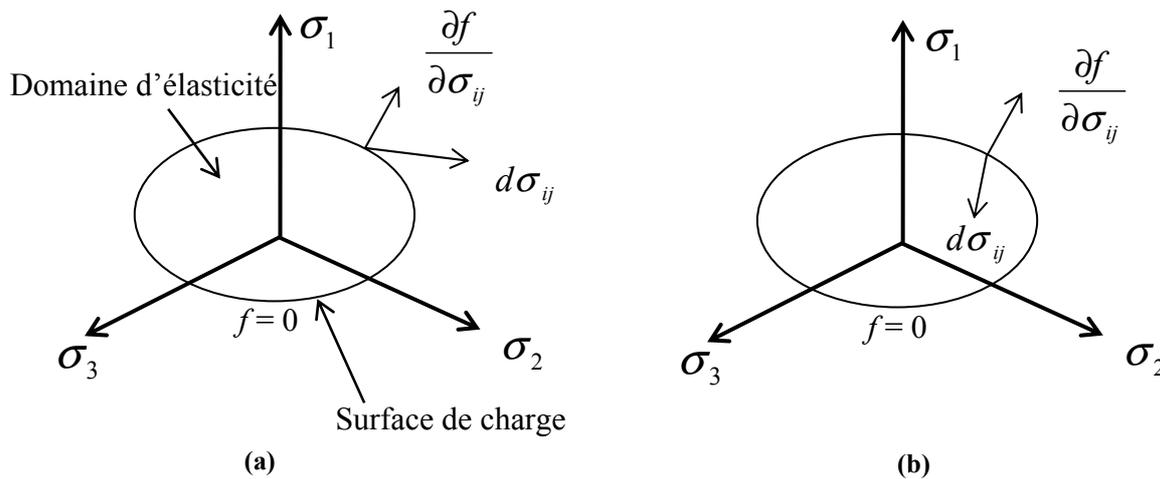


Figure 5 – Surface de charge. Cas de charge (a) et de décharge (b)

On peut distinguer la plastification au cisaillement, qui conduit à la rupture du sol et la plastification par compression, qui correspond à la compressibilité. En admettant ces deux phénomènes, on aura dans l'espace des contraintes un domaine fermé délimité par une courbe (modèle de Cam Clay de Burland et Roscoe, 1968) ou plusieurs courbes (Di Maggio et Sandler, 1971 ; Chaffois et Monnet, 1985 ; Vermeer, 1982 ; Lade, 1987). Si on admet seulement la plastification au cisaillement, le domaine élastique intérieur pour lequel le sol est en équilibre sera ouvert (Frydman *et al.*, 1973 ; Monnet et Gielly, 1979). La Figure 6 illustre le cas de deux surfaces de charges délimitant un espace fermé dans le plan des contraintes (p,q) , où p est la contrainte moyenne et q la contrainte déviatoire. La surface de charge en compression se referme sur l'axe des contraintes isotropes p , permettant une plastification par compression. On appelle ce type de surface « cap ».

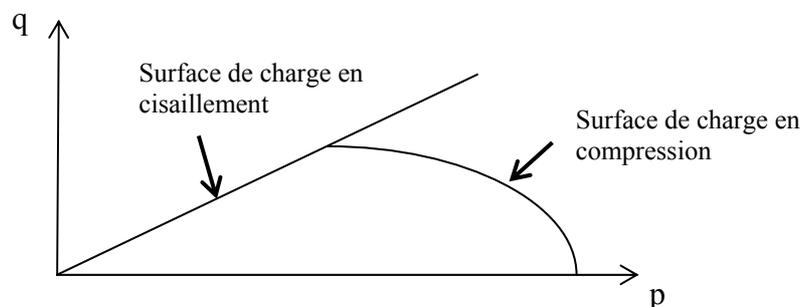


Figure 6 – Surfaces de charge dans le plan (p,q) , d'après le modèle de Chaffois et Monnet (1985).

La règle d'écoulement ne semble pas adaptée à la description du comportement des sols pulvérulents. Cette règle implique que la direction de l'incrément de déformation plastique ne dépend que de l'état de contrainte actuel, or des expérimentations montrent que cette direction dépend également de l'incrément de contrainte (Loret, 1981 ; Poorooshab *et al.*, 1966 ; Tan, 1990 ; Tatsuoka et Ishihara, 1974). L'unicité du potentiel n'est pas assurée (sauf près de la rupture) et la loi d'écoulement doit alors s'écrire sous la forme incrémentale :

$$d\epsilon_{ij}^p = G_p(\sigma_{kl}, d\sigma_{mn}) d\sigma_{rs} \cdot$$

Une alternative consiste à considérer une loi à plusieurs mécanismes plastiques. L'introduction des sources multiples de plasticité a été proposée par Koiter (1960) et Mandel (1965). Le croisement de plusieurs surfaces de charges, attachées à des mécanismes plastiques différents, crée une singularité au point de contrainte actuel, où le nombre de mécanismes activés dépend de la direction de la sollicitation. Un modèle à deux mécanismes rend la

relation entre les tenseurs ($d\sigma_{ij}$) et ($d\varepsilon_{ij}^p$) quadrilinéaire. Il se pose ensuite le problème de la dépendance ou l'indépendance des mécanismes entre eux. On parle de dépendance des mécanismes lorsqu'il y a mise en commun dans deux ou plusieurs surfaces d'un même paramètre d'écrouissage.

Les modélisateurs considèrent souvent qu'une approche avec deux mécanismes (déviatorique et volumique) est suffisante pour modéliser le comportement d'un sol granulaire sous chargement monotone. Pour modéliser les sollicitations cycliques, trois mécanismes sont nécessaires.

3.2.3 Notion d'écrouissage

Un écrouissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écrouissage. La loi d'écrouissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écrouissage.

- Pour un écrouissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.
- Pour un écrouissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.
- Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

La Figure 7 illustre l'évolution de la surface de charge dans le cas de l'écrouissage isotrope (a) et de l'écrouissage cinématique (b). Lorsque l'on veut prendre en compte une plasticité apparaissant au cours d'une décharge, ou lorsque l'on veut traduire la réalité expérimentale d'un essai cyclique (phénomène de rochet), l'écrouissage cinématique s'avère nécessaire.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écrouissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écrouissage introduit dans l'expression de la surface de charge. L'écrouissage isotrope nécessite un paramètre d'écrouissage scalaire alors que l'écrouissage cinématique nécessite un paramètre d'écrouissage de nature tensorielle.

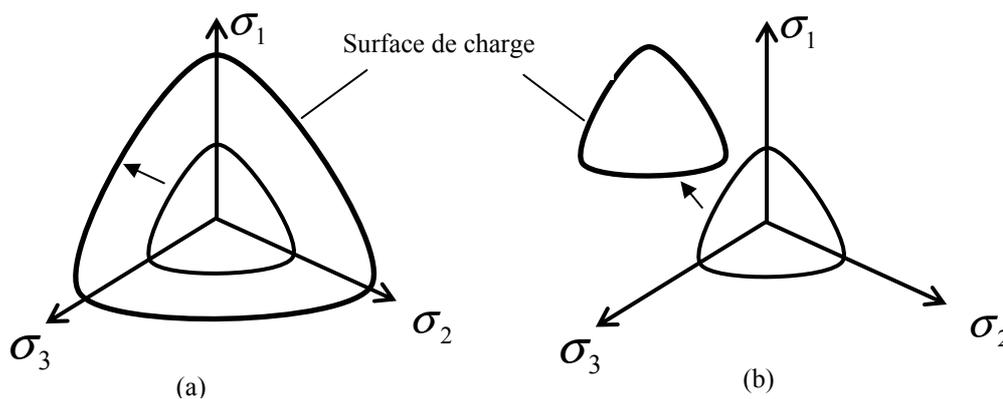


Figure 7 – Ecrouissage isotrope (a) et cinématique (b)

3.2.4 Surface de rupture

La surface de rupture correspond à l'enveloppe des points de rupture ou résistances maximales dans l'espace des contraintes.

3.2.5 Règle d'écoulement plastique

La règle d'écoulement plastique exprime l'accroissement de déformation plastique en fonction des états de contrainte (σ_{ij}) et ($d\sigma_{ij}$) et d'écrouissage (k) par l'intermédiaire d'un potentiel plastique g , qui peut être différent de la fonction de charge – on a alors un écoulement non associé :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{Équation 19}$$

$d\lambda$ est un scalaire strictement positif appelé multiplicateur plastique. On peut introduire la variable H , appelée module d'écrouissage et définie par :

$$H \cdot d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad \text{Équation 20}$$

La loi d'écoulement est fréquemment déduite de l'équation de contrainte - dilatance de Rowe (1962). Le cadre de la « plasticité non associée » (lorsque le potentiel plastique est différent de la fonction de charge) est quasiment indispensable en mécanique des sols (Vermeer et De Borst, 1984 ; Lemaitre et Chaboche, 1988).

Le multiplicateur plastique se détermine à l'aide de la condition de consistance qui stipule que l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge (on doit vérifier $f = 0$). On a donc, au cours du pas de temps, $df = 0$. Le cas le plus simple est celui où un seul mécanisme est activé. Lorsqu'au moins deux mécanismes sont activés nous devons appliquer la théorie des multimécanismes (Koiter, 1960). La méthode de détermination du ou des multiplicateurs plastiques est donnée en annexe 2.

3.3 Hypoplasticité

L'hypoplasticité consiste à représenter le comportement du sol à l'aide d'une structure mathématique simple : elle ne nécessite qu'une seule équation tensorielle. L'hypoplasticité diffère de l'élastoplasticité dans le sens où il n'y a pas de partition des déformations en partie élastique et partie plastique. La structure mathématique de la modélisation n'utilise plus les concepts tels le potentiel plastique, la surface de charge, la règle d'écoulement et la condition de consistance (Dafalias, 1986).

3.4 Revue bibliographique des modèles existants

Une recherche bibliographique sur les modèles existants a été effectuée afin de guider le choix de la représentation du comportement du sol granulaire constituant le matelas de transfert de charge et le comportement du sol compressible, généralement constitué de sol argileux normalement consolidé ou de limons.

3.4.1 Classification des modèles de comportement

Il existe un nombre considérable de modèles de comportement des sols. Certains sont basés sur les principes théoriques de la mécanique et d'autres sur des observations expérimentales

(Lade, 2005a). Plusieurs auteurs proposent des revues bibliographiques et différentes classifications des modèles sont alors proposées. Les modèles sont classés :

- selon le type de sol pour lequel ils conviennent (cohérent, non cohérent, granulaire). De Borst et Groen (2000) distinguent la modélisation élastoplastique des argiles de la modélisation élastoplastique des sables. Le comportement des argiles est généralement modélisé par un modèle de type Cam Clay alors que le comportement des sables sous chargement monotone est pris en compte par un modèle à double mécanisme tel que le modèle de Lade (1977). Cependant ces deux classes de modèles ont une surface de charge dépendant du niveau de contrainte et la partie élastique dépend également du niveau de contrainte.
- selon la théorie sur laquelle ils sont basés. Monnet (1983) classe les modèles selon qu'ils font appel ou non à la plasticité, et dans ce cas suivant que le domaine d'élasticité soit fermé (modèles de Cam Clay ; Di Maggio et Sandler, 1971 ; Prevost et Hoeg, 1975) ou non (Monnet, 1977). Saada (1988) classe les modèles selon qu'ils sont basés sur la théorie incrémentale, la théorie de l'élastoplasticité avec un comportement isotrope ou anisotrope, la théorie de la viscoplasticité. Il distingue ensuite les différents critères de rupture, isotropes ou anisotropes.
- selon le nombre d'espaces tensoriels, car cela caractérise la structure du modèle (Darve *et al.*, 1988 ; Tamagnini et Viggiani, 2002 ; Darve, 2002). Darve et Labanieh (1982) définissent une zone tensorielle comme tout domaine de l'espace des contraintes incrémentales dans lequel la relation constitutive est linéaire.
 - Les modèles à une zone tensorielle sont les modèles élastiques.
 - Les modèles à deux zones tensorielles sont les modèles élastoplastiques à simple potentiel, les lois hypoélastiques à critère de charge-décharge unique et les lois avec endommagement.
 - Les modèles à quatre zones tensorielles sont les lois élastoplastiques à double potentiel plastique et les lois hypoélastiques à double critère de charge-décharge.
 - Les modèles à n zones tensorielles (n = 8, 16 ou plus) : Hujeux (1985) a construit un modèle élastoplastique de trois mécanismes déviatoires et un mécanisme isotrope, soit seize zones tensorielles.
 - Les modèles à une infinité de zones tensorielles sont des modèles incrémentaux non-linéaires (Darve et Lambert, 2005). On peut citer dans cette famille les modèles « hypoplastiques », à « bounding surface » (Dafalias, 1986).

Dans le cadre de cette thèse, nous cherchons à simuler :

- le comportement du matelas de transfert de charge, constitué de sol granulaire (réel ou analogique) et soumis à un chargement monotone (les sollicitations cycliques n'ont pas été prises en compte) et à des sollicitations en cisaillement.
- le comportement du sol compressible, généralement constitué d'argile compressible normalement consolidée.

Nous présentons donc dans un premier temps quelques modèles visant à simuler le comportement des sols granulaires puis des modèles visant à simuler le comportement des argiles compressibles, sous chargement monotone, cela afin de guider notre choix sur la mise en œuvre de modèles réalistes pour nos simulations numériques.

3.4.2 Modèles visant à simuler le comportement des sols granulaires

La plupart des modèles se basent sur les observations expérimentales du comportement des sols granulaires (généralement des sables) effectuées sur des essais triaxiaux. Les sols granulaires présentent un comportement complexe qui dépend de l'état de contrainte, de densité et de l'histoire du chargement. Les observations sont généralement les suivantes (Cambou et Jafari, 1988 ; Mestat, 2002) :

- Déformations irréversibles dès l'apparition de faibles déformations : le domaine élastique est très petit.
- Les sables denses présentent un pic de résistance, le cisaillement est accompagné successivement par de la contractance puis de la dilatance alors que les sables lâches ont un comportement asymptotique et diminuent de volume.
- L'enveloppe des points de rupture peut généralement être approximée par une droite passant par l'origine dans le plan de Mohr.
- Pour les très grandes déformations, on n'observe plus de variation de volume, cet état est appelé « état critique ».
- Pour de fortes pressions, on observe une courbure de l'enveloppe de rupture vers l'axe des compressions.
- La trace de la surface de rupture dans le plan est proche d'un triangle curviligne sans point anguleux (Lade, 1977), comme illustré par la Figure 8.
- Les sables humides ou légèrement cimentés présentent de la cohésion : l'enveloppe de rupture ne passe plus par l'origine.

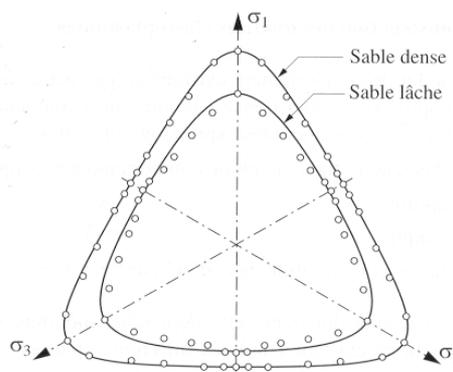


Figure 8 – Trace de la surface de rupture d'après Lade (1977)

3.4.2.1 Modèle élastique parfaitement plastique

Le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb permet de décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulent (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon), Mestat (2002). Il s'agit d'un modèle élastique parfaitement plastique (pas d'écrouissage, la surface de charge est confondue avec la surface de rupture et est fixe dans l'espace des contraintes). Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E , ν), une surface de charge et un potentiel plastique. C'est un modèle à deux paramètres de rupture (la cohésion c et l'angle de frottement ϕ). Ce modèle permet de simuler la rupture du sol par cisaillement.

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (œdomètre et appareil triaxial) (Mestat, 2002) :

- E : Module d'Young
- ν : Coefficient de Poisson
- c : Cohésion
- φ : Angle de frottement
- ψ : Angle de dilatance

Ce modèle est présenté en détail en annexe 3. Ce modèle est mis en œuvre dans nos simulations, pour simuler le comportement du sol du remblai et de l'horizon compressible, car il reste l'un des modèles les plus couramment utilisés dans l'ingénierie géotechnique. Cependant, lors des étapes de mise en place du matelas et de son chargement, la contrainte moyenne augmente fortement au sein du matelas ce qui, dans la réalité, conduit à une augmentation du module d'Young du sol. Pour les simulations numériques mettant en œuvre ce modèle, nous avons adopté un module constant pour chaque étape de chargement, mais ce module est réévalué à la fin de chaque étape en vue de l'étape suivante.

3.4.2.2 Modèle élastoplastique à un mécanisme en cisaillement

Le modèle de Monnet et Gielly (1979) est un modèle élastoplastique à un seul mécanisme, ouvert sur l'axe de compression, développé à partir des travaux de Frydman *et al.* (1973). La loi d'écoulement est non associée. Ce modèle ne prend en compte que la plastification par cisaillement.

3.4.2.3 Modèles élastoplastiques à deux mécanismes

Les modèles de Drucker *et al.* (1957), de Di Maggio et Sandler (1971), MCK (Chaffois et Monnet, 1985), Monot (Molenkamp, 1981 ; Hicks, 2003) de Lade (1987), de Vermeer (1982), CJS2 (Maleki, 2000), Hardening soil (Vermeer, 1978 ; Schanz *et al.* 1999) sont des modèles élastoplastiques à deux mécanismes, la plupart développés exclusivement pour les sols granulaires. Un mécanisme est activé pour des sollicitations déviatoires (cisaillement) alors que le second est activé pour des sollicitations isotropes (surface fermée sur l'axe des contraintes isotropes, voir Figure 6). Ces modèles mettent en œuvre de l'écroutissage isotrope, ce qui semble suffire à la représentation du chargement monotone des sols granulaires. Certains modèles (Wan et Guo, 1998) intègrent en plus une loi d'évolution de l'indice des vides avec l'état de contrainte, ce qui permet de modéliser le comportement d'un sol granulaire avec un même jeu de paramètre quelque soit son état initial.

Pour simuler le comportement du sol constituant le matelas de transfert de charge, le meilleur compromis entre complexité et réalité nous a paru être la mise en œuvre d'un modèle à deux mécanismes à écroutissage isotrope. Nous avons alors mis en œuvre le modèle CJS2.

Le modèle CJS (Cambou, Jafari, Sidoroff) a été initialement développé à l'Ecole Centrale de Lyon pour simuler le comportement des sols granulaires (Cambou et Jafari, 1988), en se plaçant dans le cadre thermodynamique des matériaux standard généralisés (Halphen et Nguyen, 1975).

Ce modèle a été validé sur des ouvrages types dans le cadre de plusieurs thèses : Elamrani (1992), Lamouchi (1993). Dubujet (1992) a adapté ce modèle pour simuler le comportement des argiles. Le modèle CJS a notamment été mis en œuvre lors de la simulation de constructions d'ouvrages souterrains (Greze, 1992 ; Bernat *et al.*, 1995). Maleki (1998) a, par la suite, développé une hiérarchisation de ce modèle en différents niveaux de complexité

afin de rendre plus facile et plus efficace le choix du niveau de modélisation le plus approprié. Le modèle se décompose alors en cinq niveaux de complexité croissante :

- Le modèle CJS1 : élastique parfaitement plastique
- Le modèle CJS2 : élastoplastique avec écrouissage isotrope
- Le modèle CJS3 : élastoplastique avec écrouissage cinématique
- Le modèle CJS4 : élastoplastique avec écrouissage mixte
- Le modèle CJS5 : élastoplastique – viscoplastique (Purwodihardjo et Cambou, 2005)

Le modèle CJS2 est basé sur une partie élastique non linéaire et deux mécanismes de plasticité : un mécanisme déviatoire et un mécanisme isotrope. Il permet d'abord de prendre en compte la non linéarité du comportement sous faible niveau de contrainte et l'existence de la dilatance avant d'atteindre la rupture pour les matériaux denses ou surconsolidés, grâce à la prise en compte de l'état caractéristique.

Maleki (1998) a validé les différents niveaux du modèle sous diverses conditions de chargement (chemins homogènes, chemins pressiométriques, fondations, creusement de tunnel). Il apparaît que le modèle CJS2 reproduit bien le comportement monotone drainé et non drainé des sols mais reste incapable de décrire le comportement cyclique.

Purwodihardjo (2004) a proposé une version modifiée à ce modèle permettant entre autre de prendre en compte la cohésion et le concept d'état critique. Le concept d'état critique permet de simuler le radoucissement. Il a ensuite validé les nouveaux modèles sur des essais effectués sur des sables améliorés par injection et sur des argiles fissurées. Il a ainsi montré que ces modèles permettaient de simuler le comportement des matériaux cohérents et de prendre en compte des phénomènes tels que la fissuration, l'endommagement et la localisation des déformations, qui dans les argiles surconsolidées, conduisent au phénomène de radoucissement.

Le modèle CJS2 est présenté en détail en annexe 3, où les équations constitutives sont données. Un jeu de neuf paramètres indépendants est valable pour une densité initiale donnée. Ce modèle doit être utilisé essentiellement pour les chargements monotones puisque en décharge et recharge la réponse est complètement élastique. Une version améliorée permet de prendre en compte de la cohésion et intègre le concept d'état critique ce qui permet de simuler le phénomène de radoucissement. Cependant la densification des sols n'est pas prise en compte.

3.4.2.4 Modèles élastoplastiques à un mécanisme, fermés sur l'axe des compressions isotropes

Les modèles de Desai (1980), de Lade et Kim (1995) et de Ehlers et Müllerschön (2000) sont des modèles élastoplastiques à un seul mécanisme, fermés sur l'axe de compression isotrope. Le principal avantage d'une surface unique est la décomposition possible en une partie sphérique et une partie déviatoire, ce qui facilite l'identification des paramètres. De plus, Lade (2005b) précise que les paramètres de son modèle sont aisément identifiables. Ces modèles ne sont pas exclusivement réservés à la simulation du comportement des sols pulvérulents, mais également à celui des matériaux frottants en général (sable, argile, béton et roche).

Des modèles ont été adaptés du modèle de Cam Clay pour la description du comportement des sables, tels que le modèle de Nova (1982), Nor-Sand (Jefferies, 1993), de Muir Wood *et al.* (1994), CASM (Yu, 1998), de Cubrinovsky et Ishihara (1998), de Asaoka *et al.* (2002). Ces modèles intègrent la notion d'état critique – décrite plus loin – et, pour certains, la notion de « paramètre d'état », introduite par Been et Jefferies (1985). Ce paramètre est une combinaison de la densité et de la pression de confinement et permet alors

de décrire beaucoup d'aspects du comportement des sables sur une large gamme de contrainte et de densité. Le modèle de Gajo et Muir Wood (1999) se place dans le cadre de la théorie de l'écroutissage cinématique car cela permet entre autre de prendre en compte l'existence d'un domaine d'élasticité initial.

3.4.2.5 Modèles hypoplastiques

Les modèles hypoplastiques permettent de représenter le comportement des sols granulaires par l'intermédiaire d'une unique équation tensorielle (Kolymbas et Herle, 2005). Dans cette famille de modèle nous pouvons citer les modèles de Dafalias et Herrmann (1986), de Wu *et al.* (1996), de Gudehus (1996) et de Von Wolffersdorff (1996).

3.4.2.6 Modèles élastoplastiques pour comportement cyclique

Des modèles élastoplastiques ont été développés pour simuler le comportement des sols granulaires soumis à des chargements cycliques (Ghaboussi et Momen, 1979 ; Schwer et Murray, 1994 ; Manzari et Dafalias, 1997 ; Desai, 1994 ; Fang, 2003). Ces modèles intègrent de l'écroutissage cinématique ou mixte, un ou plusieurs mécanismes. Cependant, même si ces modèles peuvent également simuler le comportement sous chargement monotone, ils ne rentrent pas dans le cadre de la thèse.

3.4.3 Modèles visant à simuler le comportement des argiles

3.4.3.1 Modèle Cam Clay

Le type de modèle le plus répandu pour la modélisation du comportement des argiles est le modèle Cam Clay (Roscoe *et al.*, 1958). Ce modèle appartient à la famille des modèles « cap » et est essentiellement destiné à décrire le comportement des argiles reconstituées (Mestat, 2002 ; Atkinson, 1993). L'état de l'art de Duncan (1994) sur l'utilisation des modèles de comportement pour des problèmes pratiques montre que le modèle de Cam Clay est très largement utilisé pour simuler les massifs de sol cohérent. Mestat *et al.* (2004), par la constitution de la base de données MOMIS, constatent que ce modèle est fréquemment mis en œuvre pour simuler le comportement des sols compressible sur lesquels sont édifiés des remblais. La revue bibliographique sur les horizons de sols compressibles que nous avons effectuée montre également que ce modèle est très largement utilisé pour simuler le comportement des argiles molles. Dans nos simulations, nous avons donc mis en œuvre le modèle Cam Clay modifié pour simuler le comportement de l'horizon compressible.

La famille des modèles de type Cam Clay a été développée à partir d'observations expérimentales sur des essais de compression isotrope (ou œdométriques) et des essais de cisaillement (direct ou triaxial) sur des argiles reconstituées. Les développements sont issus de l'étude de l'essai de compression isotrope et de la notion d'état critique d'un sol soumis au cisaillement.

- Essai de compression isotrope

Le comportement général d'un sol durant un essai de compression isotrope tel qu'il est idéalisé par les modèles de Cam Clay est illustré par la Figure 9. En abscisses est reporté le logarithme de la pression isotrope et en ordonnée l'indice des vides e . Lors du chargement d'un sol normalement consolidé, l'état du sol va suivre la droite de consolidation normale de pente λ , et lors d'un déchargement - rechargement, le sol va suivre une droite de pente plus

faible κ . Cette partie correspond à l'élasticité. La pression de préconsolidation est la plus grande contrainte jamais atteinte par le sol. Lorsque l'état du sol atteint cette contrainte, il va suivre la droite de consolidation normale, qui représente un état limite.

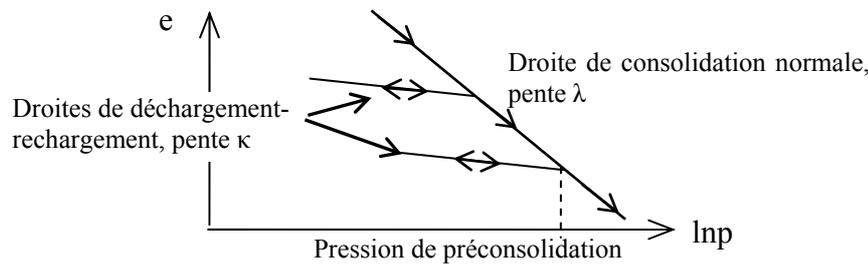


Figure 9 – Essai de compression isotrope dans le plan $e - \ln p$ par le modèle de Cam Clay

- Essai de cisaillement

Lors d'un essai de cisaillement (direct à la boîte ou essai triaxial) le sol atteint un état *critique* durant lequel il continue de se distordre sans changement d'état (volume et contraintes constantes). Avant d'atteindre cet état, le sol peut passer par un pic de résistance. A l'état critique, il existe une relation unique entre la contrainte de cisaillement, la contrainte normale et l'indice des vides. Lors d'un essai triaxial, les relations à l'état critique entre le déviateur des contraintes, la contrainte effective moyenne et le volume spécifique sont :

$$q_{cr} = M \cdot p_{cr} \quad \text{Équation 21}$$

$$v_{cr} = \Gamma - \lambda \cdot \ln p_{cr} \quad \text{Équation 22}$$

où Γ, λ, M sont des constantes pour un sol particulier.

Avant d'atteindre l'état critique, le comportement du sol est très différent selon son état initial par rapport à l'état critique. Les sols plus denses que l'état critique sont dits « du côté sec » de l'état critique (argiles surconsolidées, sables denses). On va observer un pic de résistance et un comportement dilatant. Les sols moins denses que l'état critique (argile normalement consolidée, sable lâche) sont dits « du côté humide ». On va observer une augmentation progressive de la résistance au cisaillement et un comportement uniquement contractant. Que le sol soit initialement du côté sec ou du côté humide, il atteindra le même état ultime : l'état critique.

Ces observations expérimentales ont été intégrées dans le cadre de l'élastoplasticité et des relations constitutives ont été développées par Roscoe *et al.* (1958). De nombreux développements ont été effectués à partir du modèle Cam Clay original de Schofield et Wroth (1968). Burland et Roscoe (1968) ont modifié la loi d'écoulement afin de se rapprocher des phénomènes observés (modèle Cam Clay Modifié).

Les modèles de Cam Clay sont fondés sur les concepts suivants :

- le concept d'état critique,
- le principe de normalité,
- une relation de contrainte - dilatance.

Une formulation détaillée de ce modèle est donnée en annexe 3. La Figure 10 représente la surface de charge dans le plan des contraintes $p-q$. Elle est fermée sur l'axe des

compressions p . L'écroissage correspondant à l'évolution de la pression de préconsolidation p_c . La loi d'écroissage est basée sur les déformations plastiques. La loi d'écoulement est associée ($f = g$) et l'élasticité est non linéaire.

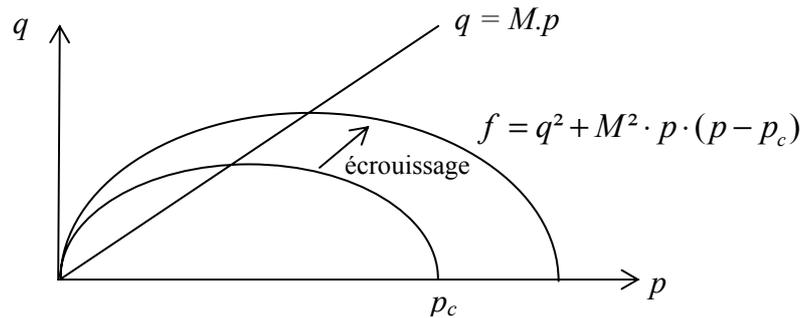


Figure 10 – Surface de charge en forme d'ellipse pour le modèle Cam Clay Modifié

Le modèle Cam Clay comporte sept paramètres et trois paramètres caractérisant l'état initial du matériau (v_0 , p_0 et q_0). Les paramètres peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux et œdométriques (Mestat, 2002) :

- M est le rapport q/p à l'état critique (rupture dans un essai de cisaillement),
- κ et λ sont les pentes des droites de déchargement - rechargement et de la droite de consolidation primaire,
- v_λ (volume spécifique à la pression de référence p_1) ou v_c (volume spécifique à l'état critique) définit la position de la droite de consolidation normale dans le plan v - $\ln p$,
- p_{c0} : pression de préconsolidation initiale : détermine la taille initiale de la surface de charge,
- p_1 : pression de référence, en général 1 kPa,
- le module de cisaillement G ou le coefficient de Poisson.

3.4.3.2 Modèles élastoplastiques tenant compte de l'anisotropie

Les modèles de Cam Clay ne tiennent pas compte de l'anisotropie des argiles naturelles, ce qui semble être une limite à leur application (Tavenas et Leroueil, 1979 ; Magnan *et al.* 1982). Ils ont effectivement été initialement développés pour simuler le comportement des argiles reconstituées en laboratoire. Cela a amené le LCPC au développement du modèle Mélanie « Modèle de consolidation ELastoplastique ANIsotrope avec Ecroissage » (Kattan, 1990). La Figure 11 présente la courbe d'état limite de ce modèle. Par rapport au modèle de Cam Clay, elle est inclinée par rapport à l'axe des compressions isotropes. L'élasticité du modèle est linéaire et orthotrope de révolution.

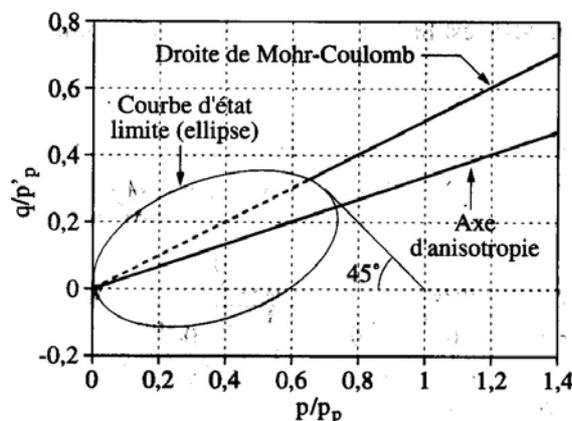


Figure 11 – Courbe d'état limite du modèle Mélanie

Le modèle de Lee et Oh (1995) est basé sur le principe de l'écroutissage anisotrope et permet de modéliser de manière satisfaisante le comportement plastique des argiles consolidées à l'état K_0 . Le modèle « Structured Cam Clay » (Carter et Liu, 2005) prend en compte la structure du sol. Le modèle présenté par Papadimitriou *et al.* (2005) pour simuler le comportement anisotrope des argiles molles combine un écroutissage en distorsion et en rotation et nécessite seulement trois paramètres supplémentaires par rapport au modèle Cam Clay Modifié.

3.4.3.3 Modèles élastoplastiques pour chargements cycliques

Des modèles existent permettant de simuler le comportement des argiles sous chargement cyclique. Ces modèles n'entrent pas dans le cadre de cette thèse mais on peut néanmoins citer le modèle de Al-Tabbaa (Al-Tabbaa et Muir Wood, 1989 ; Al-Tabbaa et O'Reilly, 1990) basé sur le modèle de Cam Clay et incluant une surface interne à la surface de charge, appelée « bubble ». La surface de charge de ce type de modèle est encore appelée « bounding surface » (Barnichon, 2002). Ce type de modèle permet de simuler une transition continue entre l'état élastique et l'état plastique.

3.4.4 Modèles unifiés

Des modèles dits « unifiés » ont été développés afin de traiter les sables ou les argiles dans le même cadre. On peut citer le modèle de Crouch *et al.* 1994, le modèle CASM (Yu, 1998 ; Khong et Yu, 2002) et le modèle de Matsuoka *et al.* (2005). Ces modèles sont développés à partir des modèles de Cam Clay et intègrent la notion d'état critique. De plus, ces modèles sont capables de simuler le comportement des états lâche et dense des sols.

Le modèle de Crouch *et al.* (1994) utilise la notion de « bounding surface ». Ce type de modèle permet l'accumulation des déformations plastiques lorsque l'état de contrainte s'approche de cette surface limite. En élastoplasticité conventionnelle, cette surface limite est la surface de charge. Les sables et les argiles peuvent être traités dans le même cadre grâce à la loi d'expansion de la surface de charge (à l'intérieur de la surface limite) qui présente un aspect radial et un aspect déviatoire.

Le modèle CASM est formulé en terme de paramètre d'état et est développé en adoptant une relation générale entre le taux de contrainte et le paramètre d'état pour décrire la surface d'état limite des sols. Cette approche permet d'utiliser les mêmes fonctions de charge et potentielles pour les argiles et les sables. En comparaison aux modèles de Cam Clay, deux nouvelles constantes matérielles sont introduites.

Matsuoka *et al.* (2005) introduisent un nouveau paramètre d'écroutissage pour développer un modèle unifié pour les sables et les argiles comportant seulement cinq paramètres.

Les modèles unifiés sont particulièrement adaptés aux problèmes de remblais sur sol compressible, systèmes associant argiles ou limons et sol granulaire, car un unique modèle peut être utilisé pour modéliser ces divers types de matériaux.

3.5 Conclusions sur la modélisation du comportement

Il existe un nombre considérable de modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable et leur identification plus ou moins aisée. Plus le modèle de comportement est sophistiqué, plus le nombre de paramètres à identifier est important, et les données expérimentales se révèlent vite insuffisantes (Brinkgreve, 2005).

Nous avons présenté quelques modèles de la littérature en distinguant les modèles adaptés pour la simulation du comportement des sols granulaires et ceux adaptés pour la simulation du comportement des argiles. Cette partie a permis de nous guider dans le choix de modèles adaptés aux différents matériaux mis en jeu dans le problème étudié, en combinaison avec les aspects du comportement que l'on souhaite simuler. Alors que le modèle de Cam Clay est bien adapté pour représenter les phénomènes observés dans le comportement des argiles, il ne peut pas décrire des phénomènes typiques du comportement des sables, comme par exemple le durcissement et la dilatance simultanée (De Borst et Groen, 2000). Une extension possible consiste à considérer indépendamment les comportements plastiques en cisaillement et en compression. C'est ce qui est proposé dans les modèles à deux mécanismes pour le comportement des sols granulaires. Le modèle CJS2 a ainsi été mis en œuvre dans nos simulations pour simuler le comportement du sol granulaire constituant le remblai, car le niveau de complexité de ce modèle est adapté au problème que nous traitons dans le cadre de cette thèse. En ingénierie géotechnique, un des modèles les plus couramment utilisés est le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Dans une première approche, nous mettons en œuvre ce modèle pour l'horizon compressible et le sol de remblai.

4 MODELISATION NUMERIQUE DU RENFORCEMENT DES SOLS PAR DES INCLUSIONS RIGIDES

Des auteurs ont mis en œuvre des modèles numériques visant à simuler le comportement de remblais édifiés sur sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales. Cette partie consiste en une étude bibliographique sur les modèles existants. Nous présentons les modèles et leurs principales caractéristiques (2D, 3D, prise en compte du sol compressible, modèles de comportement), puis nous présentons quelques conclusions apportées par ces modélisations.

4.1 Modèles numériques mis en œuvre dans la littérature

Le Tableau 2 résume les différentes approches numériques existantes de remblais édifiés sur sol compressible renforcé par des inclusions rigides verticales.

Les approches sont bidimensionnelles – en déformations planes ou axisymétriques – ou tridimensionnelles. Elles prennent ou non en compte la présence du sol compressible sous-jacent. Certaines approches simulent une cellule élémentaire et d'autres une tranche de remblai courante (Wong et Poulos, 2001 ; Aubeny *et al.*, 2002).

	Type d'analyse 2D/3D	Modélisation du sol compressible	Modélisation du remblai	Inclusion	Géosynthétique	But de l'étude
Jones <i>et al.</i> (1990)	2D – DP	Hyperbolique	Hyperbolique	EL	EL J = 140 kN/m	Influence de la prise en compte du sol compressible – Etude paramétrique : sol de fondation et de remblai
Demerdash (1996)	2D – DP	ressorts	Mohr-Coulomb	rigide	EL J = 500- 10000 kN/m	Comparaison à l'expérimental Etude paramétrique (H, α , raideur géosynthétique, sol compressible)
Pham <i>et al.</i> (2004)	2D – DP	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Aggrégats compactés (MC ou EL)	EL J = 76 kN/m	Espacement des inclusions, rigidité relative inclusion, sol
Kempton <i>et al.</i> (1998)	2D – DP 3D	/	Mohr-Coulomb	rigide	EL J = 9500 kN/m	Comparaison 2D/3D
Han et Gabr (2002)	2D – Axi.	Hyperbolique	Hyperbolique	Béton – EL	EL J=860kN/m	Etude paramétrique (E inclusion, géosynthétique, H remblai)
Rogbeck <i>et al.</i> (1998)	2D (3D « fictif »)	Elastique	Mohr-Coulomb	Béton	EL J = 84 kN/m	Confrontation méthodes analytiques
Russell et Pierpoint (1997)	3D	/	Mohr-Coulomb	rigide	EL J = 9500 kN/m	Confrontation méthodes analytiques
Russell <i>et al.</i> (2003)	3D	Réduction de la contrainte en base	Mohr-Coulomb	rigide	EL	Développement d'une nouvelle méthode de dimensionnement Influence du sol compressible
Laurent (2002) Laurent <i>et al.</i> (2003a) Laurent <i>et al.</i> (2003b)	3D	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Béton – EL	EL J = 1500- 10000 kN/m	Etude paramétrique (E remblai, E inclusion, α)

	Type d'analyse 2D/3D	Modélisation du sol compressible	Modélisation du remblai	Inclusion	Géosynthétique	But de l'étude
Stewart et Filz (2005)	3D	Cam Clay	Mohr-Coulomb	Béton – EL	EL J = 2040 kN/m	Confrontation méthodes analytiques
Wong et Poulos (2001)	3D Tranche de remblai	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Béton – Mohr- Coulomb	EL	Confrontation de différents systèmes
Aubeny <i>et al.</i> (2002)	3D Tranche de remblai	oui (E = 5 MPa) non précisé	E = 20 MPa	oui non précisé	oui non précisé	Etude des interactions

MC : Mohr-Coulomb

DP : Déformations planes

Axi. : Axisymétrique

EL : Elastique linéaire

Tableau 2 – Modèles numériques existant du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales

La Figure 12 présente le modèle numérique de Demerdash (1996). La modélisation du modèle réduit tridimensionnel est effectuée en deux dimensions en déformations planes (Jardaneh, 1988). Le sol compressible est pris en compte par des ressorts et l'inclusion rigide par un blocage des nœuds du modèle dans les deux directions.

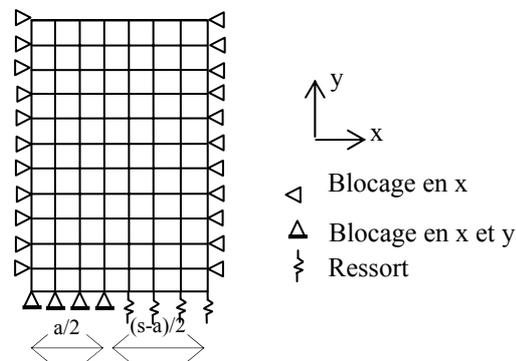


Figure 12 – Modèle numérique de Demerdash (1996)

La Figure 13 présente la maille élémentaire prise en compte par une simulation bidimensionnelle axisymétrique (Han et Gabr, 2002) et la compare à une maille réellement tridimensionnelle. Rogbeck *et al.* (1998) effectuent une modélisation bidimensionnelle mais tentent de prendre en compte le comportement tridimensionnel en appliquant sur le modèle 2D le poids d'un remblai 3D, comme illustré par la Figure 14.

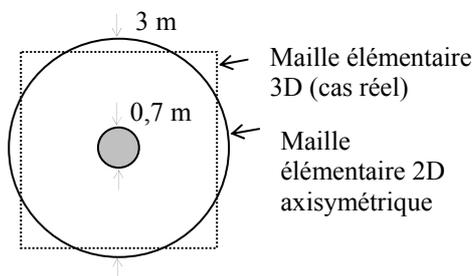


Figure 13 – Maille élémentaire, d'après Han et Gabr (2002)

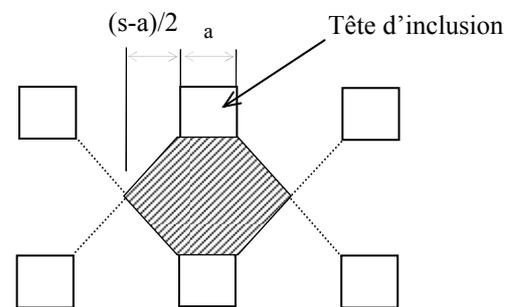


Figure 14 – Répartition de la charge pour estimer le cas 3D, d'après Rogbeck *et al.* (1998)

La Figure 15 présente le modèle numérique tridimensionnel de Laurent *et al.* (2003a) qui simule le remblai, l'inclusion et le sol compressible sur une cellule élémentaire.

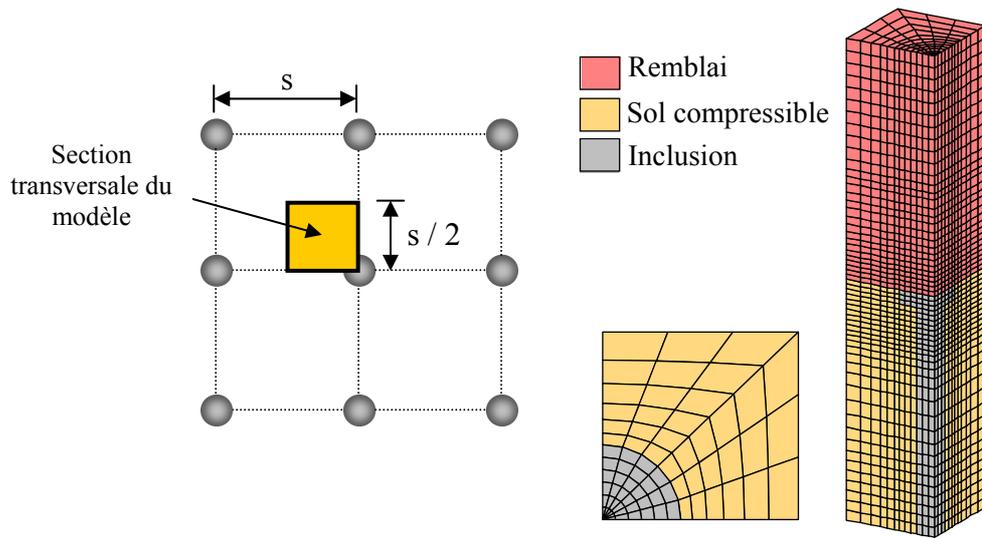


Figure 15 – Modèle numérique de Laurent (2002) – cas d’un remblai

La Figure 16 et la Figure 17 présentent les modèles numériques tridimensionnels d’une tranche de remblai élémentaire proposés par Wong et Poulos (2001) et par Aubeny *et al.* (2002).

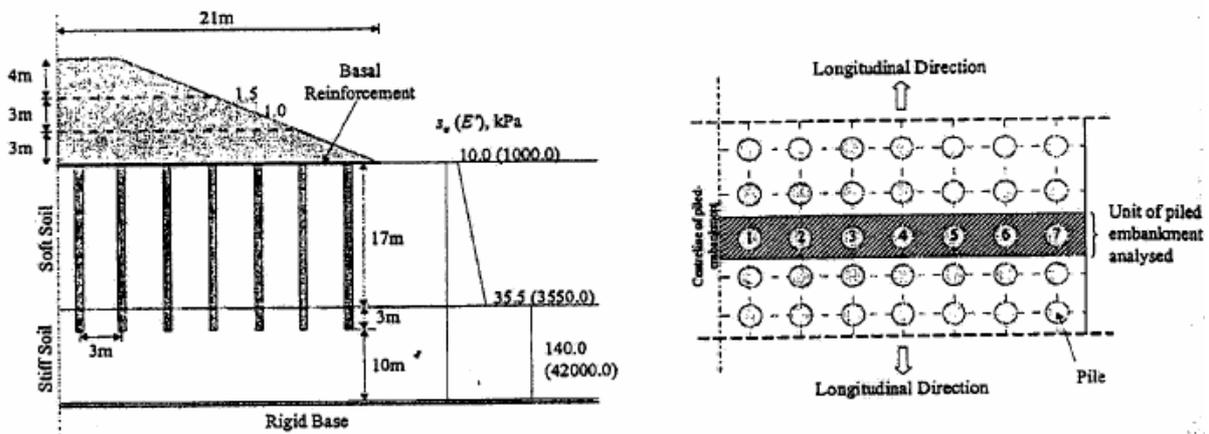


Figure 16 – Remblai modélisé par Wong & Poulos (2001)

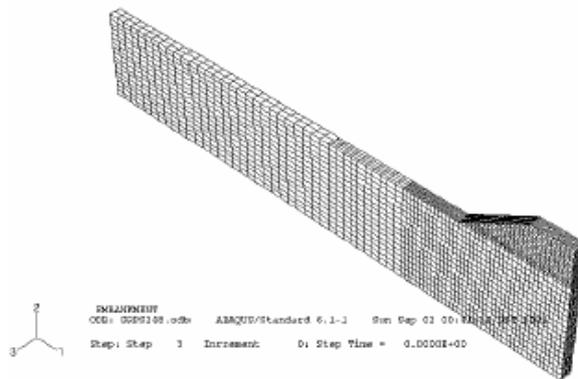


Figure 17 – Maillage 3D de Aubeny *et al.* (2002)

Le Tableau 2 précise également les modèles de comportement mis en œuvre pour simuler le sol compressible et le sol de remblai. Le modèle le plus utilisé est le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb, notamment pour la simulation du sol de remblai. Le Tableau 3 résume les paramètres utilisés pour simuler le comportement du sol de remblai avec ce modèle. Le module d'Young vaut entre 10 et 60 MPa, l'angle de frottement interne a une valeur entre 25 et 42°, alors que la cohésion varie entre 0 et 10 kPa. L'angle de dilatance est rarement précisé par les auteurs mais est souvent nul, ce qui est étonnant pour un sol granulaire dense. Afin de simuler le comportement fortement dépendant de la contraintes, certaines simulations mettent en œuvre le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) pour simuler le sol compressible et le sol de remblai (Jones *et al.*, 1990 ; Han et Gabr, 2002). Rien n'est précisé quant à la prise en compte éventuelle de la dilatance par ce modèle.

Toutes les modélisations proposées dans ce tableau mettent en œuvre un renforcement par géosynthétique en base du remblai. Ce dispositif est indispensable lorsque aucun sol compressible sous jacent n'est modélisé. Le comportement des éléments de renforcement est élastique – linéaire dans toutes les simulations et ne prend pas en compte le fluage. La raideur du géosynthétique est très variable d'une modélisation à l'autre.

Auteurs	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ'	ψ'	γ (kN/m ³)
Jones <i>et al.</i> (1990)	/	0,3-0,35	0-40	0-35°	/	15-20
Demerdash (1996)	67	0,34	0	38°	0°	20
Russell et Pierpoint (1997)	20 40	0,2 0,2	0 10	30° 40°	0° 0°	18,2 19
Kempton <i>et al.</i> (1998)	20	0,2	5	30°	?	20
Pham <i>et al.</i> (2004)	9,6	0,3	0	25°	?	?
Rogbeck <i>et al.</i> (1998)	?	?	?	42°	?	?
Laurent (2002)	20-50	0,3	0	40°	10°	20
Stewart et Filz (2005)	28,7	?	0	35°	?	19,8
Aubeny <i>et al.</i> (2002)	20	?	?	?	?	?
Wong et Poulos (2001)	60	0,3	0	30°	0°	20

Tableau 3 – Paramètres pour la modélisation du sol de remblai

4.2 Principales conclusions des modélisations numériques existantes

4.2.1 Caractère tridimensionnel du problème

Kempton *et al.* (1998), en comparant des modélisations bidimensionnelles en déformations planes et des modélisations tridimensionnelles, montrent clairement qu'il s'agit d'un problème typiquement tridimensionnel et qu'une modélisation bidimensionnelle ne peut pas simuler correctement l'ouvrage. Rogbeck *et al.* (1998) admettent les limitations de leur modélisation par la prise en compte fictive de la 3^{ème} dimension. Cependant, Van Duijnen et Kwast (2003) montrent que leur modélisation tridimensionnelle n'améliore pas la prédiction du comportement d'ouvrages réels par rapport à la modélisation bidimensionnelle en déformations planes.

Des analyses bidimensionnelles en déformations planes ou axisymétriques ont été mises en œuvre pour modéliser des systèmes tridimensionnels. Les analyses bidimensionnelles permettent effectivement d'appréhender l'influence d'un certain nombre de facteurs (Demerdash, 1996). Russel et Pierpoint (1998) ont effectué des analyses paramétriques bidimensionnelles mais ils précisent que cette analyse doit par la suite être menée en trois dimensions. Les analyses axisymétriques considèrent les voûtes comme ayant une forme de « parapluie », ce qui ne représente pas la réalité (Naughton et Kempton, 2005). Les analyses en déformations planes considèrent les inclusions comme des murs, mais la plupart des auteurs prennent alors en compte des facteurs correctifs. La simplification du cas tridimensionnel est encore plus problématique dans le cas de la mise en place d'une nappe de renforcement qui a des directions privilégiées, comme illustré par la Figure 18 (Slocombe et Bell, 1998).

Habib *et al.* (2002) effectuent des modélisations bidimensionnelles en déformations planes et axisymétriques. Ils montrent que la modélisation de la construction du système est mieux prise en compte avec le calcul axisymétrique, mais le talus du remblai ne peut être modélisé qu'en déformations planes.

Les modélisations effectivement tridimensionnelles sont relativement récentes, ce qui peut s'expliquer notamment par la puissance, le temps de mise en œuvre et le temps de calcul que requiert ce type de modélisations.

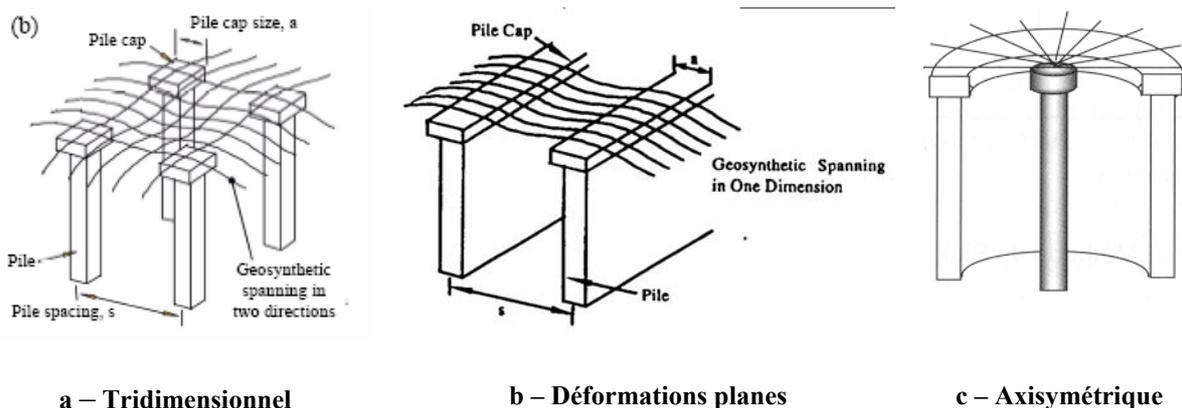


Figure 18 – Configurations géométriques du problème

4.2.2 Modélisation du sol du remblai et influence des paramètres

4.2.2.1 *Modèle de comportement*

Afin de simuler le comportement du remblai, la plupart des modélisations utilisent un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ce modèle ne permet pas de prendre en compte la variation du module avec la contrainte et la dilatance avant la rupture, phénomènes qui sont généralement observés sur les matériaux granulaires mis en œuvre pour édifier le remblai.

La prise en compte de la variation du module avec la contrainte est possible par la mise en œuvre du modèle hyperbolique. Cependant ce type de modèle peut poser des problèmes numériques car l'atteinte d'un palier correspond à un module très faible. De plus la dilatance n'est pas systématiquement prise en compte par ce type de modèle (Duncan et Chang, 1970).

Cette étude bibliographique met en évidence qu'aucune modélisation ne met en œuvre un modèle élastoplastique avec écrouissage qui permettrait de prendre en compte les principales caractéristiques rhéologiques du remblai, comme la dépendance au niveau de contrainte et la dilatance avant la rupture. De plus, il n'existe pas d'étude paramétrique sur les modèles de comportement mis en œuvre pour simuler les différents matériaux mis en jeu dans le système. L'impact de la complexité de la modélisation du comportement n'a jamais été mis en évidence pour ce type de système de renforcement.

4.2.2.2 *Paramètres du sol de remblai*

Certaines modélisations analysent l'influence des caractéristiques du sol de remblai sur les mécanismes de report de charge.

Russell et Pierpoint (1998) indiquent que les paramètres affectant les performances du remblai sont sa résistance au cisaillement (angle de frottement et cohésion), sa rigidité et ses conditions de mise en œuvre. Ils précisent cependant qu'un angle de frottement au-delà de 30° ne permet pas d'augmenter considérablement les performances du remblai. L'introduction d'une cohésion permet de réduire significativement la contrainte sur le sol compressible. Laurent (2003a) et Stewart et Filz (2005) montrent que l'augmentation de la rigidité permet de décharger le sol compressible : l'augmentation du module permet une plus grande concentration de contrainte sur les têtes d'inclusion.

Cette étude bibliographique fait apparaître que la mise en place d'un remblai en sol traité ou grossier, dont le comportement mécanique reste difficile à qualifier, n'a pas été directement étudiée numériquement.

Rogbeck *et al.* (1998) simulent l'influence du compactage en appliquant une pression à la surface de la couche de remblai et analysent l'influence de l'intensité du compactage et de la hauteur de remblai compactée. Le compactage a une influence sur la tension dans la nappe, notamment pour de faibles hauteurs de remblai.

L'influence de la dilatance n'a jamais été explorée. De plus, la plupart des auteurs ne précisent pas la valeur de l'angle de dilatance, ou celui-ci est nul, ce qui ne semble pas traduire la réalité d'un sol granulaire dense. En effet, l'angle de dilatance est susceptible d'avoir une influence car les mécanismes sont issus du cisaillement induit dans le remblai.

4.2.2.3 *Hauteur de remblai*

Laurent *et al.* (2003b) s'intéressent au cas d'un dallage, caractérisé par une faible épaisseur de matelas. Ogisako (2002) modélise le cas d'un sol traité par « deep mixing soil stabilization » sur lequel on vient placer un matelas de sable de 0,4 m d'épaisseur. Même si la plupart des

modélisations simulent le cas d'un remblai de grande hauteur, plusieurs auteurs mettent en évidence l'influence de la hauteur de remblai sur le report de charge.

4.2.3 Prise en compte du sol compressible

Certaines études modélisent le système dans sa globalité, c'est-à-dire en prenant explicitement en compte le sol compressible et les inclusions, alors que d'autres modélisations ne prennent pas en compte le sol de fondation, afin de se situer dans les mêmes conditions que les méthodes analytiques (Russell et Pierpoint, 1997 ; Kempton et al. 1998), ou bien pour modéliser le cas le plus défavorable. Demerdash (1996) simule la rigidité du sol de fondation par des ressorts. Russell *et al.* (2003) simulent la présence du sol compressible et analysent l'influence de sa compressibilité en réduisant graduellement la contrainte en base du remblai.

La plupart des auteurs montrent que la non prise en compte de la réaction du sol compressible amène à un surdimensionnement de la nappe géosynthétique (Jones et al., 1990), notamment pour de faibles hauteurs de remblai, cependant, ils recommandent la prudence car la consolidation du sol est difficilement quantifiable (Russel et Pierpoint, 1997 ; Kempton *et al.*, 1998). De plus, lorsque le sol compressible est pris en compte, la répartition de la tension dans le géosynthétique n'est pas uniforme, elle est plus importante au niveau des bords de l'inclusion. La Figure 19 illustre les cas d'un géosynthétique avec et sans prise en compte du sol compressible.

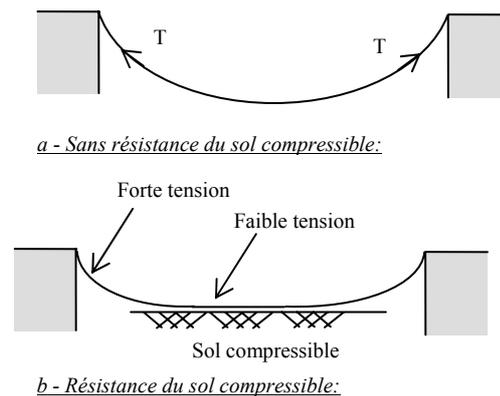


Figure 19 – Tension dans le géosynthétique, d'après Russell et Pierpoint (1998)

Lorsque aucun géosynthétique n'est intercalé, l'étude de Demerdash (1996) met en évidence l'influence du module du sol compressible sur le report de charge, donc sur la formation de voûtes. L'efficacité maximum est atteinte pour le cas théorique où le sol de fondation ne participe pas aux mécanismes de report de charge. Han et Gabr (2002) étudient l'influence du module des inclusions, ce qui revient à étudier l'influence des rigidités relatives inclusions/sol compressible. Ils montrent que l'augmentation de la rigidité des inclusions permet de réduire le taux de réduction de contrainte, ce qui va dans le même sens que les observations de Demerdash (1996). Stewart et Filz (2005) étudient l'évolution du taux de réduction de contrainte (*SRR*) en fonction de la compressibilité de l'argile constituant le sol sous-jacent, dont le comportement est simulé par le modèle Cam Clay Modifié. Le *SRR* diminue lorsque la compressibilité augmente alors que l'effort repris par le géosynthétique augmente dans le même temps. Dans le cas où la compressibilité approche une valeur nulle (sol compressible non pris en compte), le *SRR* s'approche de zéro (aucune contrainte ne peut être reprise par le sol compressible) et toute la charge est reprise par le géosynthétique.

Demerdash (1996) remarque à juste titre que pour estimer l'apport d'une nappe de renforcement géosynthétique il faut pouvoir modéliser la configuration sans renforcement, ce qui nécessite la prise en compte du sol de fondation.

Seules les analyses globales permettent de prendre en compte l'interaction entre le sol compressible et les inclusions, et donc le report de charge par frottement négatif. La prise en compte d'une interface entre ces deux éléments permet un déplacement relatif. L'analyse de Laurent (2002) prend en compte une interface, mais il n'y a pas de déplacement relatif possible en tête d'inclusion, donc pas d'influence. Les autres analyses considèrent le sol compressible lié aux inclusions (Aubeny *et al.*, 2002 ; Han et Gabr, 2002) ou ne précisent pas les conditions de liaison (Jones *et al.*, 1990 ; Wong et Poulos, 2001).

Nous notons qu'aucune étude numérique ne prend en compte le mode de mise en place des inclusions (Briançon, 2002), alors qu'elle a certainement une importance, notamment au niveau des surpressions interstitielles initiales (Russel et Pierpoint, 1998), qui vont gouverner les mécanismes de consolidation.

4.2.4 Confrontation aux méthodes analytiques

Des simulations numériques sont mises en œuvre afin d'effectuer une confrontation avec les méthodes analytiques de détermination de la valeur du report de charge et de la tension reprise par le géosynthétique. Les méthodes que nous avons répertoriées sont :

- Marston et Anderson (1913)
- BS8006 (1995)
- Méthode de Terzaghi (1943) modifiée par Russel et Pierpoint (1997)
- Hewlett et Randolph (1988)
- Low *et al.* (1994)
- Combarieu (1988)
- Guido (1987)
- Carlsson (1987)
- Jenner *et al.* (1998)
- Kempfert *et al.* (2004), EGBEO (2004)

Ces méthodes sont présentées en détail dans le chapitre 4. Le dimensionnement du géosynthétique s'effectue à partir de la charge verticale qui s'y applique et du calcul de la tension, tel qu'il est présenté par de nombreux auteurs (John, 1987 ; Horgan et Sarsby, 2002 ; Collin, 2004). En général, les méthodes de dimensionnement ne prennent pas en compte la réaction du sol compressible, excepté dans les méthodes de Low *et al.* (1994) et de Kempfert *et al.* (2004).

Russel et Pierpoint (1997), Rogbeck *et al.* (1998), Briançon et al (2004), Naughton et Kempton (2005), Stewart et Filz (2005) montrent que la plupart des méthodes sont conservatives.

Rogbeck *et al.* (1998) montrent que la tension dans la nappe est surestimée par les méthodes analytiques et que la modélisation numérique permet de se rapprocher des mesures expérimentales.

Briançon *et al.* (2004) confrontent un calcul tridimensionnel de référence sans géosynthétique (Laurent, 2002) à plusieurs méthodes de détermination du report de charge par effet voûte. Le taux de réduction de contrainte présente un écart de près de 100% selon la méthode utilisée. La Figure 20 présente quelques résultats de confrontation en terme de taux de réduction de contrainte entre le calcul numérique et les méthodes analytiques.

Naughton et Kempton (2005) montrent également que les taux de réduction de contrainte sont très variables d'une méthode à l'autre. En particulier la méthode de Jenner *et al.* (1998) donne un SRR très faible par rapport à la modélisation numérique tridimensionnelle. Les

auteurs précisent que cela est probablement dû au fait que cette méthode (dérivée de celle de Guido *et al.*, 1987) soit basée sur des essais lors desquels la gravité agit dans la direction opposée par rapport au problème qui nous intéresse, comme également relevé par Love et Milligan (2003).

Stewart et Filz (2005) confrontent leur modélisation tridimensionnelle simulant également le sol compressible à des méthodes analytiques ne prenant pas en compte la compressibilité du sol de fondation. Lorsque la compressibilité de l'argile augmente, les résultats numériques se rapprochent des résultats donnés par les méthodes de Hewlett et Randolph (1988) et de Carlsson (1987), alors que la méthode de Guido *et al.* (1987) est inadaptée sur toute la gamme de compressibilité étudiée.

Jones *et al.* (1990) appliquent la formule de Marston et Anderson (1913) pour déterminer la contrainte sur le géosynthétique et ils montrent que les résultats sont conservatifs par rapport à leur simulation numérique, à cause notamment de la contribution du sol de fondation.

Kempton *et al.* (1998) trouvent que la méthode BS8006 (1995) surestime la tension dans le géosynthétique dans le cas bidimensionnel et la sous-estime dans le cas tridimensionnel.

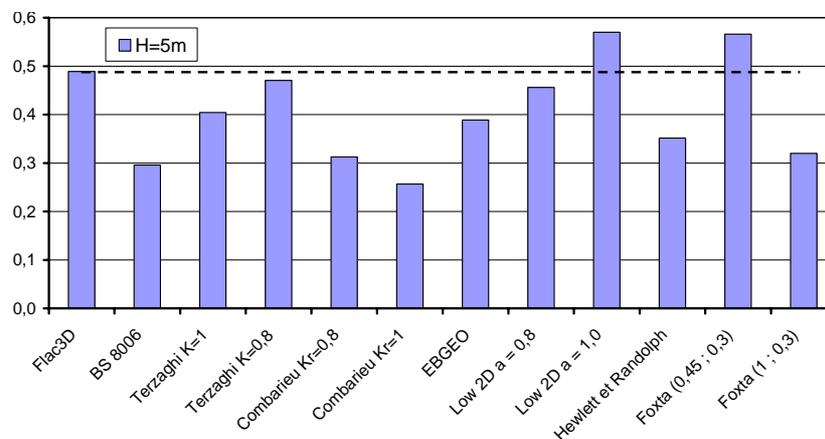


Figure 20 – Taux de réduction de contrainte - Confrontation méthode numérique - méthodes analytiques (H = 5 m), d'après Briançon *et al.* (2004)

4.3 Conclusions sur les modélisations numériques existantes

L'étude bibliographique présentée dans cette partie met en relief :

- l'importance de la prise en compte de la configuration tridimensionnelle du problème,
- l'importance du comportement du remblai,
- la contribution du sol compressible,
- la divergence de résultats avec les méthodes analytiques,
- le besoin d'améliorer la connaissance de ce type d'ouvrage renforcé.

Cette étude bibliographique a mis en évidence quelques lacunes dans la modélisation de ce problème :

- la plupart des modélisations mettent en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb,
- il n'existe aucune étude paramétrique sur la complexité des modèles de comportement mis en œuvre, notamment pour simuler le sol de remblai,
- l'influence de certains paramètres, comme par exemple la dilatance, n'a pas été explorée.

MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE

Les deux chapitres suivants concernent la modélisation numérique bidimensionnelle en milieu continu, visant à simuler le comportement observé du modèle réduit.

Nous cherchons à valider la procédure numérique ainsi que les modèles de comportement mis en œuvre. Dans un second temps, une étude paramétrique numérique permet de compléter les observations expérimentales et de mieux comprendre l'influence des paramètres sur les mécanismes, tout en permettant de quantifier la sensibilité des divers paramètres de la modélisation.

Chapitre 6

Modélisation numérique bidimensionnelle - Validation de la procédure numérique

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	183
2	MODELE NUMERIQUE	183
2.1	MAILLAGE	183
2.2	PROCEDURE DE CHARGEMENT	184
2.3	MODELES DE COMPORTEMENT	184
2.3.1	<i>Comportement mécanique du sol analogique</i>	<i>184</i>
2.3.2	<i>Comportement mécanique de la mousse</i>	<i>185</i>
2.4	DETERMINATION DES PARAMETRES D'INTERFACE	189
3	SIMULATIONS AVEC LE MODELE ELASTIQUE LINEAIRE PARFAITEMENT PLASTIQUE AVEC CRITERE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB	190
3.1	MODELE DE COMPORTEMENT ET IDENTIFICATION DES PARAMETRES	190
3.1.1	<i>Essai biaxial</i>	<i>190</i>
3.1.2	<i>Bibliographie sur l'identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement du sol de Schneebeli</i>	<i>191</i>
3.1.3	<i>Identification finale des paramètres</i>	<i>194</i>
3.1.4	<i>Essai œdométrique</i>	<i>194</i>
3.1.5	<i>Module sécant à 50 % du déviateur à la rupture</i>	<i>195</i>
3.1.6	<i>Conclusions sur l'identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb</i>	<i>195</i>
3.2	MODELISATION NUMERIQUE DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	196
3.2.1	<i>Sans renforcement par inclusions rigides</i>	<i>196</i>
3.2.2	<i>Modélisations avec la mousse d120</i>	<i>197</i>
3.2.3	<i>Modélisations avec la mousse d80</i>	<i>205</i>
3.2.4	<i>Validation de la modélisation numérique à partir des résultats expérimentaux</i>	<i>206</i>
3.2.5	<i>Contraintes dans le massif</i>	<i>207</i>
3.2.6	<i>Chemins de contraintes et de déformation</i>	<i>209</i>
3.2.7	<i>Zones plastiques</i>	<i>212</i>
3.2.8	<i>Prise en compte de la discontinuité au bord de l'inclusion</i>	<i>212</i>
3.2.9	<i>Module d'Young constant dans le sol analogique</i>	<i>215</i>
3.2.10	<i>Module sécant à 50% du déviateur à la rupture</i>	<i>216</i>
3.3	MODELISATION NUMERIQUE DES ESSAIS EXPERIMENTAUX AVEC UNE NAPPE GEOSYNTHETIQUE	218
3.3.1	<i>Modèle numérique</i>	<i>218</i>
3.3.2	<i>Report de charge</i>	<i>219</i>
3.3.3	<i>Tassements en base du matelas</i>	<i>220</i>
3.3.4	<i>Déformation et tension dans le géosynthétique</i>	<i>220</i>
3.3.5	<i>Prise en compte d'une pré-tension dans la nappe de renforcement</i>	<i>221</i>
3.3.6	<i>Conclusions sur les simulations avec une nappe de renforcement</i>	<i>222</i>
3.4	CONCLUSIONS SUR LA MODELISATION AVEC LE MODELE ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE DE MOHR-COULOMB	222
4	SIMULATIONS AVEC LE MODELE CJS2	223
4.1	IDENTIFICATION DES PARAMETRES DU MODELE	223
4.2	PROCEDURE DE CHARGEMENT	225
4.3	RESULTATS DES MODELISATIONS DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	225
4.3.1	<i>Report de charge</i>	<i>225</i>
4.3.2	<i>Tassements en base du matelas</i>	<i>226</i>
4.3.3	<i>Tassements et déformations dans le massif</i>	<i>227</i>
4.4	CONCLUSION SUR LES SIMULATIONS AVEC LE MODELE CJS2	229
5	CONFRONTATIONS DES DIFFERENTES MODELISATIONS	230
6	CONCLUSION	232

1 INTRODUCTION

Une base de données expérimentale a été constituée sur le modèle réduit. Elle sert de référence à une modélisation numérique bidimensionnelle en milieu continu, effectuée avec le logiciel de calcul Flac, en déformations planes. Ce chapitre vise à présenter la validation du modèle numérique proposé à partir des résultats expérimentaux. L'impact de la complexité des modèles de comportement mis en œuvre est analysé.

2 MODELE NUMERIQUE

2.1 Maillage

L'expérimentation sur modèle réduit comporte deux inclusions, permettant l'étude dans la partie centrale, supposée affranchie des effets de bord. Dans le cadre de l'analyse numérique, les conditions de symétrie permettent de ne modéliser qu'un quart du modèle réduit. La Figure 1 présente une vue schématique du modèle numérique mis en place, comportant la mousse simulant le sol compressible, une demie inclusion rigide et le matelas constitué du sol analogique de Schneebeli. Pour satisfaire aux conditions de symétrie, les déplacements au niveau des axes de symétrie sont bloqués horizontalement. La limite inférieure est bloquée verticalement et les bords de l'inclusion sont bloqués dans les deux directions (inclusions indéformables). Des interfaces ont été mises en place sur les bords de l'inclusion et entre la mousse et le massif de rouleaux, ce qui permet un déplacement relatif mousse/inclusion, massif/inclusion et massif/mousse.

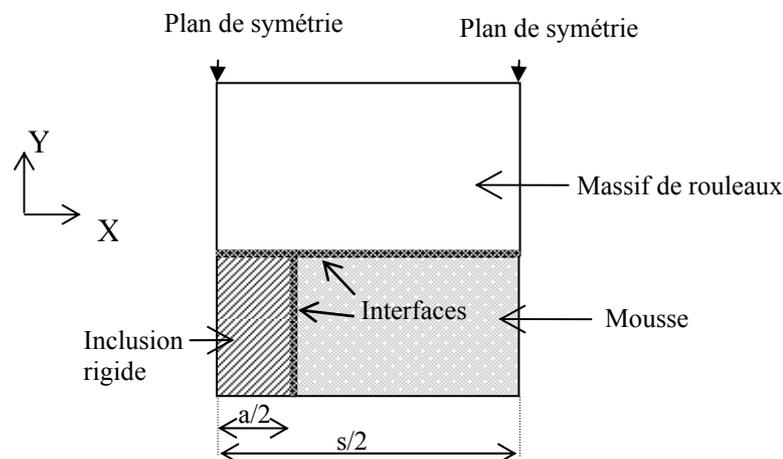


Figure 1 – Modélisation numérique du modèle réduit

L'inclusion supposée parfaitement rigide n'est pas modélisée, on la prend en compte par blocage des nœuds situés à sa périphérie. Seuls les éléments périphériques de l'inclusion ont été conservés pour la mise en place des interfaces. La Figure 2 présente une partie du maillage autour de l'inclusion, ainsi que les interfaces. Le modèle numérique comporte jusqu'à 2 800 zones de sol pour $\alpha = 15\%$ et $H = 0,7$ m.

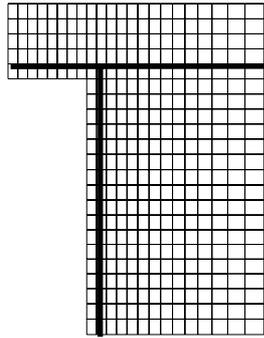


Figure 2 – Maillage et interfaces autour de l'inclusion

2.2 Procédure de chargement

La modélisation numérique adoptée permet de simuler la mise en place par couches successives du massif de rouleaux. Elle ne permet pas de simuler la phase de consolidation. Les étapes du calcul sont les suivantes :

1. Mise en place de la mousse d'une hauteur de 0,15 m et de l'inclusion, séparés par une interface permettant le déplacement différentiel entre ces deux éléments,
2. Equilibre du système sous gravité,
3. Mise en place de la 1^{ère} couche de sol, séparé de l'ensemble mousse - inclusion par des éléments d'interface.
4. Equilibre du système
5. Répétition des phases 3 et 4 jusqu'à une hauteur de rouleaux de 0,7 m.
6. Après mise en place et équilibre de la dernière couche, on applique une contrainte de 5 kPa en surface, correspondant à une surcharge équivalente à 0,08 m de sol analogique.

2.3 Modèles de comportement

2.3.1 Comportement mécanique du sol analogique

Le comportement mécanique du sol analogique de Schneebeli déterminé expérimentalement est présenté au chapitre 4. Des essais biaxiaux et des essais œdométriques ont été effectués par Dolzhenko (2002) à des contraintes de confinement équivalentes à celles rencontrées dans l'expérimentation sur le modèle réduit. Les résultats de ces essais servent de support pour le choix des modèles de comportement et l'identification des paramètres.

On cherche tout d'abord à valider le modèle numérique en utilisant des lois de comportement simples. Une première approche de modélisation du comportement observé consiste à utiliser un modèle élastoplastique parfait avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Schneebeli (1956) a en effet montré que les assemblages de rouleaux de diamètres différents répondaient à la loi de Coulomb. La principale difficulté réside en le choix d'un module d'Young unique. Cependant celui-ci peut varier d'une étape à l'autre en fonction du confinement. Nous identifions la partie élastique du modèle à partir des courbes expérimentales et d'un module sécant choisi arbitrairement. Le module sécant est choisi successivement à 25 % du déviateur à la rupture, puis à 50 % du déviateur à la rupture. Ce modèle de comportement simple ne permet donc pas de prendre en compte correctement le comportement du sol analogique avant la rupture, et notamment la dilatance avant la rupture,

alors qu'elle est observée expérimentalement dès le début du chargement. Cependant, la formulation de ce modèle permet de prendre correctement en compte des modélisations bidimensionnelles, car n'interviennent que les contraintes principales majeure et mineure.

La seconde étape consiste à modéliser le comportement du sol analogique constituant le matelas par un modèle élastoplastique à deux mécanismes (déviatoire et isotrope) avec écrouissage isotrope. Nous avons implémenté le modèle CJS2 dans le logiciel Flac. Ce modèle a été développé pour le comportement des sols granulaires et est présenté en détail en annexe. Les paramètres du modèle sont identifiés à partir des résultats des essais biaxiaux et œdométriques. Ce modèle permet notamment de prendre en compte la plasticité avant la rupture, ainsi que la dilatance avant la rupture. Cependant, ce modèle est formulé en utilisant les trois contraintes principales, il est donc typiquement tridimensionnel. Le fait de l'utiliser en deux dimensions en déformations planes peut entraîner des limitations à la modélisation.

2.3.2 Comportement mécanique de la mousse

Des essais de chargement monotones ont été effectués sur les deux matériaux mousse utilisés pour simuler le sol compressible (présentés dans la partie modélisation physique). Ces essais permettent de déterminer une relation entre contraintes et déformations. Pour les deux matériaux, le modèle de comportement utilisé dans la modélisation numérique est élastique non linéaire, avec un module variable identifié sur les résultats obtenus lors de l'essai de chargement de la mousse. En effet, il n'est pas nécessaire de modéliser le comportement en décharge car dans le problème des inclusions rigides, le sol compressible est uniquement soumis à une compression.

L'essai de chargement de la mousse est simulé en déformations planes. Avec cette hypothèse, le module œdométrique tangent de la mousse est déterminé par la relation :

$$E_{oedo} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad \text{Équation 1}$$

où $\Delta\varepsilon_1$ est l'incrément de déformation verticale et $\Delta\sigma_1$ l'incrément de contrainte verticale (Figure 3). Ce module est la pente de la courbe contrainte - déformation obtenue lors de cet essai (Figure 4).

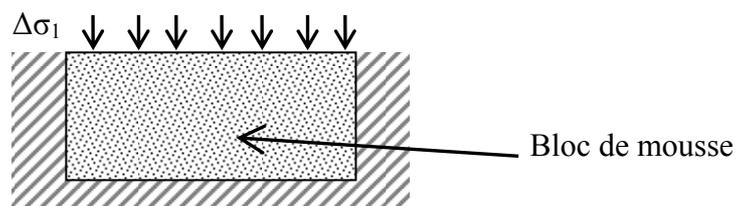


Figure 3 – Essai de chargement de la mousse

En élasticité La relation qui relie le module œdométrique tangent E_{eod} et le module d'Young E est :

$$E_{oed} = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad \text{Équation 2}$$

Le coefficient de Poisson ν n'a pas été déterminé expérimentalement, sa valeur a été identifiée numériquement afin d'obtenir une bonne concordance des déplacements dans le bloc de mousse dans le cas d'un renforcement par inclusions, comme présenté plus loin.

- Mousse d120

Le comportement expérimental de la mousse d120 est rappelé sur la Figure 4. Il peut être approximé par un modèle élastique décomposé en trois parties :

- deux parties linéaires pour lesquelles le module œdométrique tangent est constant,
- une partie de transition entre ces deux parties linéaires correspondant à une variation linéaire du module en fonction de la contrainte comme illustré par la Figure 5.

La Figure 5 présente l'évolution du module œdométrique tangent déterminé à partir des essais expérimentaux et l'évolution du module œdométrique décomposé en trois parties décrites ci-dessus. La linéarisation de la première partie de la courbe de la Figure 4 conduit à un module œdométrique tangent de 310 kPa et la linéarisation de la seconde partie à un module tangent de 134 kPa. Le module de la mousse est ainsi plus élevé pour les faibles contraintes et il est important d'en tenir compte afin de modéliser au mieux les essais expérimentaux, car ce module contrôle les tassements de la mousse. Avec un coefficient de Poisson fixé à 0,45, le module d'Young de la mousse est ainsi égal à 82 puis 35 kPa (d'après l'Équation 2).

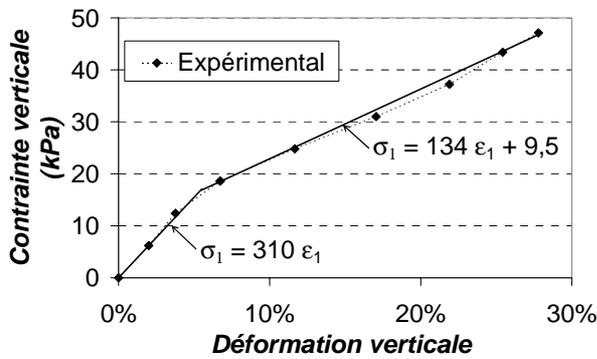


Figure 4 – Comportement expérimental de la mousse d120 : contrainte verticale en fonction de la déformation verticale

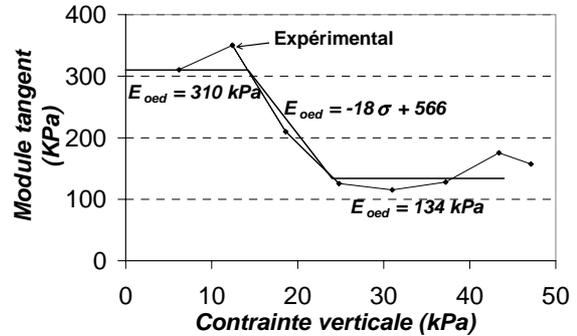


Figure 5 – Module œdométrique tangent en fonction de la contrainte verticale (mousse d120)

Un modèle de comportement élastique spécifique avec un module variable en fonction de la contrainte principale majeure a été implémenté pour une utilisation dans Flac. La Figure 5 montre l'évolution du module œdométrique tangent avec la contrainte telle qu'elle a été simulée numériquement.

Les résultats de la simulation numérique de l'essai de chargement de la mousse avec Flac sont comparés aux résultats expérimentaux sur la Figure 6. Le modèle numérique rend parfaitement compte du comportement de la mousse sous chargement simple.

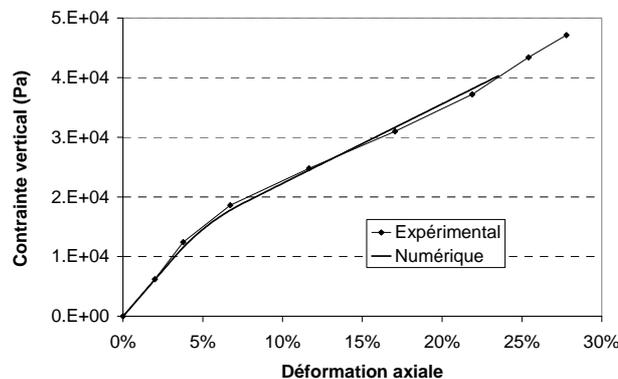


Figure 6 – Comportement expérimental et numérique de la mousse d120

- Mousse d80

Le comportement de la mousse plus compressible d80 peut être approximé par un modèle identique à celui simulant la mousse d120. Le module œdométrique tangent initial est de 59 kPa, puis il est de 277 kPa pour une déformation supérieure à 30 %. Avec un coefficient de Poisson de 0,45, le module d'Young est respectivement de 16 kPa puis de 73 kPa. Entre ces deux parties, le module œdométrique tangent varie avec la contrainte (Figure 8). Pour modéliser le comportement de la mousse d80, nous utilisons alors le modèle implémenté pour la mousse d120, mais avec des propriétés différentes. La Figure 9 compare les résultats de la simulation de l'essai de chargement aux résultats expérimentaux. Le modèle numérique rend parfaitement compte du comportement de la mousse sous chargement simple.

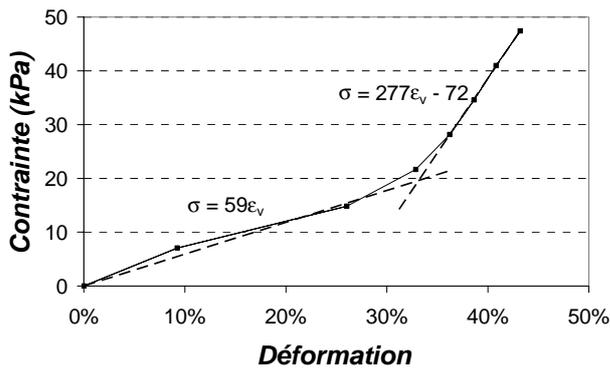


Figure 7 – Comportement expérimental de la mousse compressible d80

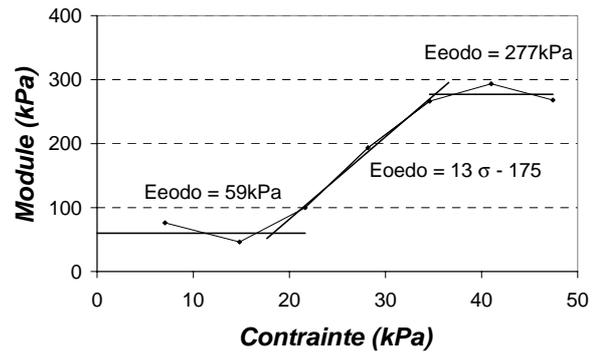


Figure 8 – Module en fonction de la contrainte (mousse d80)

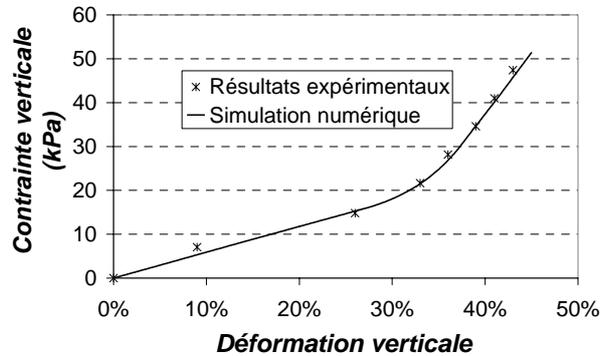


Figure 9 – Comportement expérimental et numérique de la mousse d80

Le comportement des deux types de mousse utilisés est confronté sur la Figure 10.

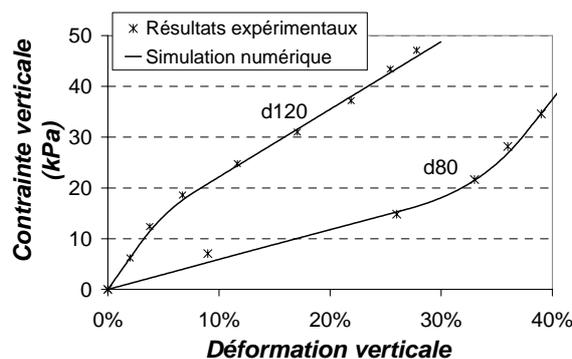


Figure 10 - Confrontation du comportement des deux mousses

Détermination du coefficient de Poisson de la mousse

Afin de mettre en évidence l'influence du coefficient de Poisson de la mousse, des calculs sont effectués avec différentes valeurs de coefficient de Poisson, entre 0 et 0,49, et un module d'Young calculé en fonction de la valeur de ν et du module œdométrique (équation 6). On utilise le modèle numérique présenté dans cette partie (§2.1), avec un taux de recouvrement $\alpha = 15\%$. Le comportement du matelas est élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb et les paramètres définis plus loin (§3.1.3). Des interfaces sont modélisées entre la mousse et l'inclusion et à la base du matelas dont les propriétés sont données au §2.4. Ces interfaces permettent le déplacement relatif entre la mousse et l'inclusion.

La Figure 11 présente le tassement en surface de la mousse pour une hauteur de matelas $H = 0,7\text{ m} + \text{surcharges}$. Cette figure montre que plus le coefficient de Poisson est grand, plus le tassement de la mousse est réduit lorsque l'on s'approche de l'inclusion. La Figure 12 présente les déplacements verticaux le long de l'inclusion pour $H = 0,7\text{ m} + \text{surcharges}$. Pour $\nu = 0,49$, les déplacements sont négligeables et ils augmentent lorsque la valeur de ν diminue. En effet, plus le coefficient de Poisson du matériau mousse est grand, plus les sollicitations horizontales dues à un chargement vertical sont grandes, et donc plus les contraintes exercées sur le fût de l'inclusion sont grandes, ce qui entraîne une limitation du déplacement vertical le long de cette limite. Le Tableau 1 et la Figure 13 illustrent l'augmentation des contraintes le long de l'inclusion lorsque le coefficient de Poisson de la mousse augmente. Un effort de cisaillement maximum est obtenu pour $\nu = 0,45$ (les contraintes diminuent ensuite pour $\nu = 0,49$ probablement à cause d'une instabilité numérique).

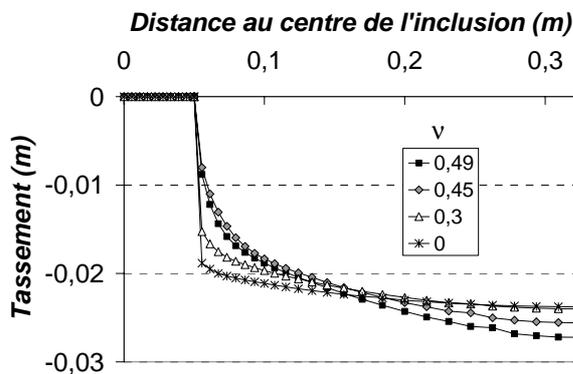


Figure 11 – Tassement à la surface de la mousse pour $H = 0,7\text{ m} + \text{surcharges}$; $\alpha = 15\%$

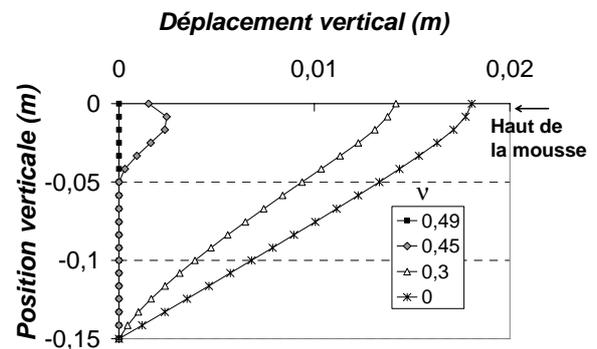


Figure 12 – Déplacement vertical le long du fût de l'inclusion pour $H = 0,7\text{ m} + \text{surcharges}$; $\alpha = 15\%$

ν mousse	Contrainte normale maximum (kPa)	Contrainte tangentielle maximum (kPa)
0,49	29,5	5,5
0,4	21,5	7,3
0,3	13,7	4,7
0,2	8,5	2,9
0,0	1,8	0,6

Tableau 1 – Contrainte le long de l'interface entre la mousse et l'inclusion, pour $H = 0,7\text{ m} + \text{surcharges}$

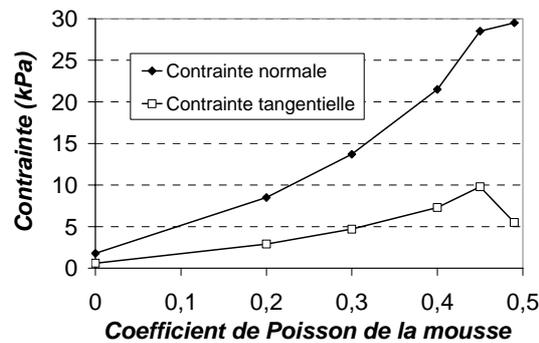


Figure 13 – Contrainte le long de l’interface entre la mousse et l’inclusion, pour $H = 0,7$ m + surcharges

Expérimentalement, une forte limitation du déplacement vertical de la mousse le long de l’inclusion a été observée et un frottement important entre la mousse et l’inclusion a été mesuré (entre 10 et 20 % du poids du matelas). Avec un coefficient de Poisson de 0,45, nous obtenons un rapport entre le frottement le long de l’inclusion (mesuré grâce aux contraintes de cisaillement dans l’interface) et le poids des rouleaux qui atteint jusqu’à 5 %.

Il a donc été choisi d’effectuer les modélisations numériques avec un coefficient de Poisson pour la mousse égal à 0,45.

2.4 Détermination des paramètres d’interface

Les paramètres d’interface k_n et k_s ont été déterminés grâce à la règle proposée par Itasca, afin de limiter les temps de calcul, comme explicité dans le chapitre « outils numériques ».

- Pour l’interface située entre la mousse et l’inclusion, la région de rigidité équivalente la plus grande est du côté de l’inclusion : $G = 7,7.10^7$ Pa, $K = 1,7.10^8$ Pa et $\Delta z_{\min} = 0,006$ m, alors $k_n = k_s = 4,5.10^{11}$ Pa/m
- Pour l’interface située entre l’inclusion et le massif : $G = 7,7.10^7$ Pa, $K = 1,7.10^8$ Pa et $\Delta z_{\min} = 0,0083$ m, alors $k_n = k_s = 3,3.10^{11}$ Pa/m
- Pour l’interface située entre la mousse et le massif, la région de rigidité équivalente la plus élevée est située dans les rouleaux, où G et K sont maximum lorsque $H = 0,78$ m. On a alors $E = 12$ MPa et $\nu = 0,48$ soit $G = 4$ MPa et $K = 100$ MPa, et $\Delta z_{\min} = 0,0083$ m. Alors $k_n = k_s = 1,3.10^{11}$ Pa/m.

Des simulations ont été effectuées pour analyser l’influence des paramètres k_n et k_s sur les résultats et sur les temps de calcul. On a fait varier les paramètres k_n et k_s de l’interface située entre la mousse et l’inclusion entre $1,5.10^9$ et $1,5.10^{13}$ Pa/m (coefficient de Poisson de la mousse = 0,45 ; frottement et cohésion de l’interface, respectivement 19° et 0 kPa). La Figure 14 montre le déplacement vertical le long de l’inclusion. Même pour k_n et $k_s = 1,5.10^9$ Pa/m, les déplacements restent très faibles car inférieurs à 10 μ m. Il n’y a pas d’influence sur les temps de calcul.

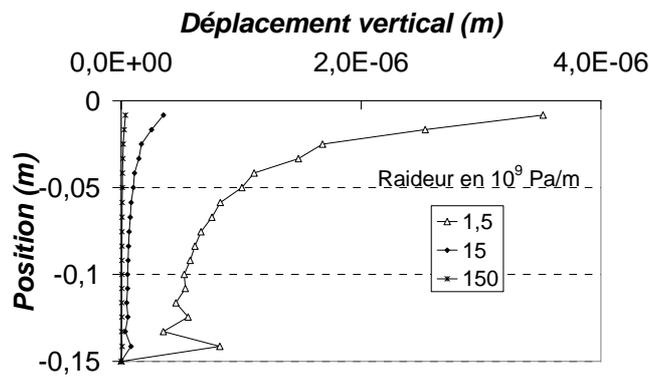


Figure 14 – Déplacements verticaux le long de l'inclusion pour $H = 0,7$ m + surcharges

Une simulation a également été effectuée sans modéliser les interfaces. Les résultats en terme d'effort et de déplacement sont quasiment les mêmes que lorsque l'on prend en compte les interfaces. De plus les temps de calcul sont réduits. Néanmoins la modélisation des interfaces permet de déterminer les efforts normaux et tangents s'appliquent sur ces surfaces (pour le calcul de l'efficacité notamment), nous choisissons donc d'effectuer les simulations avec interfaces.

3 SIMULATIONS AVEC LE MODELE ELASTIQUE LINEAIRE PARFAITEMENT PLASTIQUE AVEC CRITERE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB

3.1 Modèle de comportement et identification des paramètres

Dans un premier temps, le comportement du sol analogique de Schneebeli est modélisé par un modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les cinq paramètres mécaniques de cette loi sont le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , l'angle de frottement φ , l'angle de dilatance ψ et la cohésion c . Ce modèle est présenté en détail dans la partie « modèles de comportement » du chapitre 5.

3.1.1 Essai biaxial

Les paramètres sont identifiés à partir des essais biaxiaux réalisés sur des échantillons de rouleaux de Schneebeli par Dolzhenko (2002). Ces essais sont purement bidimensionnels et sont présentés en détail dans la partie « modélisation physique », chapitre 2. Afin de simuler le comportement avec une loi de comportement tridimensionnelle, les essais sont supposés réalisés en déformations planes. Dans ce cas, avant la rupture nous avons :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{E}{1 - \nu^2} \varepsilon_1 \quad \text{Équation 3}$$

$$\varepsilon_\nu = \frac{1 - 2 \cdot \nu}{1 - \nu} \varepsilon_1 \quad \text{Équation 4}$$

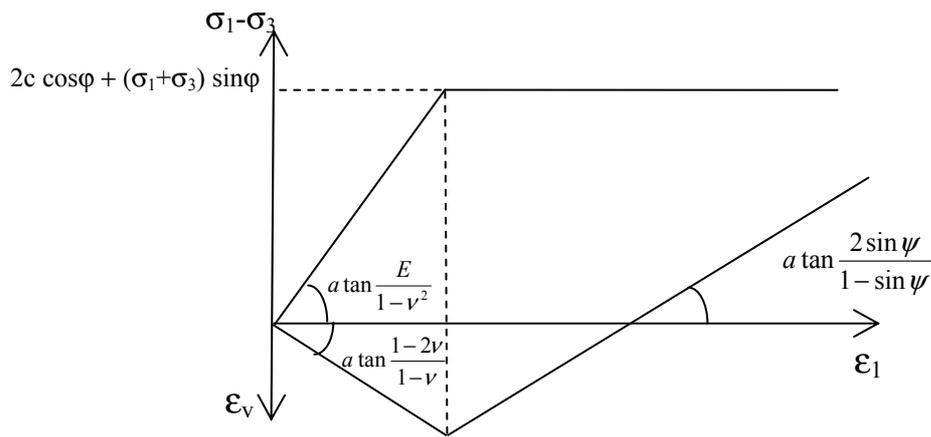


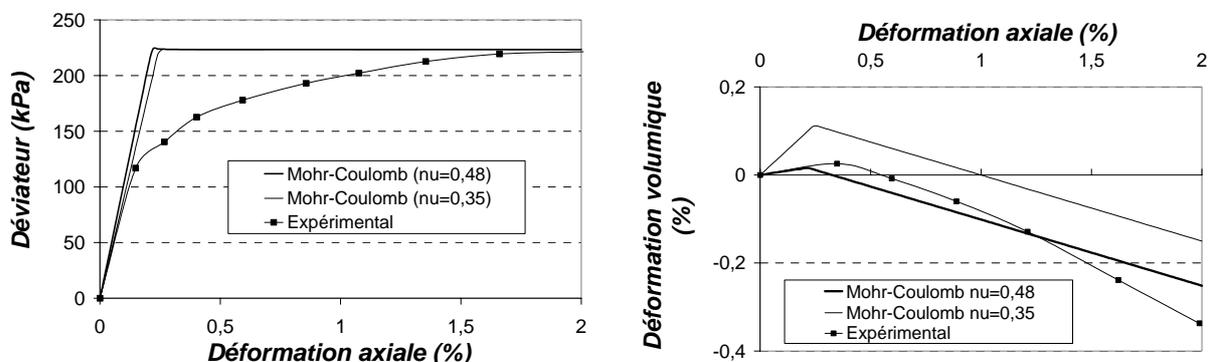
Figure 15– Essai biaxial en déformation plane

3.1.2 Bibliographie sur l'identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement du sol de Schneebeli

1) Al Abram (1998)

Al Abram (1998) a effectué une identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb à partir des courbes expérimentales de Kastner (1982). Les essais biaxiaux ont été effectués à des contraintes de confinement entre 200 et 500 kPa, ce qui est élevé par rapport au niveau de contrainte dans lequel se situe l'expérimentation.

Deux jeux de paramètres ont été déterminés, avec un coefficient de Poisson égal à 0,48 puis 0,35. Un coefficient de Poisson $\nu = 0,48$ permet de mieux prendre en compte les déformations volumiques qui présentent peu de contractance alors que 0,35 correspond à une valeur « classique » de coefficient de Poisson pour les sols granulaires. Les autres paramètres du modèle sont $E = 80$ MPa, $\varphi = 21^\circ$, $\psi = 4^\circ$ et $c = 0$ kPa. La Figure 16 présente la comparaison entre la simulation numérique de l'essai biaxial à 200 kPa avec ces paramètres et les expérimentations de Kastner (1982). Le coefficient de Poisson n'a que peu d'influence sur la courbe du déviateur alors qu'il a une grande influence sur la contractance. Un coefficient de Poisson $\nu = 0,48$ et un angle de dilatance de 4° permettent de simuler de manière satisfaisante les déformations volumiques expérimentales, qui présentent une zone de contractance jusqu'à une déformation axiale de 0,5 % environ, puis de la dilatance.


 Figure 16 – Confrontation des résultats d'un essai biaxial à $\sigma_3 = 200$ kPa donnés par le modèle de Mohr-Coulomb avec les paramètres d'Al Abram (1998) et par l'expérimentation effectuée par Kastner (1982).

Al Abram (1998) propose dans un deuxième temps d'utiliser un module d'Young variable en fonction de la hauteur de rouleaux située au dessus de la zone, tel que:

$$E = E_0 \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad \text{Équation 5}$$

avec

- σ_3 : la contrainte horizontale, $\sigma_3 = K_0 \cdot \gamma \cdot h$
- P_a : la pression atmosphérique, $P_a = 1 \text{ bar}$
- E_0 : le paramètre de référence, $E_0 = 560$
- $n = 0,4$
- K_0 : le coefficient de pression des terres au repos, $K_0 = 0,7$, d'après les essais de pousée-butée effectués par Dolzhenko (2002)
- h : la distance par rapport à la surface du massif
- γ : le poids volumique des rouleaux, $\gamma = 65 \text{ kN/m}^3$

Les paramètres E_0 et n sont déterminés à partir d'essais biaxiaux à différentes pressions de confinement.

Avec $\nu = 0,48$: $\frac{1}{1-\nu^2} = 1,30$ soit $E_{DP} = 1,3 \cdot E$ où E_{DP} est le « module » lors de l'essai en déformations planes.

Le Tableau 2 donne quelques valeurs du module d'Young en fonction de la hauteur de rouleaux et de la contrainte de confinement :

H (m)	σ_3 (kPa)	E (MPa)	E_{DP} (MPa)
0,2	8,7	21,1	27,4
0,4	17,4	27,8	36,1
0,5	20	29,4	38,2
0,6	26,0	32,7	42,5
0,7	30	34,6	45,0
0,8	34,7	36,7	47,7
0,9	40	38,8	50,4

Tableau 2 – Module d'Young en fonction de la hauteur de rouleaux

2) Dolzhenko (2002)

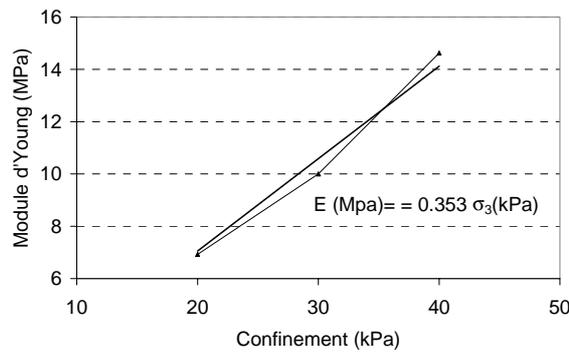
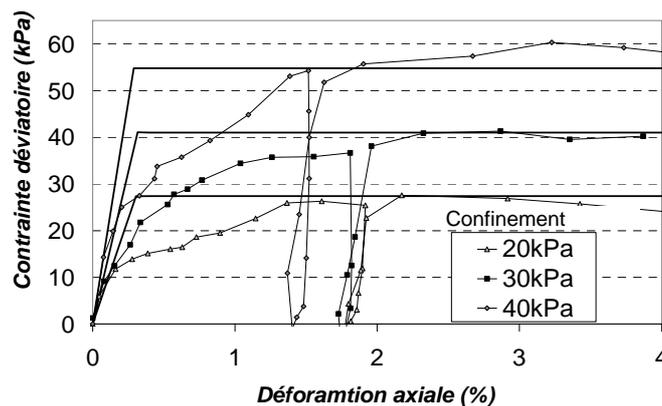
Dolzhenko (2002) a effectué des essais biaxiaux à des contraintes de confinement entre 20 et 40 kPa. Les niveaux de contrainte sont donc équivalents à ceux de l'expérimentation. Les résultats des essais permettent donc d'effectuer une meilleure identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb.

Les courbes de la Figure 18 permettent de déterminer un angle de frottement interne égal à 24° et une cohésion nulle. Les courbes expérimentales permettent de déterminer les modules sécants à 25 % du déviateur à la rupture. Ils sont donnés dans le Tableau 3. Les modules d'Young correspondants, pour les deux valeurs du coefficient de Poisson utilisées par Al Abram (1998), sont également donnés. Les courbes déviateur - déformation correspondantes avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb et un angle de frottement de 24° sont données sur la Figure 18.

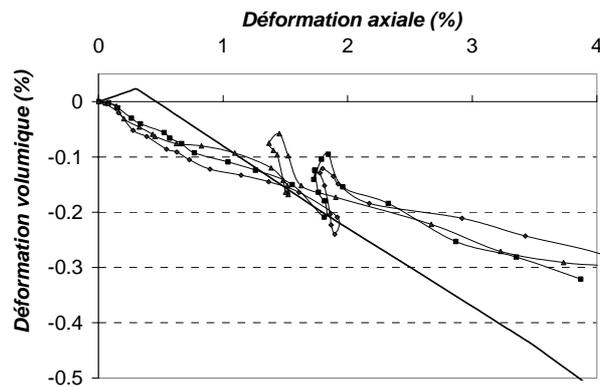
σ_3 (kPa)	E_{25} (MPa)	E (MPa) avec $\nu = 0,48$	E (MPa) avec $\nu = 0,35$
20	9	6,9	7,9
30	13	10	11,4
40	19	14,6	16,7

Tableau 3 – Détermination des modules sécants d’après les courbes expérimentales de Dolzhenko (2002)

La variation du module est approximativement linéaire (Figure 17), on a $E = 353 \cdot \sigma_3$


Figure 17 – Module en fonction du confinement

Figure 18 – Déviateur expérimental (Dolzhenko (2002)) et numérique (angle de frottement de 24°)

La Figure 19 compare la déformation volumique en fonction de la déformation axiale obtenue par Dolzhenko (2002) et par la simulation numérique avec un angle de dilatance de 4° et un coefficient de Poisson de 0,48. Cette figure illustre la difficulté de l'identification de ces deux paramètres à partir des résultats expérimentaux, car ceux-ci ne présentent pas de zone de contractance. Ainsi la valeur de $\nu = 0,48$ a été retenue afin de limiter au maximum la contractance numérique (la valeur extrême $\nu = 0,50$ simule le cas de la contractance nulle, mais cette valeur n'est pas utilisable pour des raisons numériques). Un choix a ensuite dû être fait sur la pente de dilatance. Un angle de dilatance de 4° permet de représenter correctement la déformation volumique pour un niveau de déformation de 2 %. De plus, c'est la valeur qui a été identifiée par Al Abram (1998) à partir des essais de Kastner (1982).


 Figure 19 – Déformation volumique expérimentale (Dolzhenko, 2002) et numérique ($\psi = 4^\circ$ et $\nu = 0,48$)

3.1.3 Identification finale des paramètres

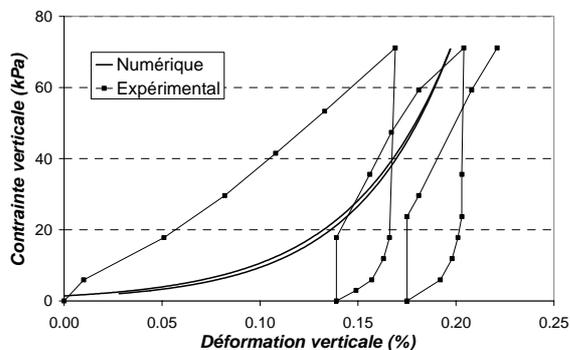
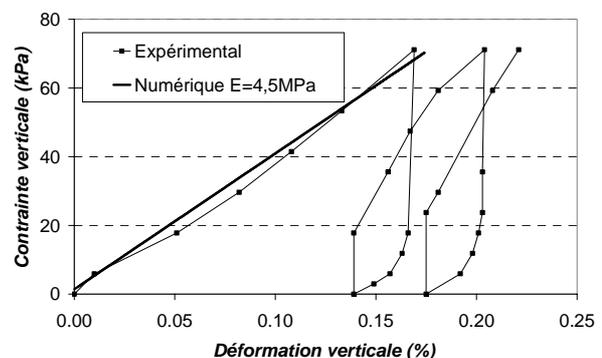
Finalement, le jeu de paramètres retenus est le suivant :

E	ν	φ	ψ	c
$E = 353 \sigma_3$ $\sigma_3 = K_0 \cdot \gamma \cdot h$	0,48	24°	4°	0 kPa

Tableau 4 – Identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

3.1.4 Essai œdométrique

Un essai œdométrique a été simulé utilisant ce jeu de paramètre. Le module d'Young varie avec la contrainte horizontale $\sigma_h = \sigma_v \cdot K_0$ selon $E = 353 \cdot \sigma_h$, le coefficient K_0 étant pris égal à 0,7. Les résultats de la simulation sont comparés aux résultats expérimentaux de Dolzhenko (2002) sur la Figure 20. Avec le modèle de Mohr-Coulomb, les modules en chargement et déchargement sont identiques. La loi de variation du module avec la contrainte retenue permet d'obtenir un module équivalent à celui obtenu expérimentalement pour une contrainte verticale d'environ 30 kPa. Pour une contrainte inférieure, le module œdométrique est sous-estimé, pour une contrainte supérieure, il est surestimé. L'identification du module d'Young du sol de Schneebeli en chargement sur les résultats des essais œdométriques pourrait conduire à choisir un module constant égal à 4,5 MPa (Figure 21). Pour la loi d'évolution du module retenue, ce module est atteint pour une contrainte verticale de 18 kPa.


 Figure 20 – Essai œdométrique, module variable
 $E = 353 \cdot \sigma_3$

 Figure 21 – Essai œdométrique, module constant
 $E = 4,5 \text{ MPa}$

3.1.5 Module sécant à 50 % du déviateur à la rupture

Un module d'Young correspondant au module sécant à 50 % du déviateur à la rupture peut également être choisi. On se rapproche ainsi de la forme des courbes $\varepsilon - q$ (Figure 22 a), mais la rupture est alors atteinte pour une déformation axiale plus importante, et donc la dilatance apparaît encore plus tard (Figure 22 b). Ce module d'Young est réduit de 35 à 55 % par rapport au module d'Young déterminé à partir du module sécant à 25 % du déviateur à la rupture.

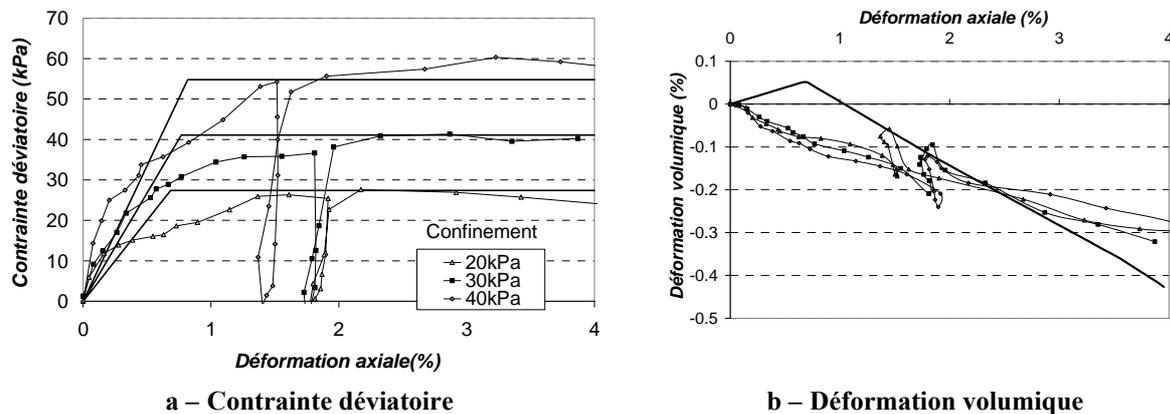


Figure 22 – Essai biaxial avec un module sécant à 50 % du déviateur à la rupture.

Le module d'Young (calculé à partir d'un coefficient de Poisson de 0,48) est représenté en fonction de la contrainte de confinement sur la Figure 23. La loi d'évolution peut être approximée par : $E \text{ (MPa)} = 0,135 \cdot \sigma_3 \text{ (kPa)} + 1,29$

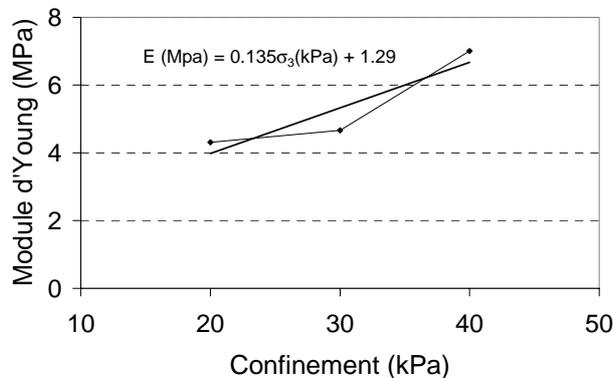


Figure 23 – Module d'Young en fonction du confinement

3.1.6 Conclusions sur l'identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

L'identification des paramètres du modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb s'effectue à partir de résultats d'essais biaxiaux. Deux campagnes d'essais ont été effectuées sur le sol analogue mis en œuvre dans notre modèle physique : les essais de Kastner (1982) à des confinements entre 50 et 500 kPa et les essais de Dolzhenko (2002) à des confinement entre 20 et 50 kPa, valeurs plus proches de celles rencontrées dans notre modélisation. L'identification des paramètres de ce modèle pose plusieurs problèmes :

- Il est nécessaire d'effectuer un choix sur le module d'Young
- Il est nécessaire d'effectuer un choix sur la simulation de la variation de volume.

3.2 Modélisation numérique des essais expérimentaux

Nous effectuons des simulations numériques des essais expérimentaux avec une tête d'inclusion de largeur $a = 0,1$ m. Les trois configurations simulées sont précisées dans le Tableau 5. Toutes les configurations sont simulées avec la mousse d120 et la configuration $\alpha = 15\%$ a également été simulée avec la mousse d80.

α	a (m)	s (m)
15 %	0,1	0,65
22 %	0,1	0,45
32 %	0,1	0,32

Tableau 5 – Configurations simulées

Les simulations sont effectuées avec un coefficient de Poisson de la mousse de 0,45 et un module de la mousse variable, calé sur les essais de chargement sur la mousse d120 ou d80 ; les paramètres d'interfaces données dans le paragraphe 2.4 et les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour le comportement des rouleaux sont donnés dans le Tableau 4. Dans chaque élément de sol du matelas, on admet que le module d'Young varie en fonction de la contrainte géostatique horizontale $\sigma_3 = K_0 \cdot \gamma \cdot h$, déterminée à chaque étape du chargement en fonction de la hauteur de sol h au-dessus de l'élément considéré. Les effets de la redistribution des efforts dans le matelas et de l'orientation réelle des contraintes principales n'ont donc pas été pris en compte.

3.2.1 Sans renforcement par inclusions rigides

Un calcul de référence a été effectué sans renforcement par inclusions rigides. Les résultats du tassement de la mousse d120 en fonction de la hauteur de matelas sont reportés sur la Figure 24. Les résultats numériques sont quasiment identiques aux résultats expérimentaux car le comportement mécanique de la mousse a été implémenté en se basant sur les résultats expérimentaux du tassement en fonction de la hauteur de matelas.

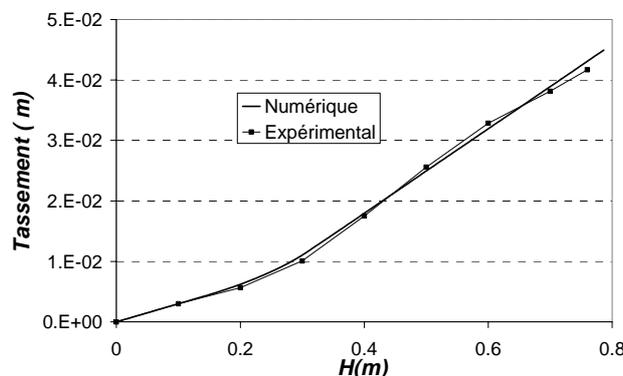


Figure 24 – Tassement de la mousse en fonction de la hauteur

3.2.2 Modélisations avec la mousse d120

3.2.2.1 Report de charge

La Figure 25, la Figure 26 et la Figure 27 présentent l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas pour les taux de recouvrement de respectivement 15 %, 22 % et 31 % et la mousse d120. Les résultats numériques sont confrontés aux résultats expérimentaux.

- $\alpha = 15 \%$,

L'efficacité mesurée expérimentalement et celle obtenue par la modélisation numérique sont identiques jusqu'à $H = 0,4$ m. Au-delà, la modélisation numérique surestime l'efficacité du système. Pour $H = 0,7$ m + surcharge, l'efficacité obtenue par la modélisation numérique est augmentée de 36 % par rapport à l'efficacité mesurée sur le modèle physique (0,57 contre 0,42).

- $\alpha = 22 \%$,

La modélisation numérique surestime l'efficacité dès le début du chargement. L'efficacité maximum obtenue numériquement est de 0,68, soit 36 % plus grande que celle obtenue expérimentalement.

- $\alpha = 31 \%$

La modélisation numérique surestime l'efficacité dès le début du chargement. L'efficacité obtenue par la modélisation numérique atteint 0,77, soit une augmentation de 35 % par rapport à l'expérimentation.

La Figure 28 présente l'efficacité maximum en fonction du taux de recouvrement obtenue par l'expérimentation et par la modélisation numérique. Pour les trois configurations, la modélisation numérique surestime l'efficacité d'environ 35 % par rapport aux résultats expérimentaux. Une modélisation du comportement du matelas granulaire en milieu continu ne permet probablement pas de simuler les mécanismes de cisaillement importants qui se développent au niveau du bord de l'inclusion comme cela a été observé expérimentalement.

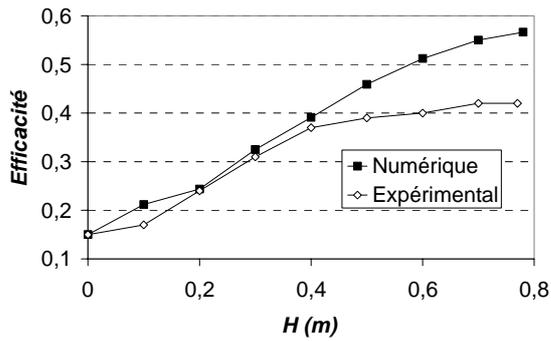


Figure 25 – Efficacité pour $\alpha = 15\%$

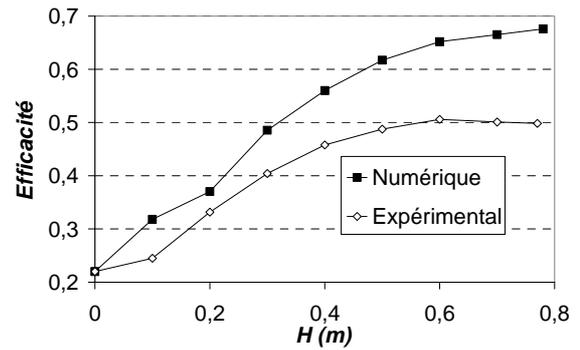


Figure 26 – Efficacité pour $\alpha = 22\%$

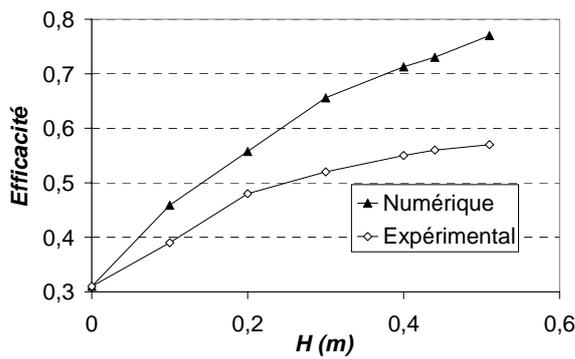


Figure 27 – Efficacité $\alpha = 31\%$

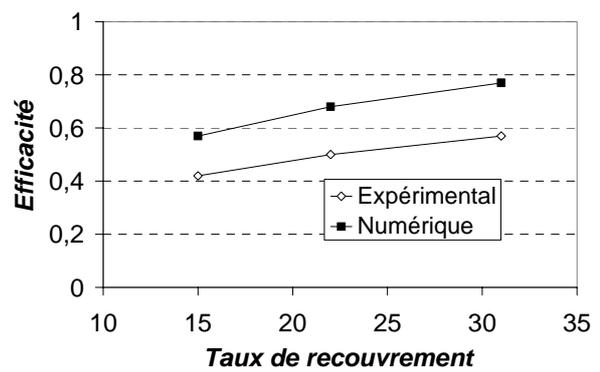


Figure 28 – Efficacité maximum en fonction de α

Expérimentalement, nous avons observé une variation du taux de réduction de contrainte (*SRR*) en fonction de la hauteur relative H/s qui était indépendante du taux de recouvrement. La Figure 29 présente l'évolution du *SRR* en fonction de H/s obtenu par l'expérimentation et par la modélisation numérique, pour les trois valeurs du taux de recouvrement. Cette figure montre que la simulation numérique permet de confirmer ce résultat. Les valeurs numériques de l'efficacité étant plus importantes que celles trouvées expérimentalement, le *SRR* numérique est plus faible.

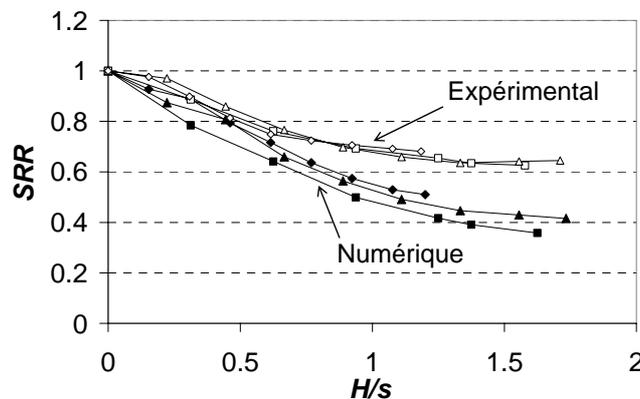


Figure 29 – *SRR* en fonction de la hauteur relative

3.2.2.2 Tassements en base du matelas

Les figures suivantes présentent la répartition du tassement en base du matelas à la fin du chargement (colonne de gauche) et le tassement maximum atteint en base du matelas (à mi-portée entre les inclusions) en fonction de la hauteur de matelas (colonne de droite), pour les trois valeurs de taux de recouvrement.

- $\alpha = 15 \%$

La Figure 30 montre que la modélisation numérique permet de s'approcher correctement de la forme expérimentale de la distribution du tassement en base du matelas, notamment grâce à l'identification du coefficient de Poisson du matériau mousse. La Figure 31 montre que jusqu'à $H = 0,4$ m, le tassement de la mousse obtenu numériquement est identique à celui mesuré expérimentalement. Pour $H = 0,7$ m + surcharge, le tassement maximum de la mousse obtenu numériquement est de 0,0195 m, soit 26 % plus faible que ce qui a été observé expérimentalement (0,0285 m).

- $\alpha = 22 \%$

La Figure 33 montre que le tassement obtenu par la modélisation numérique est très proche du tassement mesuré lors de l'expérimentation. Pour H inférieur à 0,3 m, on obtient un tassement numérique plus grand que celui mesuré expérimentalement (Figure 34). Pour $H = 0,7$ m + surcharges, le tassement numérique maximum est de 0,013 m et le tassement expérimental est de 0,015 m, on a donc une réduction du tassement de 15 %. Une simulation effectuée avec un angle de frottement de 22° pour le sol du matelas permet d'obtenir le même tassement à l'état final (même valeur et même répartition à la base du matelas).

- $\alpha = 31 \%$

La Figure 34 et la Figure 35 montrent que les tassements en base du matelas obtenus par la modélisation numérique sont identiques à ceux obtenus sur le modèle réduit.

La modélisation numérique proposée, ainsi que les paramètres de comportement de la mousse notamment et du sol de matelas, permettent de simuler correctement le tassement en base du matelas observé expérimentalement. Les différences que l'on observe cependant peuvent être liées au comportement de la mousse qui peut varier d'une expérimentation à l'autre dû à sa mise en place. En effet, expérimentalement la mousse peut être plus ou moins confinée entre les inclusions métalliques, or le comportement mis en place dans le modèle numérique est déterminé à partir d'un essai de chargement en particulier mettant en œuvre un bloc de mousse de largeur 0,55 m, et l'on considère que ce même comportement se répète pour tous les essais. Le tassement en base du matelas étant également conditionné par l'effet de voûte dans le sol granulaire du matelas, la modélisation numérique de celui-ci peut également participer à l'explication des différences observées.

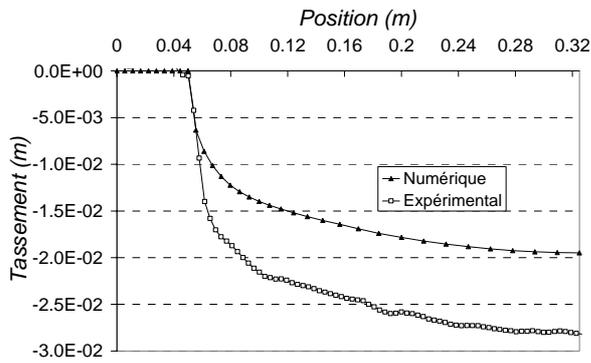


Figure 30 – Tassement en base du matelas pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$; $\alpha = 15 \%$

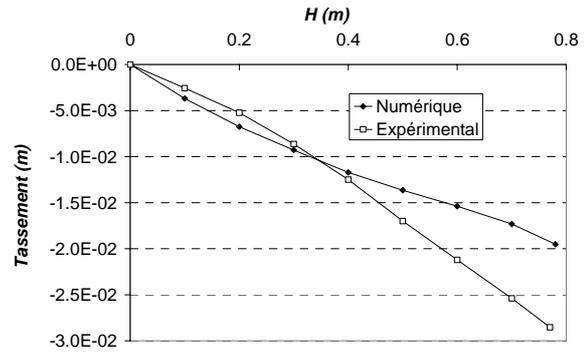


Figure 31 – Tassement maximum en base du matelas pour $\alpha = 15 \%$

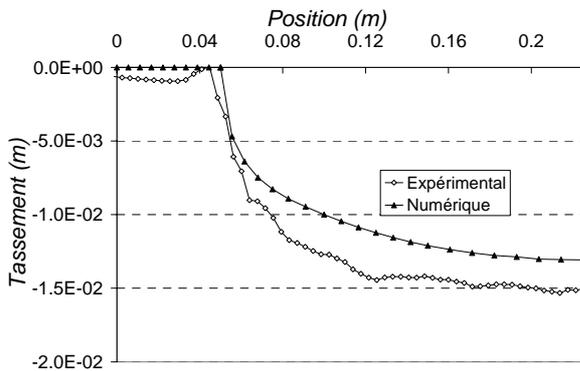


Figure 32 – Tassement en base du matelas pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$; $\alpha = 22 \%$

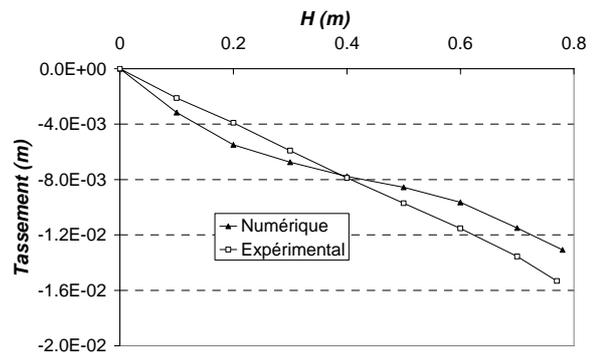


Figure 33 – Tassement maximum en base du matelas pour $\alpha = 22 \%$

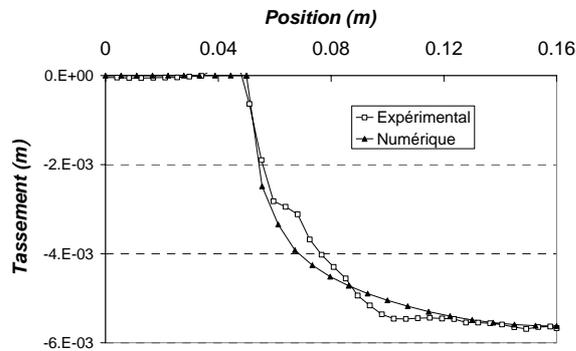


Figure 34 – Tassement en base du matelas pour $H = 0,5 \text{ m}$ (numérique) et $H = 0,44 \text{ m} + \text{surcharges}$ (expérimental) ; $\alpha = 31 \%$

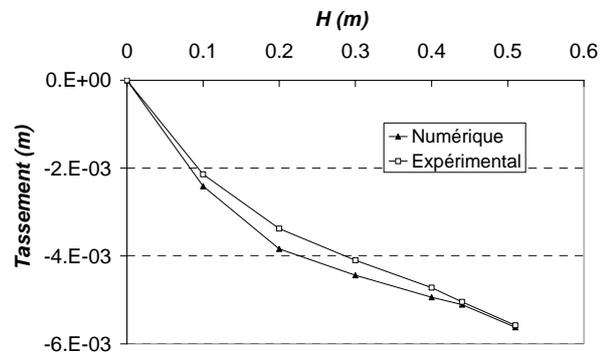


Figure 35 – Tassement maximum en base du matelas pour $\alpha = 31 \%$

3.2.2.3 Tassements en surface du matelas

La mise en place de la couche de sol suivante entraîne des tassements en surface du matelas. Nous analysons ces tassements en terme de tassement différentiel en surface (différence de tassement entre le milieu et au-dessus de l'inclusion) et de tassement maximum en surface (au milieu) en fonction de la hauteur de matelas comme illustré sur la Figure 36. Les résultats numériques sont confrontés aux résultats expérimentaux.

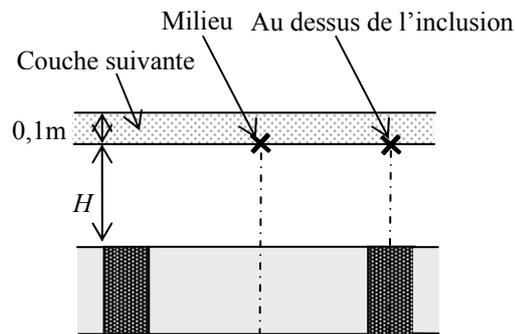
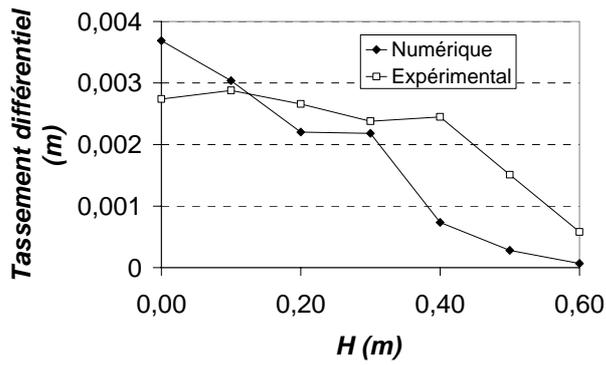


Figure 36 – Schéma : mise en place de la couche suivante

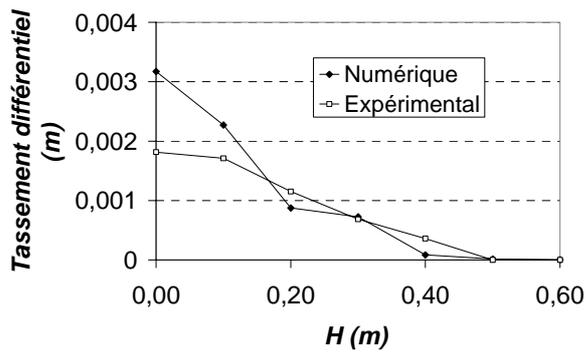
La Figure 37 présente l'évolution en fonction de H du tassement différentiel en surface pour les trois configurations et la Figure 38 présente l'évolution du tassement maximum en surface.

Pour toutes les configurations, les résultats numériques comme les résultats expérimentaux montrent que les tassements différentiels en surface diminuent lorsque la hauteur de matelas augmente. Pour toutes les configurations les tassements expérimentaux et numériques ont le même ordre de grandeur.

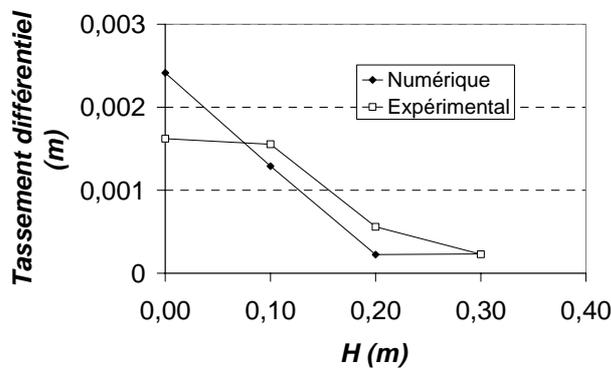
- Pour $\alpha = 15 \%$ le tassement différentiel est négligeable pour H à partir de 0,6 m.
- Pour $\alpha = 22 \%$ le tassement différentiel est négligeable pour H à partir de 0,4 m.
- Pour $\alpha = 31 \%$ le tassement différentiel est négligeable pour H à partir de 0,3 m.



a - α = 15 %

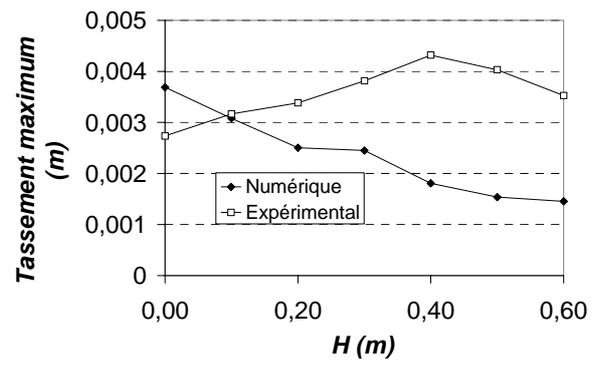


b - α = 22 %

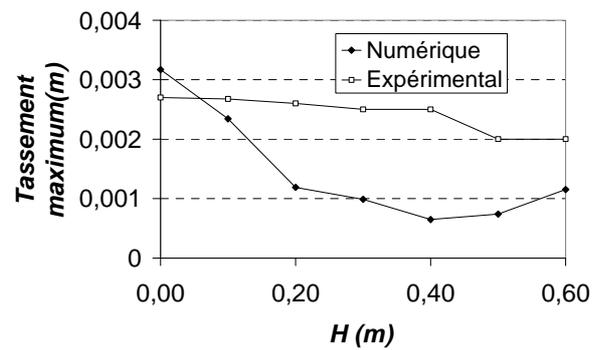


c - α = 31 %

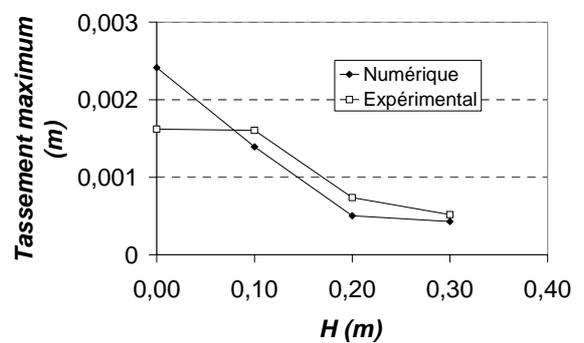
Figure 37 – Tassements différentiels en surface dus à la mise en place de la couche suivante



a - α = 15 %



b - α = 22 %



c - α = 31 %

Figure 38 – Tassements maximums en surface dus à la mise en place de la couche suivante

3.2.2.4 Déplacements et déformations dans le massif

Lors de la mise en place de la surcharge en surface, on peut accéder au champ de déplacement et de déformation dans l'ensemble du massif.

Les figures suivantes présentent :

- le déplacement vertical dans le massif au-dessus de l'inclusion et au milieu (entre les deux inclusions) lors de la mise en place de la surcharge (colonne de gauche)
- la déformation verticale dans le massif au-dessus de l'inclusion et au milieu due à la mise en place de la surcharge (colonne de droite).

Les résultats des simulations numériques avec les trois valeurs de α sont confrontés aux résultats expérimentaux, obtenus par l'imagerie numérique.

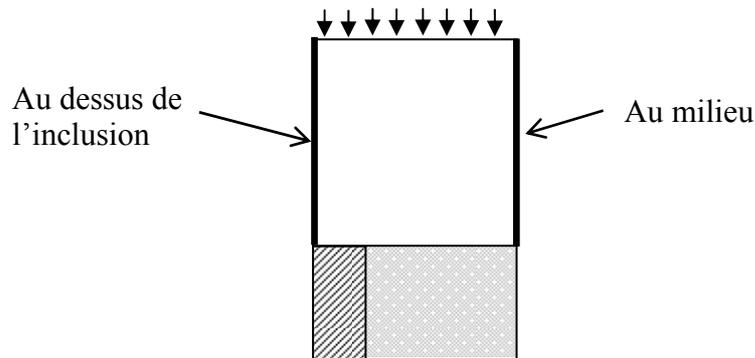


Figure 39 – Lignes verticales au dessus de l'inclusion et au milieu

- 15 %

La Figure 40 montre que les tassements observés expérimentalement sont plus importants que ceux obtenus par la modélisation numérique, mais le plan d'iso-tassement (plan d'égal tassement) se situe à la même distance de la base du matelas pour les deux modélisations. La Figure 41 montre que la modélisation numérique permet de retrouver les résultats expérimentaux en terme de déformation verticale dans le matelas. Cette figure montre que le sol au dessus de l'inclusion est en compression jusqu'à une distance de la base du matelas de 0,2 m, la déformation verticale due à la mise en place de la surcharge atteint 1,6 % dans le calcul numérique et 2,5 % dans l'expérimentation. La compression maximum est atteinte environ 0,1-0,15 au-dessus de la base du matelas pour les deux modélisations. Le sol au-dessus de la mousse compressible est en extension jusqu'à une distance de la base du matelas de 0,2m et la déformation verticale atteint 0,7 % dans les deux modélisations.

- 22 %

La Figure 42 montre qu'à nouveau la modélisation numérique sous estime les tassements dans le massif dus à la mise en place de la surcharge, mais permet néanmoins d'obtenir la même distribution de tassement et de déformation verticale (Figure 43).

- 31 %

La Figure 44 montre que la modélisation numérique permet de représenter correctement la distribution de déplacement vertical dans le massif. Dans les deux modélisations, le plan d'iso-tassement se situe quasiment en surface du matelas.

Il est à noter que l'échelle des tassements n'est pas identique pour les trois valeurs de taux de recouvrement : plus le taux de recouvrement est important, plus les tassements dans le massif sont réduits. Le tassement numérique en surface est de :

- 1,6 mm pour $\alpha = 15 \%$
- 1 mm pour $\alpha = 22 \%$
- 0,3 mm pour $\alpha = 31 \%$

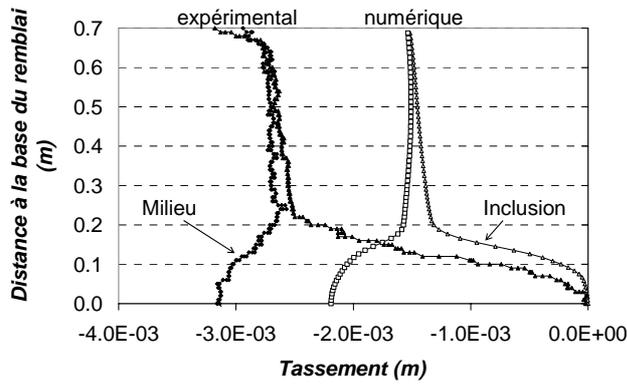


Figure 40 – Tassement dans le massif lors de la mise en place de la surcharge ; $\alpha = 15\%$

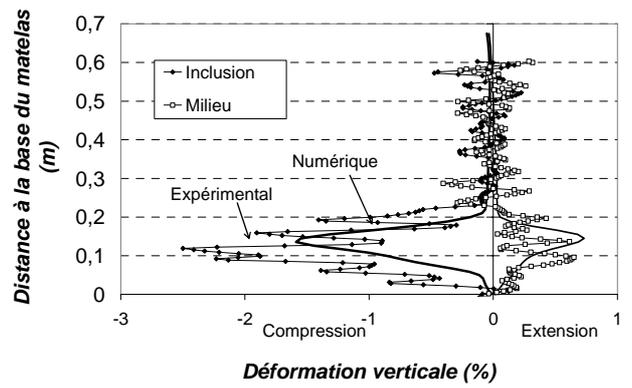


Figure 41 – Déformation verticale lors de la mise en place de la surcharge ; $\alpha = 15\%$

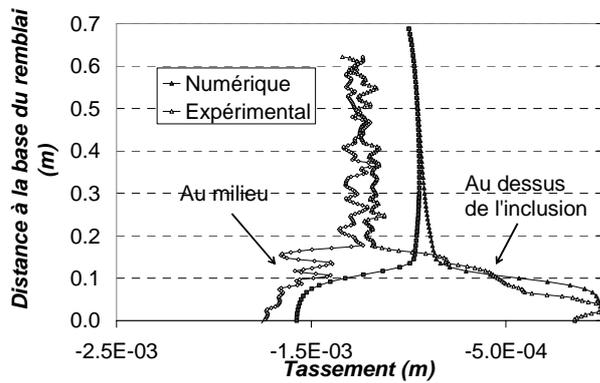


Figure 42 – Tassement dans le massif lors de la mise en place de la surcharge ; $\alpha = 22\%$

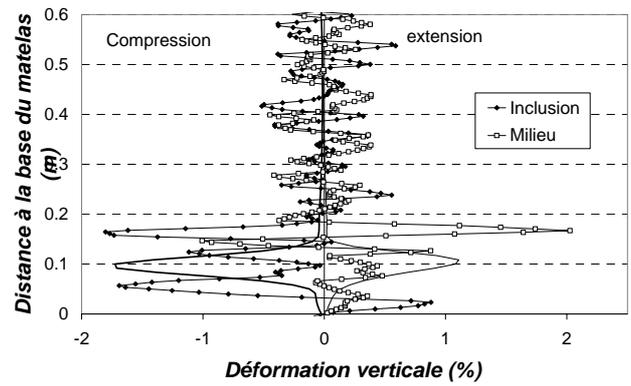


Figure 43 – Déformation verticale lors de la mise en place de la surcharge ; $\alpha = 22\%$

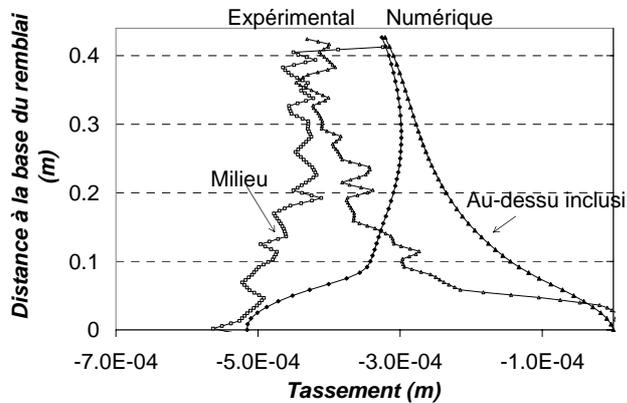


Figure 44 – Tassement dans le massif lors de la mise en place de la surcharge ; $\alpha = 31\%$

3.2.3 Modélisations avec la mousse d80

L'expérimentation effectuée avec la mousse plus compressible d80 et un taux de recouvrement $\alpha = 15\%$ a été simulée numériquement. Les résultats de la modélisation numérique sont confrontés à l'expérimentation et aux résultats numériques et expérimentaux obtenus avec la mousse d120.

3.2.3.1 Report de charge

La Figure 45 présente l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas. Comme pour la simulation avec la mousse d120, la simulation numérique avec la mousse plus compressible donne une valeur de l'efficacité plus importante que celle mesurée expérimentalement à partir de $H = 0,4$ m. Expérimentalement, la compressibilité de la mousse n'a pas d'influence sur le report de charge. L'analyse numérique conduit au même résultat.

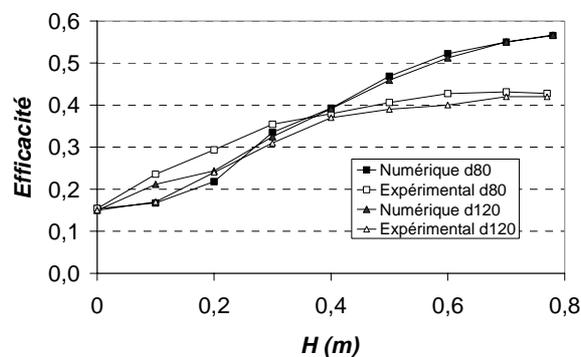


Figure 45 – Efficacité pour $\alpha = 15\%$

3.2.3.2 Tassements dans le massif

La Figure 46 présente le tassement maximum en base du matelas en fonction de la hauteur de matelas obtenu expérimentalement et numériquement avec les deux matériaux mousse. Pour les deux matériaux mousse, la modélisation numérique permet de retrouver le tassement expérimental.

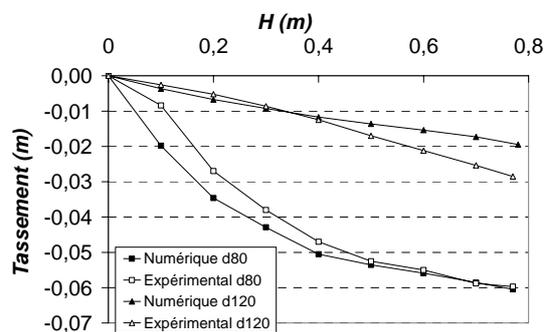
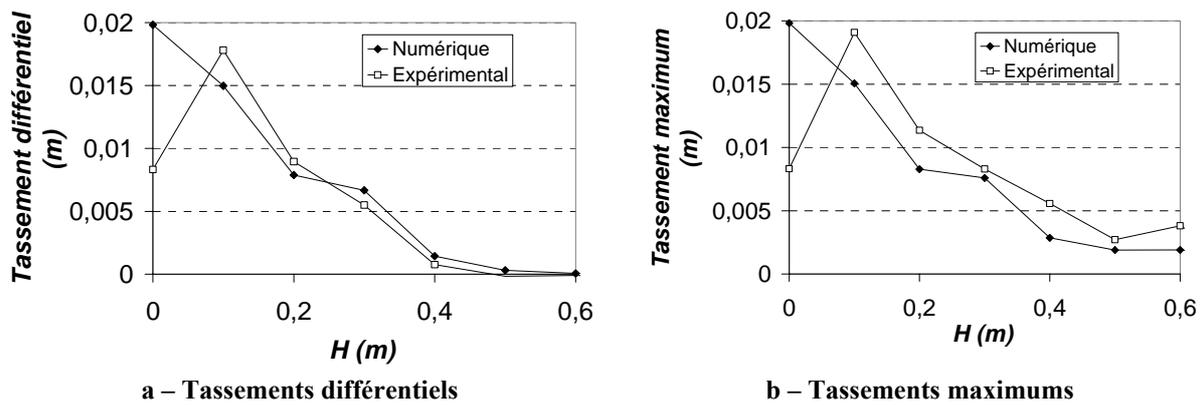


Figure 46 – Tassement maximum en base du matelas pour $H=0,7m+surcharges$

La Figure 47 présente l'évolution du tassement en surface en fonction de la hauteur de matelas. Sauf pour la première couche de rouleaux, les résultats numériques sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux.

Figure 47 – Tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante en fonction de H

3.2.4 Validation de la modélisation numérique à partir des résultats expérimentaux

En terme de report de charge

- Pour tous les taux de recouvrement, la modélisation numérique surestime l'efficacité mesurée lors de l'expérimentation. Pour $\alpha = 15\%$ et pour les deux types de mousse, les résultats sont en bonne concordance jusqu'à $H = 0,4$ m. Pour $\alpha = 22$ et 31% , l'efficacité est surestimée dès le début du chargement.
- Pour la simulation numérique comme pour la modélisation physique nous n'avons pas noté d'influence de la compressibilité de la mousse d120 ou d80 sur le report de charge.
- Pour la simulation numérique comme pour la modélisation physique, nous avons relevé une variation du SRR en fonction de la hauteur relative de matelas indépendante du taux de recouvrement.

En terme de tassements dans le massif

- Pour $\alpha = 15\%$, la modélisation numérique sous-estime le tassement expérimental en base du matelas à partir de $H = 0,4$ m. Pour $\alpha = 22$ et 31% , la modélisation numérique donne des valeurs de tassement de la mousse en concordance avec les résultats expérimentaux, autant du point de vue du tassement maximum que de la répartition du tassement à la surface de la mousse (Figure 33 et Figure 35).
- Pour tous les taux de recouvrement et pour les deux compressibilité de mousse, la modélisation numérique proposée permet de simuler qualitativement et quantitativement les tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante.
- La modélisation numérique permet de représenter qualitativement la répartition des tassements dans le massif dus à la mise en place de la surcharge en surface. Le plan d'égal tassement est identique dans les deux approches de modélisation.

Le Tableau 6 présente l'augmentation des valeurs numériques de l'efficacité et la diminution des valeurs numériques du tassement par rapport aux valeurs expérimentales. Dans l'ensemble, le report de charge mesuré expérimentalement est mieux pris en compte par la modélisation numérique lorsque le taux de recouvrement est faible, mais les résultats en terme de déplacements sont plus éloignés. C'est l'inverse pour un taux de recouvrement plus élevé.

α	Efficacité maximum	Tassement maximum
15 %	+ 36 %	-26 %
22 %	+ 36 %	-15 %
31 %	+ 35 %	0 %

Tableau 6 – Variations par rapport à l'expérimentation

La modélisation numérique proposée utilisant le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement du matelas granulaire permet de s'approcher qualitativement des résultats expérimentaux en terme d'efforts *et* de déplacements. La modélisation numérique permet une représentation qualitative des phénomènes observés expérimentalement. Les déplacements dans le massif sont globalement bien représentés quantitativement, mais le modèle numérique reste à améliorer pour mieux représenter le report de charge sur les inclusions.

3.2.5 Contraintes dans le massif

La modélisation physique ne permet pas d'accéder au champ de contrainte dans le massif. Seule la distribution des efforts en base du matelas est accessible par l'instrumentation en capteurs. La modélisation numérique proposée ayant été validée par confrontation aux résultats expérimentaux, elle peut maintenant être utilisée pour analyser les résultats en terme de champ de contrainte.

La Figure 48 montre la répartition de la contrainte verticale dans le remblai au dessus de l'inclusion et au milieu, à l'état final ($H = 0,7$ m + surcharge), pour $\alpha = 15$ %, ainsi que la contrainte verticale dans le massif sans inclusions (contrainte géostatique avec $K_0 = 0,7$). Cette figure traduit la redistribution des contraintes dans le massif. La contrainte se concentre sur la tête d'inclusion où elle atteint 159 kPa, soit une augmentation de 330 % par rapport à la contrainte géostatique (48 kPa). La contrainte maximum est atteinte 0,03 m au dessus de la tête d'inclusion, ce qui traduit de la formation d'une voûte également au dessus de l'inclusion, la contrainte se concentrant sur le bord de l'inclusion. Au niveau du sol compressible, la contrainte verticale n'est que de 25 kPa, soit 52 % de la contrainte géostatique. A partir d'une distance de la base du remblai de 0,5m les contraintes verticales au-dessus de l'inclusion et au dessus du sol compressible sont identiques et égales à la contrainte géostatique.

La Figure 49 présente la répartition du coefficient de pression horizontale des terres ($K = \sigma_h/\sigma_v$) dans le matelas au dessus de l'inclusion et à mi-portée entre les deux inclusions. Le coefficient des terres au repos est de 0,7. Le sol au-dessus de l'inclusion est en poussée ($K = 0,43$), alors que le sol directement au-dessus du sol compressible est en butée. Au dessus du sol compressible, on a $K = 2,3$ à partir d'une distance à la base du remblai de 0,03m et jusqu'à une distance de 0,2 m, puis K diminue. A la surface du matelas, K est identique au dessus des inclusions et au milieu, il est égal à K_0 .

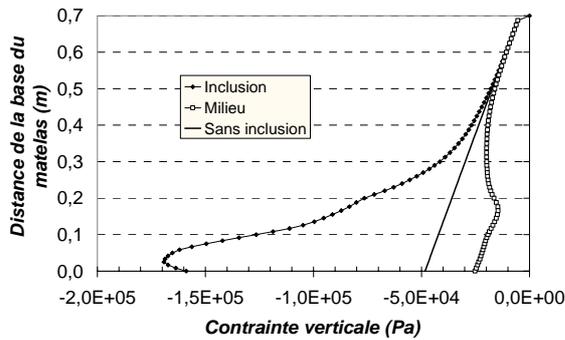


Figure 48 – Contraite verticale dans le massif à l'état final

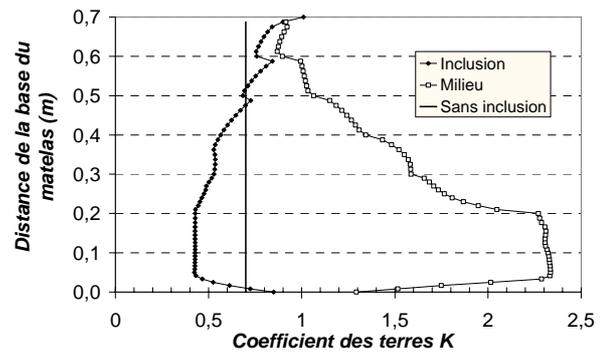


Figure 49 – Coefficient de pression horizontale des terres dans le massif à l'état final

La Figure 50 montre la répartition de la contrainte verticale au niveau de la base du matelas pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$. La contrainte se concentre sur la tête d'inclusion et est maximale sur le bord de l'inclusion, où elle atteint 210 kPa, soit une augmentation de 438 % par rapport à la contrainte géostatique.

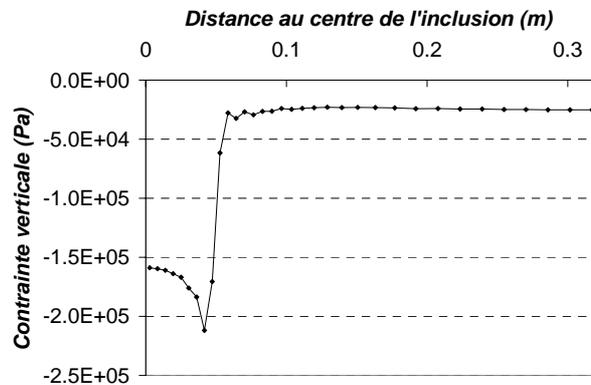


Figure 50 – Contraite verticale à la base du matelas à l'état final

La Figure 51 et la Figure 52 montre l'évolution de la contrainte moyenne et de la contrainte déviatoire dans trois zones de sol situées à la base du matelas : au centre de l'inclusion, sur le bord de l'inclusion et à mi-portée entre les inclusions. La contrainte moyenne p est définie par :

$$p = \frac{\sigma_{yy} + \sigma_{xx} + \sigma_{zz}}{3} \quad \text{Équation 6}$$

La contrainte déviatoire q est définie par :

$$q = \sqrt{(\sigma_{yy} - \sigma_{xx})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + 3\sigma_{xy}^2} \quad \text{Équation 7}$$

La contrainte moyenne au dessus de l'inclusion est identique au centre et sur le bord. Elle est plus importante au-dessus de l'inclusion qu'au milieu de la mousse. La contrainte moyenne au dessus de l'inclusion n'est pas proportionnelle à la hauteur de remblai, car il y a un report de charge sur les inclusions qui augmente avec la hauteur de remblai. La contrainte déviatoire est importante sur le bord de l'inclusion, zone où se situent de fortes distorsions. Elle atteint 70 kPa, pour une contrainte moyenne de 135 kPa.

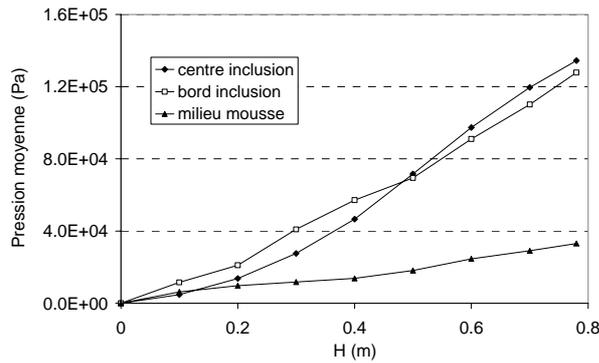


Figure 51 – Pression moyenne à la base du remblai

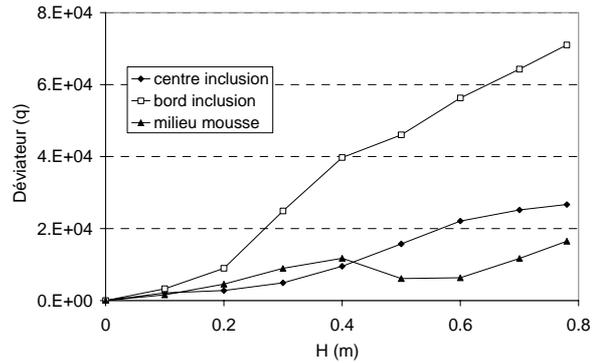


Figure 52 – Contrainte déviatoire à la base du remblai

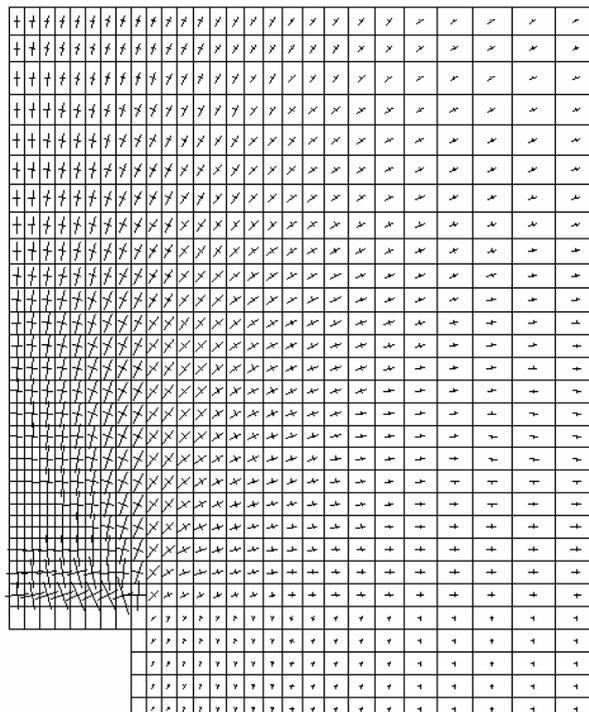


Figure 53 – Orientation des contraintes principales

3.2.6 Chemins de contraintes et de déformation

Les chemins de contraintes dans des zones particulières sont représentés dans le plan contrainte horizontale σ_x – contrainte verticale σ_y sur la Figure 54b. On représente également dans ce plan la « Ligne K_0 », qui correspond à l'état du massif de sol au repos, soit $\sigma_x = K_0 \times \sigma_y$, avec $K_0 = 0,7$, la « ligne isotrope » d'équation $\sigma_x = \sigma_y$, ainsi que le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin \varphi \text{ soit } \sigma_1 = \sigma_2 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

La Figure 54a représente l'évolution des contraintes en fonction de la hauteur de matelas et montre qu'au-dessus de l'inclusion, la contrainte verticale est supérieure à la contrainte horizontale ; de plus la Figure 54b précise que le sol est en butée, car le chemin de contrainte se situe au-dessus de la ligne K_0 . Au-dessus du sol compressible, la contrainte

horizontale est inférieure à la contrainte verticale, et sur la Figure 54b on retrouve effectivement que le chemin de contrainte se situe en dessus de la ligne isotrope.

Dans le plan $\sigma_{xx}-\sigma_{yy}$, le critère de rupture est représenté en considérant que les contraintes horizontales et verticales restent contraintes principales. Le critère est représenté par deux droites selon que la contrainte verticale est majeure ou mineure. On observe alors que les zones de sol au-dessus de l'inclusion et au-dessus de la mousse compressible s'approchent du critère de rupture.

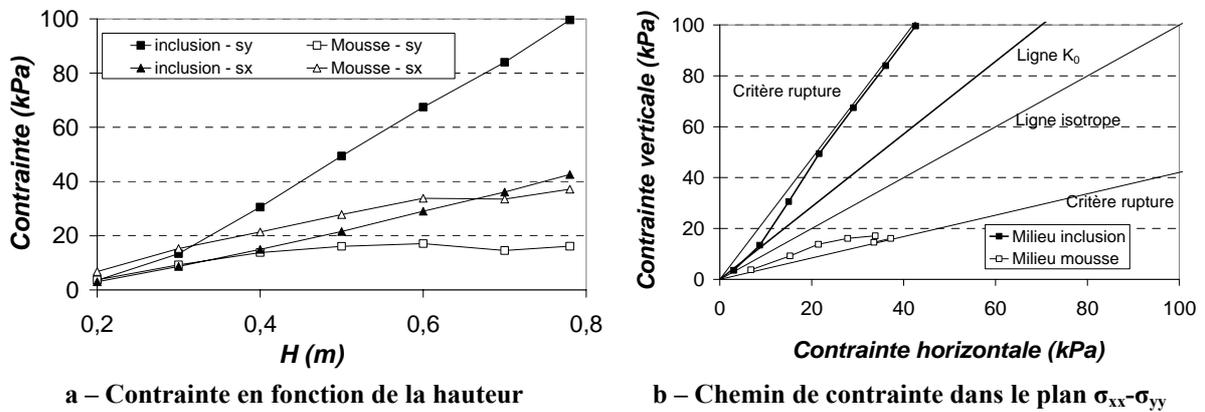


Figure 54 – Contraintes à 0,14 m au-dessus de la base du matelas ; $\alpha = 15 \%$

Les figures suivantes illustrent les chemins en contrainte et déformation suivis par des zones du modèle : zone au centre de l'inclusion et zone au milieu de la mousse à la base du remblai et 0,14 m au dessus de la base du matelas, zones où se situent les déformations les plus importantes lors de la mise en place de la surcharge en surface (cf. Figure 41).

Les déformations à la base du remblai sont limitées (ne dépassent pas 0,6%), les zones sont en compression (Figure 55a).

A 0,14 m au-dessus de la base du matelas, les zones au-dessus de l'inclusion subissent une compression verticale (jusqu'à 5% pour $H = 0,7$ m + surcharges) et une extension horizontale (jusqu'à 5,5%) alors que les zones au-dessus de la mousse compressible subissent une extension verticale, mais d'intensité limitée (jusqu'à 0,7%) et une compression horizontale (jusqu'à 1,5%).

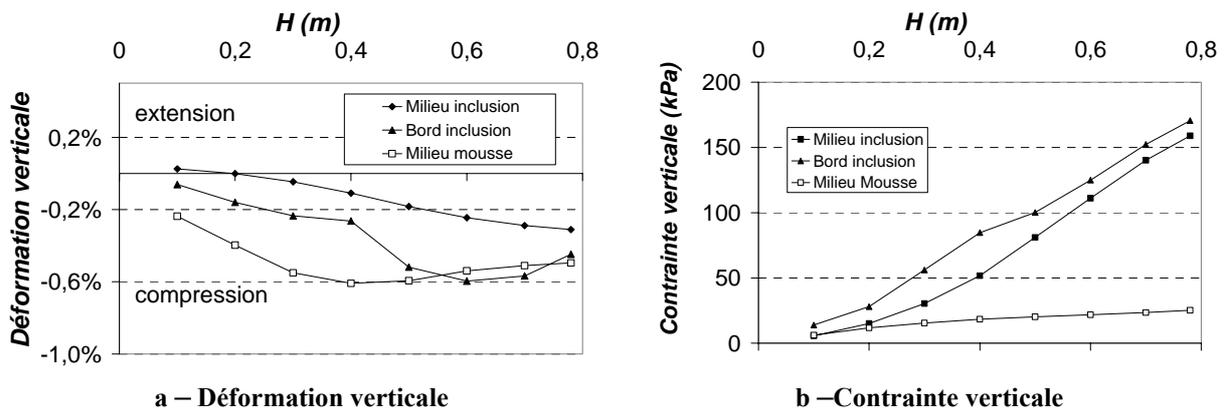


Figure 55 – Chemin en contrainte déformation dans les éléments situés à la base du matelas au dessus du centre de l'inclusion et du milieu de la mousse

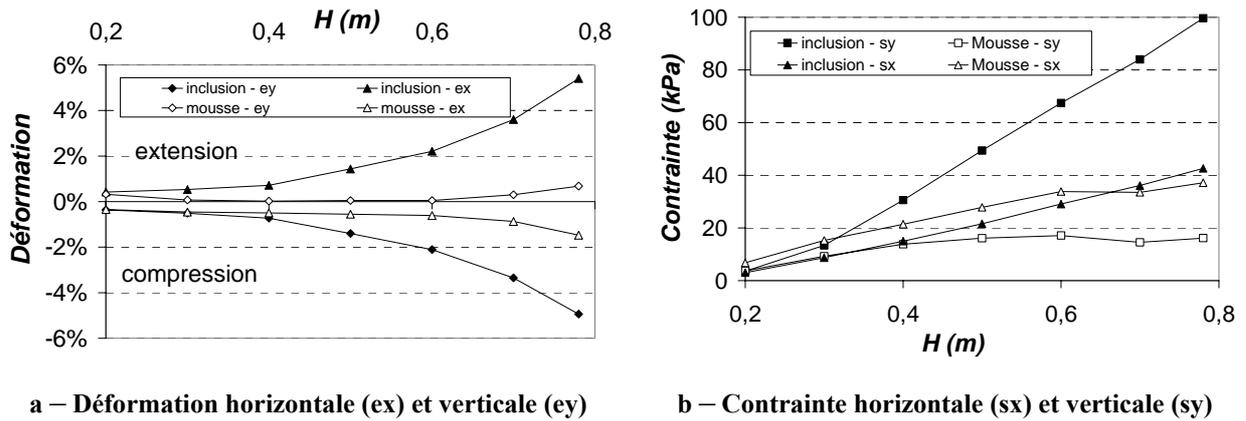


Figure 56 – Chemins en contrainte et en déformation dans les éléments situés à 0,14 m au dessus du centre de l'inclusion et du milieu de la mousse

	<i>Centre inclusion</i>	<i>Milieu mousse</i>
<i>Base du matelas</i>	<u>verticale</u> : compression -0,3 % <u>horizontale</u> : extension 0,07%	<u>verticale</u> : compression -0,5 % <u>horizontale</u> : extension 0,5 %
<i>0,14 m de la base du matelas</i>	<u>verticale</u> : compression -5 % <u>horizontale</u> : extension 5,5 %	<u>verticale</u> : extension 0,7 % <u>horizontale</u> : compression -1,5 %

Tableau 7 – Déformations dans le massif

La Figure 57 montre le champ de déformation verticale dans le massif dû à la mise en place de la surcharge en surface. Les valeurs positives correspondent à l'extension (au-dessus de la mousse) et les valeurs négatives à de la compression (au dessus de l'inclusion). Sur des droites verticales à l'aplomb du centre de l'inclusion et du centre de la mousse, on retrouve les résultats de la Figure 41. Cette figure fait apparaître la formation d'une voûte au dessus de l'inclusion qui peut expliquer le fait que la contrainte ne soit pas maximale à la surface du centre de l'inclusion mais quelques cm au-dessus.

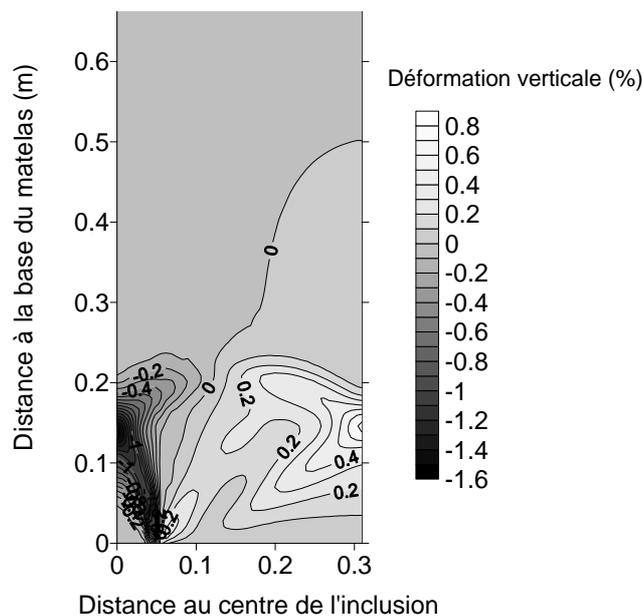


Figure 57 – Déformation verticale dans le massif lors de la mise en place de la surcharge

3.2.7 Zones plastiques

Lors d'une modélisation avec le modèle de Mohr-Coulomb, les zones sont dans un état de contrainte qui est soit dans le domaine élastique, soit dans le domaine plastique. La Figure 58 localise les différents états dans lequel se trouvent les zones à la fin du chargement. La Figure 59 montre que les déformations plastiques volumiques les plus importantes sont localisées autour de la tête de l'inclusion. La zone subissant la déformation plastique la plus importante est située au coin de l'inclusion, la déformation moyenne dans les zones situées au coin de l'inclusion est de 3 - 4 %. On retrouve une valeur de déformation plastique dans toutes les zones ayant subi de la plastification et une valeur nulle de ce paramètre dans les zones « élastiques ».



Figure 58 – Zones plastifiées à la fin du chargement

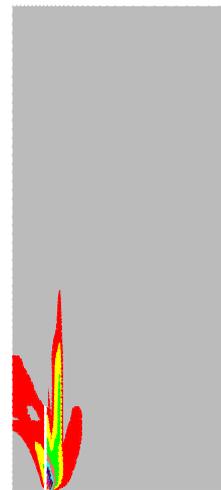


Figure 59 – Déformations volumiques plastiques dans le matelas à la fin du chargement

3.2.8 Prise en compte de la discontinuité au bord de l'inclusion

Une modélisation en milieu continu ne permet pas de prendre correctement en compte ce qui se passe au bord de l'inclusion. Nous avons effectivement observé expérimentalement qu'il s'agissait d'une zone en forte distorsion. Les rouleaux de Schneebeli situés sur le bord de l'inclusion peuvent « tomber » vers la mousse lorsque celle-ci tasse.

3.2.8.1 Interface verticale au niveau du bord de l'inclusion

Pour essayer de mieux prendre en compte la réalité expérimentale, nous effectuons une modélisation du matelas avec une interface verticale partant du bord de l'inclusion, comme montré sur la Figure 60. Les paramètres angle de frottement et cohésion de l'interface sont identiques à ceux du matelas ($\varphi = 24^\circ$, $c = 0\text{kPa}$), les raideurs normales et tangentielles sont calculées suivant la règle donnée par Itasca (2002) ($k_n = k_s = 1,3 \cdot 10^{11} \text{ N/m}$). Les calculs sont effectués en grandes déformations, et pour des raisons numériques, le maillage est alors plus lâche que lors de la modélisation précédente.

Un premier calcul est effectué en grandes déformations sans modélisation de la nouvelle interface, et nous vérifions que l'on retrouve approximativement les mêmes résultats que pour les calculs en petites déformations et maillage plus serré.

Le calcul avec prise en compte de l'interface n'amène à aucune modification majeure de l'efficacité et du champ de déplacement. Le déplacement tangentiel de la nouvelle interface est au maximum de l'ordre de 1mm.

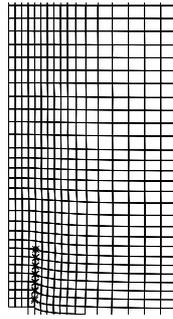


Figure 60 – Prise en compte d'une interface au bord de l'inclusion

3.2.8.2 *Prise en compte d'une surface de glissement dans le matelas*

Une seconde solution, afin de prendre en compte le fait que le matelas granulaire n'est pas un milieu continu, consiste à modéliser une discontinuité dans le matelas sous forme d'une interface inclinée d'un angle de 24° (angle de frottement du sol du matelas) par rapport à la verticale depuis le bord de l'inclusion. Les propriétés de l'interface sont identiques à celles du paragraphe précédent. Un calcul est également effectué en grandes déformations. Lors de la mise en place du matelas, il n'y a pas de plastification dans l'interface.

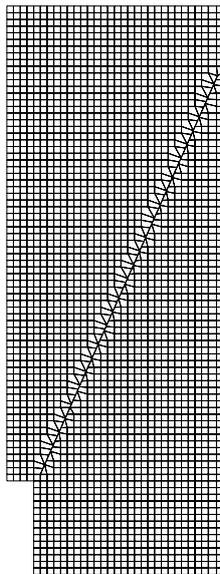


Figure 61 – Modèle numérique comportant une interface diagonale

La Figure 62 montre que la simulation d'une discontinuité dans le matelas permet de diminuer quelque peu l'efficacité. Pour $H = 0,7$ m + surcharges, elle est de 0,54 au lieu de 0,57 pour le calcul de référence, soit une réduction de 5 %. On reste néanmoins très éloigné des valeurs expérimentales. En diminuant les propriétés de Coulomb de l'interface (la cohésion étant déjà nulle, on réduit l'angle de frottement), nous amenons une possibilité de plastification dans le matelas et donc de réduction de l'efficacité, mais cette méthode ne peut pas se justifier physiquement.

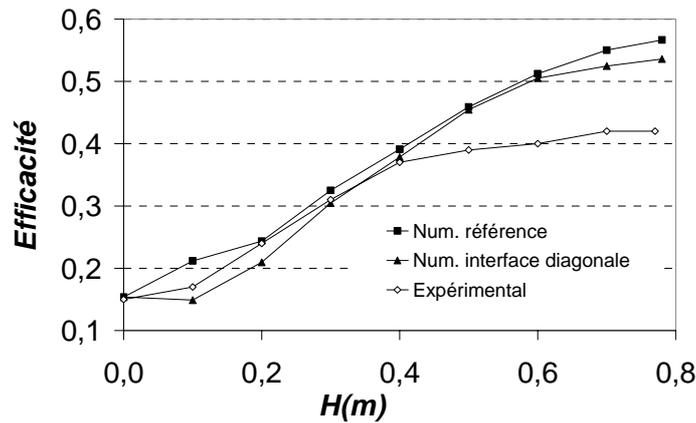


Figure 62 – Efficacité en fonction de la hauteur

Un modèle numérique a été développé comportant une interface diagonale inclinée de la valeur de l'angle de frottement du sol du matelas (24°) par rapport à la verticale, partant d'un point situé un élément en dessous du bord de l'inclusion, comme montré sur la Figure 63. Des interfaces sont également mises en place au niveau des bords de l'inclusion. Nous simulons ainsi la discontinuité du bord de l'inclusion en permettant les déplacements des zones de sol autour du coin de l'inclusion. Les résultats de cette modélisation ne sont pas concluants.

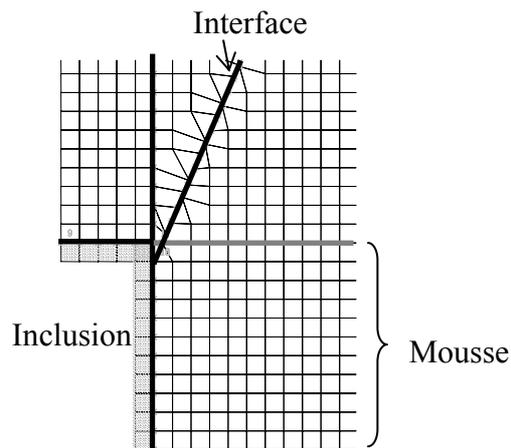


Figure 63 – Modèle numérique

Tanaka et Sakai (1993) ont tenté de modéliser par éléments finis le champ de déplacement dans un massif de sol granulaire (sable) dont une partie de la base est située au niveau d'une trappe (trap-door problem). Ce problème fait également intervenir l'effet de voûte dans le sol granulaire. Les auteurs proposent la mise en oeuvre d'un modèle élastoplastique incluant l'effet « bande de cisaillement ». La largeur de la bande de cisaillement est alors une longueur caractéristique du système. Vardoulakis *et al.* (1981) indique que cette largeur est environ 20 fois le diamètre moyen des grains. Ils ont ainsi pu modéliser la propagation des bandes de cisaillement depuis le coin de la trappe dans le massif de sol granulaire.

3.2.9 Module d'Young constant dans le sol analogique

Dans la partie précédente, le module du sol analogique est variable en fonction du confinement initial. Celui-ci vaut 1,8 MPa pour un confinement de 5 kPa (environ 0,1 m de rouleaux au-dessus) et 12 MPa pour 0,7 m de rouleaux + 5 kPa de surcharge appliquée en surface.

Afin d'analyser l'impact de la prise en compte d'un module variable dans le massif de sol analogique, nous effectuons une modélisation avec le modèle de Mohr-Coulomb dans sa forme la plus simple, c'est-à-dire avec un module constant dans chaque élément et durant toute la simulation. Un module constant déterminé à partir du module sécant à 25% du déviateur à la rupture et pour un confinement de 30 kPa est mis en œuvre. Sa valeur est de 10,6 MPa.

Les figures 64, 65 et 66 montrent que les simulations avec un module d'Young constant d'une valeur de 10,6 MPa permettent d'obtenir des résultats quasiment identiques aux simulations avec un module d'Young variable (déterminé à partir du module sécant à 25% du déviateur à la rupture) en terme

- de report de charge,
- de tassement en base du matelas
- de distribution des tassements dans le massif dus à la mise en place de la surcharge.

Il n'est cependant pas exclu que l'on note une influence plus importante du module d'Young :

- pour une autre valeur de module constant
- pour un module sécant autre que celui à 25 % du déviateur à la rupture

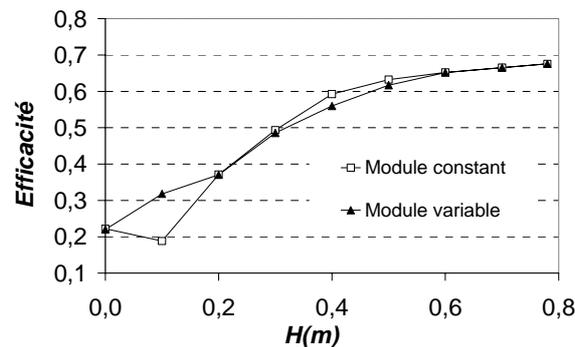


Figure 64 – Efficacité en fonction de la hauteur, $\alpha = 22\%$

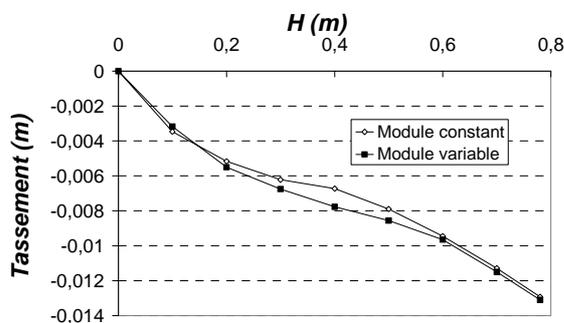


Figure 65 – Tassement maximum en base du matelas, $\alpha = 22\%$

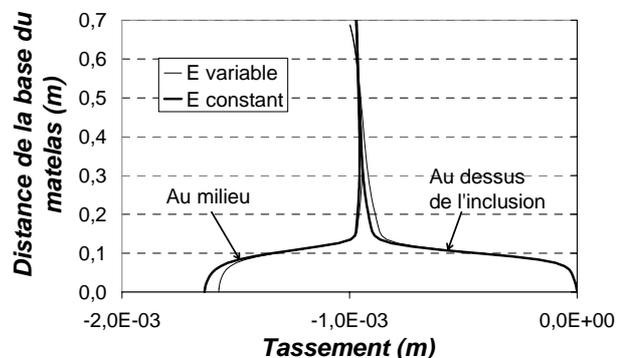


Figure 66 – Tassements dans le massif dus à la mise en place de la surcharge (5 kPa), $\alpha = 22\%$

3.2.10 Module sécant à 50% du déviateur à la rupture

Le calage de la partie élastique du modèle élastoplastique parfait est effectué à partir d'un module sécant à 50 % du déviateur à la rupture.

E (MPa)	ν	φ	ψ	c (kPa)
$E = 135\sigma_3 + 1,29$ $\sigma_3 = K_0 \cdot \gamma \cdot h$	0,48	24°	4°	0

Tableau 8 – Paramètres pour le comportement matelas, module sécant à 50%

La Figure 67 présente l'efficacité en fonction de H. Avec un module d'Young déterminé à partir du module sécant à 50 % du déviateur à la rupture (E_50), l'efficacité est plus faible qu'avec E_25 (courbe en pointillés sur la Figure 67), on se rapproche ainsi légèrement des résultats expérimentaux. Le Tableau 9 permet de comparer l'efficacité maximum atteinte à la fin du chargement pour les deux simulations (E_25 et E_50). Pour $\alpha = 22\%$ la réduction d'efficacité atteint jusqu'à 8 % en cours de chargement, mais à l'état final, on atteint quasiment la même valeur de l'efficacité.

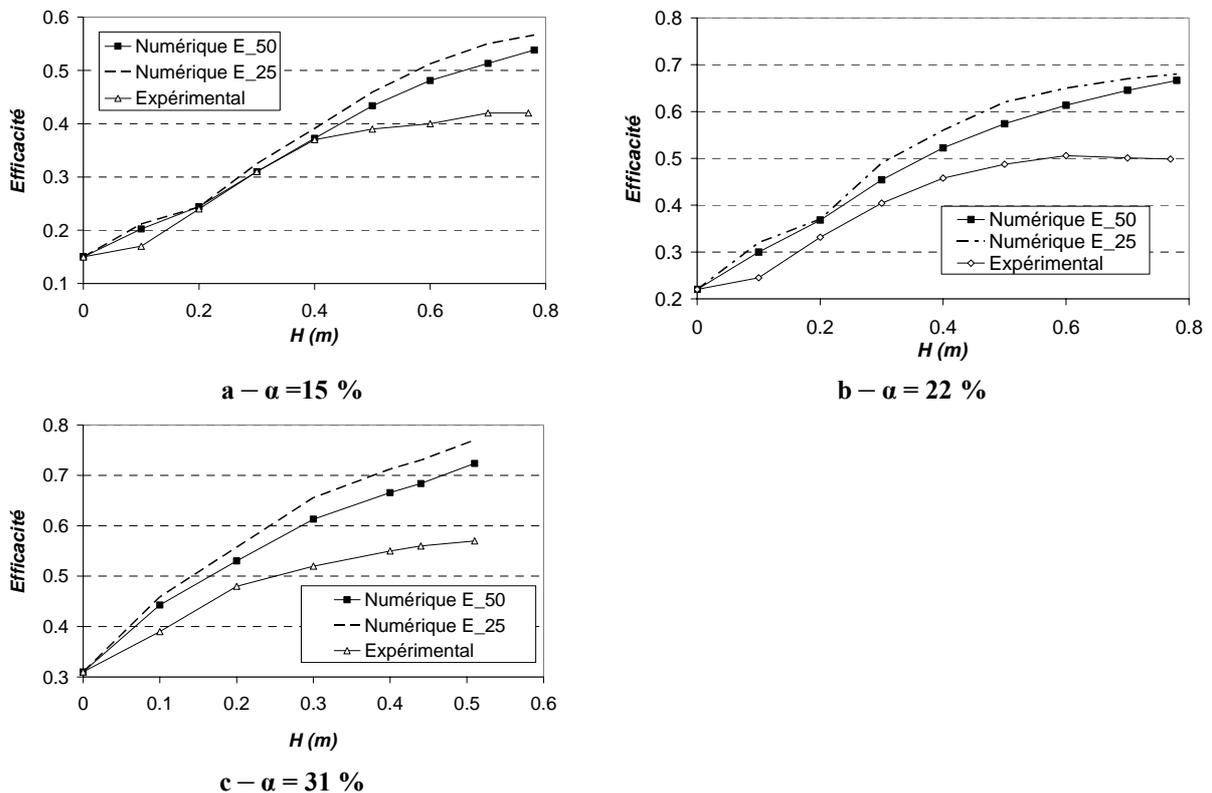


Figure 67 – Efficacité en fonction de la hauteur de matelas

α	E_25	E_50	Réduction
15 %	0,57	0,54	5 %
22 %	0,68	0,67	1,5 %
31 %	0,77	0,72	6,5 %

Tableau 9 – Efficacité maximum

La Figure 68 présente le tassement en base du matelas. Le calcul effectué avec un module d'Young déterminé à partir de E_{50} donne un tassement à la base du matelas plus important qu'avec un module déterminé à partir de E_{25} . On se rapproche ainsi des résultats expérimentaux pour $\alpha = 15\%$ et 22% et on s'en éloigne pour $\alpha = 31\%$.

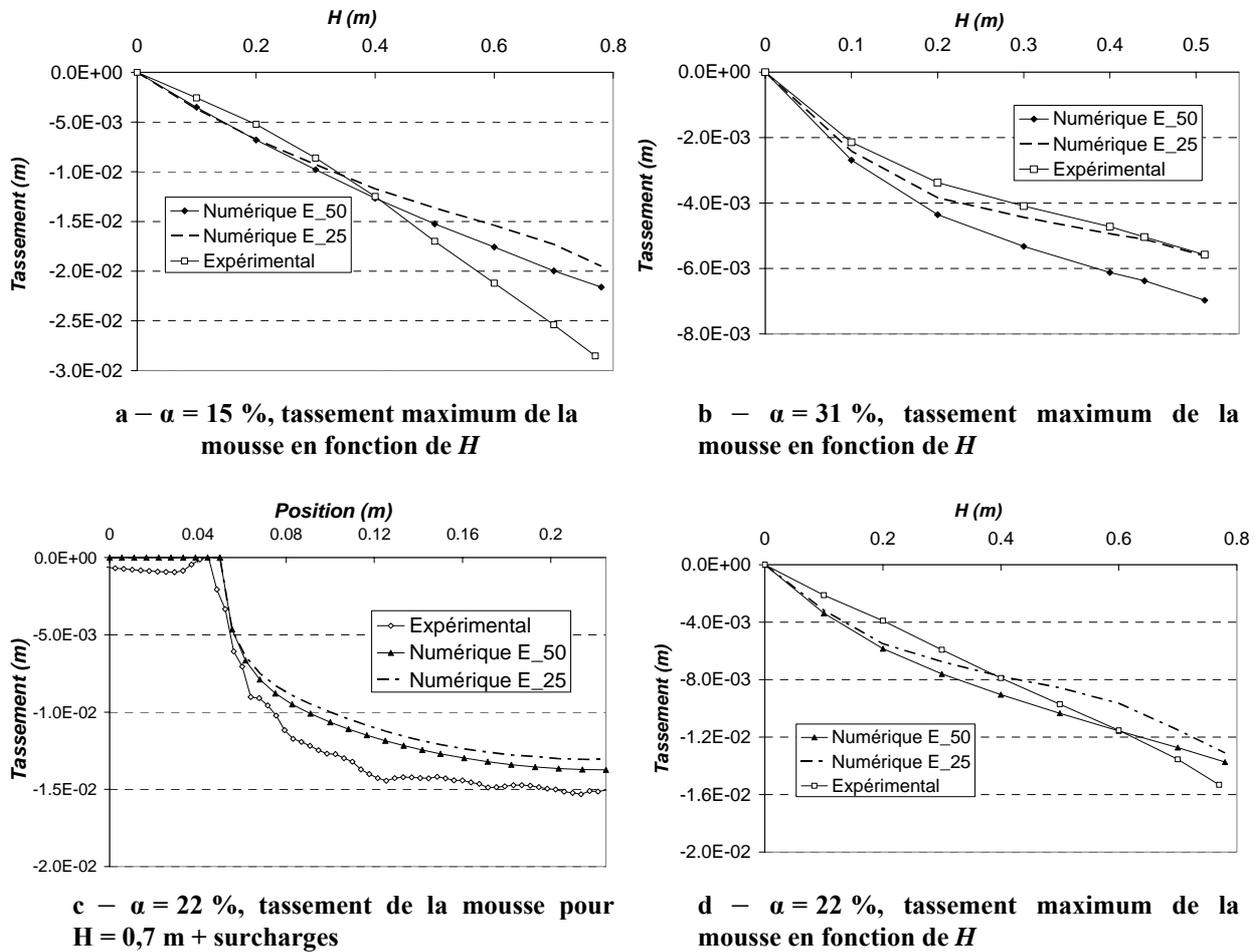


Figure 68 – Tassement maximum de la mousse en fonction de la hauteur

La Figure 69 présente le tassement dans le massif de sol dû à la mise en place de la surcharge en surface mesurés expérimentalement et dans les deux calculs numériques (E_{25} et E_{50}). Les résultats de la modélisation avec E_{25} sont qualitativement et quantitativement plus proches des résultats expérimentaux que ceux de la modélisation avec E_{50} . La modélisation avec E_{25} permet de prendre en compte correctement la distance de la base du matelas à laquelle les tassements sont égaux au dessus de l'inclusion et au milieu, ce qui n'est pas le cas avec la modélisation avec le module E_{50} .

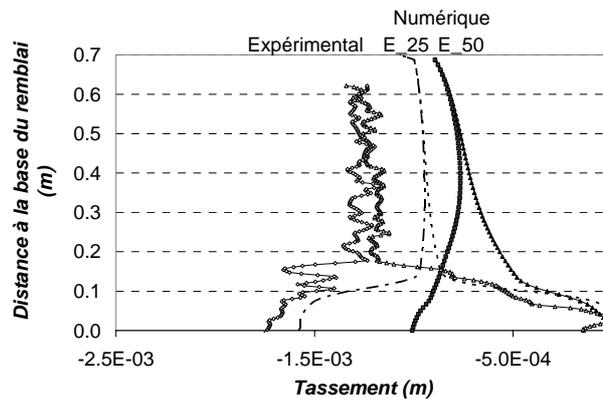


Figure 69 – Tassement dans le massif lors de la mise en place de la surcharge ; $\alpha = 22 \%$

La mise en œuvre du modèle de Mohr-Coulomb nécessite le choix d'un module constant. Les simulations avec un module d'Young déterminé à partir d'un module sécant à 50 % du déviateur à la rupture donnent des résultats relativement proches de ceux obtenus avec le module d'Young E_25 en terme :

- d'efficacité,
- de tassement en base du matelas.

Mais la simulation avec E_25 donne une distribution des tassements dans le matelas plus proche de celle observée expérimentalement.

3.3 Modélisation numérique des essais expérimentaux avec une nappe géosynthétique

3.3.1 Modèle numérique

La configuration $\alpha = 15 \%$ a été expérimentée en disposant une nappe à 0,02 m au-dessus de la mousse et des inclusions. Différentes nappes présentant différentes raideurs ont été utilisées. Les raideurs des nappes ont été déterminées expérimentalement, les détails sont fournis dans la partie expérimentale de ce mémoire (chapitre 4). Le Tableau 10 rappelle les valeurs des raideurs des différentes nappes.

Nappe	RP200	4 Typar
Raideur	200 kN/m	20 kN/m

Tableau 10 – Raideur expérimentale des nappes de renforcement

Dans le modèle numérique, la nappe est modélisée par des éléments « poutre » (voir la partie « outils numériques » du chapitre 5). Le calcul numérique est effectué en grandes déformations afin de pouvoir prendre en compte l'effet de membrane qui est conditionné par la déflexion de la nappe. En effet, seul un calcul en grandes déformations permet de prendre en compte le changement de géométrie de la nappe et donc un changement d'orientation de la tension résultante dans la nappe. Le maillage a été modifié afin de pouvoir effectuer les calculs en grandes déformations : les éléments sont deux fois plus grands. Le maillage pour une hauteur de matelas de 0,1 m est donné sur la Figure 70. Le calcul n'est effectivement pas possible avec le maillage présenté précédemment, car les déformations sont trop importantes. Le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb, dont les paramètres sont calés sur les courbes expérimentales du déviateur, avec un module sécant à 25 % du déviateur à la

rupture. Nous simulons les expérimentations effectuées avec la mousse d80, car la nappe est alors plus sollicitée.

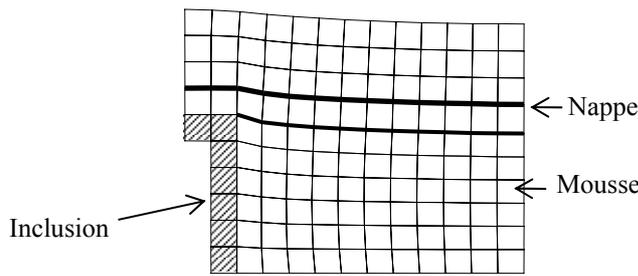


Figure 70 – Maillage pour le calcul avec nappe

3.3.2 Report de charge

Les interfaces n'ayant pas été modélisées, la valeur de l'efficacité est calculée à partir de la contrainte dans les éléments de sol situés au dessus de l'inclusion. Le maillage plus grossier proposé ici entraîne une diminution de la valeur de l'efficacité déterminée numériquement par rapport au maillage proposé dans les parties précédentes de ce chapitre. En effet, sans renforcement par nappe, le maillage précédent donne une efficacité maximum de 0,57 au lieu de 0,44 avec le maillage plus grossier. L'efficacité est effectivement déterminée à partir de la contrainte verticale dans deux éléments au lieu de neuf précédemment : la concentration de contrainte au bord de l'inclusion est donc moins bien prise en compte. Les valeurs de l'efficacité obtenues avec le maillage grossier sont donc à relativiser, d'autant plus que le fonctionnement en membrane de la nappe est susceptible d'entraîner une augmentation de la concentration des contraintes sur les bords de l'inclusion, qui ne sera pas bien pris en compte.

La Figure 71 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de H pour les cas sans nappe et avec nappe RP 200 de raideur $J = 200 \text{ kN/m}$, obtenue par les expérimentations et par les simulations numériques. Alors que la modélisation numérique permet d'obtenir les mêmes valeurs de l'efficacité que dans l'expérimentation dans le cas sans renforcement (dû au maillage grossier), elle ne permet pas de rendre compte de l'apport d'une nappe sur l'efficacité observée expérimentalement. En effet, l'expérimentation avec une nappe RP200 permet d'obtenir une efficacité de 0,72, alors que la simulation numérique avec une nappe de raideur $J = 200 \text{ kN/m}$ donne une efficacité maximum de 0,59, soit seulement 80 % de la valeur expérimentale. La modélisation numérique sous-estime l'efficacité mesurée expérimentalement. Sur cette figure est également indiquée l'augmentation de l'efficacité finale par rapport au cas sans nappe de géosynthétique.

La Figure 72 montre que pour une nappe de plus faible raideur (4 Typar, de raideur $J = 20 \text{ kN/m}$), la modélisation numérique sous estime également l'efficacité.

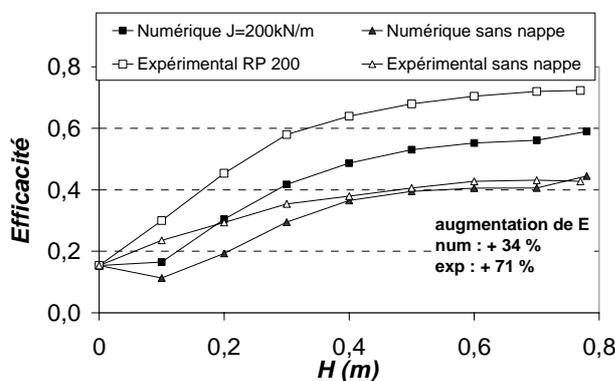


Figure 71 – Efficacité en fonction de H (mousse d80) pour une nappe de raideur $J = 200 \text{ kN/m}$

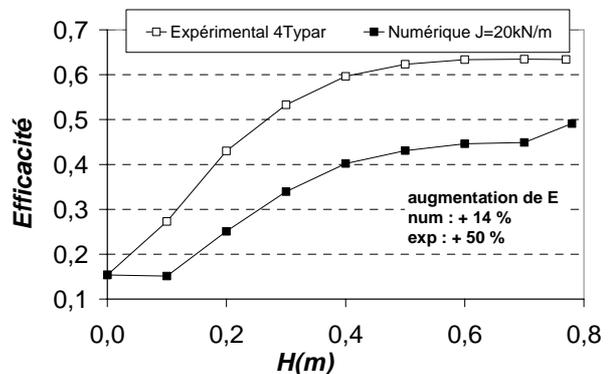


Figure 72 – Efficacité pour une nappe de raideur $J = 20 \text{ kN/m}$

3.3.3 Tassements en base du matelas

Le modèle numérique grossier utilisé dans cette partie donne les mêmes résultats en terme de tassement en base du matelas que le modèle numérique utilisé dans les parties précédentes de ce chapitre, pour le cas sans renforcement par nappe.

La Figure 73a présente le tassement maximum en base du matelas en fonction de la hauteur, pour les cas avec nappe de renforcement RP200 de raideur 200 kN/m et sans nappe, obtenu par les expérimentations et par la modélisation numérique. Cette figure montre que la réduction de tassement apportée par la nappe de renforcement observée expérimentalement n'est pas du tout simulée par la modélisation numérique. Dans la modélisation physique, la réduction de tassement due à la nappe atteint 50 % alors qu'elle est négligeable dans la modélisation numérique. La Figure 73b présente les résultats pour la nappe 4 Typar de raideur 20 kN/m. Dans l'expérimentation comme dans la simulation numérique, la nappe n'apporte quasiment pas de réduction de tassement (10 % pour la modélisation physique, 0 % pour la modélisation numérique).

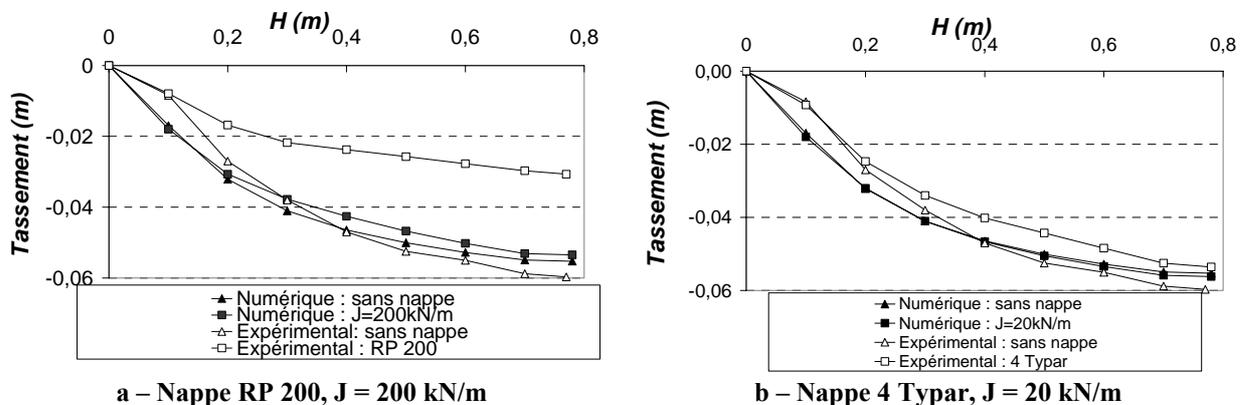


Figure 73 – Tassement maximum en base du matelas en fonction de H (mousse d80)

3.3.4 Déformation et tension dans le géosynthétique

Le Tableau 11 donne les résultats numériques pour le calcul avec une nappe de raideur 200 kN/m en terme de déformation et de tension dans la nappe. Nous vérifions, à chaque étape, que le rapport entre la tension et la déformation donne la raideur que nous avons fixée. A partir de la déflexion t de la nappe, on recalcule une déformation théorique en faisant l'hypothèse que la déformée est parabolique. On retrouve approximativement les mêmes déformations que celles données par la simulation numérique.

H (m)	ε	T (N)	$J=T/\varepsilon$ (kN/m)	t (m)	$\varepsilon=f(t)$ hyp : parabole
0,1	0,2%	477	199	0,016	0,2%
0,2	0,8%	1517	200	0,029	0,7%
0,3	1,2%	2344	200	0,036	1,1%
0,4	1,5%	2907	200	0,041	1,5%
0,5	1,7%	3446	200	0,045	1,8%
0,6	2,0%	3933	200	0,049	2,1%
0,7	2,2%	4367	200	0,051	2,3%
0,77	2,2%	4387	200	0,052	2,4%

Tableau 11 – Déformation et tension dans la nappe J = 200kN/m

3.3.5 Prise en compte d'une pré-tension dans la nappe de renforcement

Afin de tenter d'expliquer les différences de résultats entre l'expérimentation et le calcul numérique, nous effectuons des simulations numériques en prenant en compte une pré-tension dans la nappe de renforcement. Cette hypothèse peut se justifier expérimentalement à cause de l'incertitude sur la mise en place de la nappe : celle-ci a été placée de manière telle que les fibres soient entièrement tendues, puis la fixation dans les mors a pu entraîner une tension supplémentaire. De plus, l'irrégularité de la surface de contact entre la nappe et les rouleaux peut entraîner une tension supplémentaire dans la nappe.

Cette pré-tension expérimentale éventuelle reste cependant difficile à quantifier. Nous effectuons alors une étude paramétrique sur sa valeur et déterminons la prétension nécessaire afin d'obtenir les résultats expérimentaux.

Afin de modéliser une prétension dans la nappe, celle-ci est prise en compte par des éléments câbles, décrits dans la partie «outils numériques ». Nous vérifions préalablement que les simulations avec ces éléments (sans pré-tension) fournissent les mêmes résultats que les simulations mettant en œuvre des éléments poutre. Les calculs sont effectués avec une raideur de nappe de 200 kN/m.

La Figure 74 présente les résultats de l'étude paramétrique en terme d'efficacité maximum (pour $H = 0,7$ m + surcharges) en fonction de la pré-tension dans la nappe. La prétension dans la nappe permet d'augmenter l'efficacité. Cependant, même pour une prétension dans la nappe de 10kN (soit 1000kg de pré-tension), l'efficacité reste inférieure à l'efficacité expérimentale obtenue avec la nappe RP200. La Figure 75 présente le tassement maximum en base du matelas pour $H = 0,7$ m + surcharges en fonction de la pré-tension dans la nappe. L'augmentation de la pré-tension permet de réduire le tassement mais même pour une prétension de 10kN la valeur numérique reste inférieure à la valeur expérimentale. La Figure 76 présente la tension maximum dans la nappe à la fin du chargement en fonction de la prétension initiale. Plus la nappe est pré-tendue, plus la tension qu'elle reprend est importante.

En conclusion, la prise en compte d'une pré-tension d'une valeur « raisonnable » dans les éléments câble constituant la nappe ne permet pas d'obtenir les résultats expérimentaux, notamment en terme de report de charge. L'introduction d'une prétension permet néanmoins d'augmenter le report de charge sur les inclusions par effet membrane et de diminuer les tassements.

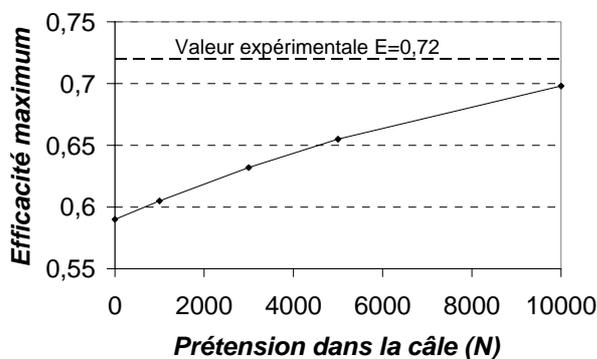


Figure 74 -- Efficacité maximum en fonction de la pré-tension dans le câble

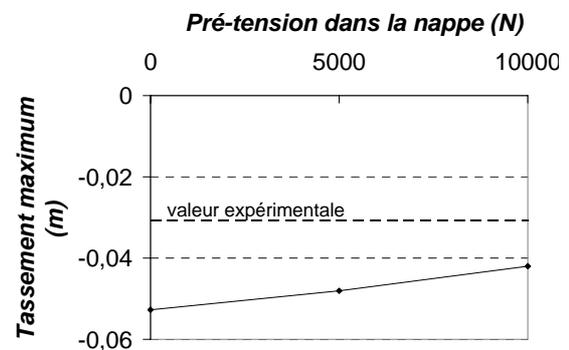


Figure 75 – Tassement maximum en base du matelas en fonction de la pré-tension dans le câble

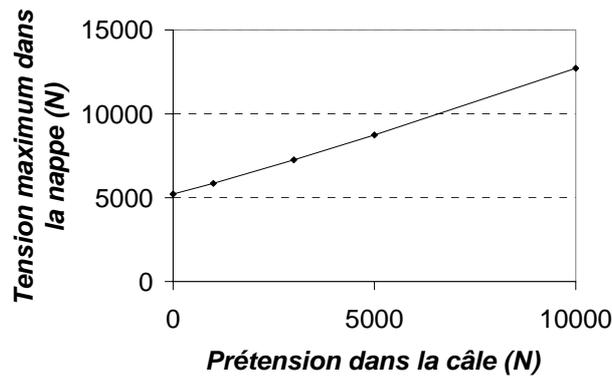


Figure 76 – Tension maximale dans la nappe en fonction de la pré-tension initiale

3.3.6 Conclusions sur les simulations avec une nappe de renforcement

La simulation numérique incluant une nappe de renforcement en base du matelas ne permet pas de retrouver quantitativement les résultats expérimentaux. La modélisation numérique sous-estime l'apport d'une nappe de renforcement : dans la modélisation physique, l'efficacité est plus grande et les tassements sont plus faibles. Même en introduisant numériquement une pré-tension d'une valeur raisonnable dans la nappe, les résultats numériques sous-estiment le report de charge. Les résultats numériques en terme d'efficacité sont cependant à relativiser car nous avons montré que le maillage plus grossier utilisé dans cette partie donnait une valeur de l'efficacité différente de celle obtenue avec un maillage plus fin, car il prend moins bien en compte la concentration des contraintes sur l'inclusion.

Les différents mécanismes se produisant dans le matelas lors de la présence d'une nappe de renforcement sont en forte interaction, ce qui apparaît être très complexe à modéliser. En effet, le tassement du sol compressible conditionne la déflexion de la nappe et donc la tension qu'elle peut reprendre et transmettre à l'inclusion par effet membrane, et réciproquement, la présence de la nappe modifie le tassement du sol compressible.

De plus, la valeur de la raideur utilisée dans la simulation a été déterminée expérimentalement et la valeur effective de la raideur des nappes lors des expérimentations peut être différente.

Il est également probable que la raideur déterminée expérimentalement soit plus faible que la raideur effective de la nappe dans l'expérimentation car celle-ci peut être affectée par le confinement de la nappe, qui est nul lors de l'essai de détermination de la raideur.

Cependant, il est nécessaire de simuler une nappe de raideur environ 10 fois plus importante pour retrouver l'ordre de grandeur des résultats expérimentaux.

La simulation numérique permet néanmoins de représenter qualitativement les phénomènes observés, notamment l'augmentation de l'efficacité et la réduction des tassements.

3.4 Conclusions sur la modélisation avec le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb

Le comportement du sol analogique de Schneebeli composant le matelas est, dans un premier temps, pris en compte par un modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les paramètres sont identifiés à partir d'essais expérimentaux sur un appareil biaxial. La cohésion est nulle, l'angle de frottement est de 24° et l'angle de dilataance de 4° . Un choix doit être fait sur les paramètres de la partie élastique. Les

simulations ont été successivement effectuées avec un module d'Young déterminé à partir du module sécant à 25 % puis à 50 % du déviateur à la rupture, déterminé sur les courbes expérimentales en contrainte - déformation.

Les résultats numériques en terme de champ de déplacement dans le massif sont plus proches des résultats expérimentaux pour un module d'Young plus grand (à partir du module sécant à 25% du déviateur à la rupture).

La confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux en terme de distribution des efforts en base du matelas et de déplacements dans le massif montre que la modélisation numérique permet de rendre compte, du moins qualitativement, du comportement observé du matelas édifié sur sol compressible renforcé par des inclusions rigides. Néanmoins la modélisation numérique surestime le report de la charge vers les inclusions.

La modélisation numérique permet alors d'étendre l'étude sur modèle réduit. La répartition des contraintes dans le matelas a ainsi pu être étudiée. Lorsqu'une voûte se forme entre les inclusions, le sol situé au dessus de l'inclusion est en poussée alors que le sol situé au dessus de la mousse compressible est en butée.

A partir d'une certaine distance de la base du matelas, on retrouve le coefficient des terres au repos sur toute la largeur du massif. La modélisation numérique permet le suivi des chemins en contrainte et en déformation dans les zones de sol du modèle.

La modélisation numérique incluant une nappe de renforcement en base du matelas, dont la raideur a été déterminée expérimentalement, ne permet pas de simuler l'augmentation de l'efficacité et la réduction des tassements observés expérimentalement, même lorsqu'une pré-tension est prise en compte.

4 SIMULATIONS AVEC LE MODELE CJS2

Le comportement du sol analogique composant le matelas est ensuite simulé par un modèle élastoplastique plus complexe. Nous cherchons à valider l'utilisation de cette loi de comportement à partir des résultats des essais expérimentaux.

Le modèle CJS2 est un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope bien adapté au comportement des sols granulaires. A la différence du modèle de Mohr-Coulomb, il permet de prendre en compte la non linéarité du comportement avant la rupture. Il permet également de prendre en compte le déchargement qui présente un module plus élevé. Ce modèle permet également de simuler la dilatance avant la rupture, alors qu'un modèle élastique parfaitement plastique ne peut prendre en compte la dilatance qu'une fois la rupture atteinte. Le modèle CJS2 ne permet pas de prendre correctement en compte un chargement cyclique, mais il n'y a pas de chargement de ce type dans cette modélisation. Un jeu de paramètres permet de simuler une densité initiale donnée, mais pour les petits rouleaux, cette valeur varie très peu et l'état initial peut être considéré comme dense (dilatance lors du cisaillement).

4.1 Identification des paramètres du modèle

Les paramètres du modèle CJS2 sont déterminés à partir des essais biaxiaux et de l'essai œdométrique effectués par Dolzhenko (2002). Le jeu de paramètres permettant de s'approcher des résultats expérimentaux est donné dans le Tableau 12.

$G_0 = 120 \text{ MPa}$	$K_{oe} = 360 \text{ MPa}$	$n = 0,3$	$\beta = -0,05$	$R_c = 0,05$
$A = 0,0003 \text{ 1/Pa}$	$R_m = 0,20$	$K_{op} = 65 \text{ MPa}$	$\gamma = 0,64$	

Tableau 12 – Jeu de paramètres pour le modèle CJS2

Ce jeu permet de modéliser aussi bien sur les résultats des essais biaxiaux que les résultats de l'essai œdométrique. La Figure 77 présente les résultats numériques des essais biaxiaux réalisés en déformations planes et des essais expérimentaux. Les courbes du déviateur en fonction de la déformation montrent que ce modèle permet de correctement prendre en compte le comportement du sol avant la rupture. Le calage sur la courbe déviateur - déformation obtenu lors de l'essai biaxial à pression de confinement de 40 kPa est légèrement moins bon, mais il correspond à un niveau de contrainte élevé (contrainte exercée par 0,64 m de rouleaux) par rapport au niveau de contrainte global obtenu lors de l'expérimentation. Le paramètre R_m dépend principalement de l'angle de frottement interne. $R_m = 0,20$ permet d'obtenir un angle de frottement de 24° , même valeur de l'angle de frottement choisi pour la modélisation avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les paramètres de l'élasticité sont déterminés à partir de la phase de déchargement – rechargement. Expérimentalement, le sol analogue a un comportement dilatant dès le début du cisaillement. Cet aspect n'a pu être pris en compte par le modèle CJS2 qui simule une phase de contractance avant la dilatance. On peut néanmoins simuler la dilatance avant la rupture. Le modèle et les paramètres déterminés permettent de simuler la dilatance expérimentale pour un niveau de déformation inférieur à 2 %.

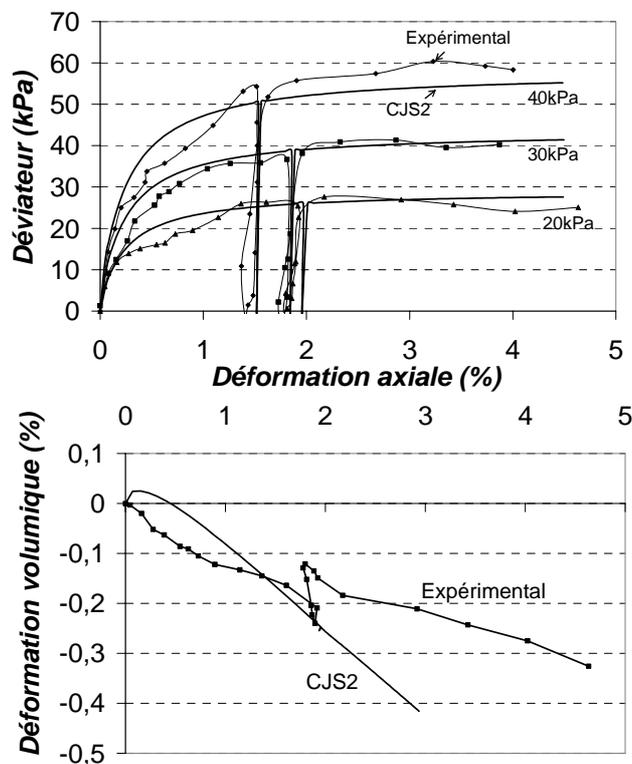


Figure 77 – Calage du modèle CJS2 sur l'essai biaxial

La Figure 78 présente les résultats numériques en déformations planes et les résultats expérimentaux de l'essai œdométrique. Le modèle CJS2 permet de prendre en compte le comportement expérimental en chargement – déchargement – rechargement.

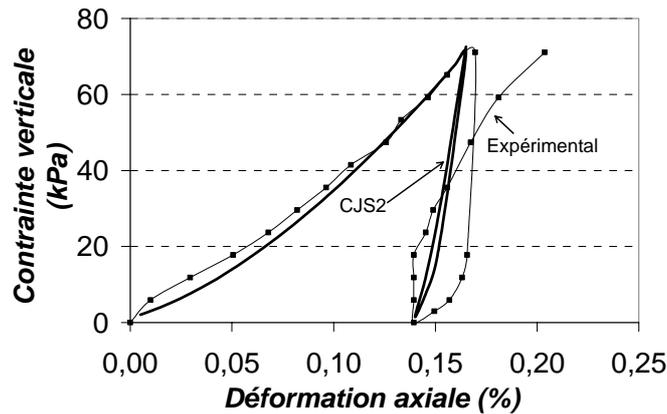


Figure 78 – Calage du jeu de paramètres sur l'essai œdométrique

4.2 Procédure de chargement

La procédure de chargement du système est différente avec le modèle CJS2 qu'avec Mohr-Coulomb, à cause de la sensibilité de ce modèle aux faibles contraintes et aux grands déplacements. En effet, les éléments situés en surface sont soumis à de très faibles contraintes donc ont des caractéristiques faibles : faibles modules volumiques et de cisaillement, ce qui entraîne des divergences numériques.

La procédure de chargement adoptée est la suivante (équilibre entre chaque étape):

- mise en place de l'inclusion et de la mousse avec une contrainte géostatique initiale,
- application d'une surcharge sur la mousse inférieure à la valeur de l'action d'une couche de rouleaux de 0,1 m (4 kPa),
- mise en place de la première couche de rouleaux, avec contraintes initiales dues au poids des rouleaux,
- application d'une charge en surface équivalente au poids d'une couche de rouleaux,
- suppression de la surcharge, remplacée par la couche de rouleaux (la phase d'équilibre suivante n'amène quasiment pas de variations),
- etc.

4.3 Résultats des modélisations des essais expérimentaux

4.3.1 Report de charge

Les figures 79, 80, 81 et 82 permettent de confronter les résultats numériques aux résultats expérimentaux en terme d'efficacité en fonction de la hauteur. Pour $\alpha = 15\%$, l'efficacité déterminée par la modélisation numérique reste égale à sa valeur initiale jusqu'à $H = 0,2$ m. Ceci est un problème numérique, probablement dû à la méthode de mise en place des couches de sol du matelas. Pour les trois taux de recouvrement et les mousses de compressibilité différente, la modélisation numérique surestime l'efficacité à partir d'une hauteur de matelas entre 0,2 et 0,4 m. A l'état final, la surestimation de l'efficacité par la modélisation numérique est d'environ 30 %.

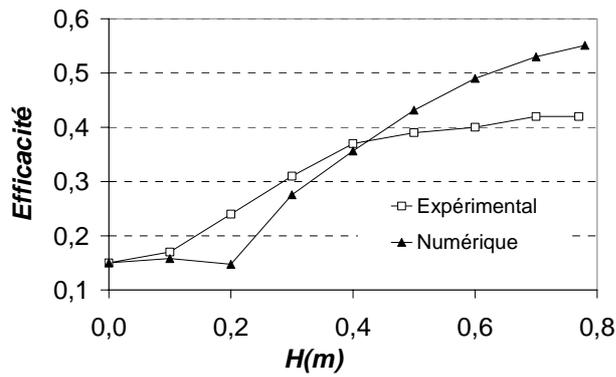


Figure 79 – Efficacité, $\alpha = 15 \%$, mousse d120

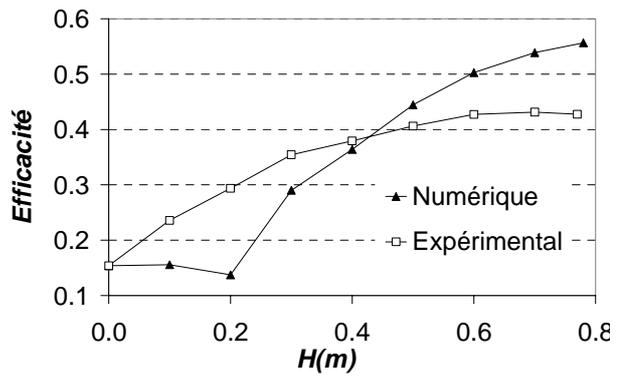


Figure 80 – Efficacité, $\alpha = 15 \%$, mousse d80

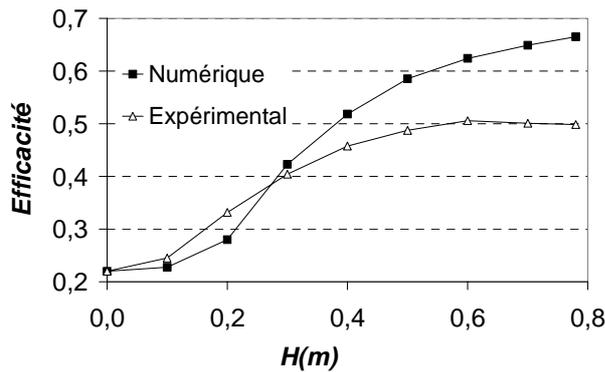


Figure 81 – Efficacité, $\alpha = 22 \%$, mousse d120

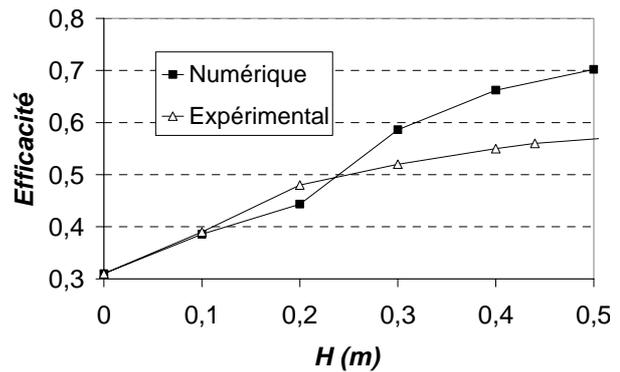
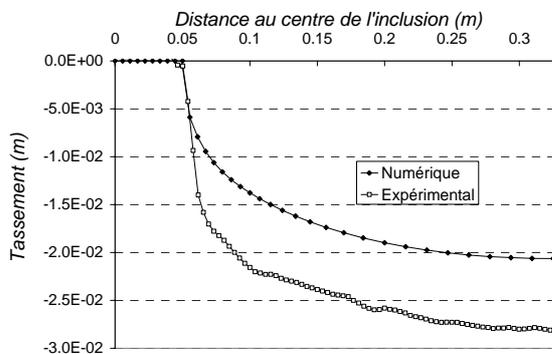


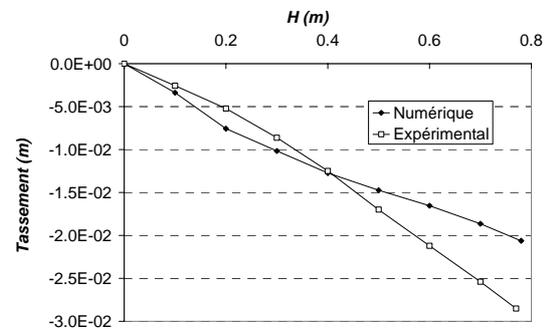
Figure 82 – Efficacité, $\alpha = 31 \%$, mousse d120

4.3.2 Tassements en base du matelas

Les figures suivantes présentent les tassements en base du matelas obtenus avec les deux approches de modélisation, pour les trois taux de recouvrement et les deux mousses de compressibilité différente. La colonne de gauche montre la distribution du tassement à l'état final et la colonne de droite le tassement maximum en base du matelas en fonction de la hauteur de matelas. La confrontation des deux approches de modélisation montre que la modélisation numérique avec le modèle CJS2 permet de reproduire le tassement expérimental observé en base du matelas. Ce tassement est toutefois sous-estimé par la modélisation numérique pour $\alpha = 15 \%$ et la mousse d120 à partir d'une certaine hauteur de matelas, et il est surestimé pour $\alpha = 31 \%$.

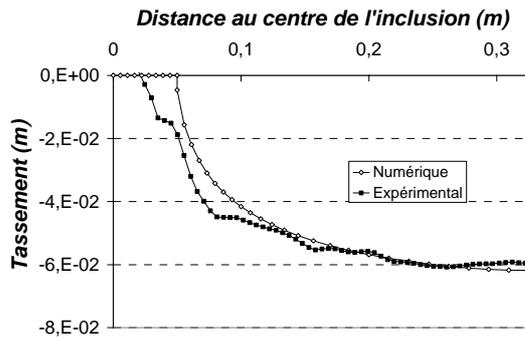


a – Tassements en surface de la mousse pour $H = 0,7m$ + surcharges

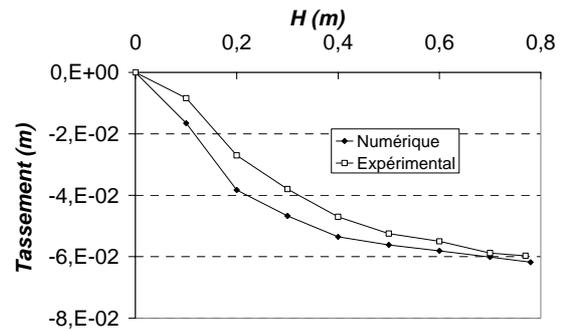


b – Tassements maximum de la mousse en fonction de la hauteur

Figure 83 – $\alpha = 15 \%$, mousse d120

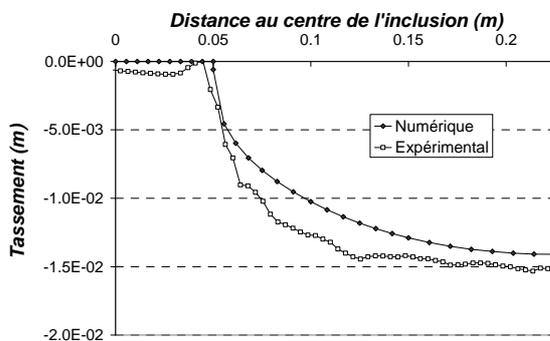


a – Tassements en surface de la mousse pour $H = 0,7$ m + surcharges

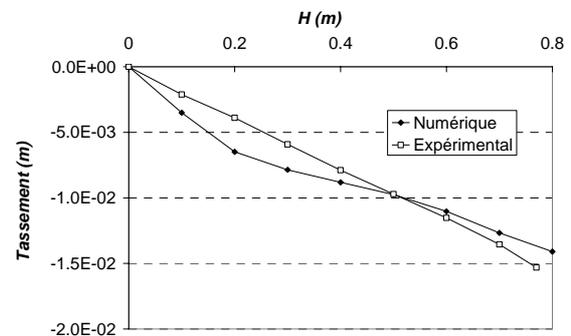


b – Tassements maximum de la mousse en fonction de la hauteur

Figure 84 – $\alpha = 15$ %, mousse d80

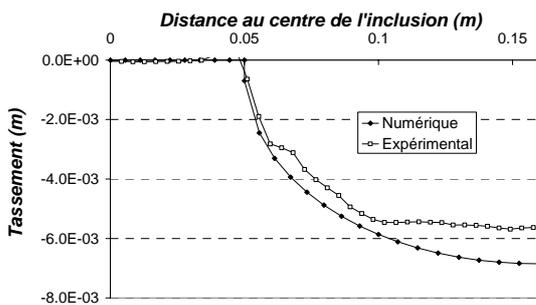


a – Tassements en surface de la mousse pour $H = 0,7$ m + surcharges

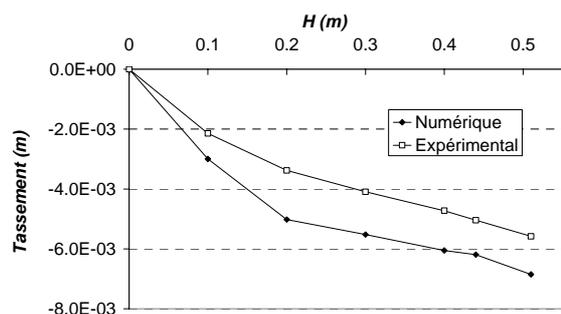


b – Tassements maximum de la mousse en fonction de la hauteur

Figure 85 – $\alpha = 22$ %, mousse d120



a – Tassements en surface de la mousse pour $H = 0,7$ m + surcharges



b – Tassements maximum de la mousse en fonction de la hauteur

Figure 86 – $\alpha = 31$ %, mousse d120

4.3.3 Tassements et déformations dans le massif

Les figures suivantes comparent les tassements (colonne de gauche) et les déformations verticales (colonne de droite) dus à la mise en place de la surcharge, au dessus de l'inclusion et au milieu, pour les deux approches de modélisation. Pour tous les taux de recouvrement, la modélisation numérique sous-estime les tassements et les déformations dans le matelas, mais

le plan d'iso-tassement et de déformations maximum est situé à la même distance de la base du matelas. La modélisation numérique permet donc de reproduire qualitativement les déplacements et les déformations observés expérimentalement dans le matelas.

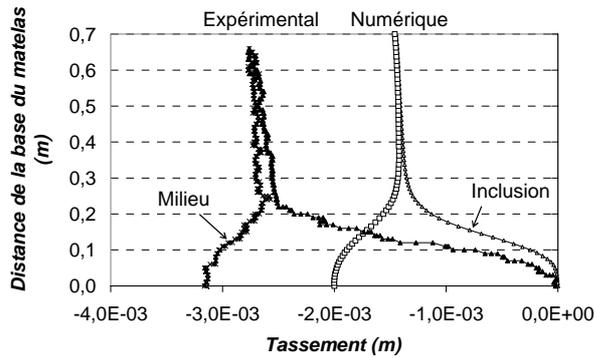


Figure 87 – Tassements lors de la mise en place de la surcharge (5 kPa), $\alpha = 15\%$

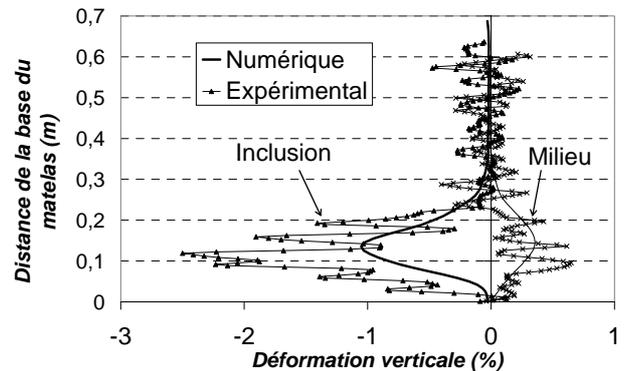


Figure 88 – Déformation verticale lors de la mise en place de la surcharge $\alpha = 15\%$

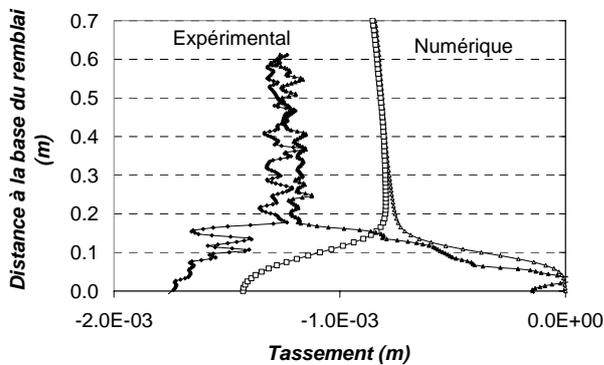


Figure 89 – Tassements lors de la mise en place de la surcharge (5 kPa), $\alpha = 22\%$

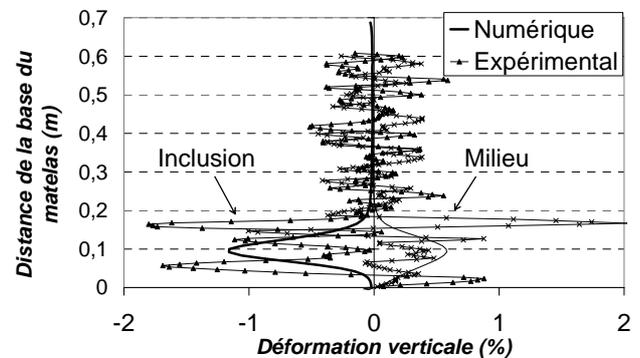


Figure 90 – Déformation verticale lors de la mise en place de la surcharge ; $\alpha = 22\%$

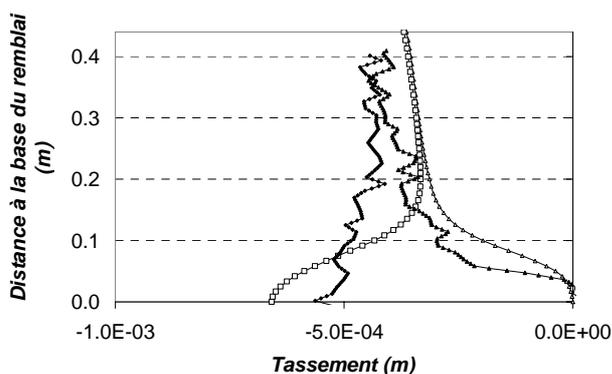


Figure 91 – Tassements lors de la mise en place de la surcharge (5 kPa), $\alpha = 31\%$

Afin de comparer plus finement les résultats expérimentaux et la modélisation numérique, on étudie la répartition des déplacements dans le massif lors de sa mise en place. On compare à chaque étape les tassements induits par la mise en place de la couche suivante (de C1, première couche, à C7, 7^{ème} couche) au-dessus de l'inclusion et entre les deux inclusions, dans le cas expérimental et obtenus par la modélisation numérique. Les résultats pour $\alpha = 15\%$ sont reportés sur la Figure 92. A partir de la mise en place de la 3^{ème} couche, les tassements obtenus expérimentalement sont plus grands que les tassements numériques. Malgré cette divergence quantitative de résultats, la répartition des tassements est

qualitativement la même dans les deux modélisations : la formation de la voûte s'effectue à une même distance de la base du matelas dans les deux cas.

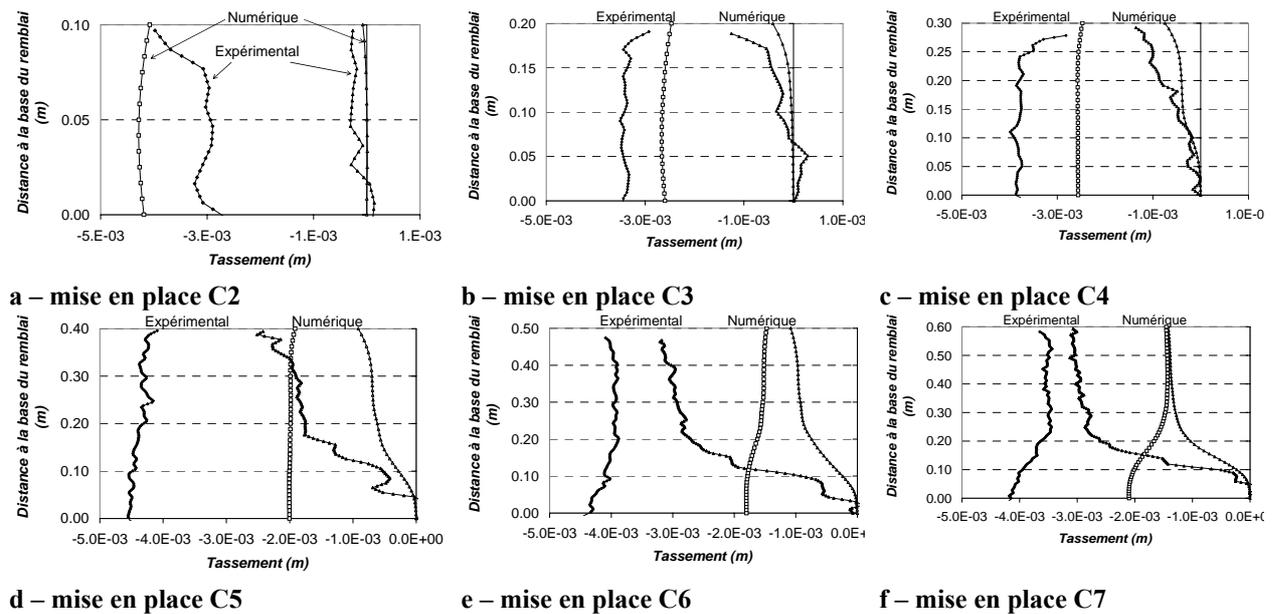


Figure 92 – Déplacements verticaux dans le massif lors de son édification

La Figure 93 présente les tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante pour $\alpha = 15\%$. Cette figure montre la réduction du tassement différentiel en surface lorsque la hauteur du matelas augmente. Les tassements différentiels sont équivalents pour les deux approches de modélisation, cependant les tassements en surface déterminés par la modélisation numérique sont plus faibles que ceux observés expérimentalement.

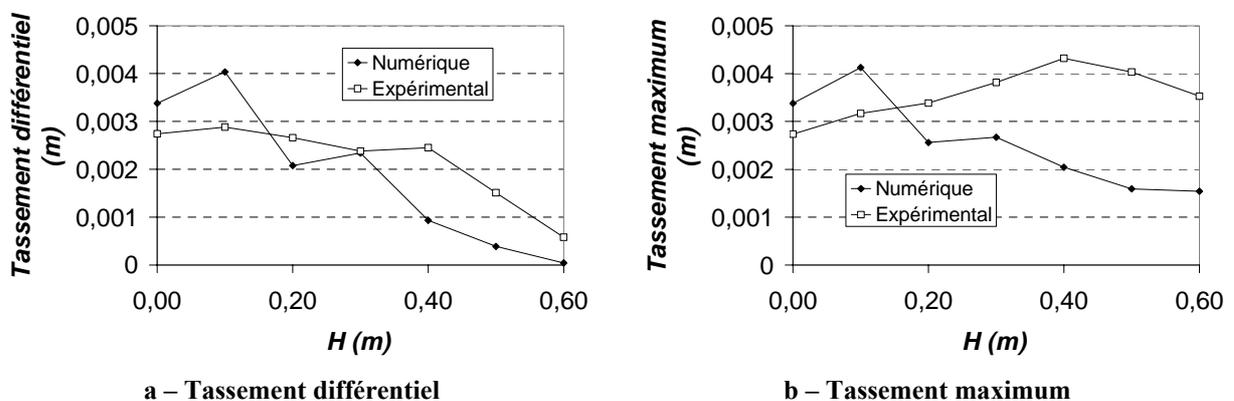


Figure 93 – Tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante

4.4 Conclusion sur les simulations avec le modèle CJS2

Le comportement du sol analogique de Schneebeli est simulé par le modèle élastoplastique CJS2, dont les paramètres sont déterminés par identification sur des résultats d'essais biaxiaux et œdométriques. Pour tous les taux de recouvrement, la modélisation numérique surestime l'efficacité à partir d'une certaine hauteur de matelas. La modélisation numérique permet de reproduire quantitativement le tassement observé en base du matelas et d'obtenir qualitativement la même distribution de tassements et de déformations dans le matelas. Le modèle CJS2 permet de rendre compte du comportement observé du système.

5 CONFRONTATIONS DES DIFFERENTES MODELISATIONS

Dans les parties précédentes de ce chapitre, nous avons effectué des simulations des essais expérimentaux en mettant en oeuvre différentes modélisations du comportement du sol analogique :

- le modèle de Mohr-Coulomb avec un module d'Young déterminé à partir du module sécant à 25 % du déviateur à la rupture,
- le modèle de Mohr-Coulomb avec un module d'Young déterminé à partir du module sécant à 50 % du déviateur à la rupture,
- le modèle CJS2.

Les paramètres pour ces différentes modélisations sont identifiés à partir des essais biaxiaux et œdométriques effectués par Dolzhenko (2002).

Cette partie vise à confronter les différentes approches de modélisation entre elles et avec les résultats expérimentaux, afin d'analyser l'impact de la complexité de la modélisation.

La Figure 94 confronte les modélisations en terme de report de charge en fonction de la hauteur de matelas. L'efficacité est quasiment identique pour toutes les modélisations numériques et elle surestime l'efficacité expérimentale.

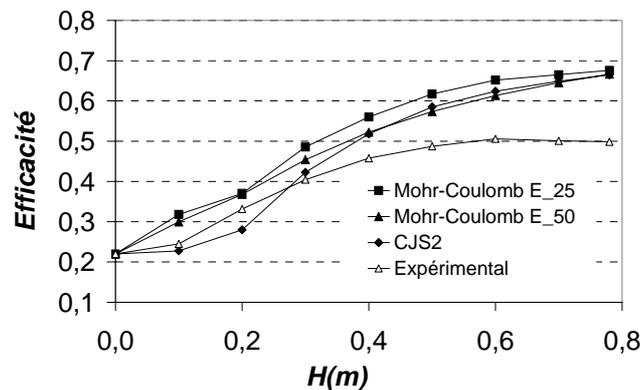


Figure 94 – Efficacité pour les différentes modélisations du sol analogique, $\alpha = 22\%$

La Figure 95 confronte les modélisations en terme de tassement en base du matelas. Toutes les modélisations numériques permettent de retrouver le tassement expérimental.

La Figure 96 confronte les modélisations en terme de répartition des tassements dans le massif dus à la mise en place de la surcharge en surface. Les résultats de la modélisation avec le modèle de Mohr-Coulomb et un module E_25 et la modélisation avec le modèle CJS2 sont quasiment identiques. Ces résultats sont qualitativement et quantitativement plus proches des résultats expérimentaux que ceux de la modélisation avec E_50. Lorsque l'on met en oeuvre le modèle de Mohr-Coulomb, la modélisation avec E_25 permet de prendre en compte correctement la distance de la base du matelas à laquelle les tassements sont égaux au dessus de l'inclusion et au milieu, ce qui n'est pas le cas avec la modélisation avec le module E_50.

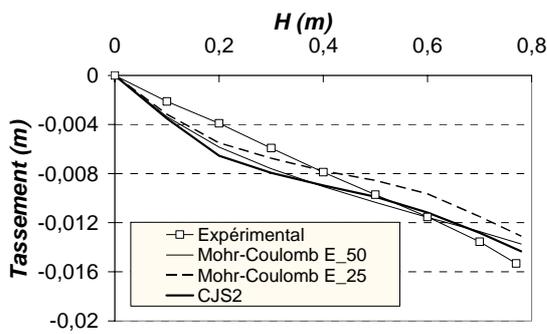


Figure 95 – Tassement maximum en base du matelas pour les différentes modélisations du sol analogique, $\alpha = 22\%$

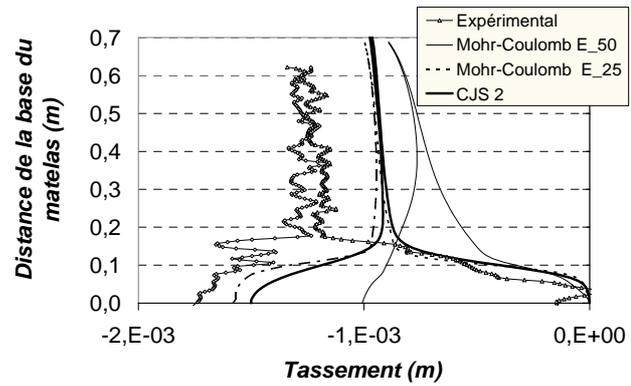
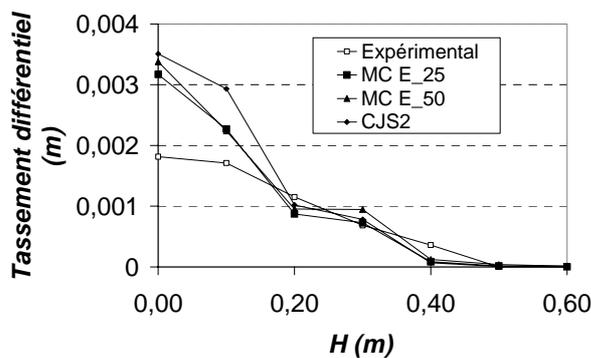
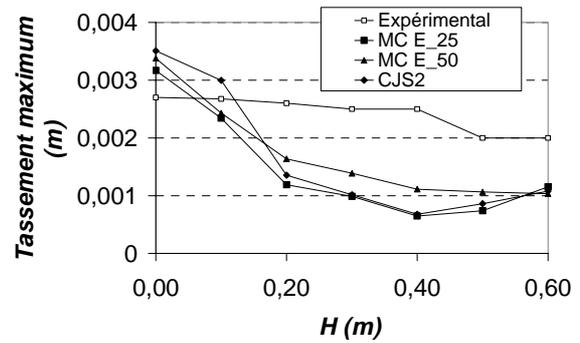


Figure 96 – Tassements lors de la mise en place de la surcharge pour les différentes modélisations du sol analogique, $\alpha = 22\%$

La Figure 97 confronte les modélisations en terme de tassements en surface en fonction de la hauteur de matelas. Les approches de modélisation numérique donnent des résultats très proches entre eux et permettent de représenter le tassement expérimental en surface.



a – Tassement différentiel



b – Tassement maximum

Figure 97 – Tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante, $\alpha = 22\%$

- Les résultats des simulations effectuées avec le modèle CJS2 et avec le modèle de Mohr-Coulomb sont très proches.
- Les résultats sont quasiment identiques pour le modèle de Mohr-Coulomb dont le module est identifié à partir du module sécant à 25 % du déviateur à la rupture obtenu par les essais biaxiaux et pour CJS2.
- On observe une divergence de résultats en terme de champ de déplacement dans le massif entre le modèle de Mohr-Coulomb dont le module est identifié à partir du module sécant à 50 % du déviateur à la rupture et les deux autres modélisations.

L'apport de la complexité du modèle de comportement pour le sol granulaire du matelas (modèle CJS2) est donc limité, à condition d'identifier correctement les paramètres du modèle simple, notamment le module d'Young. Nous sommes donc confrontés à la difficulté du choix des paramètres élastiques pour le modèle de Mohr-Coulomb, alors que le modèle CJS2 prend automatiquement en compte le comportement non linéaire du sol.

6 CONCLUSION

Une modélisation numérique bidimensionnelle a été effectuée avec le logiciel Flac en déformations planes afin de simuler les expérimentations effectuées sur le modèle réduit. Dans ce chapitre, les résultats des simulations numériques sont confrontés aux résultats expérimentaux dans une optique de validation de la procédure numérique et des modèles de comportement utilisés. L'expérimentation sur le modèle réduit permet d'obtenir des résultats en terme de distribution des efforts en base du matelas et en terme de champ de déplacement dans le massif. Cela permet d'effectuer une confrontation robuste entre l'expérimentation et la modélisation numérique. Les paramètres des modèles de comportement pour les différents matériaux constitutifs du modèle sont identifiés à partir de résultats d'essais biaxiaux effectués dans une gamme de contraintes confinement rencontrées dans l'expérimentation.

Le comportement du sol analogique de Schneebeli est tout d'abord simulé par un modèle élastoplastique parfait avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ce type de modèle ne permet pas de prendre en compte de manière réaliste le comportement des sols granulaires avant la rupture, et notamment la dilatance avant la rupture. La variation du module avec la contrainte a cependant été prise en compte, ce qui constitue une amélioration par rapport au modèle classique. Afin d'analyser l'influence de la complexité du modèle, le comportement du sol analogique est ensuite simulé par le modèle élastoplastique CJS2, implémenté dans le logiciel. Un modèle de comportement élastique non linéaire a été implémenté afin de simuler le comportement de la mousse, déterminé expérimentalement par un essai de chargement simple.

1. Pour les deux modèles de comportement utilisés (Mohr-Coulomb et CJS2), la confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux montre que la modélisation numérique surestime l'efficacité du système et sous-estime légèrement les déplacements dans le massif. La modélisation numérique permet néanmoins de reproduire qualitativement les phénomènes observés en terme d'effort et de déplacement dans la modélisation physique. Cette confrontation permet un début de validation du modèle numérique. Il est très difficile d'obtenir des résultats numériques rendant correctement compte simultanément des déplacements et de la distribution des efforts observés dans l'expérimentation. Une première limitation à la modélisation numérique est qu'elle est effectuée en milieu continu, alors que le sol analogique est typiquement constitué d'éléments distincts. On ne peut notamment pas rendre correctement compte du comportement de l'assemblage des rouleaux au niveau du bord de l'inclusion, identifiée comme une zone de discontinuité par l'expérimentation sur le modèle réduit. La modélisation d'interfaces dans cette zone visait à pallier cette lacune de la modélisation continue, mais n'a pas donné de résultats concluants. Cela montre la difficulté de modéliser cette zone particulière. De plus, les paramètres des différents modèles ont été identifiés à partir d'essais expérimentaux, dont les résultats peuvent être discutés. Une étude paramétrique complémentaire sur l'influence des différents paramètres des modèles peut éventuellement apporter un éclairage supplémentaire sur la divergence des résultats numériques et expérimentaux.
2. Les simulations mettant en oeuvre le modèle de Mohr-Coulomb avec un module d'Young déterminé à partir du module sécant à 25 % du déviateur à la rupture et celles mettant en oeuvre le modèle CJS2 donnent des résultats très proches. Dans le cas de la mise en oeuvre du modèle de Mohr-Coulomb, le module d'Young est variable en fonction du niveau de contrainte. L'augmentation de la complexité du modèle de comportement pour le matelas apportée par le modèle CJS2 ne permet donc pas d'améliorer considérablement la modélisation, mais le modèle CJS2 prend automatiquement en compte le

comportement non linéaire du sol analogique et permet alors de s'affranchir du problème de choix des paramètres élastiques, inévitable avec Mohr-Coulomb. La principale divergence entre les deux simulations mettant en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb (avec E_{25} et E_{50}) réside dans la répartition des déplacements dans le matelas. Lorsque l'on utilise le Modèle de Mohr-Coulomb, il est donc important de choisir correctement le module, car celui-ci est également déterminant pour l'apparition de la dilatance. Ce problème ne se pose pas pour la simulation avec le modèle CJS2.

3. Des simulations numériques ont été effectuées en incorporant une nappe de renforcement en base du matelas. Le maillage a dû être simplifié afin de mener les calculs en grandes déformations et de simuler correctement le comportement de la nappe. La confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux montre que la modélisation numérique proposée sous estime l'apport d'une nappe, même lorsque l'on simule une pré-tension dans celle-ci. Les résultats en terme de report de charge sont cependant à relativiser dû à la mise en œuvre d'un maillage plus grossier, ne pouvant pas tenir compte de manière satisfaisante de la concentration des contraintes sur le bord de l'inclusion, qui doit théoriquement être importante lors de la mise en tension et de la déflexion de la nappe. Cette étude montre donc qu'il est difficile de simuler correctement le comportement du massif avec une nappe de renforcement car les mécanismes d'interactions entre le sol compressible, l'inclusion, le sol de matelas et la nappe sont complexes.

Chapitre 7

Etude numérique paramétrique

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	237
2	INFLUENCE DES PARAMETRES DU SOL DU MATELAS	237
2.1	INFLUENCE DES PARAMETRES ELASTIQUES	237
2.1.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>238</i>
2.1.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>238</i>
2.1.3	<i>Conclusions sur l'influence des paramètres élastiques du matelas</i>	<i>240</i>
2.2	INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT	240
2.2.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>240</i>
2.2.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>242</i>
2.2.3	<i>Plastifications dans le massif</i>	<i>244</i>
2.2.4	<i>Conclusions sur l'influence de l'angle de frottement</i>	<i>244</i>
2.3	INFLUENCE DE L'ANGLE DE DILATANCE	245
2.3.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>245</i>
2.3.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>245</i>
2.3.3	<i>Conclusions sur l'influence de la dilatance du sol du matelas</i>	<i>246</i>
2.4	APPORT D'UNE COHESION	247
2.4.1	<i>Apport de la cohésion sur le report de charge</i>	<i>247</i>
2.4.2	<i>Apport de la cohésion sur la réduction des tassements</i>	<i>247</i>
2.4.3	<i>Plastifications dans le massif</i>	<i>248</i>
2.4.4	<i>Conclusions sur l'apport d'une cohésion</i>	<i>249</i>
2.5	INFLUENCE DE LA DENSITE DU SOL DU MATELAS	249
2.6	INFLUENCE DU K_0 INITIAL DANS LE MASSIF	250
3	INFLUENCE DES PROPRIETES DE LA MOUSSE	252
3.1	INFLUENCE DE LA COMPRESSIBILITE DE LA MOUSSE	252
3.1.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>253</i>
3.1.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>253</i>
3.2	INFLUENCE DU COEFFICIENT DE POISSON DE LA MOUSSE	254
3.2.1	<i>Influence sur le report de charge</i>	<i>254</i>
3.2.2	<i>Influence sur les déplacements dans le massif</i>	<i>255</i>
3.3	CONCLUSIONS SUR L'INFLUENCE DES PARAMETRES ELASTIQUES DE LA MOUSSE	256
4	INFLUENCE DE LA RAIDEUR DE LA NAPPE DE RENFORCEMENT	256
4.1	INFLUENCE SUR LE REPORT DE CHARGE	256
4.1.1	<i>Efficacité</i>	<i>256</i>
4.1.2	<i>Effort axial repris par la nappe</i>	<i>257</i>
4.1.3	<i>Contrainte au-dessus et au-dessous de la nappe</i>	<i>258</i>
4.1.4	<i>Report de charge par effet membrane et par effet voûte</i>	<i>258</i>
4.2	INFLUENCE SUR LES TASSEMENTS DANS LE MATELAS	259
4.2.1	<i>Tassements en base du matelas</i>	<i>259</i>
4.2.2	<i>Tassements en surface</i>	<i>260</i>
5	APPLICATION D'UNE CHARGE PONCTUELLE EN SURFACE	261
5.1	MODELE NUMERIQUE	261
5.2	TASSEMENTS EN SURFACE	261
5.3	INFLUENCE DU TAUX DE RECOUVREMENT	263
5.4	CONCLUSIONS SUR L'APPLICATION D'UNE CHARGE PONCTUELLE EN SURFACE	264
6	CONCLUSIONS SUR LES ETUDES NUMERIQUES PARAMETRIQUES	264

1 INTRODUCTION

Le chapitre précédent a montré que la modélisation numérique proposée permet de simuler les phénomènes observés expérimentalement. La simulation numérique est alors un outil puissant pour analyser le comportement de l'ouvrage physique modélisé dans diverses conditions. La modélisation numérique permet notamment de faire varier les propriétés du sol du matelas, ce que nous n'avons pas mis en œuvre expérimentalement, car les propriétés du sol analogique de Schneebeli utilisé sont fixes. L'analyse plus fine de l'influence de la compressibilité de la mousse simulant le sol compressible et de l'influence de la raideur de la nappe de renforcement disposée en base du matelas est également rendue possible. Le comportement du massif sous l'application d'une charge ponctuelle en surface est également étudié. Ces analyses paramétriques permettent de mieux comprendre le mode de fonctionnement de l'ouvrage.

2 INFLUENCE DES PARAMETRES DU SOL DU MATELAS

Le sol du matelas est constitué par un sol analogique de Schneebeli dont nous n'avons pas fait physiquement varier les caractéristiques mécaniques. Une étude paramétrique numérique permet d'analyser l'influence de la variation de ces paramètres. Le comportement du sol analogique est simulé par le modèle élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb, dont nous faisons varier :

- les paramètres de l'élasticité (module d'Young et coefficient de Poisson),
- l'angle de frottement,
- l'angle de dilatance,
- la cohésion.

Dans cette partie nous étudions également l'influence de la densité du sol et de l'état de contrainte initial dans le sol (influence de K_0).

Le calcul de référence est la configuration $\alpha = 15\%$, avec une simulation du comportement du sol du matelas par le modèle de Mohr-Coulomb avec un module d'Young déterminé à partir du module sécant à 25 % du déviateur à la rupture ($E = 353 \sigma_3$), un coefficient de Poisson de 0,48, un angle de frottement de 24° , un angle de dilatance de 4° et une cohésion nulle. La mousse représentant le sol compressible est la mousse d120.

2.1 Influence des paramètres élastiques

Des simulations ont été effectuées en faisant varier le module du sol du matelas et en conservant la valeur de référence du coefficient de Poisson. Le module de référence (E_{ref}) est calculé selon $E = 353 \cdot \sigma_x$. Un module plus rigide ($E+$) est donné par $E = 3530 \cdot \sigma_x$ et un module plus faible ($E-$) par $E = 35,3 \cdot \sigma_x$. La répartition du module d'Young dans le matelas pour $H = 0,7$ m + surcharges est donnée sur la Figure 1.

Des simulations sont également effectuées en faisant varier la valeur du coefficient de Poisson du sol du matelas : la valeur de référence de ce paramètre est 0,48 et nous effectuons une simulation avec 0,35. Le module d'Young de référence est conservé.

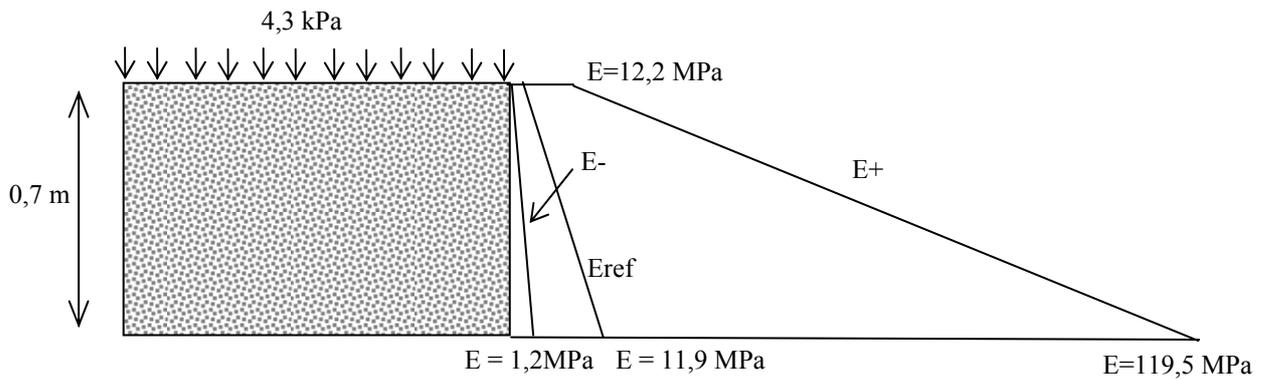


Figure 1 – Répartition du module d’Young dans le massif pour $H = 0,7$ m + surcharges

2.1.1 Influence sur le report de charge

La Figure 2 présente l’efficacité en fonction de H obtenue pour les configurations de référence, pour un module plus rigide et pour un module plus faible. Cette figure montre que l’augmentation du module, par rapport au module de référence, n’a pas d’incidence sur le report de charge alors que sa diminution entraîne une diminution de l’efficacité. Le fait de considérer un module plus faible entraîne une plastification des zones pour une déformation axiale plus importante, or la dilatance ne peut apparaître qu’à partir de la plastification.

Nous trouvons que le coefficient de Poisson n’a pas d’influence sur le report de charge.

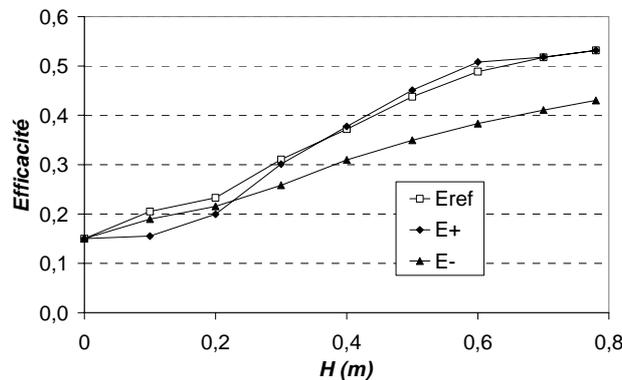


Figure 2 – Efficacité en fonction de la hauteur pour différentes valeurs du module du sol du matelas

2.1.2 Influence sur les déplacements dans le massif

La Figure 3 présente la distribution du tassement en base du matelas pour $H = 0,7$ m + surcharge. Le calcul de référence et le calcul avec un module du sol du matelas plus élevé amènent à un tassement identique alors que le calcul avec un module plus faible conduit à une augmentation du tassement. Aucune influence du coefficient de Poisson n’a été relevée sur les tassements en base du matelas.

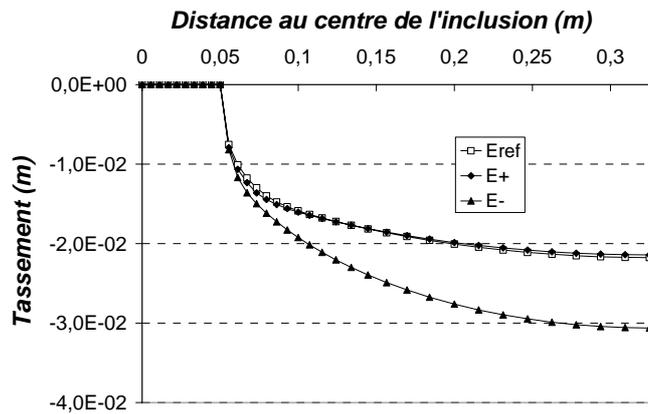


Figure 3 – Tassement de la mousse pour $H = 0,7$ m + surcharges

La Figure 4 montre la répartition du tassement dans le massif au dessus de l'inclusion et entre les inclusions lors de la mise en place de la surcharge. La Figure 4a montre que les résultats du calcul de référence et de celui présentant un module du matelas 10 fois plus élevé sont quasiment identiques. Avec un module plus faible, les tassements sont plus importants et le plan d'iso-tassement se situe très loin de la base du remblai (0,6 m environ), alors qu'il se situe à 0,2 m pour les deux autres cas. La Figure 4b montre que les tassements en surface sont plus importants avec un coefficient de Poisson plus faible.

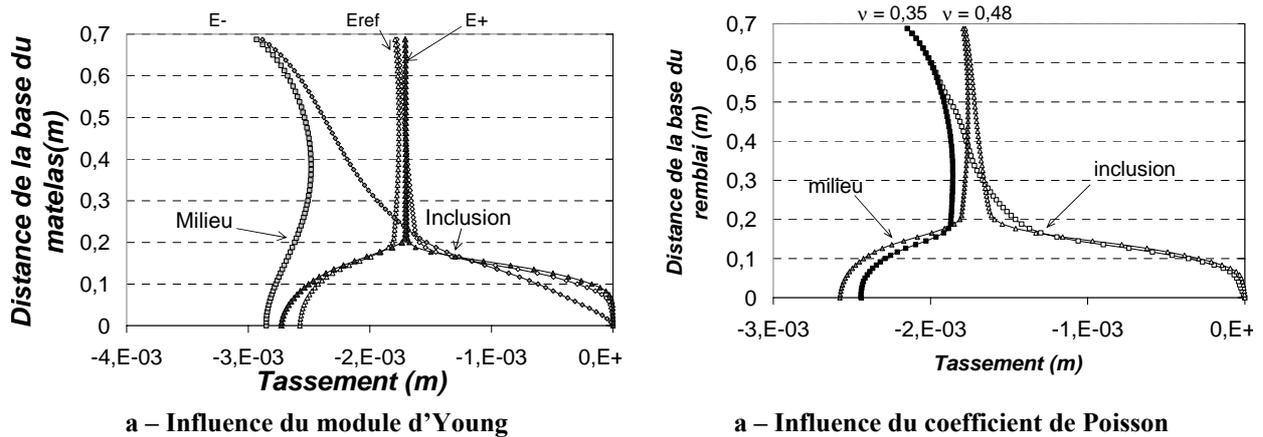


Figure 4 – Tassement dans le massif lors de la mise en place de la surcharge

La Figure 5 présente les tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante. La Figure 5a présente l'évolution des tassements différentiels entre l'aplomb de l'inclusion et le milieu. Les tassements différentiels sont quasiment identiques quelque soit le module du sol et les tassements en surface deviennent homogènes à partir de la même hauteur de matelas. La Figure 5b montre que les tassements en surface sont plus importants pour un module de sol plus faible. Les tassements sont quasiment identiques pour le cas de référence et pour un module de sol plus grand. Une faible influence du coefficient de Poisson du sol du matelas a été observée sur les tassements en surface.

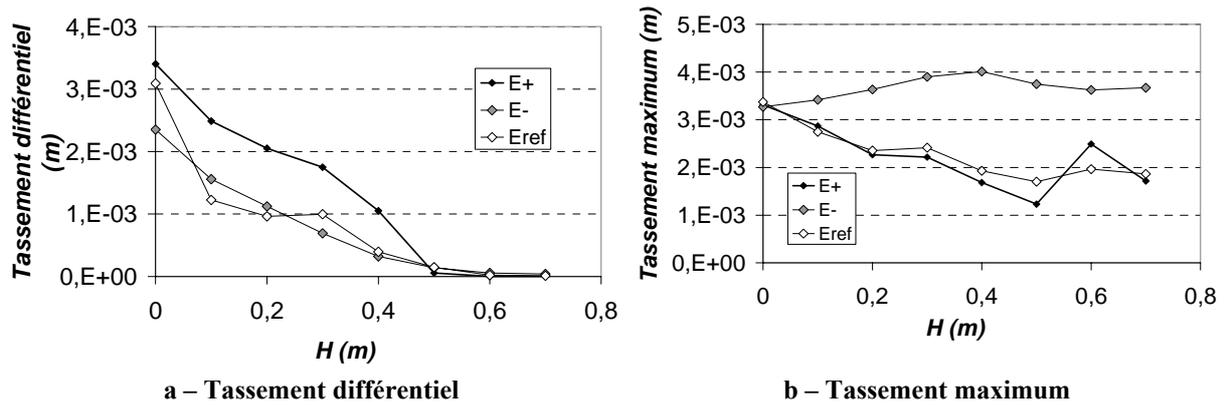


Figure 5 – Tassement en surface au cours du chargement

2.1.3 Conclusions sur l'influence des paramètres élastiques du matelas

Un module d'Young plus faible que le module de référence entraîne une réduction du report de charge et une augmentation des tassements dans le massif alors qu'un module plus grand n'entraîne pas de modifications des résultats.

2.2 Influence de l'angle de frottement

Le sol analogique de Schneebeli présente un angle de frottement de 24° , déterminé à partir de résultats d'essais biaxiaux réalisés entre 20 et 50 kPa de confinement, ce qui correspond au niveau de contrainte atteint dans le modèle réduit. Afin d'étudier l'influence de ce paramètre sur les mécanismes se développant dans le matelas de transfert de charge, nous effectuons des calculs avec un angle de frottement entre 0 et 50° . La valeur courante de ce paramètre pour les sols de remblai classiques, constituant le matelas de transfert de charge est de $35-40^\circ$. Cette valeur peut être plus importante lorsque l'on est en présence de sol traité (Dano *et al.*, 2004).

2.2.1 Influence sur le report de charge

La Figure 6 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas pour différentes valeurs de l'angle de frottement. Plus l'angle de frottement est grand, plus l'efficacité est importante. En effet Rathmayer (1975) a montré que le report de charge sur les inclusions dépend principalement de l'angle de frottement du sol du matelas. La Figure 7, qui présente la valeur maximum de l'efficacité en fonction de l'angle de frottement, montre cependant que l'augmentation de l'efficacité devient limitée à partir d'un angle de frottement de 30° . Pour un angle de frottement de 0° , il n'y a pas de report de charge ($E = \alpha$), et il n'a pas été observé de voûte. Il n'y a en effet aucune résistance au cisaillement pour cette valeur, car associée à une cohésion nulle. La Figure 8 illustre l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas et de l'angle de frottement. $E = \alpha = 15\%$ pour $H = 0$ m et pour $\phi = 0^\circ$. L'efficacité augmente avec H et avec ϕ .

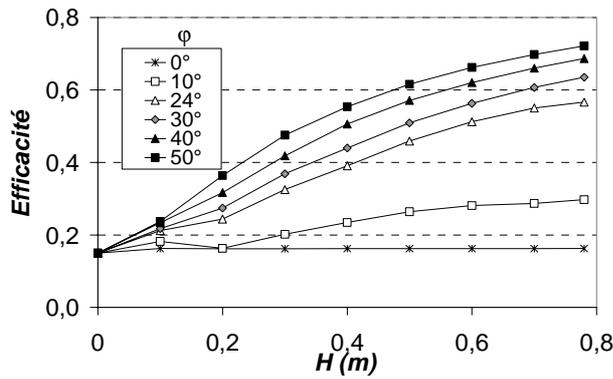


Figure 6 – Efficacité en fonction de la hauteur pour différentes valeurs de φ ; $\alpha = 15\%$

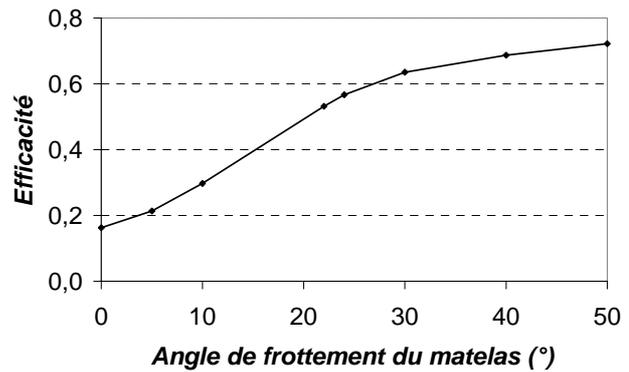


Figure 7 – Efficacité pour $H = 0,7\text{ m} + \text{surcharges}$ en fonction l'angle de frottement ; $\alpha = 15\%$

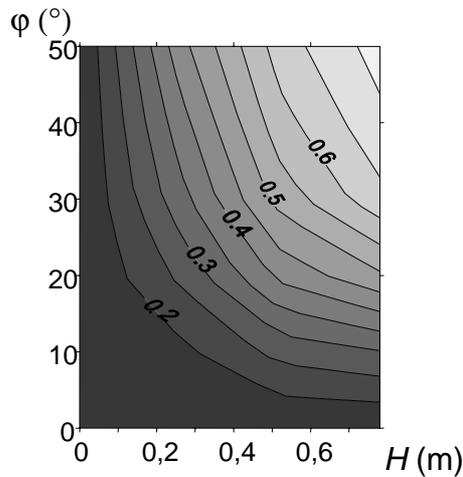


Figure 8 – Efficacité en fonction de la hauteur de rouleau et de l'angle de frottement

La Figure 9 présente l'orientation et l'intensité des contraintes principales au niveau de la tête de l'inclusion, pour les calculs avec $\varphi = 10^\circ$ et $\varphi = 40^\circ$. La concentration des contraintes sur la tête d'inclusion est plus importante avec un angle de frottement interne du sol plus grand. La contrainte principale maximum est située sur le bord de l'inclusion. Elle vaut 104 kPa dans le cas $\varphi = 10^\circ$ et 365 kPa le cas $\varphi = 40^\circ$. Pour le cas $\varphi = 10^\circ$, la contrainte s'appliquant sur l'inclusion est uniforme, alors qu'elle est concentrée sur le bord de l'inclusion pour $\varphi = 40^\circ$.

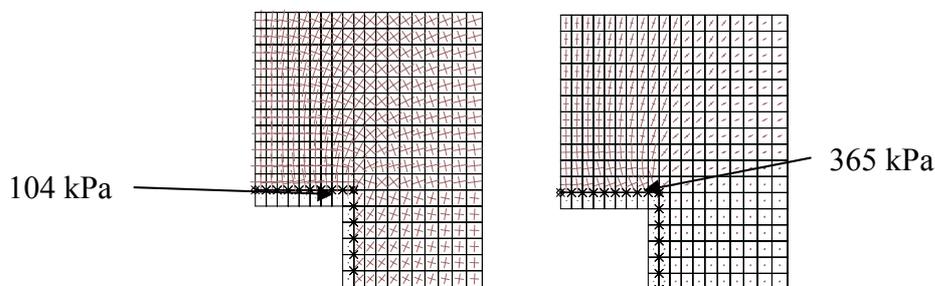


Figure 9 – Orientation des contraintes principales pour un angle de frottement de 10° (gauche) et pour 40° (droite)

2.2.2 Influence sur les déplacements dans le massif

2.2.2.1 Influence sur les tassements en base du matelas

Les Figures 10, 11, 12 et 13 illustrent l'influence de l'angle de frottement du sol du matelas sur la réduction du tassement en base du matelas pour $\alpha = 15\%$. La Figure 10 présente la répartition du tassement en base du matelas pour $H = 0,7\text{ m}$ + surcharges obtenue avec $\varphi = 0^\circ$, $\varphi = 24^\circ$ (cas de référence) et $\varphi = 50^\circ$. La Figure 11 présente le tassement maximum en base du matelas, exprimé en terme de réduction par rapport au cas sans inclusions, en fonction de H . Avec $\varphi = 0^\circ$ (pas de résistance au cisaillement) il n'y pas de réduction de tassement par rapport au cas sans inclusion. Pour toutes les autres valeurs, la réduction du tassement augmente avec la hauteur de matelas et avec la valeur de l'angle de frottement. La Figure 12 et la Figure 13 présentent le tassement maximum et la réduction de tassement maximum, obtenus pour la hauteur de matelas maximum, en fonction de l'angle de frottement. Ces deux figures montrent qu'à partir d'une valeur de l'angle de frottement d'environ 30° , la réduction de tassement devient quasiment constante.

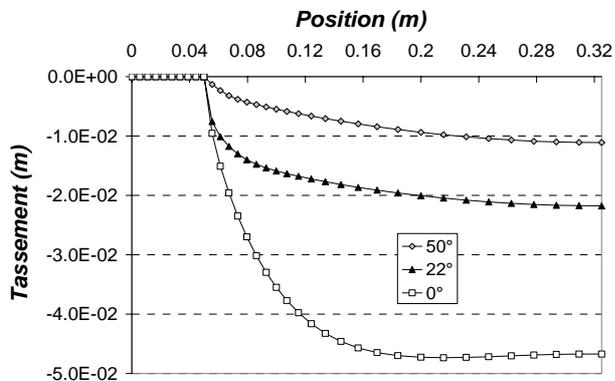


Figure 10 – Tassement de la mousse pour $H = 0,7\text{ m}$ + surcharges

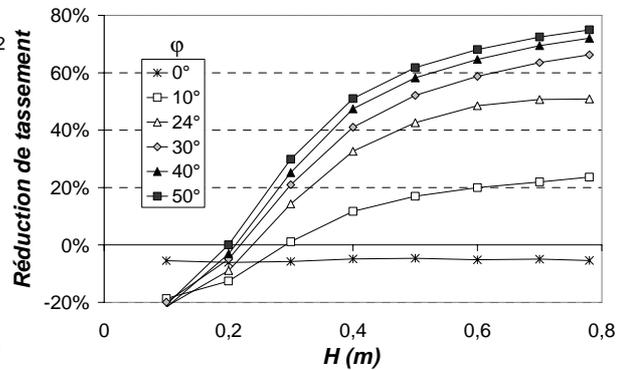


Figure 11 – Réduction du tassement par rapport au cas non renforcé en fonction de la hauteur de matelas

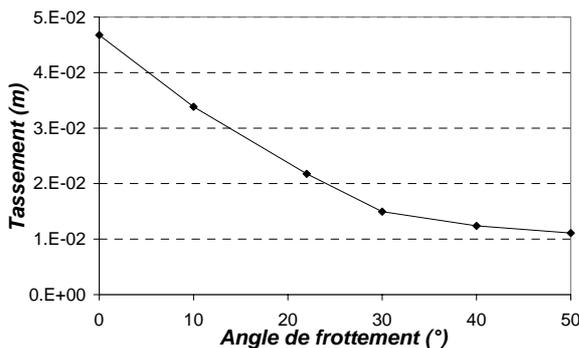


Figure 12 – Tassement maximum de la mousse en fonction de l'angle de frottement

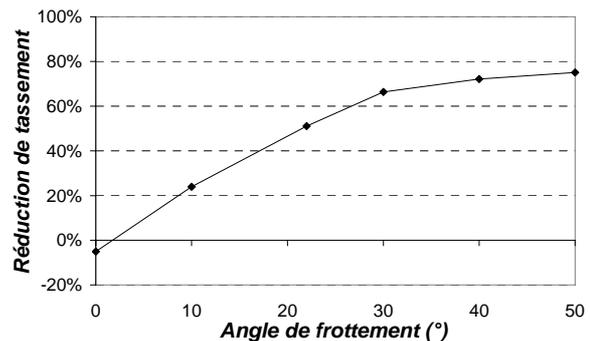


Figure 13 – Réduction du tassement de la mousse en fonction de l'angle de frottement

2.2.2.2 Influence sur les tassements en surface

La Figure 14 présente le tassement en surface dû à la mise en place de la couche de sol suivante puis de la surcharge, pour un angle de frottement de 10° et de 40° , en fonction de la hauteur de matelas. Cette figure montre que plus l'angle de frottement est grand, plus les tassements maximums et différentiels en surface du massif sont faibles. Les tassements

différentiels en surface sont négligeables pour une hauteur plus faible lorsque l'angle de frottement augmente.

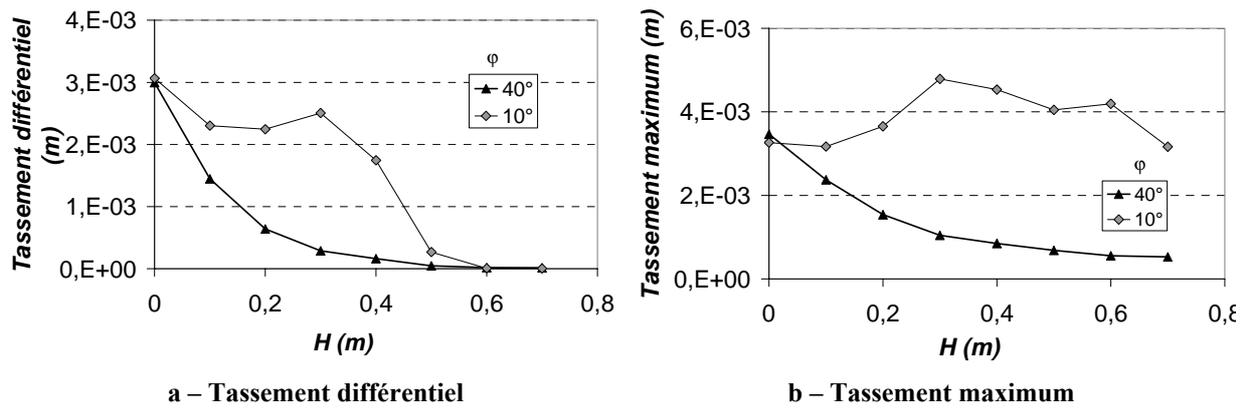


Figure 14 – Tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante

Lors de la mise en place de la surcharge de 4,3 kPa, le tassement en surface pour $\varphi = 10^\circ$ est de 3,16 mm, il n'est que de 0,53 mm pour $\varphi = 40^\circ$. Le tassement en surface lors de la mise en place de la surcharge est reporté sur la Figure 15 en fonction de l'angle de frottement. A partir de $\varphi = 30^\circ$, l'augmentation de l'angle de frottement n'a quasiment pas d'influence sur le tassement en surface dû à la mise en place de la surcharge.

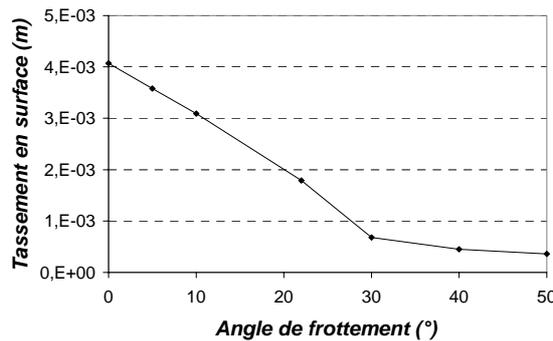


Figure 15 – Tassement en surface lors de la mise en place de la surcharge

2.2.2.3 Influence sur la distribution des tassements dans le massif

La Figure 16 montre le tassement dans le massif lors de la mise en place de la surcharge, au dessus de l'inclusion et au milieu, pour différentes valeurs de φ . Les tassements dans le massif sont réduits avec l'augmentation de l'angle de frottement. Le plan d'iso-tassement lors de la mise en place de la surcharge reste approximativement le même pour $\varphi = 10^\circ$ et $\varphi = 24^\circ$, et on observe ensuite une augmentation de la distance à la base du matelas de ce plan lorsque φ augmente. Le tassement en surface en fonction de φ est reporté sur la Figure 15. La réduction de tassement est particulièrement importante pour un angle de frottement qui passe de 10° à 30° .

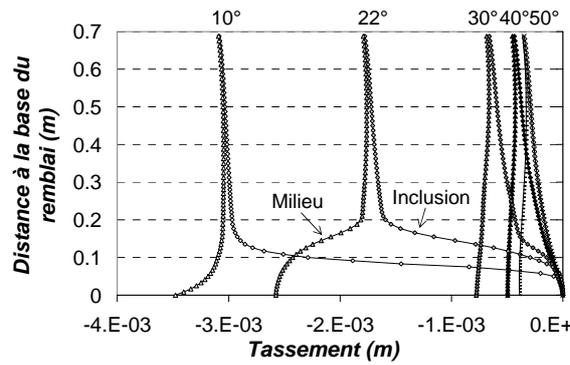


Figure 16 – Tassement lors de la mise en place de la surcharge

2.2.3 Plastifications dans le massif

La Figure 17 présente l'étendue de la plastification des zones de sol à la fin du chargement pour deux valeurs de l'angle de frottement (10 et 50°). Pour un angle de frottement de 10°, tout le massif a plastifié durant le chargement alors que pour 50°, l'étendue de la plastification se limite quasiment à une zone située au dessus de l'inclusion.

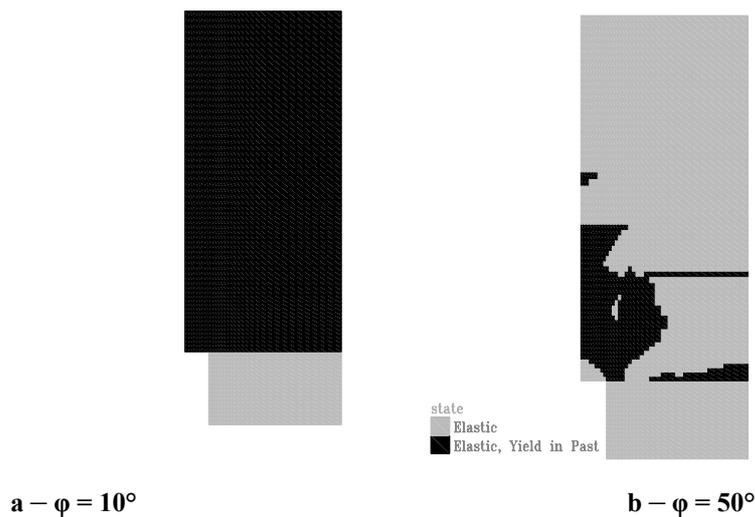


Figure 17 – Zones plastifiées à la fin du chargement

2.2.4 Conclusions sur l'influence de l'angle de frottement

L'angle de frottement interne du sol du matelas a une influence majeure sur l'efficacité et sur l'amplitude des tassements différentiels et totaux en surface. Plus il est grand, plus l'efficacité est grande et les tassements réduits.

2.3 Influence de l'angle de dilatance

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, l'angle de dilatance contrôle la valeur des déformations volumiques de dilatance après la rupture. Des simulations numériques ont été effectuées en faisant varier uniquement cet angle de dilatance. Un calcul a été effectué avec $\psi = 0^\circ$ et un second avec $\psi = 10^\circ$.

2.3.1 Influence sur le report de charge

La Figure 18 présente l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas pour les deux valeurs de dilatance. Cette figure montre que l'angle de dilatance a très peu d'influence sur l'efficacité. L'augmentation de l'efficacité avec $\psi = 10^\circ$ est au maximum de 6% par rapport au calcul effectué avec $\psi = 0^\circ$.

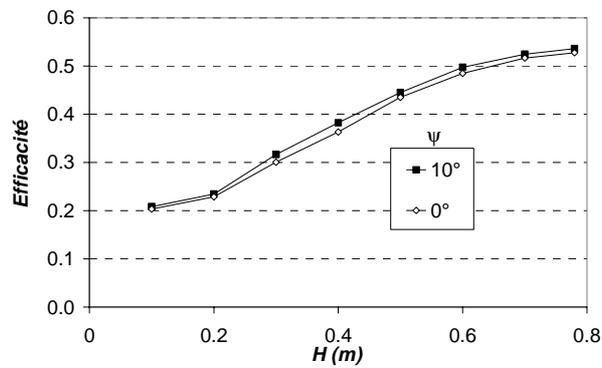


Figure 18 – Efficacité pour différents angles de dilatance

2.3.2 Influence sur les déplacements dans le massif

La Figure 19 présente le tassement maximum en base du matelas en fonction de H et la Figure 20 la répartition du tassement en base du matelas pour $H=0,7\text{m} + \text{surcharges}$. Les résultats des deux simulations montrent que les tassements en base du matelas ne dépendent pas de l'angle de dilatance.

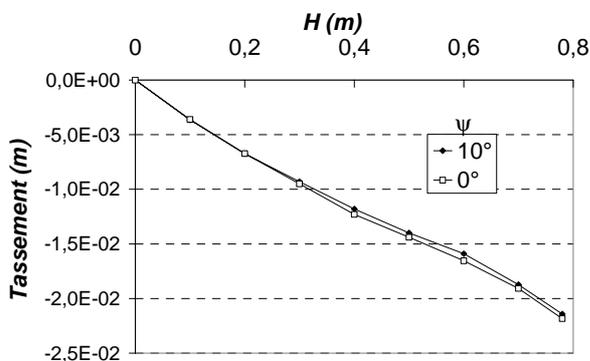


Figure 19 – Tassement maximum en base du matelas

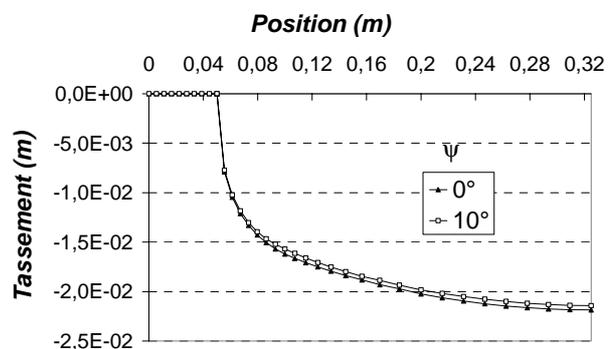


Figure 20 – Tassement en base du matelas pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$

La Figure 21 présente le tassement dans le matelas du à la mise en place de la surcharge, au-dessus de l'inclusion et entre les deux inclusions. Cette figure montre que les

tassements dans la matelas, et donc particulièrement les tassements en surface, sont plus importants pour un angle de dilatance plus faible. Lors de la mise en place de la surcharge, le tassement en surface est de 1,7 mm pour $\psi = 10^\circ$ et il est de 2,2 mm pour $\psi = 0^\circ$. Un angle de dilatance de 10° amène donc à une réduction du tassement en surface de 23% par rapport à un angle de dilatance de 0° . Pour la configuration de référence, ce tassement est de 1,9 mm. Cependant, le plan d'iso tassement est situé à la même distance de la base du matelas.

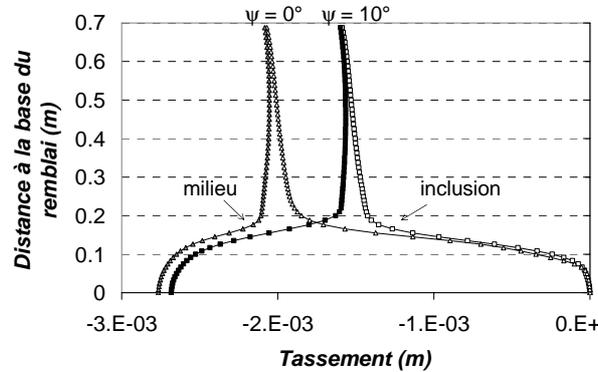


Figure 21 – Tassement lors de la mise en place de la surcharge pour différents angles de dilatance

La Figure 22 présente l'évolution du tassement différentiel et maximum en surface. Cette figure montre une légère réduction du tassement en surface avec un angle de dilatance plus grand. Cependant, à chaque étape du chargement, les tassements différentiels en surface sont équivalents, et la hauteur de matelas pour laquelle il n'a y plus de tassement différentiel en surface est identique (0,6 - 0,7 m).

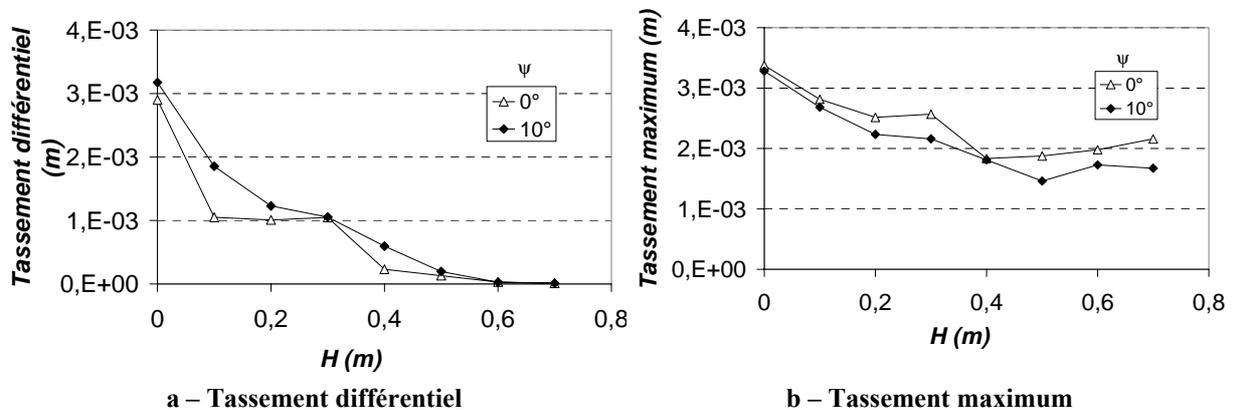


Figure 22 – Tassement en surface au cours du chargement

2.3.3 Conclusions sur l'influence de la dilatance du sol du matelas

L'angle de dilatance a une influence sur le tassement total en surface, mais n'a pas d'influence ni sur l'efficacité, ni sur le tassement différentiel en surface. Dans le modèle de Mohr-Coulomb la dilatance apparaît lors de la rupture. L'influence de l'angle de dilatance dépend donc également de l'étendue des zones plastiques. Celles-ci sont présentées sur la Figure 27. A la fin du chargement seule la partie superficielle du matelas n'a pas subi de plastifications.

2.4 Apport d'une cohésion

Dans le cas des sols traités la cohésion est augmentée. Il est alors intéressant d'évaluer l'apport d'une cohésion dans le sol granulaire sur les mécanismes de report de charge.

Le sol analogique de Schneebeli ne présente pas de cohésion. Un calcul ($\alpha = 15\%$) a été effectué avec une cohésion de 10 kPa (et un angle de frottement de 24°), ce qui augmente la résistance au cisaillement du sol du matelas.

2.4.1 Apport de la cohésion sur le report de charge

La Figure 23 compare les résultats en terme d'efficacité en fonction de la hauteur de matelas. L'augmentation de la cohésion permet d'augmenter l'efficacité. L'efficacité maximum est de 0,69 avec une cohésion de 10kPa, et elle était de 0,57 pour le calcul de référence avec $c = 0$ kPa, soit une augmentation de 20 %.

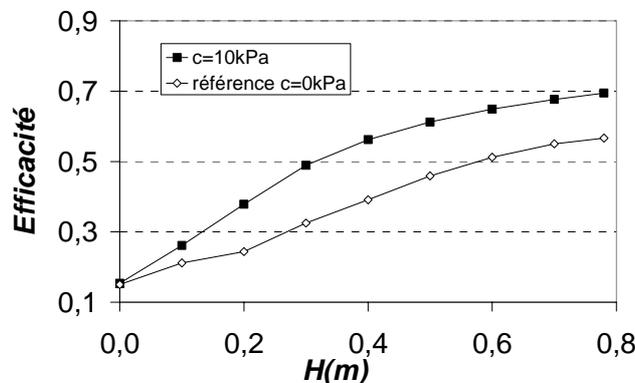


Figure 23 – Efficacité en fonction de H pour $c = 0$ kPa et $c = 10$ kPa

2.4.2 Apport de la cohésion sur la réduction des tassements

La Figure 24 présente le tassement maximum en base du matelas obtenu par le calcul de référence et par le calcul $c = 10$ kPa. Les tassements sont réduits avec $c = 10$ kPa : le tassement maximum est de 123 mm alors qu'il est de 195 mm pour un sol sans cohésion, soit une réduction de 37 %.

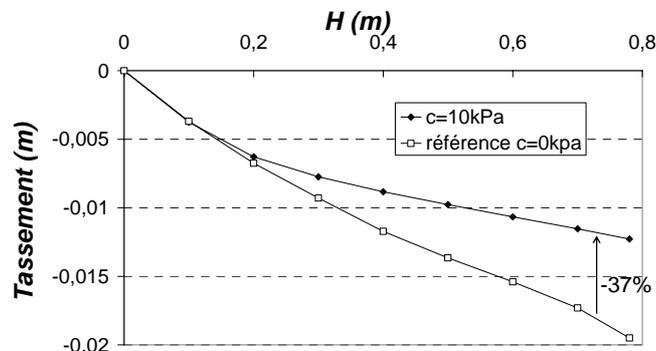


Figure 24 – Tassement maximum en base du matelas en fonction de H pour $c = 0$ kPa et $c = 10$ kPa

La Figure 25 présente les tassements dans le matelas dus à la mise en place de la surcharge. Les tassements sont plus faibles pour un sol avec $c = 10$ kPa. En particulier les tassements en surface ne sont que de 0,7 mm avec $c = 10$ kPa et atteignent 1,5 mm avec $c = 0$ kPa, soit une diminution de 47 %.

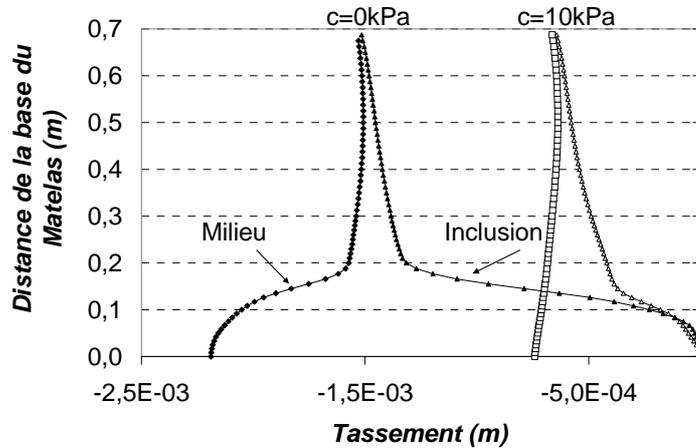


Figure 25 – Tassements lors de la mise en place de la surcharge

La Figure 26 montre que l'introduction d'une cohésion permet de réduire les tassements différentiels et absolus en surface du matelas.

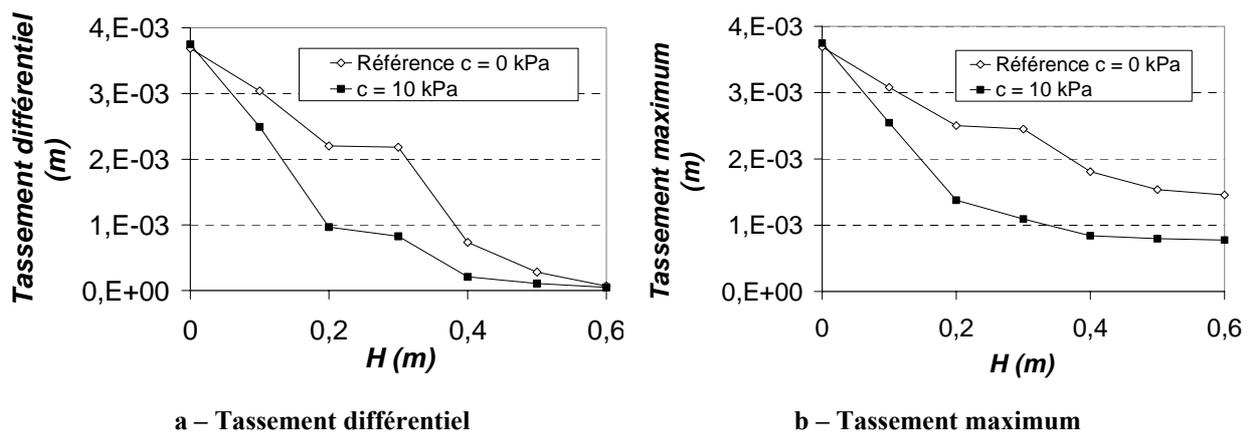


Figure 26 – Tassement en surface au cours du chargement

2.4.3 Plastifications dans le massif

La Figure 27 présente l'état (plastique ou élastique) des zones de sol du modèle à la fin du chargement pour le cas de référence sans cohésion (Figure 27a) et pour le cas 10 kPa (Figure 27b). Pour le cas sans cohésion, l'étendue des zones plastifiées est beaucoup plus importante que pour le calcul avec une cohésion de 10 kPa, où les zones plastifiées se concentrent au-dessus de l'inclusion.

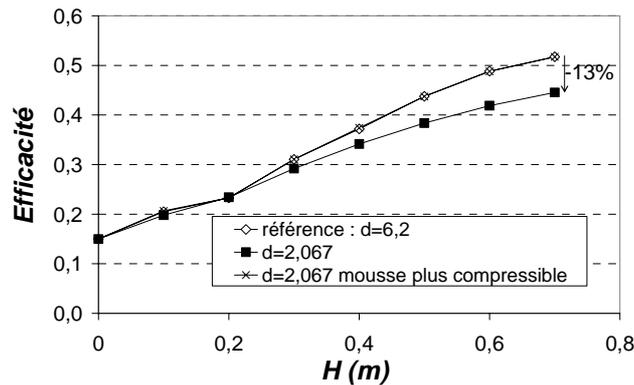


Figure 28 – Efficacité en fonction de la hauteur de matelas

La Figure 29 compare le tassement maximum en base du matelas obtenu par les différents calculs cités plus haut. On obtient le même tassement maximum pour le cas de référence et pour le cas où la densité du sol et la rigidité de la mousse sont trois fois plus faibles. Pour une densité de sol plus faible mais une compressibilité de mousse conservée, le tassement est réduit car le niveau de contrainte s'exerçant sur la même mousse est réduit par trois. La réduction de tassement est de 70 % environ. La Figure 30 montre que la répartition du tassement en base du matelas est également identique.

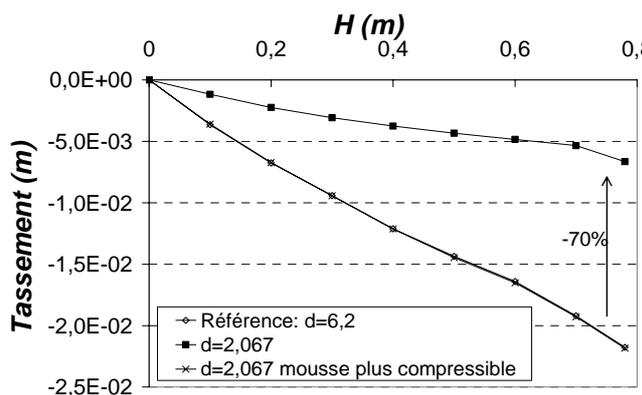


Figure 29 – Tassement maximum en base du matelas

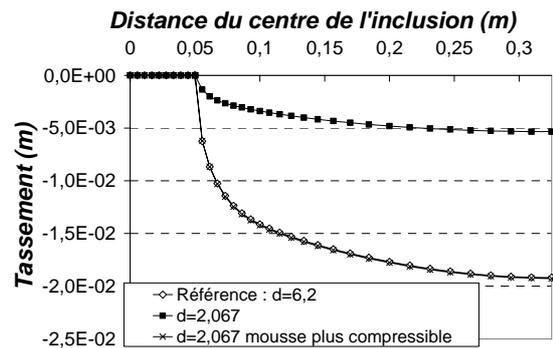


Figure 30 – Distribution du tassement en base du matelas pour $H = 0,7$ m.

2.6 Influence du K_0 initial dans le massif

Le calcul de référence est effectué avec un coefficient des terres au repos (K_0) pour le sol du matelas de 0,7 (valeur déterminée expérimentalement par Dolzhenko (2002)). Ce paramètre est utilisé pour la détermination du module dans les zones de sol (le module dépend de la contrainte horizontale) et pour l'initialisation de la contrainte dans les zones de sol nouvellement mises en place à chaque étape du chargement. Afin d'analyser l'influence de ce paramètre, un calcul est effectué avec $K_0 = 0,5$.

La Figure 31 présente l'efficacité en fonction de la hauteur de matelas obtenue pour les deux valeurs de K_0 . Cette figure montre que le coefficient des terres initial n'a pas d'influence sur le report de charge.

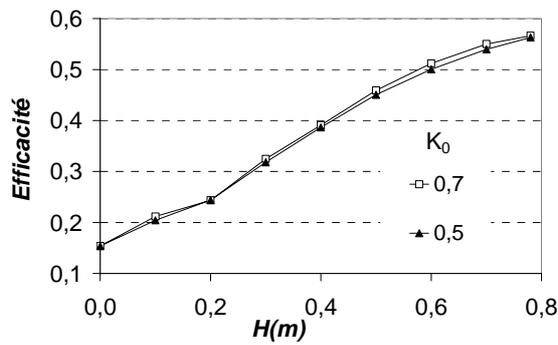


Figure 31 - Efficacité en fonction de H pour deux valeurs de K_0

La Figure 32 présente le tassement maximum en base du matelas en fonction de la hauteur de matelas et la Figure 33 présente la distribution des tassements en base du matelas pour $H = 0,7$ m + surcharge. Ces deux figures montrent que le K_0 initial n'a pas d'influence sur les tassements en base du matelas.

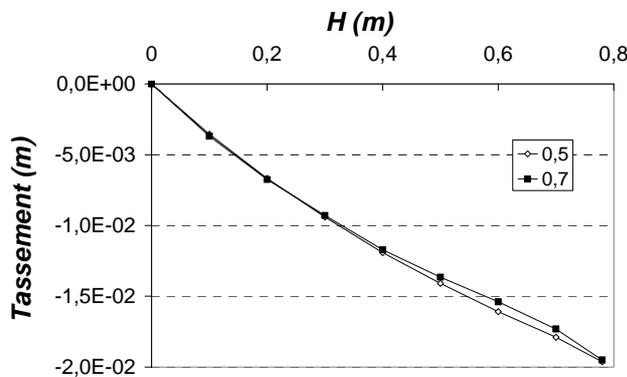


Figure 32 – Tassement maximum en base du matelas

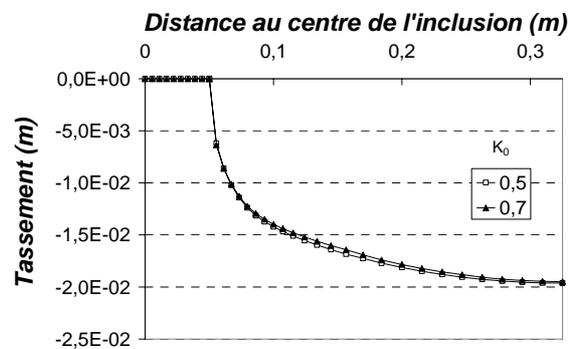


Figure 33 - Distribution du tassement en base du matelas pour $H = 0,7$ m + surcharge

La Figure 34 présente les tassements dans le matelas au dessus de l'inclusion et entre les inclusions dus à la mise en place de la surcharge en surface. Les tassements dans le massif sont plus faibles avec $K_0 = 0,5$ qu'avec $0,7$. Cependant, le module d'Young du sol est plus faible pour $K_0 = 0,5$ (jusqu'à $E = 8,5$ MPa) que pour $K_0 = 0,7$ (jusqu'à $E = 11,9$ MPa), car il est déterminé à partir de la contrainte géostatique horizontale $\sigma_3 = K_0 \cdot \gamma \cdot h$; on pourrait donc s'attendre à observer des tassements plus importants. La valeur du module n'est donc pas le seul facteur affectant la distribution du tassement dans le matelas, d'autant plus que la différence de module entre les deux cas est faible.

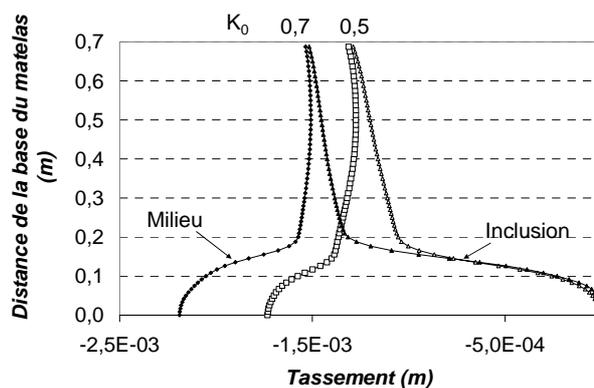


Figure 34 – Tassements dans le matelas lors de la mise en place de la surcharge

La Figure 35 présente la distribution du coefficient des terres $K = \sigma_h/\sigma_v$ dans le matelas dans les zones de sol au dessus de l'inclusion et entre les deux inclusions, à l'état final et pour les deux valeurs de K_0 initial. Cette figure montre que le coefficient des terres initial a très peu d'influence sur la distribution du champ de contrainte dans le massif.

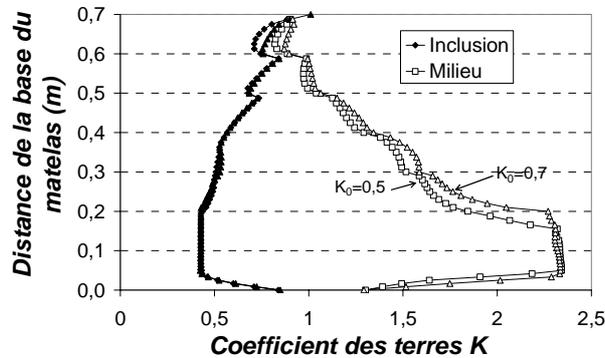


Figure 35 – Coefficient des terres dans le matelas au dessus de l'inclusion et au milieu à l'état final

3 INFLUENCE DES PROPRIETES DE LA MOUSSE

Le comportement de la mousse est élastique non linéaire. Son comportement en chargement monotone est déterminé à partir de résultats d'essais expérimentaux de type œdométrique. On étudie l'influence du module et du coefficient de Poisson. Le comportement du matelas granulaire est simulé par le modèle de Mohr-Coulomb. On se limitera à une confrontation pour un taux de recouvrement $\alpha = 15\%$.

3.1 Influence de la compressibilité de la mousse

Des simulations ont été effectuées avec différentes valeurs de module de la mousse, en conservant la valeur du coefficient de Poisson à 0,45. Le calcul de référence avec la mousse d120 et $\alpha = 15\%$ est comparé à des calculs effectués avec un module de la mousse trois fois plus grand (mousse moins compressible) et un module trois fois plus petit (mousse plus compressible). Le comportement de la mousse pour les différentes compressibilités lors d'un essai œdométrique en déformations planes est reporté sur la Figure 36. Le changement de rigidité s'effectue pour une même déformation axiale, soit pour une contrainte trois fois plus importante ou trois fois plus faible, selon que la rigidité est plus forte ou plus faible. Pour la deuxième partie de la courbe, les modules d'Young de la mousse sont respectivement 11,9 kPa (mousse plus compressible), 35,3 kPa (référence) et 106,0 kPa (mousse plus rigide).

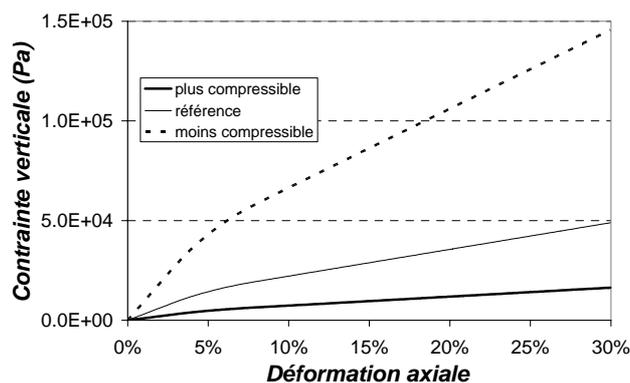


Figure 36 – Comportement de la mousse

3.1.1 Influence sur le report de charge

La Figure 37 présente l'efficacité en fonction de la hauteur pour les différentes compressibilités de la mousse. Cette figure montre que l'augmentation de la compressibilité de la mousse n'a quasiment pas d'influence sur le report de charge, alors qu'une mousse trois fois plus rigide entraîne une réduction de l'efficacité de 13 %.

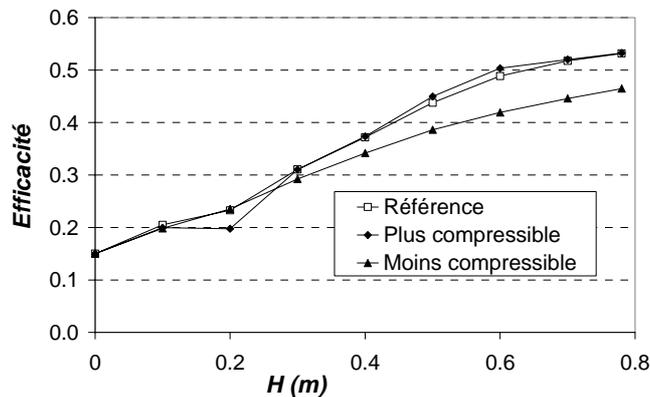


Figure 37 – Efficacité pour différentes compressibilités de la mousse

3.1.2 Influence sur les déplacements dans le massif

La Figure 38 présente le tassement maximum de la mousse en fonction de la hauteur de matelas. Pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$, le tassement maximal de la mousse est 4 fois plus important pour la mousse 3 fois plus compressible et il est 4 fois plus faible pour une mousse 3 fois plus rigide. La Figure 39 présente la répartition du tassement en base du matelas pour cette hauteur de matelas.

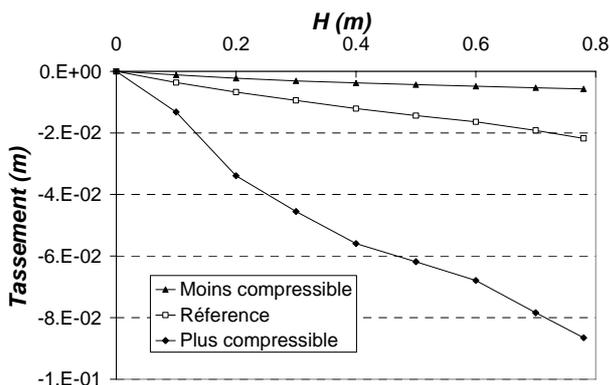


Figure 38 – Tassement maximum de la mousse en fonction de la hauteur

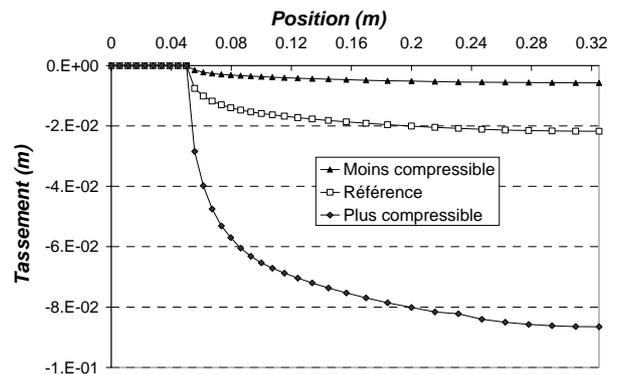


Figure 39 – Tassement en base du matelas pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$

La Figure 40 présente le tassement en surface du matelas dû à la mise en place de la couche suivante. Ces graphiques montrent que plus la mousse est compressible, plus les tassements en surface sont importants. Cependant, pour tous les cas, il n'y a plus de tassement différentiel à partir d'une hauteur de matelas de 0,6 m.

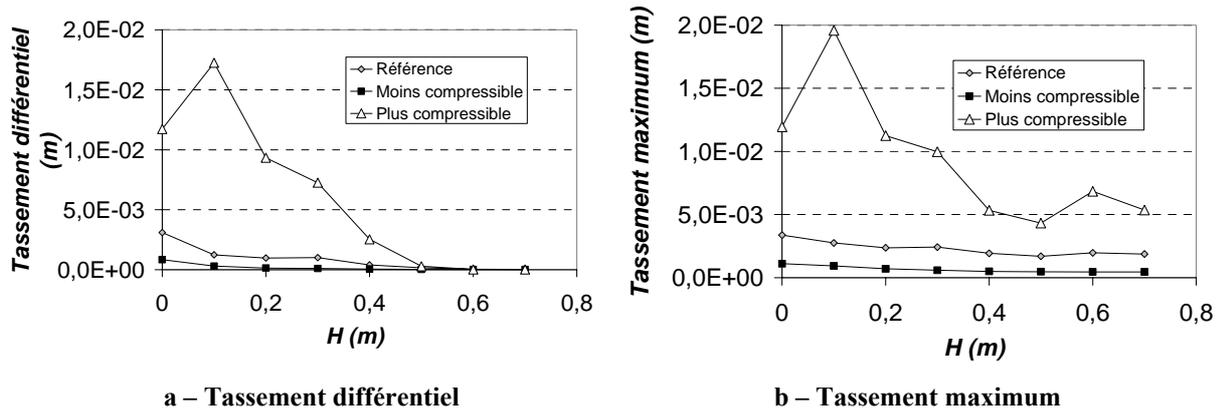


Figure 40 – Tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante

La Figure 41 présente les tassements au dessus de l’inclusion et entre les deux inclusions qui se produisent dans le matelas lors de la mise en place de la surcharge en surface. Plus la mousse est compressible plus les tassements en base du matelas comme en surface du matelas sont importants. Cependant, la distance de la base du matelas à laquelle les tassements sont homogénéisés est identique quelque soit la compressibilité de la mousse.

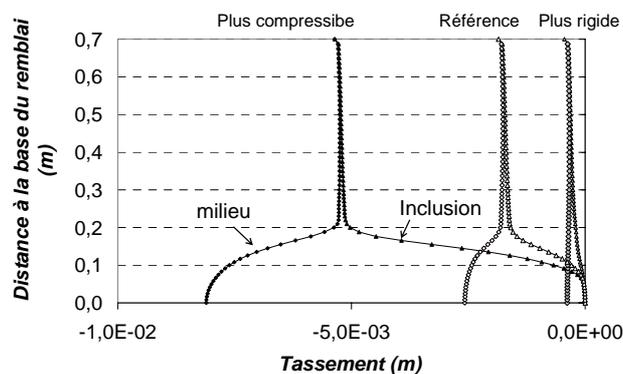


Figure 41 – Tassement dans le matelas dû à la mise en place de la surcharge

3.2 Influence du coefficient de Poisson de la mousse

La valeur du coefficient de Poisson de référence a été déterminée égale à 0,45 à partir d’un calage des résultats de la simulation numérique sur les résultats expérimentaux en terme de répartition des tassements en base du matelas. L’influence de la valeur de ce coefficient de Poisson est explorée en effectuant des simulations avec un coefficient de Poisson différent mais simulant un même comportement de la mousse lors de l’essai de chargement œdométrique, le module d’Young étant déterminé en fonction de ce coefficient de Poisson et du module œdométrique déterminé expérimentalement par cet essai. On compare les résultats de la simulation de référence ($\nu = 0,45$) avec des simulations effectuées avec $\nu = 0,2$ et $\nu = 0,3$.

3.2.1 Influence sur le report de charge

La Figure 42 compare l’efficacité en fonction de la hauteur de matelas pour les différentes valeurs du coefficient de Poisson. Cette figure montre que le coefficient de Poisson de la mousse n’a pas d’influence sur le report de charge.

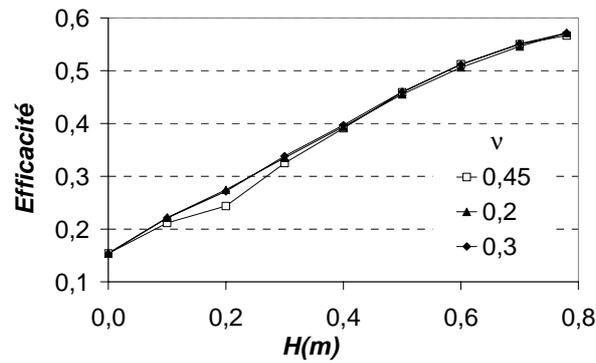


Figure 42 – Efficacité pour différents coefficients de Poisson de la mousse

3.2.2 Influence sur les déplacements dans le massif

La Figure 43 présente le tassement maximum en base du matelas en fonction de la hauteur pour les différentes valeurs du coefficient de Poisson de la mousse. Ce paramètre a très peu d'influence sur le tassement maximum de la mousse, les tassements étant légèrement plus faibles pour $\nu = 0,2$. La Figure 44 présente la répartition du tassement en base du matelas pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$. La valeur du coefficient de Poisson de la mousse a une influence sur la répartition du tassement : les tassements au niveau des bords de l'inclusion sont plus importants pour un coefficient de poisson plus faible, mais sont plus faibles entre les inclusions.

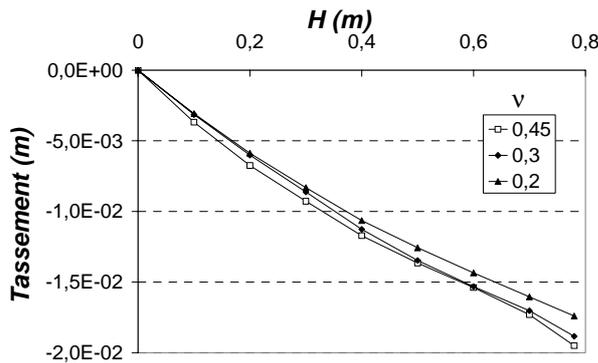


Figure 43 – Tassement maximum de la mousse en fonction de la hauteur

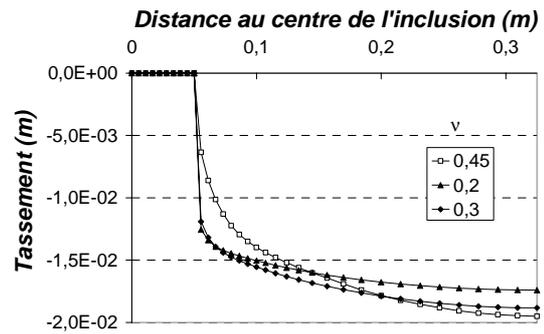


Figure 44 – Tassement en base du matelas pour $H = 0,7 \text{ m} + \text{surcharges}$

La Figure 45 présente les tassements au dessus de l'inclusion et entre les deux inclusions qui se produisent dans le matelas lors de la mise en place de la surcharge en surface pour deux valeurs du coefficient de Poisson de la mousse : $\nu = 0,45$ et $\nu = 0,2$. La réduction des tassements entre les deux inclusions lorsque l'on s'éloigne de la base du matelas est plus importante pour $\nu = 0,45$ que pour $\nu = 0,2$.

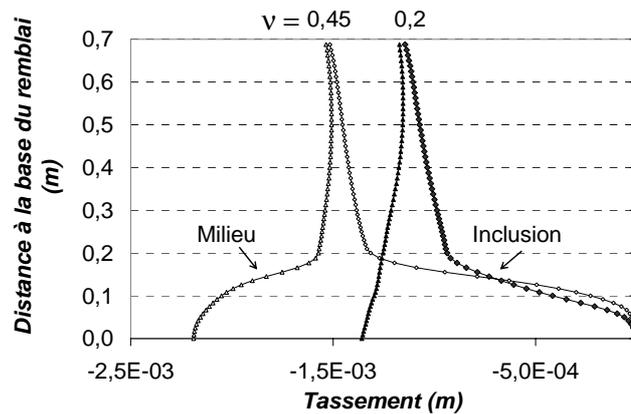


Figure 45 – Tassement dans le matelas dû à la mise en place de la surcharge

3.3 Conclusions sur l'influence des paramètres élastiques de la mousse

L'étude paramétrique présentée dans ce paragraphe montre que l'augmentation de la compressibilité de la mousse n'a pas d'influence sur le report de charge alors qu'une mousse plus rigide entraîne une réduction du report de charge. Plus la mousse est compressible, plus les tassements dans le massif sont importants, notamment les tassements en surface du matelas. Cependant la distance de la base du matelas à laquelle il n'y a plus de tassements différentiels est identique quelque soit la compressibilité de la mousse.

Le coefficient de Poisson de la mousse n'a pas d'influence sur le report de charge. L'influence de ce paramètre sur le champ de déplacement dans le massif est relativement faible, l'influence la plus importante étant localisée en base du matelas.

4 INFLUENCE DE LA RAIDEUR DE LA NAPPE DE RENFORCEMENT

Les simulations numériques incorporant une nappe de renforcement en base du matelas n'ont pas pu être validés de manière satisfaisante à partir des résultats expérimentaux : la modélisation numérique sous-estime l'apport d'une nappe géosynthétique. Nous proposons néanmoins une étude paramétrique numérique sur l'influence de la raideur de la nappe, car les résultats numériques permettent de représenter qualitativement les résultats expérimentaux : la présence d'une nappe entraîne une augmentation de l'efficacité et une réduction des tassements dans le massif.

La mousse d80 est simulée dans cette étude paramétrique, car une mousse plus compressible permet une plus grande déflexion de la nappe de renforcement. La raideur du géosynthétique varie entre 20 et 20000 kN/m. Dans l'expérimentation sur le modèle réduit, la raideur du renforcement se situe entre 20 et 200 kN/m.

4.1 Influence sur le report de charge

4.1.1 Efficacité

La Figure 46 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur pour différentes raideurs de nappe et pour le cas sans renforcement par nappe. La Figure 47 présente l'efficacité maximum en fonction de la raideur. Plus la raideur de la nappe est grande, plus l'efficacité augmente, dû à l'effet de membrane qui reporte une part de la charge s'appliquant sur la nappe vers les inclusions. L'augmentation de l'efficacité par rapport au cas sans nappe

de renforcement est détaillée dans le Tableau 1. Une nappe de faible raideur (20 kN/m) n'entraîne qu'une faible augmentation de l'efficacité (10 %)

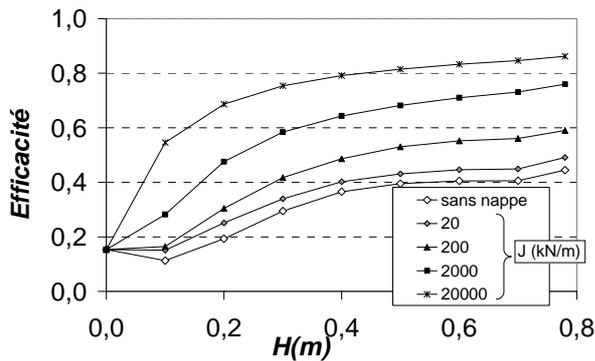


Figure 46 – Efficacité en fonction de la hauteur pour différentes raideurs de nappe

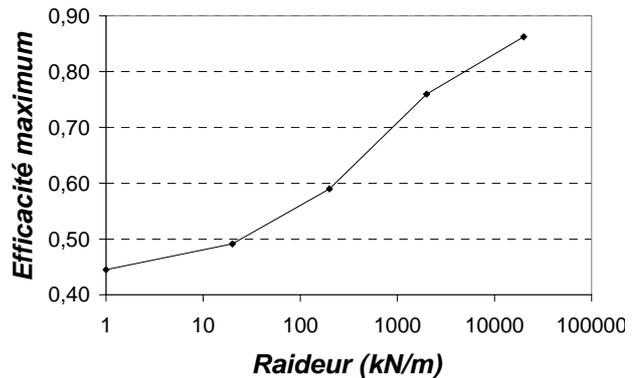


Figure 47 – Efficacité maximum en fonction de la raideur de la nappe (échelle logarithmique)

J (kN/m)	E max	Augmentation
0	0,44	0 %
20	0,49	10 %
200	0,59	32 %
2000	0,76	71 %
20000	0,86	94 %

Tableau 1 – Augmentation de l'efficacité par rapport au cas sans nappe

4.1.2 Effort axial repris par la nappe

Lorsque la nappe se déforme sa raideur lui permet de reprendre une tension axiale. La Figure 48 présente la répartition de l'effort axial dans le géosynthétique à la fin du chargement. La tension n'est pas uniforme dans tout le géosynthétique, elle est plus importante au niveau des bords de l'inclusions (ainsi que l'avaient déjà observé Han et Gabr (2002)). La Figure 49 présente la tension reprise par la nappe à l'état final en fonction de la raideur de la nappe, sur une échelle logarithmique. La tension n'est pas proportionnelle à la raideur, car plus la nappe est raide, plus elle entraîne une limitation de sa déflexion et donc de sa déformation et par conséquent de la tension.

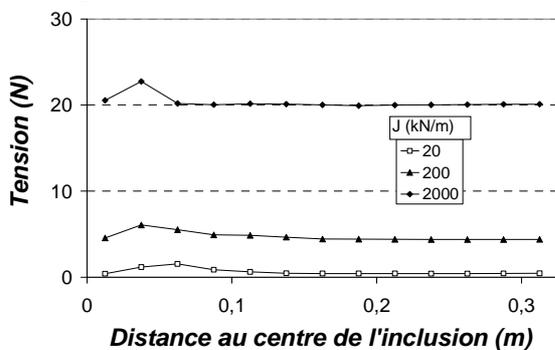


Figure 48 – Distribution de la tension dans la nappe à l'état final

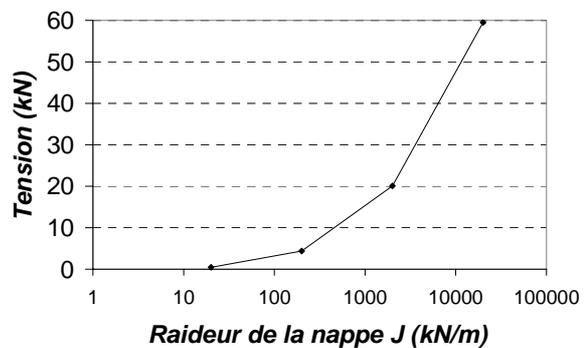


Figure 49 – Tension dans la nappe à l'état final en fonction de la raideur de la nappe

4.1.3 Contrainte au-dessus et au-dessous de la nappe

La Figure 50 présente la distribution de la contrainte verticale dans les zones de sol situées au dessus de la nappe et en dessous de la nappe pour une raideur de 2000 kN/m. On observe une concentration de la contrainte sous la nappe au niveau du bord de l'inclusion. Cette concentration de contrainte est due à l'effet de membrane dans la nappe. Au dessus de la nappe la contrainte est mieux répartie. Au niveau du sol compressible la contrainte verticale est plus faible sous la nappe (14 kPa) qu'au dessus de la nappe (29 kPa).

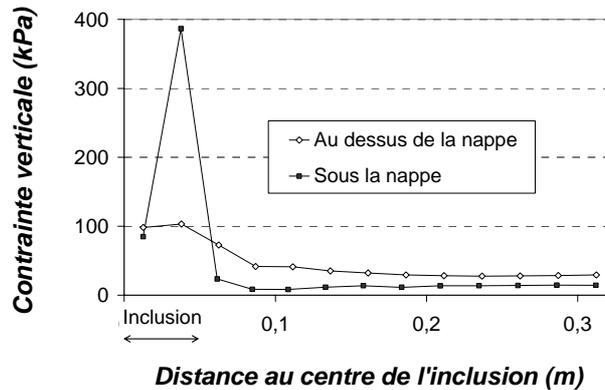


Figure 50 – Contrainte verticale dans les zones de sol au dessus et en dessous de la nappe de raideur 2000 kN/m

4.1.4 Report de charge par effet membrane et par effet voûte

Dans ce paragraphe, on souhaite déterminer si le report de charge par effet voûte et celui par effet membrane sont indépendants. Pour cela, on calcule la part du report de charge par effet membrane, on retranche l'efficacité correspondante à l'efficacité totale et on compare les résultats avec les valeurs de l'efficacité obtenues sans nappes. Si les deux effets sont indépendants, on a :

$$E_{avec_geo} = E_{sans_géo} + E_{effet_m} \quad \text{Équation 1}$$

où

E_{avec_geo} est l'efficacité obtenue avec nappe géosynthétique

$E_{sans_géo}$ est l'efficacité obtenue sans nappe géosynthétique

E_{effet_m} est la part de l'efficacité due à la tension dans la nappe (effet membrane)

Le report de charge par effet membrane est calculé grâce à la valeur de la tension dans la nappe au niveau de l'inclusion et de l'orientation de celle-ci (grâce à la déformée de la nappe), comme montré sur la Figure 51, selon l'équation :

$$E_{effet_m} = \frac{T_v}{P} \quad \text{Équation 2}$$

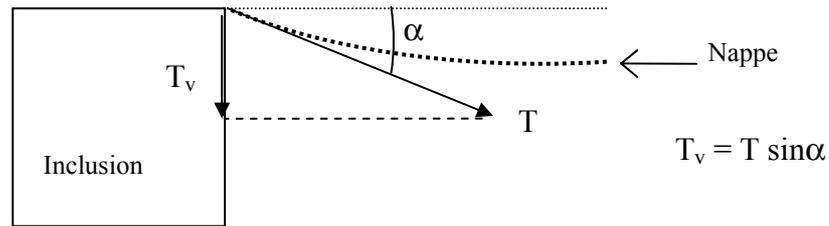


Figure 51 – Report de charge par effet membrane

Le Tableau 2 dont les résultats sont reportés sur la Figure 52 montre que l'on vérifie l'équation donc que l'on peut considérer indépendamment l'effet voûte de l'effet membrane jusqu'à une nappe de raideur 200 kN/m. Ce résultat est conforme aux conclusions de Kempfert *et al.* (1997). Au-delà, la somme des deux efficacités est inférieure à l'efficacité réelle avec une nappe, mais la gamme de valeurs de raideur est supérieure à ce qui est mis en place en pratique.

J (kN/m)	T (kN/m)	α (°)	$E_{\text{effet_m}}$	$E_{\text{avec_geo}}$	$E_{\text{sans_géo}}$	$E_{\text{sans_géo}} + E_{\text{effet_m}}$
20	1,5	36	0,06	0,49	0,44	0,50
200	5,5	29	0,17	0,59	0,44	0,61
2000	20	17	0,37	0,76	0,44	0,81
20000	59	8	0,52	0,86	0,44	0,96

Tableau 2 – Efficacité (effet membrane, effet voûte)

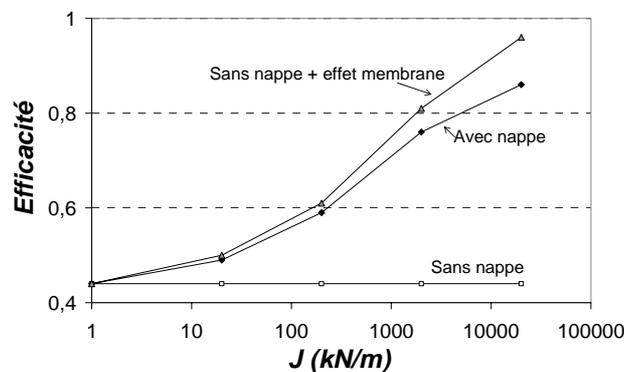


Figure 52 – Décomposition de l'efficacité pour $H = 0,7$ m + surcharge

4.2 Influence sur les tassements dans le matelas

4.2.1 Tassements en base du matelas

La Figure 53 présente le tassement maximum atteint en base du matelas entre les inclusions en fonction de la hauteur de matelas pour différentes raideurs de nappe et pour le cas non renforcé. Plus la raideur de la nappe est grande, plus les tassements en base du matelas sont réduits. La Figure 54 présente ce tassement en terme de réduction apportée par la nappe par rapport au cas non renforcé par nappe. Une nappe de raideur 20 kN/m n'apporte pas de réduction de tassement alors qu'une nappe de raideur extrême de 20000 kN/m permet de réduire les tassements de 60 %. La Figure 55 présente la distribution du tassement en base du

matelas à l'état final. Cette figure montre que la réduction de tassement est notable à partir d'une raideur de nappe de 200 kN/m.

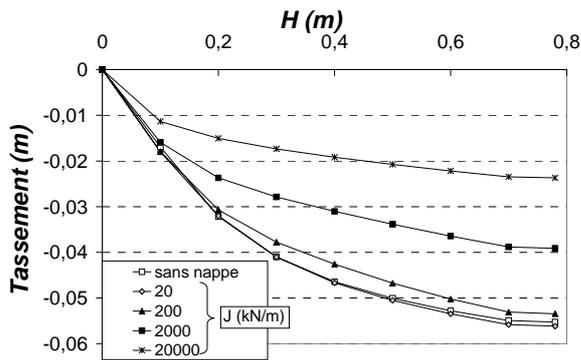


Figure 53 – Tassement maximum en base du matelas en fonction de la hauteur

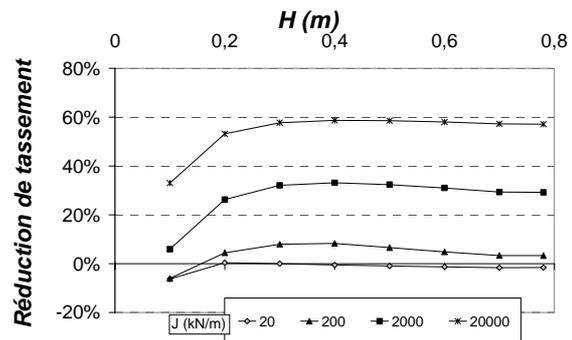


Figure 54 – Réduction de tassement en base du matelas par rapport au cas sans renforcement par nappe

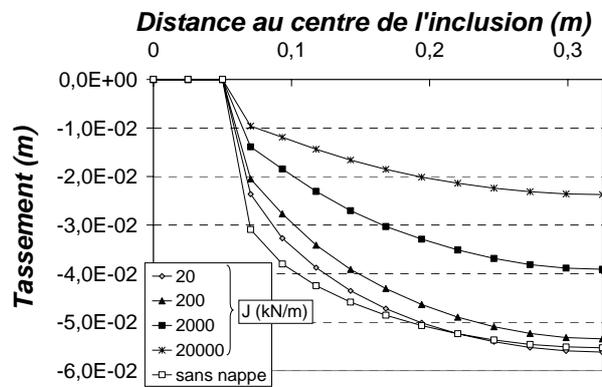


Figure 55 – Distribution du tassement en base du matelas pour $H = 0,7$ m + surcharges

4.2.2 Tassements en surface

La Figure 56 présente les tassements en surface du matelas dus à la mise en place de la couche suivante, pour différentes raideurs de nappe de renforcement et pour le cas non renforcé. Ces graphiques montrent que plus la raideur est importante, plus les tassements différentiels et maximums en surface sont réduits. De plus, la présence d'une nappe permet de réduire la hauteur de matelas à partir de laquelle les tassements sont homogénéisés en surface.

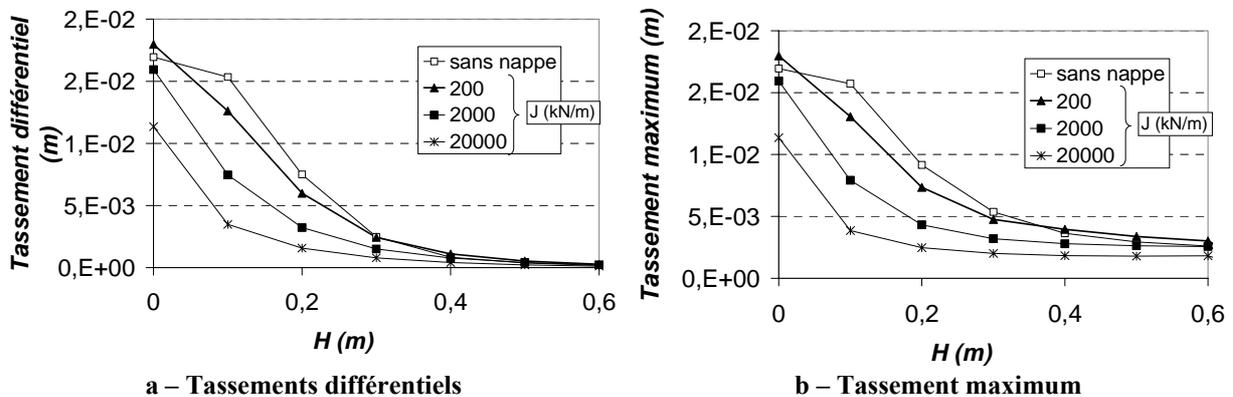


Figure 56 – Tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante, pour différentes raideurs de nappe

5 APPLICATION D'UNE CHARGE PONCTUELLE EN SURFACE

Le renforcement des massifs de fondation par des inclusions rigides trouve des applications pour les dallages industriels sur lesquels peuvent être stockés des charges ponctuelles. Il nous est alors paru intéressant d'étudier le comportement du massif sous ce type de chargement. L'approche numérique permet de faire varier facilement l'épaisseur du matelas, la position de la charge et le taux de recouvrement, ce qui serait très lourd à mettre en œuvre sur le modèle physique réduit. Nous étudions l'influence de ces paramètres sur la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface lors de la mise en place d'un chargement ponctuel en surface.

5.1 Modèle numérique

Le modèle numérique de référence est mis en œuvre avec un taux de recouvrement de 15 %. Une surcharge de 20 kPa est appliquée en surface sur une largeur de 0,05 m, au-dessus de l'inclusion ou entre les deux inclusions, comme montré sur la Figure 57. Cette surcharge correspond à une masse appliquée en surface de 12 kg (20 kPa appliqués sur une surface de $0,1 \text{ m} \times 0,06 \text{ m}$, en tenant compte des conditions de symétrie). Pour des raisons de stabilité numérique une surcharge uniforme de 5 kPa est appliquée en surface avant de mettre en place cette surcharge. Les déplacements sont initialisés à zéro avant de mettre en place la surcharge de 20 kPa, afin de n'étudier l'influence que de cette charge « ponctuelle ». Le calcul est effectué à partir de différentes hauteurs de matelas déjà mises en place, et pour différents taux de recouvrement. Le cas de référence sans inclusions est également étudié, afin de mettre en évidence la réduction de tassement apportée par le renforcement.

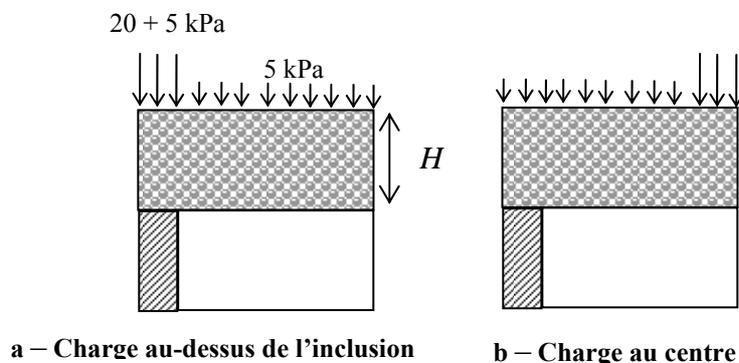


Figure 57 – Charge "ponctuelle" en surface

5.2 Tassements en surface

La Figure 58 présente le tassement en surface au niveau du point d'application de la surcharge en fonction de la hauteur du matelas pour les deux positions de charge envisagées. Pour de faibles hauteurs de matelas les tassements sont plus importants lorsque la surcharge est disposée entre les deux inclusions (jusqu'à 10 mm de tassement contre seulement 3 mm sous la charge située au dessus de l'inclusion). A partir d'une hauteur de matelas de 0,6 – 0,7 m le tassement sous la surcharge ne dépend plus de sa position : pour $H = 0,7 \text{ m}$ on a un tassement de 2 mm que la surcharge soit disposée au centre ou au dessus de l'inclusion. Lorsque la surcharge est disposée au-dessus de l'inclusion, la hauteur de matelas a très peu d'influence sur le tassement en surface.

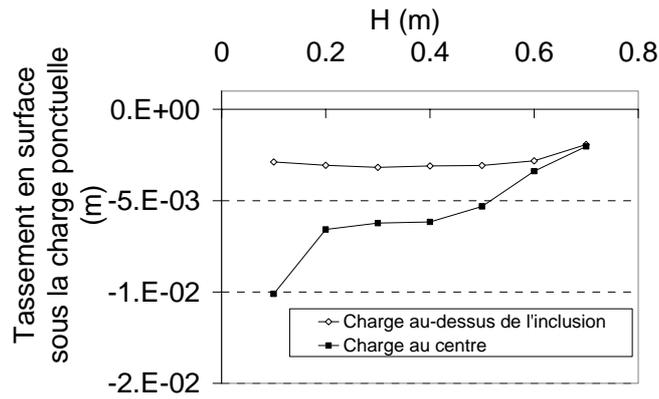


Figure 58 – Tassement en surface sous la charge ponctuelle placée au dessus de l’inclusion ou au centre.

Les figures suivantes présentent les tassements en surface (au dessus de l’inclusion et entre les deux inclusions) en fonction de la hauteur de matelas lorsque la surcharge est disposée au dessus de l’inclusion (Figure 59) ou entre les deux inclusions (Figure 60). Les tassements sont plus faibles pour une charge située sous l’inclusion et ne dépendent quasiment pas de la hauteur de matelas. La Figure 60 illustre l’influence de la hauteur de matelas sur les tassements lorsque la charge est située au centre : les tassements différentiels diminuent lorsque la hauteur de matelas augmente, dû à la formation de la voûte entre les inclusions.

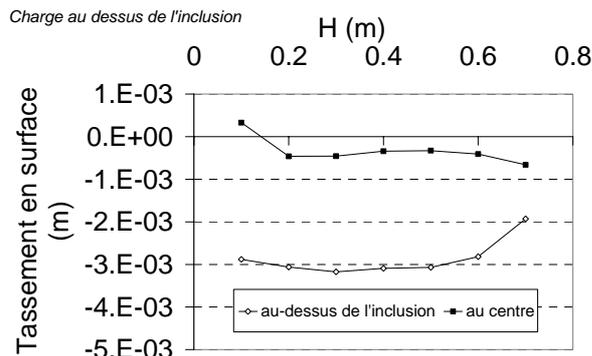


Figure 59 – Tassement en surface pour une surcharge au-dessus de l’inclusion

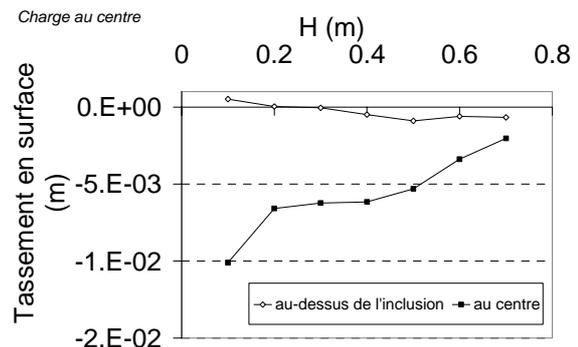


Figure 60 – Tassement en surface pour une surcharge entre deux inclusions

La Figure 61 présente la réduction du tassement en surface par rapport au cas non renforcé. La réduction la plus importante est atteinte le plus loin du point d’application de la surcharge (au dessus de l’inclusion pour une surcharge appliquée entre les deux inclusions, et vice versa). La réduction de tassement à cet endroit se situe entre 80 et 100 %. En effet, sans inclusions la surcharge a une zone d’influence beaucoup plus grande (cf. répartition du tassement en surface). Pour une charge ponctuelle située entre deux inclusions, il n’y a pas de réduction de tassement notable au point d’application de cette charge, sauf à partir d’une hauteur de matelas de 0,5m. Pour $H = 0,7 \text{ m} +$ surcharge, la réduction de tassement atteint 60 %.

La Figure 62 présente le tassement différentiel en surface en fonction de la hauteur de matelas. Le tassement différentiel sans renforcement n’est finalement pas très important, car la zone d’influence de la surcharge ponctuelle est grande : on observe encore des tassements à une distance de 0,65 m. Dans la réalité, si l’on considère que l’on se trouve suffisamment loin du point d’application de la charge, il n’y aura pas de tassement en surface et donc le tassement différentiel est égal au tassement maximum. On choisit néanmoins de représenter le

tassement différentiel entre deux points distants de $s = 0,65$ m. Le tassement différentiel le plus important est atteint pour une charge ponctuelle située au centre, sauf à partir d'une hauteur de $0,6$ m où toutes les configurations amènent à la même valeur de tassement différentiel.

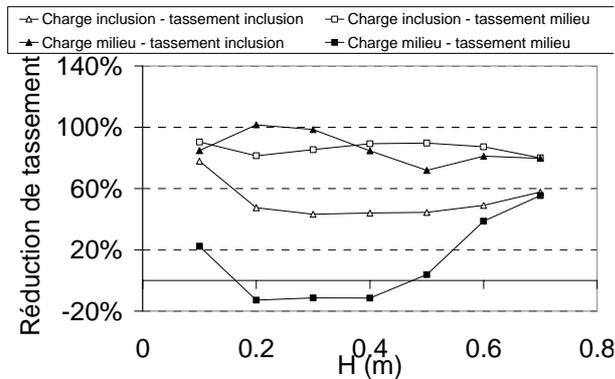


Figure 61 – Réduction du tassement par rapport au cas sans inclusions

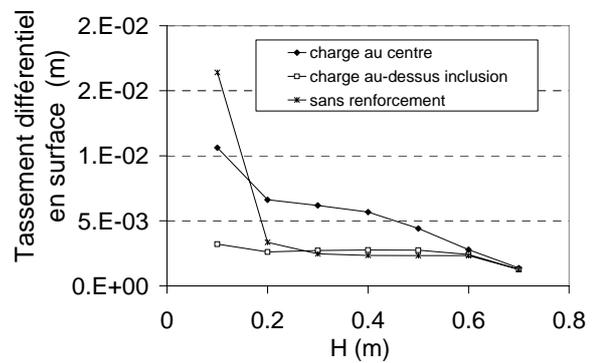


Figure 62 – Tassement différentiel en surface

La Figure 63 présente la répartition du tassement en surface lors de l'application de la surcharge sur un matelas d'épaisseur $0,4$ m pour une charge située à l'aplomb de l'inclusion, pour une charge située entre les deux inclusions et pour le cas sans inclusions. Cette figure montre la réduction de tassement apportée par l'inclusion. Les tassements différentiels sont néanmoins plus importants lorsque la surcharge est située entre les deux inclusions que pour le cas sans inclusions car la hauteur de matelas n'est pas suffisante.

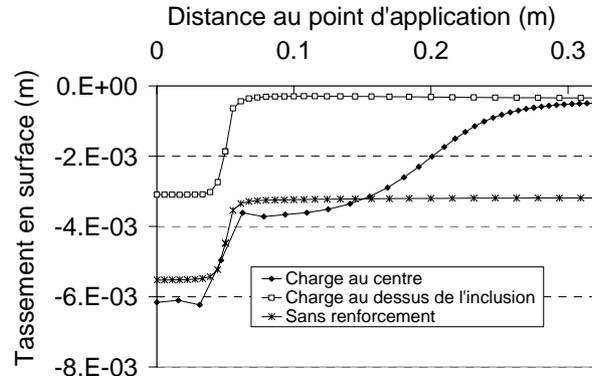


Figure 63 – Tassement en surface pour une hauteur de remblai de $0,4$ m

5.3 Influence du taux de recouvrement

Les simulations ont également été effectuées pour des taux de recouvrement $\alpha = 22$ et 31 %, afin de mettre en évidence l'influence conjointe de la hauteur de matelas et du taux de recouvrement.

La Figure 64 présente le tassement en surface sous le point d'application de la charge, en fonction de la hauteur de matelas relative H/s . Le tassement est le plus important sous la charge appliquée entre deux inclusions. A hauteur relative équivalente, le tassement est le plus important sous la charge appliquée au milieu et pour $\alpha = 31$ %.

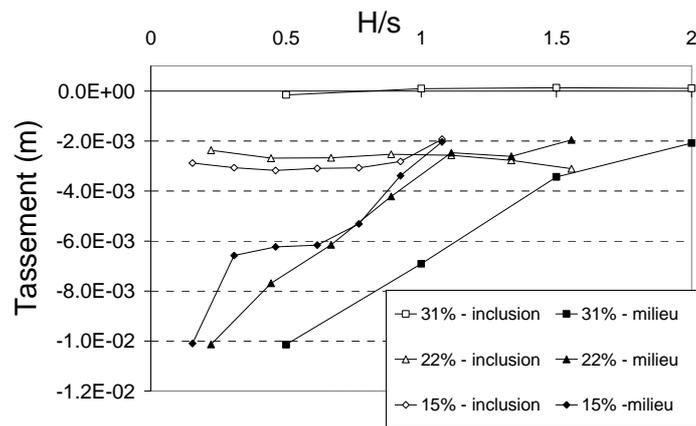


Figure 64 – Tassement en surface sous le point d'application de la charge

5.4 Conclusions sur l'application d'une charge ponctuelle en surface

L'étude numérique effectuée dans cette partie est qualitative. Elle met en évidence l'apport du renforcement par inclusions sur la réduction des tassements totaux et différentiels en surface lors de la mise en place d'une charge ponctuelle. Cette étude montre que lorsque la hauteur de matelas est suffisante la position de la surcharge en surface par rapport à la position des inclusions n'a pas d'influence sur les tassements en surface : les tassements sont identiques quelque soit la position de la charge. Ceci traduit la formation d'une voûte de décharge dans le matelas. Lorsque la hauteur de matelas est trop faible, une surcharge disposée entre les deux inclusions induira du tassement différentiel.

6 CONCLUSIONS SUR LES ETUDES NUMERIQUES PARAMETRIQUES

Différentes études paramétriques numériques ont été menées afin d'analyser l'influence des propriétés du sol du matelas et de la mousse compressible sur les mécanismes se développant dans le massif. L'influence de la raideur de la nappe de renforcement a également été explorée, ainsi que l'effet d'une charge ponctuelle appliquée en surface.

Cette étude paramétrique met en évidence l'influence majeure de l'angle de frottement interne du sol du matelas sur l'efficacité et sur l'amplitude des tassements différentiels et totaux en surface. Plus l'angle de frottement est grand, plus l'efficacité est grande et les tassements petits. Les mécanismes de formation des voûtes sont en effet pilotés par des mécanismes de cisaillement.

Cette étude paramétrique montre que l'angle de dilatance n'a pas d'influence sur le report de charge vers les inclusions. En revanche, ce paramètre a une influence sur l'intensité des tassements dans le matelas. Ce paramètre pilote en effet l'intensité des déformations volumiques lors de la plastification. La dilatance est plus importante pour un angle de dilatance plus grand, entraînant des tassements plus faibles dans le sol. Il a également été montré que ce paramètre n'a pas d'influence sur les tassements différentiels en surface, qui deviennent négligeables pour une hauteur de matelas identique quelque soit la valeur de la dilatance.

L'augmentation du module du sol analogique n'a pas d'incidence sur le report de charge et sur les déplacements dans le matelas alors que sa diminution entraîne une diminution de l'efficacité et une augmentation des déplacements. Cependant, la hauteur de

matelas à partir de laquelle les tassements en surface sont homogènes est indépendante du module du sol du matelas.

L'introduction d'une cohésion dans le sol du matelas granulaire entraîne une augmentation de l'efficacité et une réduction des tassements dans l'ensemble du massif. En effet, l'introduction d'une cohésion permet d'augmenter les propriétés mécaniques du sol, et la rupture est alors atteinte pour de plus grandes sollicitations. Les zones plastifiées sont effectivement moins étendues.

L'étude paramétrique sur les propriétés élastiques de la mousse montre qu'une mousse plus compressible ne permet pas d'augmenter le report de charge alors qu'une mousse plus rigide entraîne une diminution de l'efficacité. En effet, une mousse plus rigide subit moins de tassements donc les tassements différentiels en base du matelas ne sont probablement pas assez importants pour générer de manière satisfaisante le mécanisme de voûte dans le matelas granulaire. La variation du coefficient de Poisson de la mousse n'a pas de répercussions sur le report de charge, mais entraîne une modification des déplacements dans le massif, notamment sur la distribution du tassement en base du matelas.

Dans ce chapitre, nous avons également présenté l'influence de la raideur d'une nappe de renforcement disposée en base du matelas. La raideur de la nappe varie entre 20 et 20000 kN/m. Plus la raideur de la nappe est grande, plus l'efficacité augmente dû à l'effet membrane, et plus les tassements dans l'ensemble du massif sont réduits. Dans cette étude numérique, une nappe de raideur 20 kN/m n'entraîne qu'une faible augmentation de l'efficacité et n'induit pas de réduction de tassement. Cette valeur de raideur correspond à l'ordre de grandeur de ce que l'on pourrait rencontrer dans un cas réel, avec un facteur de réduction d'échelle de 3 (raideur réelle équivalente : 60 kN/m), mais il a été montré dans le chapitre précédent que la modélisation numérique sous-estime l'apport d'une nappe. Nous avons également montré que le report de charge par effet de voûte et le report de charge par effet de membrane peuvent être considérés indépendamment.

Le Tableau 3 résume les conclusions de l'analyse paramétrique en terme d'influence sur le report de charge et la réduction des tassements en surface.

	<i>Paramètre</i>	Influence sur	
		le report de charge	les tassements en surface
Paramètres du sol du matelas	Angle de frottement ($\varphi = 0 - 40^\circ$)	oui, importante	oui, importante
	Cohésion ($c = 0 - 10$ kPa)	oui, importante	oui, importante
	Module d'Young ($E_{\max} = 1,2 - 119,5$ MPa)	oui, si module plus faible	oui, si module plus faible
	Coefficient de Poisson ($\nu = 0,35-0,48$ et $E = \text{cst}$)	non	très faible
	Angle de dilatance ($\psi = 0 - 10^\circ$)	non	oui, assez faible
Paramètres de la mousse	Compressibilité ($E = 12 - 106$ kPa)	oui, pour la mousse plus rigide	oui
	Coefficient de Poisson	non	très faible
Nappe géosynthétique	Raideur ($J = 10 - 10^8$ N/m)	oui (effet membrane)	oui
K_0 initial	K_0 initial	non	non

Tableau 3 – Bilan de l'étude paramétrique

Une étude paramétrique a été menée en appliquant une charge ponctuelle à la surface du matelas d'épaisseur variable. Le renforcement par inclusions permet de réduire les tassements en surface induits par cette surcharge. Lorsque la hauteur de matelas est suffisante, le tassement en surface est identique quelque soit la position de la surcharge, ce qui traduit la formation d'une voûte de décharge entre les inclusions.

Ce chapitre a donc permis de mettre en évidence l'influence de divers paramètres sur les mécanismes se développant dans le matelas de transfert de charge. Les études paramétriques menées ont permis d'exclure l'influence de certains paramètres sur les mécanismes de report de charge. Ces paramètres auraient éventuellement pu expliquer la divergence de résultats observée entre le modèle physique et le modèle numérique. Nous avons notamment montré que l'angle de dilatance et le coefficient de Poisson de la mousse n'ont pas d'influence sur le report de charge.

MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE

La modélisation la plus réaliste du renforcement des sols compressibles par inclusions rigides nécessite de prendre en compte l'aspect tridimensionnel des ouvrages et de simuler le comportement réel des différents matériaux.

L'étude présentée ici consiste en une modélisation numérique tridimensionnelle en milieu continu de cas académiques de remblais édifiés sur sols compressibles renforcés par inclusions rigides, avec le souci de prendre en compte des sols et des configurations géométriques réalistes.

Le chapitre 8 concerne la prise en compte sur une cellule élémentaire d'un réseau d'inclusions. L'étude met en œuvre différents modèles constitutifs, adaptés au comportement du sol granulaire du remblai et du sol compressible, afin d'étudier l'impact de la complexité du modèle sur la représentation des phénomènes. Différents types de sol de remblai et d'horizons compressibles sont mis en œuvre, présentant des propriétés mécaniques variables. L'étude ne prend pas en compte le mode de réalisation des inclusions qui sont constituées de béton armé.

Le chapitre 9 constitue une extension à cette modélisation, en simulant une tranche de remblai courante, présentant des talus latéraux.

Chapitre 8

Prise en compte tridimensionnelle du comportement d'un massif renforcé sur une cellule élémentaire

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	271
2	PRESENTATION DU CALCUL	271
2.1	MODELE NUMERIQUE.....	271
2.2	SOL COMPRESSIBLE : DEUX TYPES D'ARGILE	272
2.2.1	<i>Argile de Cubzac-les-Ponts : horizon compressible A1</i>	<i>273</i>
2.2.2	<i>Argile de Muar : horizon compressible A2</i>	<i>278</i>
2.3	SOL CONSTITUANT LE REMBLAI	281
2.3.1	<i>Matériau de remblai M1 (grave alluvionnaire de la Seine).....</i>	<i>281</i>
2.3.2	<i>Matériau de remblai M2 (sol grossier de Lake Valley Dam).....</i>	<i>285</i>
2.3.3	<i>Résumé des paramètres pour simuler le comportement du sol de remblai</i>	<i>287</i>
2.4	ETUDES PARAMETRIQUES EFFECTUEES	288
2.4.1	<i>Etudes paramétriques sur la modélisation du comportement et les caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	<i>288</i>
2.4.2	<i>Etude de l'influence du maillage.....</i>	<i>289</i>
2.4.3	<i>Apport d'une tête d'inclusion.....</i>	<i>289</i>
3	RESULTATS DES SIMULATIONS	290
3.1	TASSEMENT DU SOL COMPRESSIBLE SANS RENFORCEMENT PAR INCLUSIONS.....	290
3.2	IMPACT DE LA MODELISATION DU COMPORTEMENT	291
3.2.1	<i>Tassement maximum à la base du remblai.....</i>	<i>291</i>
3.2.2	<i>Distribution du tassement à la base du remblai.....</i>	<i>294</i>
3.2.3	<i>Tassements en surface du remblai.....</i>	<i>294</i>
3.2.4	<i>Tassements dus à l'application d'une surcharge en surface.....</i>	<i>297</i>
3.2.5	<i>Distribution des tassements dans le remblai.....</i>	<i>297</i>
3.2.6	<i>Report de charge vers les inclusions.....</i>	<i>299</i>
3.2.7	<i>Bilan sur l'impact du modèle de comportement.....</i>	<i>303</i>
3.3	INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES	304
3.3.1	<i>Tassement à la base du remblai.....</i>	<i>304</i>
3.3.2	<i>Tassements en surface du remblai.....</i>	<i>305</i>
3.3.3	<i>Tassements dus à l'application d'une surcharge en surface.....</i>	<i>307</i>
3.3.4	<i>Distribution des tassements dans le remblai.....</i>	<i>307</i>
3.3.5	<i>Report de charge vers les inclusions.....</i>	<i>308</i>
3.4	SYNTHESE DES RESULTATS DE L'ETUDE PARAMETRIQUE SUR LA MODELISATION DU COMPORTEMENT ET DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES.....	309
3.5	ZONES DE PLASTIFICATIONS DANS LE MASSIF	310
3.6	INFLUENCE DE LA DENSITE DU MAILLAGE.....	311
3.6.1	<i>Influence de la densité du maillage sur les tassements à la base du remblai.....</i>	<i>312</i>
3.6.2	<i>Influence de la densité de maillage sur les tassements en surface du remblai.....</i>	<i>313</i>
3.6.3	<i>Influence de la densité de maillage sur la distribution des tassements dans le remblai</i>	<i>313</i>
3.6.4	<i>Influence du maillage sur le report de charge</i>	<i>313</i>
3.6.5	<i>Influence de la densité de maillage sur les temps de calcul.....</i>	<i>314</i>
3.6.6	<i>Conclusions sur l'influence de la densité du maillage.....</i>	<i>314</i>
3.7	INFLUENCE DE L'AJOUT D'UNE TETE D'INCLUSION	314
3.7.1	<i>Influence de la tête d'inclusion sur les tassements à la base du remblai</i>	<i>315</i>
3.7.2	<i>Influence de la tête d'inclusion sur les tassements en surface du remblai.....</i>	<i>316</i>
3.7.3	<i>Influence de la tête d'inclusion sur la distribution des tassements dans le remblai.....</i>	<i>317</i>
3.7.4	<i>Influence de la tête d'inclusion sur le report de charge.....</i>	<i>317</i>
3.7.5	<i>Influence de la forme de la tête d'inclusion</i>	<i>319</i>
3.7.6	<i>Conclusions sur l'apport d'une tête d'inclusion</i>	<i>319</i>
4	CONCLUSION	320

1 INTRODUCTION

La première étape de la modélisation numérique tridimensionnelle consiste à modéliser une maille élémentaire appartenant à un réseau régulier d'inclusions. On considère alors que l'inclusion modélisée est suffisamment éloignée des extrémités de la zone de sol traitée. Le calcul numérique proposé simule le sol compressible, les inclusions et le remblai.

La première partie de ce chapitre présente le modèle numérique et les différents matériaux constituant l'horizon compressible et le remblai mis en œuvre ainsi que l'identification des paramètres. Différentes études paramétriques sont menées portant sur :

- les types de matériaux et la simulation de leur comportement,
- l'apport d'une tête d'inclusion,
- la densité du maillage.

2 PRESENTATION DU CALCUL

2.1 Modèle numérique

Le réseau d'inclusion étudié est carré. De par les conditions de symétrie, seul un quart de la maille élémentaire est représenté comme explicité sur la Figure 1. La Figure 2 présente des vues du modèle numérique. Le maillage simulé dans cet exemple n'est pas tiré d'un cas réel, mais l'ordre de grandeur des dimensions géométriques est déterminé suite à l'état de l'art de Briançon (2002). Le même type de modèle numérique a déjà été mis en œuvre par Laurent (2002) pour une étude de faisabilité numérique avec le logiciel Flac3D. Cette étude préliminaire n'avait utilisé que le modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement du sol du remblai et du sol compressible.

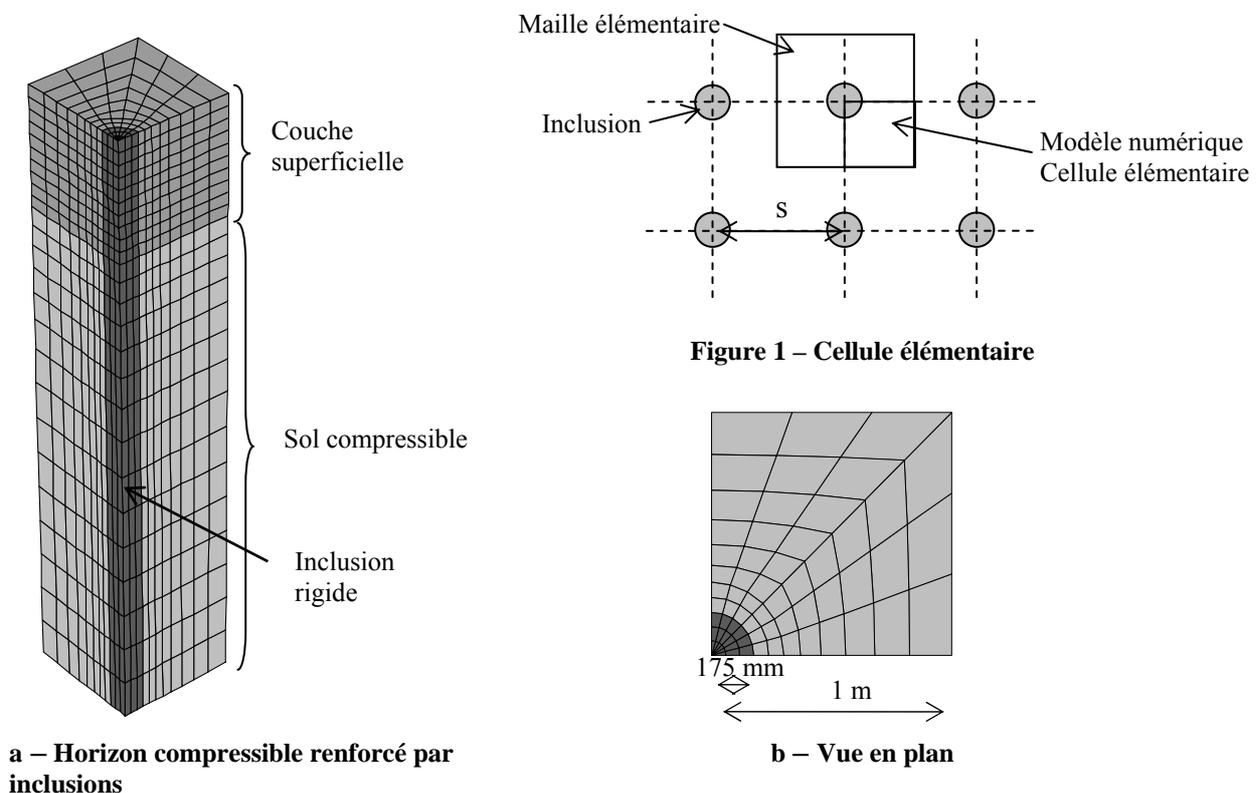


Figure 2 – Maillage

L'épaisseur totale de sol compressible est de 5 m, la longueur de l'inclusion étant identique. L'horizon compressible comprend une couche superficielle hors d'eau dont l'épaisseur est fixée à 1 m. L'étude bibliographique montre que les horizons de sol compressibles présentent généralement une couche superficielle, située au dessus du niveau de la nappe, surconsolidée et plus rigide que le sol sous-jacent (Magnan et Belkeziz, 1982 ; Crooks *et al.*, 1986 ; Vepsäläinen *et al.* 1991 ; Indraratna *et al.*, 1992 ; Khemissa *et al.*, 1997 ; Chai *et al.*, 2002). L'inclusion repose sur le substratum rigide, qui est pris en compte par blocage des nœuds situés à l'extrémité inférieure du sol compressible et de l'inclusion. L'inclusion a un diamètre de 0,35 m. L'espacement entre les inclusions est de 2,0 m. Le taux de recouvrement, soit la proportion de la surface de sol compressible à traiter recouverte par les têtes d'inclusions, est alors de 2,4 %. Cette valeur est faible car dans un premier temps nous n'avons pas simulé la présence d'une tête d'inclusion qui permet d'augmenter la surface de reprise des charges. Les conditions de symétrie sont prises en compte par blocage des nœuds dans la direction normale au plan de symétrie. Les dimensions géométriques de ce maillage sont reportées dans le Tableau 1.

Distance entre inclusions	2,0 m
Diamètre de l'inclusion	0,35 m
Taux de recouvrement	2,4 %
Longueur d'inclusion	5 m
Hauteur de remblai	5 m

Tableau 1 – Dimensions géométriques du maillage

Le remblai a une hauteur maximale de 5 m. Il est composé d'un sol unique : il n'y a pas de mise en place d'un matelas spécifique de transfert de charge en base du remblai, qui serait constitué d'un sol de meilleure qualité (sol traité, sol compacté). Le remblai est mis en place par couches successives de 0,5 m sur le système sol compressible - inclusion, qui est initialement équilibré. L'équilibre du modèle est atteint entre chaque mise en place de couche. Une charge uniforme est ensuite appliquée en surface du remblai, de 10 à 100 kPa par palier de 10kPa, avec équilibre du modèle entre chaque incrément de charge. Les calculs sont effectués en considérant la présence d'une nappe affleurant sous la couche superficielle. On utilise alors le poids volumique déjaugé dans le sol compressible $\gamma' = \gamma - \gamma_w$, et le poids volumique total dans la couche superficielle hors d'eau.

Le mode de réalisation de l'inclusion n'a pas été pris en compte. Elle est constituée de béton armé. Son comportement est élastique linéaire. Les propriétés utilisées sont les suivantes :

$$E = 10 \text{ GPa} \quad \nu = 0,2$$

Aucune interface n'a été prise en compte entre l'inclusion et le sol compressible. L'étude numérique bidimensionnelle présentée dans cette thèse ainsi que l'étude numérique tridimensionnelle menée par Laurent (2002) montrent effectivement que la présence des interfaces a peu d'influence sur les mécanismes.

2.2 Sol compressible : deux types d'argile

Une étude bibliographique a été effectuée afin de répertorier des sites présentant une couche d'argile compressible et faisant l'objet de simulations numériques, afin de disposer de jeux de paramètres. Les sites retenus pour cette étude numérique sont le site expérimental du LCPC

de Cubzac-les-Ponts (Magnan et Belkeziz, 1982) et l'argile de Muar (Indraratna *et al.*, 1992) en Malaisie. Ces deux horizons présentent des compressibilités différentes.

L'étude bibliographique sur les argiles compressibles fait apparaître que le modèle couramment utilisé pour simuler leur comportement est le modèle élastoplastique de type Cam Clay. Ce modèle va être mis en œuvre, avec les propriétés correspondant aux horizons compressibles rencontrés dans la littérature. Des calculs sont également effectués avec le modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Le modèle de Mohr-Coulomb peut être mis en œuvre à deux niveaux de complexité : le module d'Young varie en fonction de la contrainte, ce qui permet de se rapprocher de la simulation avec le modèle de Cam Clay, ou le module d'Young est constant, ce qui correspond à la simulation la plus simple. Les niveaux de complexité de la modélisation sont donc, dans l'ordre croissant :

- le modèle de Mohr-Coulomb avec un module d'Young constant,
- le modèle de Mohr-Coulomb avec un module d'Young variable,
- le modèle de Cam Clay.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle simple, répandu dans la pratique, et dont les paramètres ont une signification géotechnique. Cependant la mise en œuvre de ce modèle présente une difficulté majeure qui est de choisir des modules. Le modèle de Mohr-Coulomb présente une élasticité linéaire, il faut donc pouvoir adapter ce modèle afin de simuler au mieux le comportement des argiles compressibles qui est fortement non-linéaire. Pour cela nous avons adopté une démarche : les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb sont déterminés à partir d'essais effectués avec le modèle de Cam Clay et le module d'Young est modifié au cours du chargement, au début de chaque étape, en fonction de la contrainte, afin de se rapprocher d'un comportement non-linéaire.

Les modélisations numériques ayant pour cadre les sites retenus mettent en œuvre le modèle de Cam Clay Modifié. Les jeux de paramètres donnés par les auteurs sont utilisés dans nos modélisations. Les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb sont ensuite identifiés à partir de résultats d'essais triaxiaux et œdométriques numériques mettant en œuvre le modèle de Cam Clay et les propriétés du sol compressible. Cette procédure permet de simuler un sol de compressibilité équivalente pour les simulations avec le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle Cam Clay Modifié. Dans nos simulations l'horizon compressible subit effectivement un chargement de type œdométrique. Les mêmes coefficients de Poisson sont mis en œuvre dans les deux modélisations. Ainsi nous présentons en premier lieu les paramètres pour le modèle de Cam Clay qui sont utilisés par la suite pour identifier les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb.

2.2.1 Argile de Cubzac-les-Ponts : horizon compressible A1

Le site expérimental du LCPC à Cubzac-les-Ponts a été construit en 1975 pour étudier le comportement de remblais sur sol compressible. Il a fait l'objet de plusieurs campagnes de reconnaissances géotechniques détaillées (Nguyen Pham et Reiffsteck, 2005) et de nombreuses études théoriques et expérimentales (Magnan et Belkeziz, 1982 ; Magnan *et al.*, 1982). Le site présente un horizon de 9 m reposant sur un substratum et est constitué :

- d'une couche compressible d'épaisseur 8 m constituée d'argile molle grise plus ou moins organique,
- d'une couche superficielle d'épaisseur 1 m constituée d'argile limoneuse moins compressible formant une croûte et surconsolidée et altérée.

2.2.1.1 Paramètres pour le modèle Cam Clay Modifié

Magnan et Belkeziz (1982) ont effectué des simulations numériques de l'argile du site de Cubzac en utilisant différents modèles, dont le modèle Cam Clay Modifié. Les paramètres pour ce modèle ont ainsi été déterminés à partir d'essais en laboratoire. La modélisation que nous proposons comprend une couche compressible de 4 m d'épaisseur surmontée d'une couche superficielle moins compressible d'1 m d'épaisseur. Les propriétés de la couche compressible sont celles correspondant à une profondeur entre 4 et 6 m du site expérimental d'épaisseur 9 m (valeurs moyennes) et les propriétés de la couche superficielle sont conservées. Les paramètres du modèle de Cam Clay Modifié sont indiqués dans le Tableau 2. Le sol du site présentant une très légère surconsolidation, la pression de préconsolidation a été fixée à $p + 10$ kPa, où p est la pression moyenne initiale dans l'horizon à renforcer. Le coefficient des terres au repos est pris à $K_0 = 0,5$. Le poids spécifique du sol est $\gamma = 18$ kN/m³.

L'indice des vides initial varie alors avec la profondeur. Il est égal à 1,5 à 5 m de profondeur et égal à 2,5 sous la couche superficielle, dans le sol compressible. Il varie entre 1,1 et 1,3 en surface dans la couche superficielle hors d'eau (e_0 calculé en fonction des paramètres du modèle, de la contrainte initiale et de la pression de préconsolidation). Le taux $C_v/(1+e_0)$ varie alors entre 0,35 et 0,48 dans le sol compressible, et vaut 0,13 environ dans la couche superficielle.

Horizon :	λ	κ	M	$e_{\lambda} = N-1$	ν
Sol compressible	0,53	0,048	1,2	4,11	0,35
Couche superficielle	0,12	0,017	1,2	1,47	0,35

Tableau 2 – Paramètres du modèle Cam Clay Modifié pour l'argile de Cubzac-les-Ponts, d'après Magnan et Belkeziz (1982)

2.2.1.2 Identification des paramètres pour le modèle de Mohr-Coulomb

La simulation numérique de référence de Magnan et Belkeziz (1982) met en œuvre un modèle élastique linéaire homogène sur toute l'épaisseur de la couche. Le module du sol est de 300 kPa, le coefficient de Poisson est égal à 0,35 et le coefficient des terres au repos $K_0 = 0,43$. La seconde hypothèse de calcul adoptée par les auteurs consiste à considérer un sol hétérogène. Le module dans la couche superficielle varie entre 1814 et 3748 kPa et dans le sol compressible entre 222 et 382 kPa. Le coefficient de Poisson est de 0,35.

Dans notre étude nous mettons en œuvre le modèle élastoplastique parfait avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. L'angle de frottement du sol peut également être déduit du paramètre M du modèle de Cam Clay par la formule de Burland :

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad \text{Équation 1}$$

Pour $M = 1,2$ nous obtenons un angle de frottement interne de 30°

Le modèle Cam Clay Modifié ne permet pas de prendre en compte de la cohésion : $c' = 0$ kPa

- Couche compressible

La Figure 3a présente les résultats d'essais triaxiaux effectués à des confinements entre 50 et 200 kPa (qui correspond au niveau de contrainte rencontré dans la simulation) avec le modèle

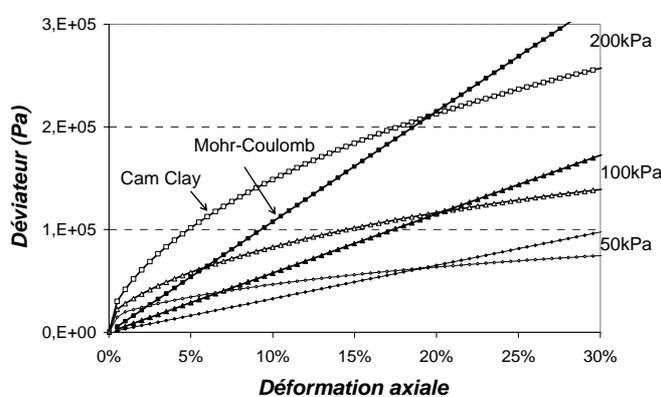
de Cam Clay et les propriétés de la couche compressible et avec le modèle de Mohr-Coulomb dont le module d'Young est déterminé à partir de la première famille de courbes.

La pente de la courbe du déviateur en fonction de la déformation axiale est le module d'Young du modèle de Mohr-Coulomb. Nous choisissons dans un premier temps de simuler le comportement avec un module d'Young sécant à 20 % de déformation axiale (E_{20}), ce qui est une valeur moyenne du niveau de déformation rencontré dans l'horizon compressible lorsqu'il n'est pas renforcé (voir Figure 20a). La Figure 3b présente le module d'Young sécant en fonction du confinement. Une relation peut alors être déterminée :

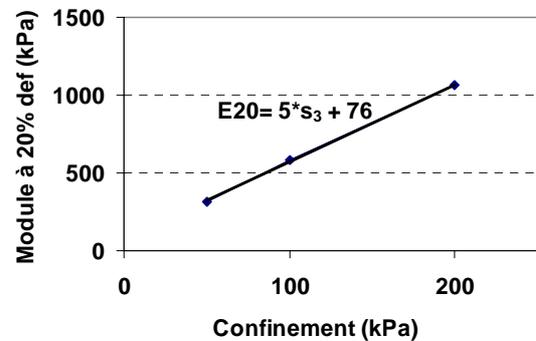
$$E(kPa) = 5 \cdot \sigma_3(kPa) + 76$$

Équation 2

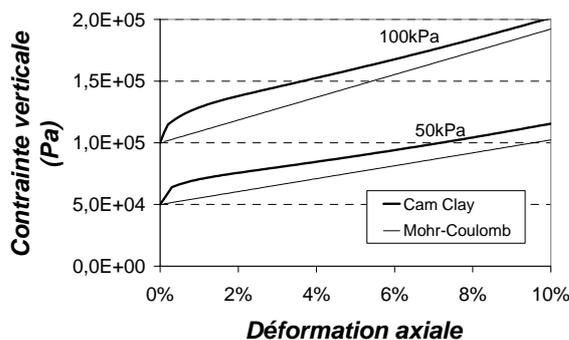
La Figure 3c présente les résultats d'un chargement œdométrique pour le modèle de Cam Clay et le modèle de Mohr-Coulomb pour une pression initiale de 50 kPa et 100 kPa. Avec le modèle de Mohr-Coulomb, on obtient un comportement linéaire, alors que le modèle de Cam Clay montre l'effet de la surconsolidation en début du chargement. Au-delà, cette figure montre que le module œdométrique est équivalent dans les deux simulations.



a – Résultats d'essais triaxiaux



b – Module d'Young en fonction du confinement



c – Résultats d'essais œdométriques

Figure 3 – Identification du module d'Young (E_{20}) de la couche compressible de l'horizon A1 pour le cas non renforcé

Dans le cas où le sol compressible est renforcé par des inclusions, le niveau de déformation du sol compressible est plutôt de l'ordre de 10 % (voir Figure 22). Le module d'Young est alors plutôt déterminé à partir du module sécant à 10 % de déformation axiale (E_{10}) et les résultats sont montrés sur la Figure 4a. La Figure 4b montre que ce module varie linéairement pour un confinement entre 50 et 200 kPa selon l'équation 3:

$$E(kPa) = 7 \cdot \sigma_3(kPa) + 136$$

Équation 3

La Figure 5 montre les résultats d'essais oedométriques obtenus avec ce module d'Young sécant à 10%.

L'identification du module d'Young du modèle de Mohr-Coulomb pour ce sol fait apparaître la difficulté de choisir une valeur pour ce paramètre, plus particulièrement dans le cas d'un sol très compressible.

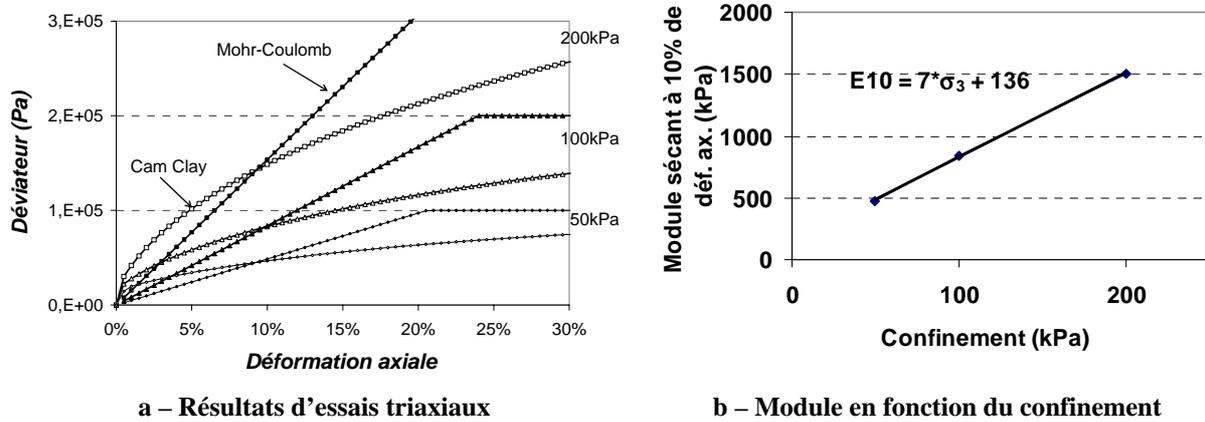


Figure 4 – Identification du module d'Young (E10) de la couche compressible de l'horizon A1 pour le cas renforcé

La Figure 6 présente les déformations volumiques obtenues lors de l'essai triaxial pour le modèle Cam Clay Modifié et le modèle de Mohr-Coulomb avec un coefficient de Poisson de 0,35. Nous utilisons la même valeur pour ce paramètre que pour la simulation avec le modèle Cam Clay Modifié, alors que l'identification de ce paramètre sur les courbes obtenues avec Cam Clay donne une valeur de 0,135. L'angle de dilatance est choisi à 0° (c'est généralement le cas pour les argiles molles). Le choix d'un coefficient de Poisson identique pour la mise en œuvre des deux types de modèle de comportement est arbitraire, nous souhaitons *in fine* obtenir le même comportement œdométrique, qui est déterminé par le couple E – v dans le cas de l'élasticité.

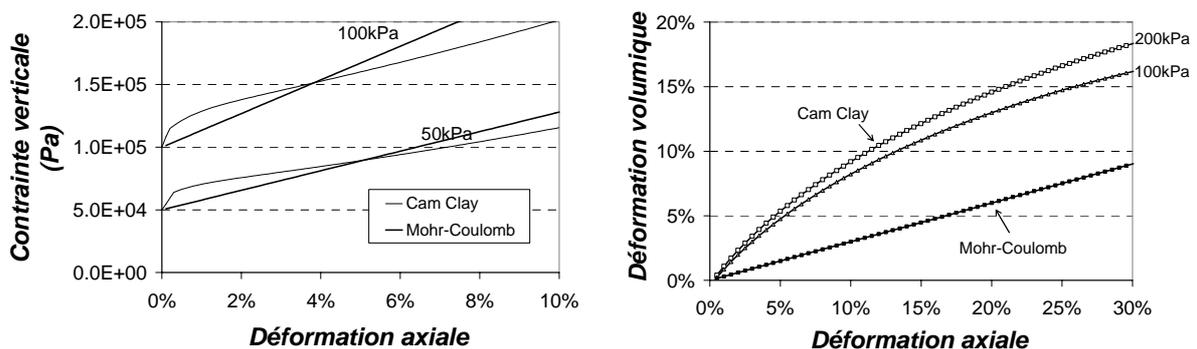


Figure 5 – Résultats d'essais oedométriques

Figure 6 – Déformations volumiques

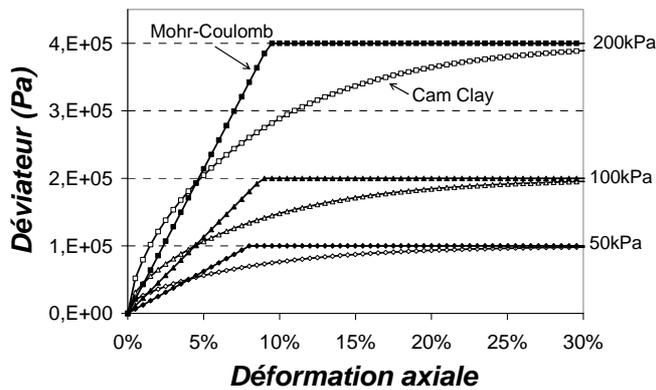
- couche superficielle hors d'eau

Nous déterminons le module d'Young comme étant le module sécant à 50 % du déviateur à la rupture, comme montré sur la Figure 7a. Une relation entre ce module et le confinement est alors déterminée (Figure 7b, équation 4) :

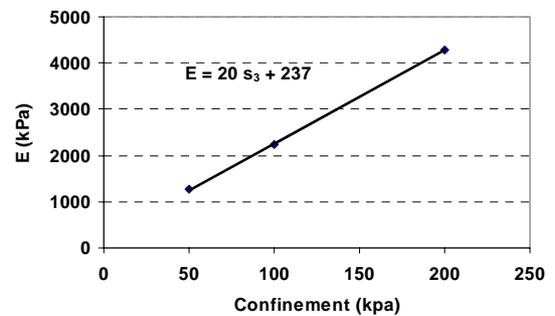
$$E(kPa) = 20 \cdot \sigma_3(kPa) + 237$$

Équation 4

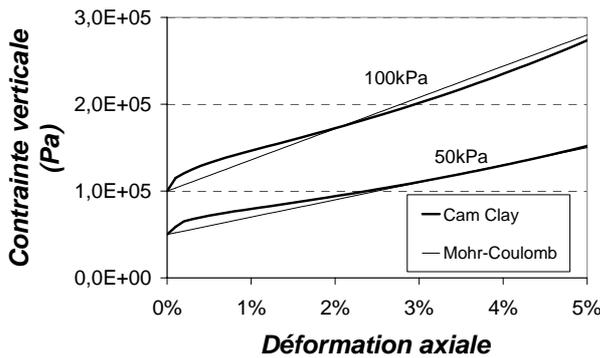
L'angle de frottement est de 30° et la cohésion est nulle. L'évolution de la déformation volumique permet de déterminer un angle de dilatance nul. Le coefficient de Poisson est égal à 0,35 comme pour la modélisation avec Cam Clay. La Figure 7c compare les résultats d'essais œdométriques pour les deux modélisations. Sauf au début du chargement (effet de la surconsolidation pour le modèle de Cam Clay), le comportement œdométrique est équivalent dans les deux cas.



a – Résultats d'essais triaxiaux - Déviateur



b – Module en fonction du confinement



c – Résultats d'essais œdométriques

Figure 7 – Identification du module d'Young de la couche superficielle de l'horizon A1

Les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour l'argile de Cubzac-les-Ponts sont résumés dans le Tableau 3. Le module d'Young dans la couche superficielle est environ trois fois plus grand que dans le sol compressible. Le module d'Young dans les zones de sol est recalculé à chaque étape de la simulation en fonction de la contrainte horizontale.

	E (kPa)	E pour $\sigma_3 = 100kPa$	ν	ϕ	c	ψ
Sol compressible	$7 \cdot \sigma_3(kPa) + 136$	836 kPa	0,35	30°	0kPa	0°
Couche superficielle	$20 \cdot \sigma_3(kPa) + 237$	2237 kPa	0,35	30°	0kPa	0°

Tableau 3 – Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour l'argile de Cubzac

2.2.2 Argile de Muar : horizon compressible A2

En 1989 a eu lieu une conférence à Kuala Lumpur sur la construction de remblais sur le site expérimental de Muar qui est un dépôt d'argile marine (Malaysian Highway Authority, 1989). Différents auteurs (Indraratna *et al.* 1992, Chai *et al.* 1994, Indraratna *et al.* 1997) ont ainsi pu comparer les résultats de leur analyse numérique avec les mesures expérimentales.

Le site présente un horizon compressible de 22,5 m, constitué principalement d'une couche de 16,5 m d'argile limoneuse compressible, normalement consolidée à légèrement surconsolidée, située au-dessus d'un horizon de sable dense. La partie supérieure de l'horizon argileux (1,5 - 2,0 m) est une croûte compacte avec une pression de préconsolidation relativement grande ($P_c = 110$ kPa) (couche superficielle hors d'eau). Pour ce type de sol, le taux de surconsolidation peut atteindre 2,5, à cause de la dessiccation. Le poids volumique de l'argile varie entre 15,5 et 16 kN/m³, celui de la couche superficielle approche 17 kN/m³.

2.2.2.1 Paramètres pour le modèle Cam Clay Modifié

Indraratna *et al.* (1992) donnent des valeurs de paramètres pour une simulation du comportement avec le modèle de Cam Clay.

Pour notre modélisation nous prenons des valeurs moyennes pour la couche de sol compressible. Ces paramètres sont donnés dans le Tableau 4. Le coefficient λ de cet horizon est environ cinq fois plus faible que pour l'horizon A1, ce dernier présente donc une plus grande compressibilité. Indraratna *et al.* (1997) indiquent que le paramètre λ est celui ayant la plus influence sur les tassements.

Pour K_0 nous utilisons la formule de Jaky pour les sols normalement consolidés :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad \text{Équation 5}$$

La formule de Burland avec $M = 1,07$ et $M = 1,19$ permet de déterminer un angle de frottement interne de respectivement 27° et 30° alors $K_0 = 0,55$ dans le sol compressible et $K_0 = 0,5$ dans la couche superficielle. Indraratna *et al.* (1997) utilisent un $K_0 = 0,6$.

Horizon :	λ	κ	M	$e_{\lambda} = N-1$	ν
Sol compressible	0,11	0,08	1,07	1,61	0,3
Couche superficielle	0,13	0,05	1,19	3,07	0,3

Tableau 4 – Paramètres du modèle Cam Clay Modifié pour l'argile de Muar

2.2.2.2 Paramètres pour le modèle de Mohr-Coulomb

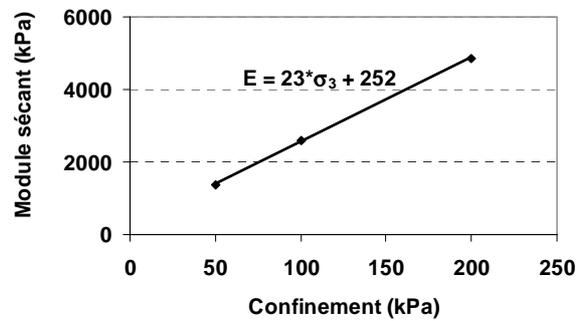
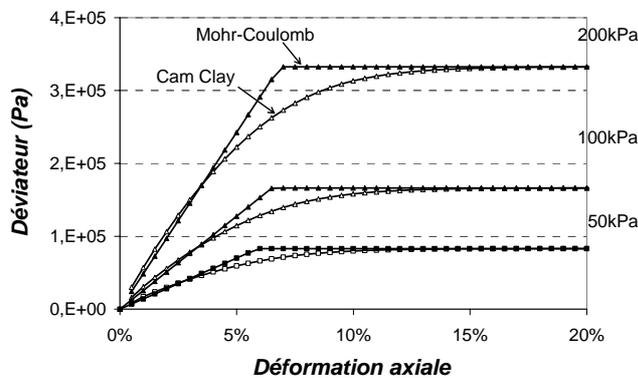
- Sol compressible

La Figure 8a présente les résultats des essais triaxiaux avec les modèles de Cam Clay et de Mohr-Coulomb pour le sol compressible de l'horizon A1 et un confinement entre 50 et 200 kPa. Pour le modèle de Mohr-Coulomb le module d'Young est déterminé comme étant le module à 50 % du déviateur à la rupture des courbes données par le modèle de Cam Clay. Pour le modèle de Cam Clay la pression de préconsolidation est $p_c = p + 10$ kPa. Les essais sont donc très légèrement consolidés. Le paramètre $M = 1,07$ correspond à un angle de frottement de 27°. Les résultats donnés par ces deux modèles sont très proches. Le module

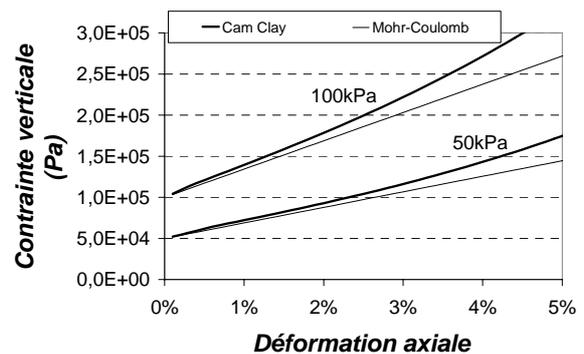
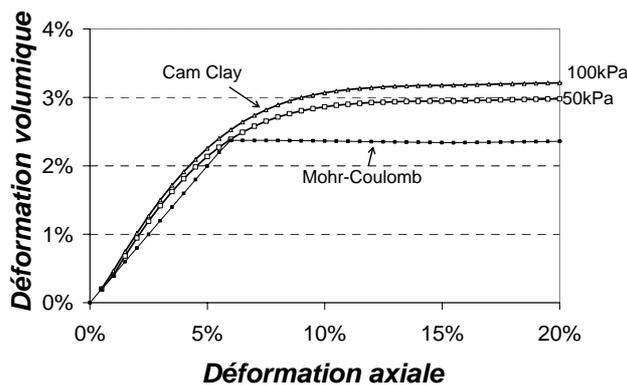
d'Young varie avec le confinement et peut être déterminé selon l'équation 6 déterminée à partir de la Figure 8b.

$$E(kPa) = 23 \cdot \sigma_3(kPa) + 252 \quad \text{Équation 6}$$

La Figure 8c montre que ce choix de module d'Young permet de simuler un comportement œdométrique équivalent dans les deux modélisations.



b – Module d'Young en fonction du confinement



a – Résultats d'essais triaxiaux

c – Résultats d'essais œdométriques

Figure 8 – Identification du module d'Young de la couche compressible de l'horizon A2

Le choix du module d'Young pour ce sol pose moins de problème que pour le sol A1, car il est moins compressible. La variation du module au cours du chargement doit cependant être prise en compte afin de simuler le comportement non-linéaire pris en compte par le modèle de Cam Clay.

- Couche superficielle

La Figure 9a présente les résultats des essais triaxiaux avec les modèles de Cam Clay et de Mohr-Coulomb pour la couche superficielle hors d'eau de l'horizon A1. Le module d'Young du modèle de Mohr-Coulomb est déterminé à 50 % du déviateur à la rupture. La loi de variation du module d'Young pour le modèle de Mohr-Coulomb est :

$$E(kPa) = 26 \cdot \sigma_3(kPa) + 1486 \quad \text{Équation 7}$$

La pression de préconsolidation est de 110 kPa, ainsi les échantillons confinés à 200 kPa sont normalement consolidés et les échantillons confinés à 20 kPa sont très

surconsolidés. Pour de faibles contraintes, le modèle de Cam Clay simule alors de la dilatance alors que pour de fortes contraintes on obtient uniquement de la contractance. Il n'est pas possible de représenter ce type de comportement avec le modèle de Mohr-Coulomb et un angle de dilatance nul est choisi.

La Figure 9c confronte les résultats d'essais œdométriques pour les deux modèles de comportement. Le comportement œdométrique est équivalent pour les deux modélisations.

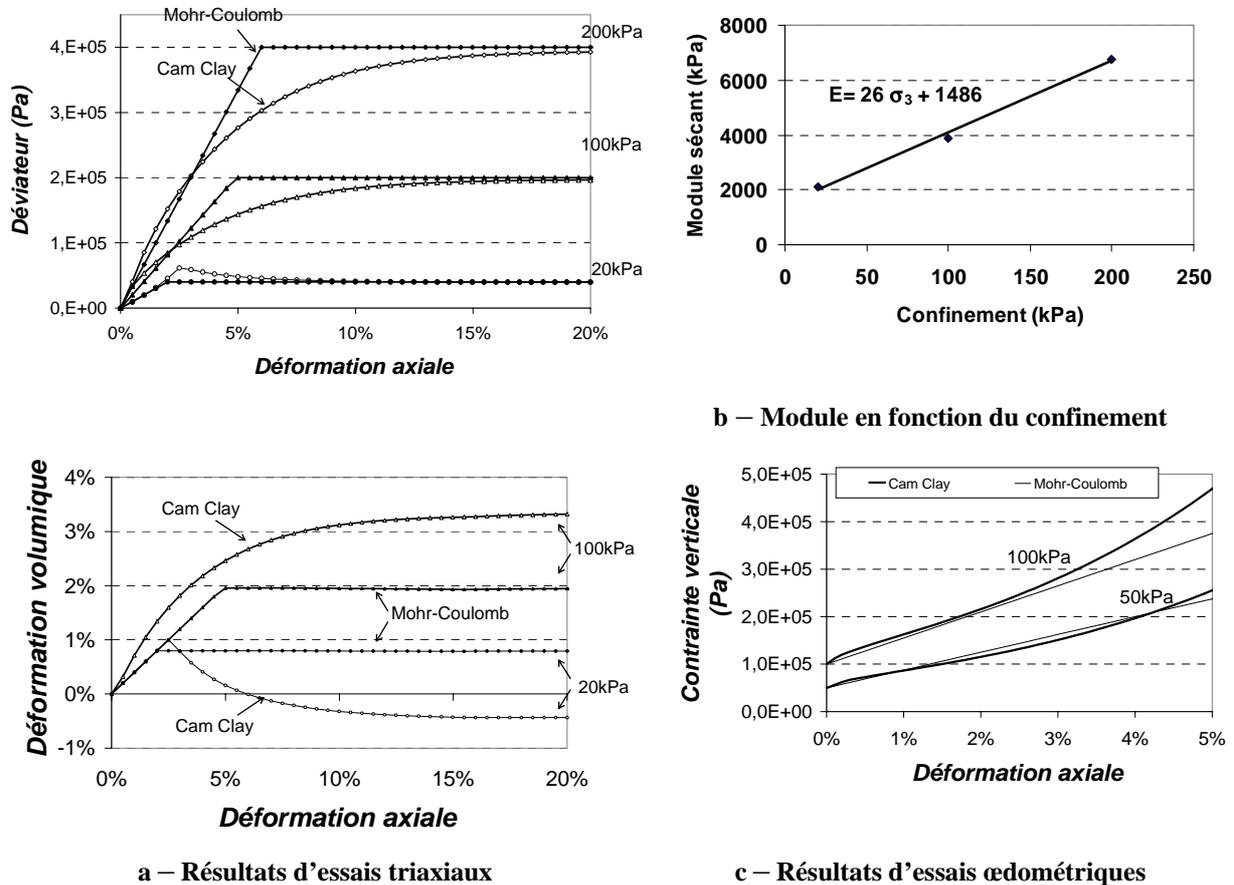


Figure 9 – Identification du module d'Young de la couche superficielle de l'horizon A2

- Simulation avec des modules d'Young constants

Les modules constants pour la modélisation la plus simple mettant en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb sont déterminés à partir des lois de variation de E en fonction de σ_3 pour $\sigma_3 = 40$ kPa.

- Pour l'horizon compressible nous avons ainsi $E = 1,17$ MPa
- Pour la couche superficielle : $E = 2,53$ MPa.

Ces valeurs de module constantes permettent de se rapprocher des valeurs de tassement de l'horizon compressible obtenues avec des modules variables pour une charge verticale entre 0 et 200 kPa (5 m de remblai + 100 kPa de charge appliquée en surface). Cependant, le comportement est linéaire.

Le Tableau 5 résume les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour l'horizon A2.

	E (kPa)	E pour $\sigma_3 = 40$ kPa	ν	φ	c	ψ
Sol compressible	$23 \cdot \sigma_3 (kPa) + 252$	1,17 MPa	0,3	27°	0 kPa	0°
Couche superficielle	$26 \cdot \sigma_3 (kPa) + 1486$	2,53 MPa	0,3	30°	0 kPa	0°

Tableau 5 – Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour l'argile de Muar (horizon A2)

2.3 Sol constituant le remblai

Une étude bibliographique a été effectuée sur la caractérisation des matériaux pouvant constituer le remblai. La caractérisation doit permettre l'identification des paramètres pour l'utilisation des modèles de comportement. Deux sols de remblai sont retenus pour notre étude : le remblai en grave alluvionnaire décrit par Valle (2001) (sol M1) et le remblai en sol grossier décrit par Fragaszy *et al.* (1992) (sol M2).

La modélisation du comportement du sol de remblai s'effectue à différents niveaux de complexité :

- modèle de Mohr-Coulomb avec un module constant,
- modèle de Mohr-Coulomb avec un module variable en fonction de la contrainte,
- modèle CJS2.

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, dans le cas de la variation du module avec la contrainte, le module d'Young est initialisé à chaque étape de l'édification du remblai :

- en tenant compte de la contrainte géostatique horizontale dans les zones de sol nouvellement mises en place,
- en fonction de la contrainte horizontale effective pour les zones de remblai existant à l'étape de chargement précédente.

Ainsi, la concentration des contraintes au dessus de l'inclusion entraîne une zone de sol plus rigide au-dessus de l'inclusion, comme c'est le cas lors de la mise en œuvre du modèle CJS2. Cependant le choix de la variation du module en fonction de la contrainte horizontale est arbitraire, la variation en fonction de la contrainte moyenne aurait aussi pu être choisie, l'effet de la rotation des contraintes principales et notamment du passage en butée entre les inclusions aurait ainsi pu être pris en compte. Dans le cas de la mise en œuvre du modèle CJS2, cette adaptation du modèle n'est pas nécessaire, car ce modèle prend automatiquement en compte la non-linéarité du comportement.

Pour chacun de ces deux types de sol, nous identifions les paramètres pour la simulation du comportement avec le modèle de Mohr-Coulomb et avec le modèle CJS2. L'identification des paramètres pour ces deux modèles nécessite les résultats expérimentaux d'au moins deux essais triaxiaux à des confinements différents. L'identification des paramètres du modèle CJS2 peut être améliorée si l'on dispose également de résultats d'essais œdométriques.

2.3.1 Matériau de remblai M1 (grave alluvionnaire de la Seine)

Valle (2001) a effectué des essais à la boîte de cisaillement, des essais triaxiaux et des expérimentations en vraie grandeur sur un sol grossier afin d'en déterminer le comportement mécanique. Le matériau est un tout-venant composé de graves naturelles 0/80 mm provenant d'un dépôt alluvionnaire silico-calcaire d'une terrasse de la vallée de la Seine, extrait de la

carrière de Criquebeuf-sur-Seine. La Figure 10 montre l'analyse granulométrique de divers prélèvements du matériau naturel. Le sol présente une granularité étalée et discontinue.

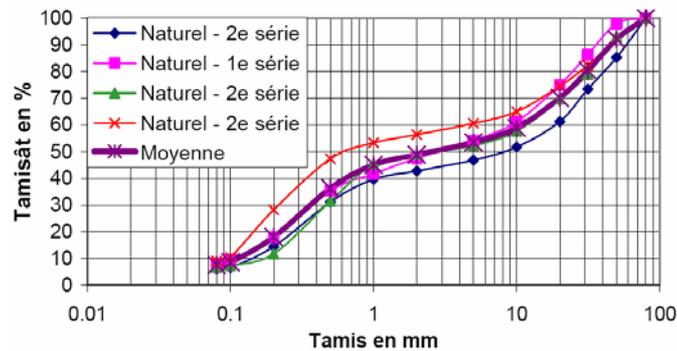


Figure 10 – Courbes granulométriques de la grave naturelle de Criquebeuf-sur-Seine, d'après Valle (2001)

Nous utilisons des résultats d'essais triaxiaux drainés avec mesure des déformations locales pour identifier les paramètres des modèles de comportement. Les essais sont réalisés à des contraintes de confinement entre 50 et 150 kPa, ce qui correspond au niveau de contrainte de notre modélisation numérique. Le matériau est écrêté à 25 mm et est compacté statiquement au laboratoire jusqu'à un taux de compactage de 97 % (rapport entre la densité sèche et la densité à l'optimum Proctor). La teneur en eau des échantillons est de 7,8 % et la densité sèche de 20 kN/m³.

2.3.1.1 Identification des paramètres pour le modèle de Mohr-Coulomb

Les résultats expérimentaux des essais triaxiaux sont présentés sur la Figure 11.

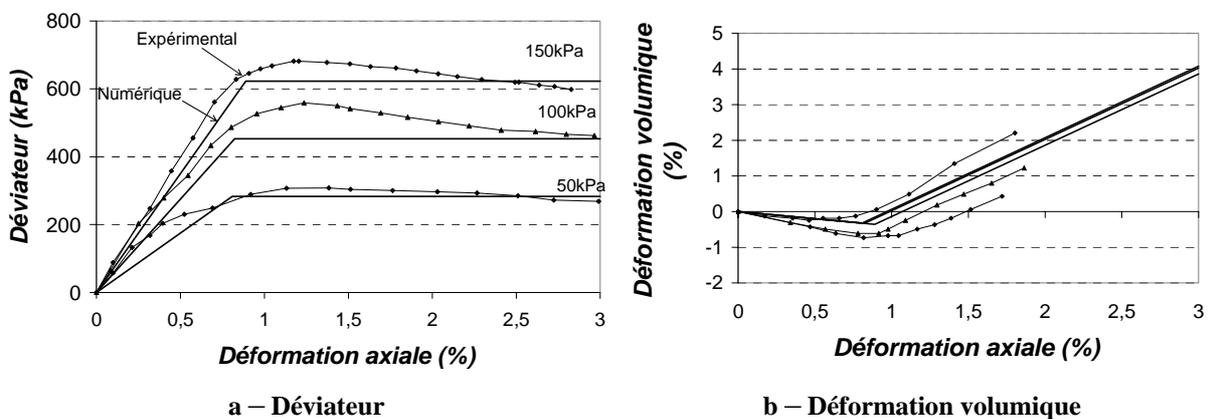
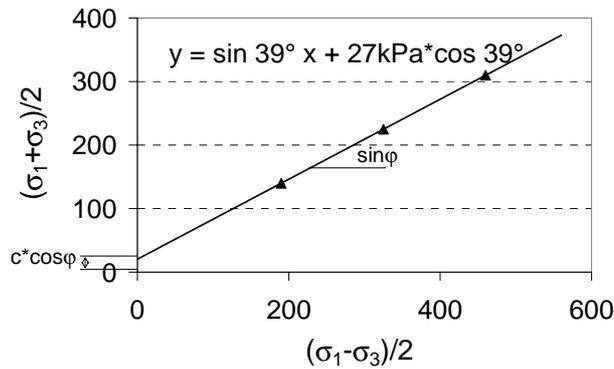


Figure 11 – Résultats des essais triaxiaux – sol M1 (sol grossier de Criquebeuf)

La Figure 11a présente le déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ en fonction de la déformation axiale. Les valeurs des déviateurs à la rupture (au palier observé sur ces courbes) pour les différents confinements σ_3 permettent de déterminer les paramètres de rupture. La Figure 12 présente $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ en fonction de $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ pour la contrainte verticale σ_3 à la rupture. Cette représentation permet de déterminer un angle de frottement de frottement de 39° et une cohésion de 27 kPa.


Figure 12 – Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement

Le module d'Young est défini par la pente des courbes représentant le déviateur en fonction de la déformation axiale (Figure 11a). Ce module varie selon le confinement σ_3 comme indiqué dans le Tableau 6.

σ_3 (kPa)	E (MPa)
50	35
100	55
150	70

Tableau 6 – Modules d'Young en fonction du confinement

L'étude bibliographique sur la modélisation numérique du comportement des sols de remblai fait apparaître que le module de ces sols est variable et la variation est souvent prise en compte par la formule de Janbu (1963) (Hinchberger et Rowe, 1998 ; Varadarajan *et al.*, 1999 ; Skinner et Rowe, 2005) donnée par l'équation 8.

$$\frac{E}{P_a} = K_E \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad \text{Équation 8}$$

- E : module d'Young,
- P_a : pression de référence égale à 100 kPa,
- σ_3 : contrainte principale mineure,
- n et K_E : paramètre de Janbu.

Les valeurs de E et σ_3 permettent de déterminer les valeurs des paramètres K_E et n de la formule de Janbu (1963): $K_E = 550$ et $n = 0,65$.

Pour les simulations mettant en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb et un module constant, nous utilisons la valeur du module d'Young correspondant à un confinement de 50 kPa, ce qui correspond à une charge verticale de 100 kPa (valeur moyenne lors de la simulation mise en œuvre) et un coefficient $K_0 = 0,5$. Nous avons alors un module d'Young constant $E = 35$ MPa. Dans cette simulation, la rigidification des zones de sol lors de l'augmentation de la contrainte n'est pas prise en compte par rapport à la simulation avec des modules variables.

Les résultats expérimentaux en terme de déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Figure 11b) permettent de déterminer un angle de dilatance de 30° . Ce sol est donc fortement dilatant. Expérimentalement, Valle (2001) observe le phénomène de dilatance à partir d'une déformation axiale de 1 % environ.

Les graphiques de la Figure 11 comparent les résultats triaxiaux expérimentaux aux résultats obtenus par la simulation numérique de ces essais avec le modèle de Mohr-Coulomb et les paramètres déterminés ci-dessus. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,3. La Figure 11a montre que le modèle de Mohr-Coulomb ne peut pas prendre en compte le radoucissement qui est observé expérimentalement.

Ainsi le sol de remblai M1 présente une cohésion non négligeable ($c = 27$ kPa), un angle de frottement de 39° , un module variable en fonction du confinement ($E = 55$ MPa pour un confinement de 100 kPa) et un angle de dilatance de 30° .

2.3.1.2 Identification des paramètres pour le modèle CJS2

Les résultats d'essais triaxiaux effectués par Valle (2001) permettent d'identifier les paramètres du modèle CJS2 donnés dans le Tableau 7. Les valeurs de G_0 et K_{0e} donnent un coefficient de Poisson de 0,3 et un module d'Young pour $p = 100$ kPa de 51 MPa, ce qui correspond aux paramètres identifiés pour le modèle de Mohr-Coulomb. Dans ce modèle, le comportement non-linéaire est automatiquement pris en compte et on n'a pas besoin d'avoir recours à une manipulation des modules au cours du chargement, comme cela est mis en œuvre pour le modèle de Mohr-Coulomb avec des modules variables.

$G_0 = 19,7$ MPa	$K_{0e} = 41,7$ MPa	$n = 0,6$	$\beta = -3$	$R_c = 0,28$
$A = 0,01$ (1/Pa)	$R_m = 0,37$	$\gamma = 0,86$	$K_{0p} = 54,6e6$	

Tableau 7 – Paramètres du modèle CJS2 pour le sol grossier de Criquebeuf

La Figure 13 compare les résultats expérimentaux et numériques d'essais triaxiaux effectués à des confinements entre 50 et 100 kPa.

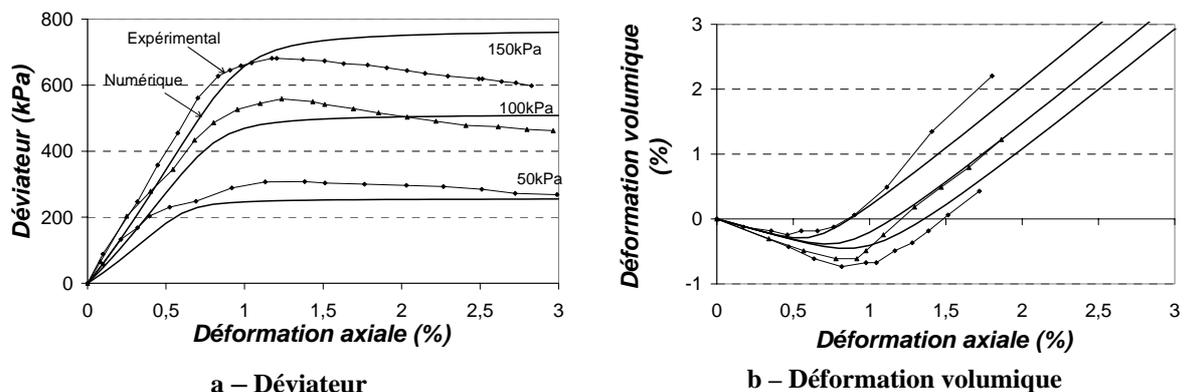


Figure 13 – Résultats d'essais triaxiaux – sol grossier de Criquebeuf- modèle CJS2

La taille de la surface de rupture - définie par le paramètre R_m - est directement liée à l'angle de frottement équivalent. La modélisation des essais triaxiaux par le modèle CJS2 correspond à un angle de frottement interne de 46° , ce qui est plus élevé que l'angle donné par les résultats expérimentaux (39°), car la cohésion est en réalité non négligeable et il n'est pas possible de modéliser la cohésion avec le modèle CJS2 classique. Cependant la Figure 14 compare les droites de rupture de Mohr-Coulomb pour σ_3 entre 0 et 150 kPa :

- pour le cas $c = 27$ kPa et $\varphi = 39^\circ$ (modélisation de M1 avec le modèle Mohr-Coulomb)
- pour le cas $c = 0$ kPa et $\varphi = 46^\circ$ (paramètres de rupture équivalents pour la modélisation de M1 avec le modèle CJS2).

Cette figure met en évidence que pour ces niveaux de contrainte, la rupture est équivalente pour ces deux modélisations. Ainsi, le fait que la cohésion ne soit pas prise en compte par le modèle CJS2 est pallié par l'augmentation de l'angle de frottement (paramètre R_m pour CJS2), pour le niveau de contrainte correspondant à nos simulations.

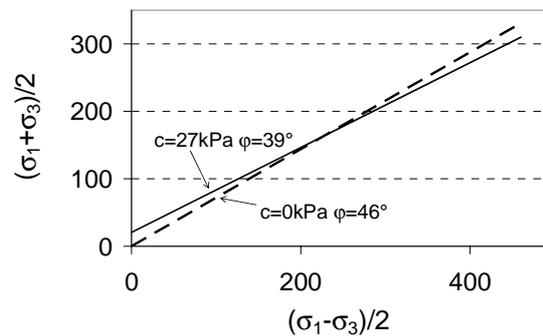


Figure 14 – Droites de rupture pour la modélisation du comportement de M1 avec le modèle de Mohr-Coulomb et avec le modèle CJS2

Les résultats expérimentaux présentent une valeur pic qu'il n'est pas possible de modéliser avec le modèle CJS2 (il faut prendre en compte la notion d'état critique). Le déviateur à la rupture est surestimé par la modélisation à partir d'un confinement de 100 kPa, la valeur au pic étant sous-estimée.

Le module tangent initial est de 35 MPa pour un confinement $\sigma_3 = 50$ kPa, 55 MPa pour $\sigma_3 = 100$ kPa et 70 MPa pour $\sigma_3 = 150$ kPa. Le modèle CJS2 permet de prendre correctement en compte la déformation volumique du sol observée expérimentalement qui présente de la dilatance à partir d'une déformation axiale de 1 % et un angle de dilatance de 30° .

2.3.2 Matériau de remblai M2 (sol grossier de Lake Valley Dam)

Fragaszy *et al.* (1992) ont effectué des essais triaxiaux sur un sol de remblai grossier dénommé Lake Valley Dam à des confinements entre 75 et 150 kPa. Ce sol présente une granularité très étalée et comporte même des blocs. Le matériau est écrêté à 25,4 mm et est alors principalement constitué de graviers sableux faiblement limoneux. Les échantillons sont compactés pour obtenir une densité sèche entre 19,3 et 21 kN/m³.

2.3.2.1 Identification des paramètres pour le modèle de Mohr-Coulomb

La Figure 15 présente les résultats de l'essai triaxial pour un confinement de 150 kPa. Les résultats d'essais effectués à un confinement de 75 kPa permettent de déterminer une cohésion nulle (Fragaszy *et al.*, 1992). L'angle de frottement au palier est alors de 42° et celui au pic est de 46° mais le modèle de Mohr-Coulomb ne permet pas de modéliser l'augmentation de la résistance au cisaillement au pic. La valeur au palier est utilisée dans les simulations.

La pente de la courbe de la Figure 15a permet de déterminer un module d'Young pour un confinement de 150 kPa égal à 20 MPa. Nous utilisons la formule de Janbu (équation 8) afin de déterminer un module variable avec le confinement. Nous choisissons $m = 0,5$ (valeur couramment utilisée par les auteurs pour les remblais), et nous déterminons alors $K_E = 163$. L'évolution de la déformation volumique permet de déterminer un angle de dilatance de $5,4^\circ$ et un coefficient de Poisson de 0,4. La Figure 15 permet de confronter les résultats

expérimentaux aux résultats de la simulation avec le modèle de Mohr-Coulomb et les paramètres résumés dans le Tableau 8.

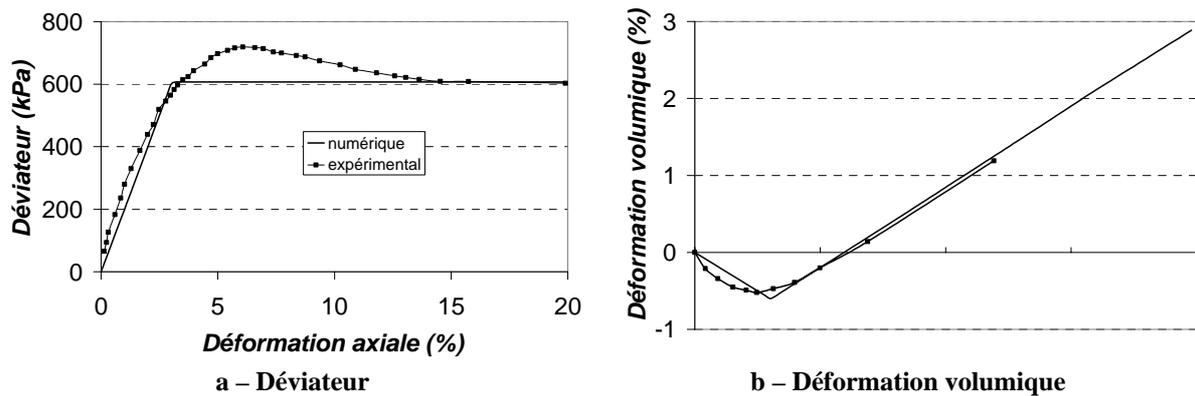


Figure 15 – Identification des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb sur les essais triaxiaux de Fragaszy *et al.* (1992)

$E (\sigma_3 = 150\text{kPa})$	ν	c	ϕ	ψ
20 MPa	0,4	0 kPa	42°	5,4°

Tableau 8 – Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour le sol de Lake Valley Dam

2.3.2.2 Identification des paramètres pour le modèle CJS2

Les résultats des essais triaxiaux permettent d’identifier les paramètres du modèle CJS2 donnés dans le Tableau 9. La Figure 16 confronte les résultats expérimentaux aux résultats de la simulation de l’essai avec le modèle CJS2. L’angle de frottement au pic du matériau M2 est de 46° et celui au palier est d’environ 42°. La modélisation mise en œuvre avec le modèle CJS2 simule un angle de frottement entre ces deux valeurs, soit 44° (contrôlé par le paramètre R_m). La simulation numérique surestime la déformation volumique en contractance. Aucun résultat d’essais œdométriques ou de déchargement lors d’un essai triaxial n’est disponible, afin d’identifier plus rigoureusement les paramètres d’élasticité et le paramètre plastique K_{op} .

$G_0 = 5 \text{ MPa}$	$K_{0e} = 13 \text{ MPa}$	$n = 0,6$	$\beta = -0,6$	$R_c = 0,27$
$A = 0,001 \text{ (1/Pa)}$	$R_m = 0,35$	$\gamma = 0,9$	$K_{op} = 50 \text{ MPa}$	

Tableau 9 – Paramètres du modèle CJS2 pour le sol de remblai M2

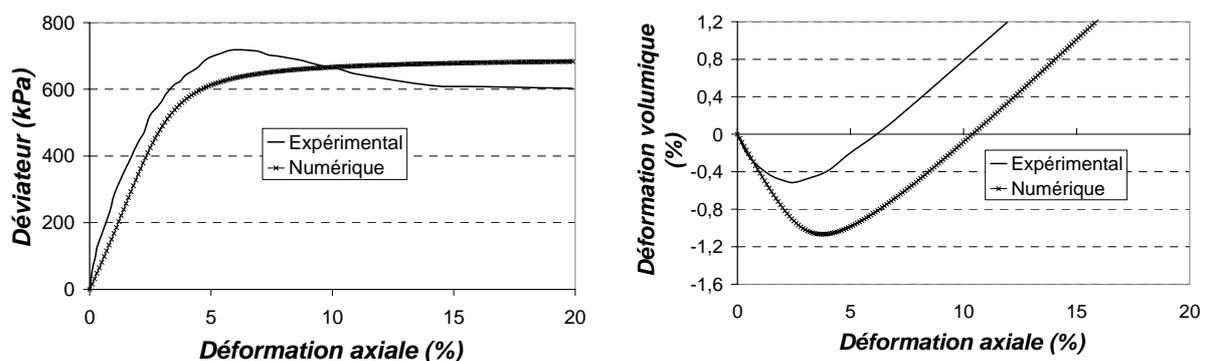


Figure 16 – Identification des paramètres de CJS2 sur les résultats de Fragaszy *et al.* (1992)

2.3.2.3 Identification des paramètres pour le modèle CJS2ec

Afin de simuler le comportement radoucissant de ce sol (diminution de l'angle de frottement entre le pic et le palier), nous mettons en œuvre le modèle CJS2ec qui est le modèle CJS2 intégrant le concept d'état critique. Ce modèle permet donc de modéliser l'écroutissage négatif (le radoucissement) et la variation de volume nulle à partir d'un certain niveau de déformation. Les résultats des essais triaxiaux permettent d'identifier les paramètres donnés dans le Tableau 10. La Figure 17 confronte les résultats expérimentaux aux résultats de la simulation de l'essai avec le modèle CJS2ec. La simulation numérique permet de modéliser de manière satisfaisante l'évolution du déviateur mais surestime la déformation volumique en contractance puis sous-estime la dilatance.

$G_0 = 5 \text{ MPa}$	$K_{0e} = 13 \text{ MPa}$	$n = 0,6$	$\beta = -4$	$R_c = 0,32$
$A = 0,008 \text{ (1/Pa)}$	$\gamma = 0,9$	$K_{0p} = 50 \text{ MPa}$		
$\mu = 0,06$	$p_{c0} = 0,5 \text{ MPa}$	$c = 40$		

Tableau 10 – Paramètres du modèle CJS2ec pour le sol de remblai M2

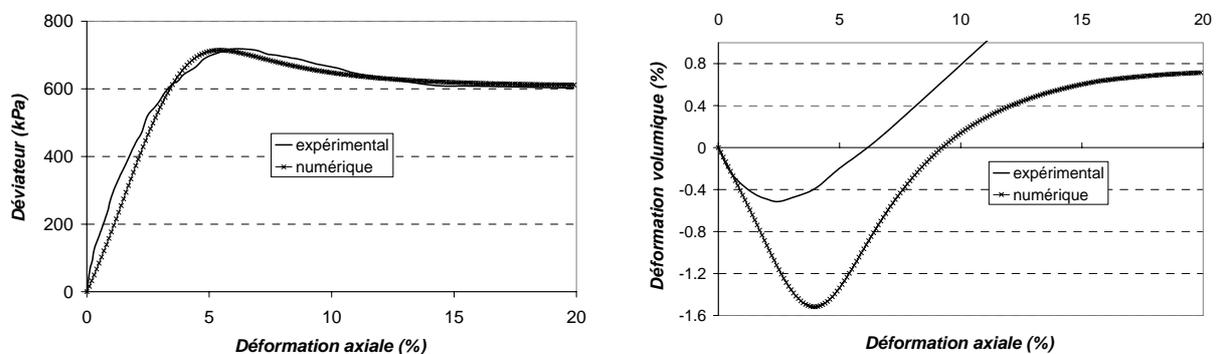


Figure 17 – Identification des paramètres de CJS2ec sur les résultats de Fragaszky *et al.* (1992)

2.3.3 Résumé des paramètres pour simuler le comportement du sol de remblai

Le Tableau 11 et le Tableau 12 résument les paramètres utilisés pour simuler le comportement des sols de remblai M1 et M2 avec les modèles de Mohr-Coulomb et CJS2.

Le sol M1 présente une rigidité environ trois fois plus importante que le sol M2. Le sol M1 présente de la cohésion (27 kPa) alors que le sol M2 est non cohérent. Cependant l'angle de frottement de M2 (42°) est supérieur à celui de M1 (39°). La Figure 18 présente les droites de rupture de Mohr-Coulomb pour M1 et M2 et σ_3 entre 0 et 150 kPa. Pour ces niveaux de contraintes les deux droites de rupture sont très proches : leur résistance au cisaillement est donc équivalente. Le sol M1 présente un angle de dilatance beaucoup plus grand (30°) que le sol M2 (5°). Globalement les propriétés mécaniques du sol M1 sont plus élevées que celles du sol M2. Dû à ses propriétés mécaniques élevées, le sol M1 aurait pu être considéré pour constituer un matelas de transfert de charge disposé en base d'un remblai constitué d'un matériau de moins bonne qualité.

	E pour $\sigma_3 = 100\text{kPa}$	ν	φ	c	ψ
M1	55MPa	0,3	39°	27kPa	30°
M2	16,3MPa	0,4	42°	0kPa	5,4°

Tableau 11 – Récapitulatif des paramètres utilisés pour la modélisation avec Mohr-Coulomb

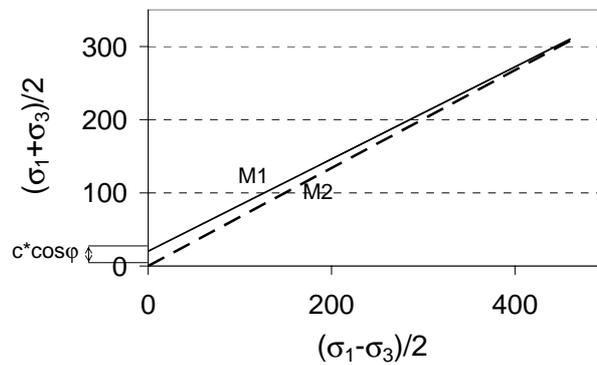


Figure 18 – Droite de rupture pour M1 et M2

	G_0 (MPa)	K_{0e} (MPa)	n	R_m	R_c	β	A (Pa ⁻¹)	Γ	K_{0p} (MPa)
M1	19,7	41,7	0,6	0,37	0,28	-3	0,01	0,86	54,6
M2	5	13	0,6	0,35	0,27	-0,6	0,001	0,9	50

Tableau 12 – Récapitulatif des paramètres utilisés pour la modélisation avec le modèle CJS2

2.4 Etudes paramétriques effectuées

Différentes études paramétriques ont été menées sur le modèle numérique présenté. Cette partie s'intéresse à l'étude de l'influence de la modélisation du comportement des différents horizons en combinaison avec l'influence de leurs caractéristiques mécaniques. Cette partie présente également l'influence de la finesse du maillage du modèle puis l'apport d'une tête d'inclusion.

2.4.1 Etudes paramétriques sur la modélisation du comportement et les caractéristiques mécaniques des matériaux

Deux horizons compressibles sont étudiés : l'horizon constitué de l'argile de Cubzac (A1) et celui constitué de l'argile de Muar (A2), dont le comportement est simulé par le modèle de Mohr-Coulomb avec variation du module (m_c) ou le modèle Cam Clay Modifié (cam). Ces deux horizons présentent une couche superficielle hors d'eau plus résistante (A1) ou surconsolidée (A2). Le matériau constituant le remblai est de deux types : le sol grossier de Criquebeuf décrit par Valle (2002) (M1) et le sol grossier de Lake Valley décrit par Fragaszy *et al.* (1992) (M2), dont le comportement est simulé par le modèle de Mohr-Coulomb avec un module variable (m_c) ou par le modèle CJS2 (cjs). Le Tableau 13 résume l'étude paramétrique effectuée dans cette étude, qui permet l'analyse de l'influence du type d'argile, du type de sol de remblai et des modèles de comportement mis en œuvre.

Un calcul est également effectué mettant en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb sous sa forme la plus simple, c'est-à-dire avec un module constant dans chaque horizon de sol. Les résultats sont comparés avec le modèle de Mohr-Coulomb et un module variable en fonction de la contrainte.

Deux niveaux de complexité du modèle CJS2 sont mis en œuvre pour simuler le comportement du remblai M2 : le modèle CJS2 classique et le modèle CJS2 intégrant le concept d'état critique (CJS2ec).

		M1 – avec cohésion		M2 – sans cohésion	
		Mohr-Coulomb	CJS2	Mohr-Coulomb	CJS2
A1 – argile de Cubzac	Cam Clay	A1cam-M1mc	A1cam- M1cjs	A1cam-M2mc	A1cam-M2cjs
	Mohr-Coulomb	A1mc-M1mc	A1mc - M1cjs	A1mc -M2mc	A1mc -M2cjs
A2 – argile de Muar	Cam Clay	A2cam-M1mc	A2cam -M1cjs	A2cam -M2mc	A2cam -M2cjs
	Mohr-Coulomb	A2mc-M1mc	<i>A2mc-M1cjs</i>	A2mc-M2mc	<i>A2mc-M2cjs</i>

Tableau 13 – Etude paramétrique tridimensionnelle

Nous présentons dans un premier temps l'étude sur l'impact de la modélisation du comportement, puis dans un second temps, l'étude paramétrique sur les caractéristiques mécaniques en confrontant les simulations mettant en œuvre les différents types de sol (Tableau 14).

A1 - M1	A2 - M2
A2 - M1	A2 - M2

Tableau 14 – Etude paramétrique sur les types de sol

2.4.2 Etude de l'influence du maillage

Une simulation a été effectuée avec un maillage deux fois plus dense, soit pour un modèle numérique tridimensionnel comportant 8 fois plus de zones de sol. On étudie ainsi l'influence de la densité du maillage sur les résultats.

2.4.3 Apport d'une tête d'inclusion

Des simulations sont effectuées en simulant une tête d'inclusion de diamètre 0,6 m ou 0,85 m, disposée sur l'inclusion de 0,35 m de diamètre. On augmente ainsi le taux de recouvrement. Sans tête il est de 2,4 %, avec une tête il est respectivement de 7,2 % et 14,2 %.

3 RESULTATS DES SIMULATIONS

3.1 Tassement du sol compressible sans renforcement par inclusions

Afin de déterminer le comportement de l'horizon compressible sans renforcement par inclusions, nous modélisons une colonne de sol compressible (Figure 19) sur laquelle nous disposons jusqu'à 5 m de remblai de poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ puis une surcharge de 100 kPa (équivalente à 5 m de remblai supplémentaires). Les résultats sont reportés en fonction de la hauteur de remblai équivalente qui varie alors entre 0 et 10 m.

Cette colonne de sol est représentative d'un horizon de sol infini, les nœuds étant bloqués dans la direction horizontale. Le sol subit alors un chargement de type œdométrique. Les calculs sont effectués en conditions drainées en considérant la nappe située à 1 m sous la surface. Les calculs sont effectués avec les deux types d'argile et les deux modèles de comportement : Cam Clay et Mohr-Coulomb.

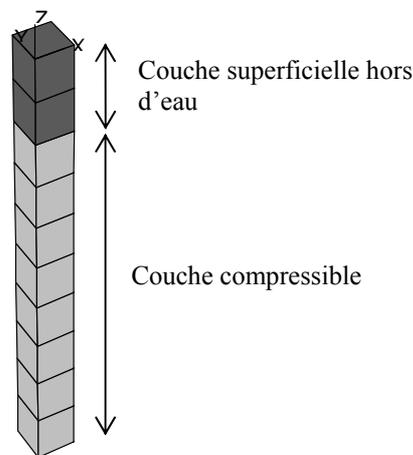


Figure 19 – Colonne de sol compressible (4 m) + couche superficielle (1 m)

La Figure 20 présente le tassement en surface du sol compressible en fonction de la hauteur de remblai mise en place pour l'horizon A1 (Cubzac - figure a) et l'horizon A2 (Muar - figures b et c). La modélisation de l'argile de Cubzac avec le modèle de Mohr-Coulomb est effectuée avec le module d'Young variable E20. La déformation verticale de cet horizon est effectivement de l'ordre de 20 % pour un remblai de 5 m et atteint 30 % pour une hauteur équivalente de 10 m.

- L'identification des paramètres de Mohr-Coulomb à partir de ceux du modèle de Cam Clay – notamment le module d'Young variable avec la contrainte - permet d'obtenir des tassements identiques pour les deux modélisations : le comportement œdométrique est équivalent.
- L'horizon A1 est plus compressible que l'horizon A2. Le tassement maximum de l'argile de Muar atteint 0,5 m et le tassement de l'argile de Cubzac atteint 1,5 m.

La Figure 20c compare les tassements obtenus avec le modèle de Mohr-Coulomb mis en œuvre en considérant des modules variables en fonction de la contrainte ou des modules constants dans chaque horizon. Cette figure illustre que les modules constants choisis pour simuler chaque couche de sol (couche superficielle et sol compressible) permettent de représenter une compressibilité de l'horizon très proche du cas de la modélisation avec des modules variables, pour un niveau de chargement entre 0 et 200 kPa.

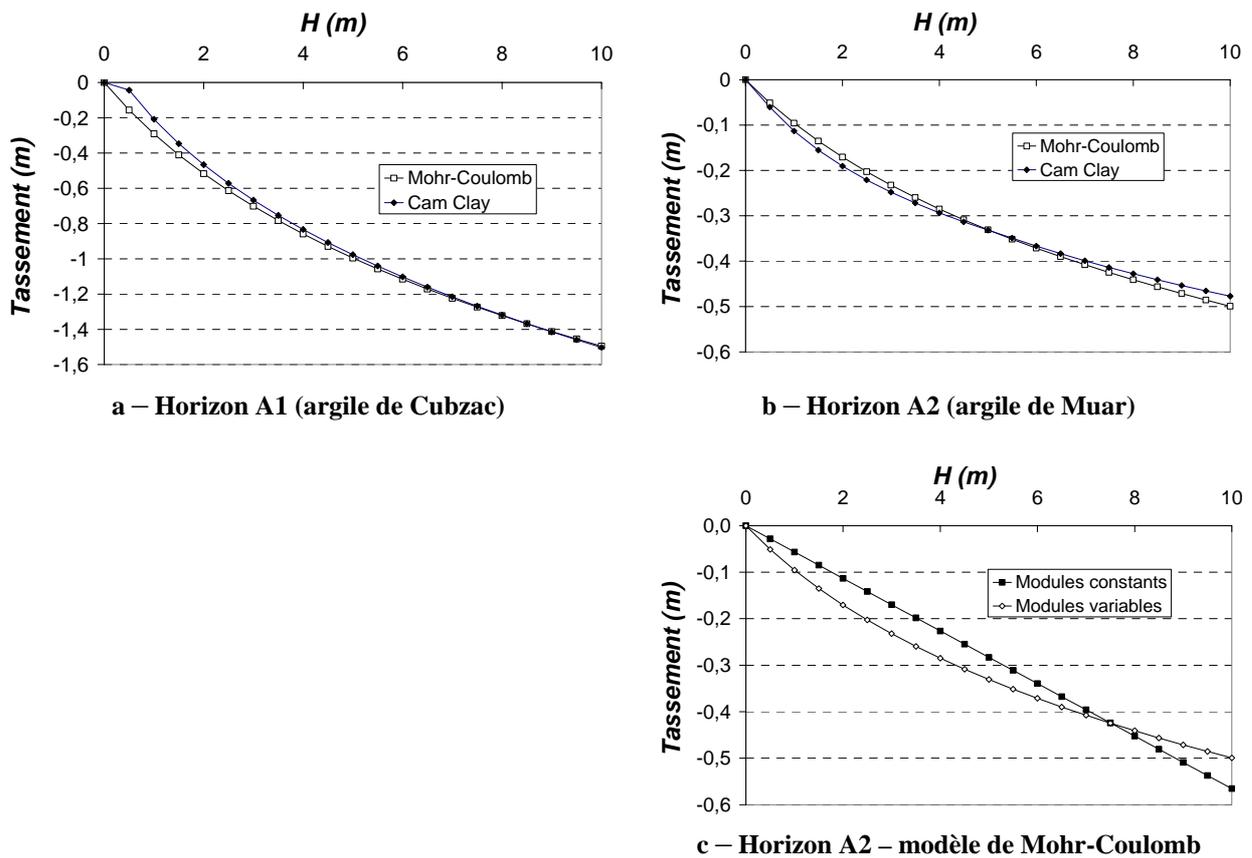


Figure 20 – Tassement à la surface du sol compressible en fonction de la hauteur de remblai

Après avoir déterminé le comportement des horizons de sols compressibles non renforcés, nous mettons en œuvre les simulations correspondant au cas du renforcement par inclusions rigides verticales. L’amplitude des tassements pourra être comparée au cas non renforcé afin de mettre en évidence l’apport du renforcement sur la réduction des tassements.

3.2 Impact de la modélisation du comportement

3.2.1 Tassement maximum à la base du remblai

Ce paragraphe présente les résultats de l’étude paramétrique en terme de tassement maximum à la base du remblai dont la localisation est précisée sur la Figure 21 (point A).

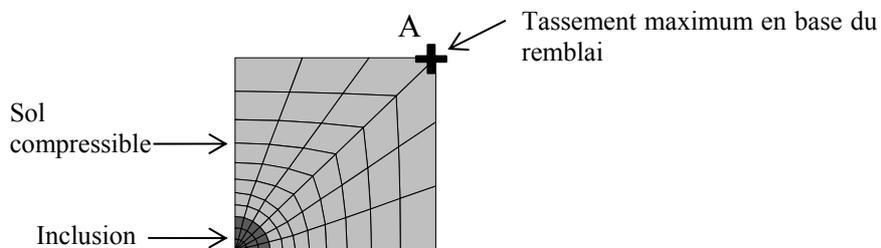


Figure 21 – Tassement maximum à la base du remblai à mi-portée entre deux inclusions – Vue en plan

La Figure 22 présente le tassement maximum à la base du remblai en fonction de la hauteur de remblai équivalente pour les différentes combinaisons de matériaux constituant le

sol compressible et le remblai (A1 et A2, M1 et M2). La confrontation de ces tassements avec ceux obtenus sans renforcement par inclusions (Figure 20) montre que le renforcement entraîne une réduction des tassements à la base du remblai (voir aussi la Figure 40b).

Chacun des graphes de la Figure 22 permet d'analyser l'impact des modèles de comportement mis en oeuvre.

- Sur chacun des graphes, l'ordre de grandeur du tassement à la base du remblai est identique pour tous les modèles de comportement.
- Les figures a et b montrent cependant que la simulation du comportement de l'horizon compressible A1 avec le modèle de Mohr-Coulomb conduit à des tassements plus importants qu'avec le modèle de Cam Clay. Pour le remblai M1, le tassement est jusqu'à 70 % plus important avec le modèle de Mohr-Coulomb et pour le remblai M2, l'augmentation atteint 40 %. Lors de l'identification des paramètres de Mohr-Coulomb pour ce sol, nous avons effectivement vu qu'il était difficile de déterminer le module d'Young pour cet horizon compressible. Les simulations présentées ici sont effectuées avec le module E10, déterminé pour un niveau de déformation plus faible que pour le cas non renforcé, mieux simulé par la mise en oeuvre du module E20. Cette confrontation met clairement en évidence les limitations du modèle de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement d'un sol très compressible, même en tentant de rendre compte de la non-linéarité du comportement en faisant varier le module en fonction de la contrainte.
- Toutes les figures montrent que la modélisation du comportement du remblai M1 ou M2 avec Mohr-Coulomb ou avec CJS2 conduit aux mêmes résultats.
- Il en est de même pour la modélisation du comportement de l'horizon compressible A2 avec Mohr-Coulomb ou avec Cam Clay.

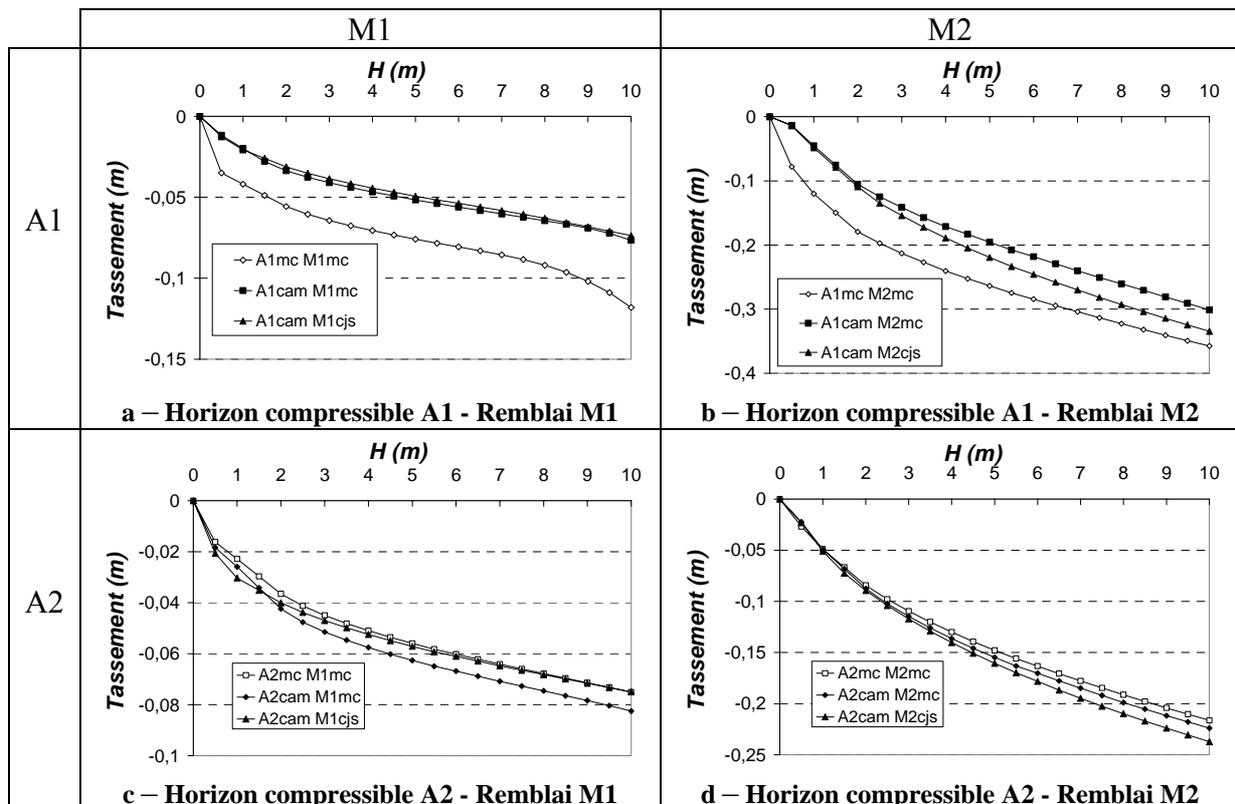


Figure 22 – Tassement à la base du remblai– impact de la modélisation du comportement

La Figure 23 compare les tassements à la base du remblai pour le cas A2-M1 et les deux niveaux de complexité du modèle de Mohr-Coulomb. Les tassements à la base du remblai sont plus faibles pour la simulation avec des modules d'Young constants. Pour le

niveau de chargement de la couche compressible atteint dans cette étude, le module d'Young constant déterminé est probablement trop élevé, car le paragraphe sur le report de charge montre que celui-ci n'est pas plus important, ce qui aurait pu expliquer une réduction plus importante des tassements. Ces constatations mettent à nouveau en évidence les limitations du modèle de Mohr-Coulomb.

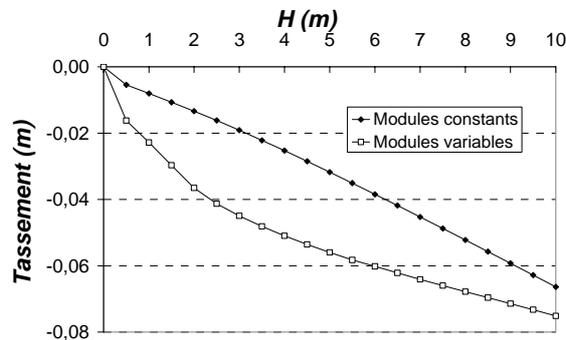


Figure 23 – Tassement maximum pour A2-M1 - Modélisations avec le modèle de Mohr-Coulomb

La Figure 24 compare les tassements à la base du remblai M2 dont le comportement est simulé par le modèle CJS2 ou CJS2ec. Il y a peu d'influence de la modélisation du comportement de M2 par les deux niveaux du modèle CJS envisagés.

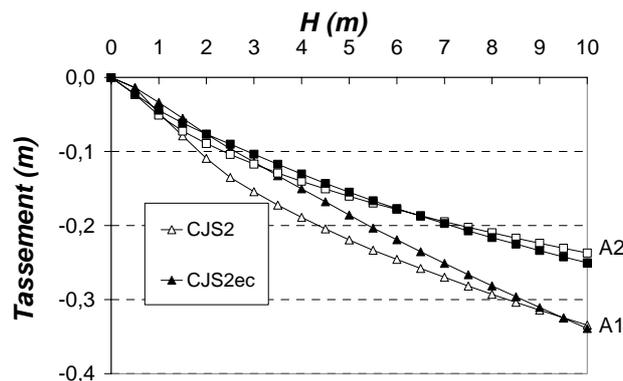


Figure 24 –Tassement maximum pour M2cjs - Modélisations avec le modèle CJS2 ou CJS2ec

Le Tableau 15 résume les valeurs du tassement maximum à la base du remblai obtenues pour une hauteur de remblai équivalente de 10 m.

		M1		M2	
		M-C	CJS2	M-C	CJS2
A1	Cam Clay	0,08	0,07	0,30	0,34
	M-C	0,12	/	0,36	/
A2	Cam Clay	0,08	0,07	0,22	0,24
	M-C	0,08	/	0,22	/

Tableau 15 – Tassement maximum (en m) de l'horizon compressible pour une hauteur équivalente de remblai de 10 m

3.2.2 Distribution du tassement à la base du remblai

La Figure 26 présente la répartition du tassement à la base du remblai pour un remblai de 5 m et 100 kPa de surcharge appliquée en surface, le long de la droite AB comme montré sur la Figure 25. La Figure 26 montre que les modèles de comportement utilisés ont un impact sur l'amplitude du tassement mais pas d'influence sur la répartition du tassement. Le tassement de l'inclusion est très faible, il n'est que de quelques millimètres. Il faut cependant rappeler que le substratum sur lequel repose l'inclusion est infiniment rigide et donc qu'il n'y a pas de poinçonnement de l'inclusion, alors que cela peut être observé en pratique.

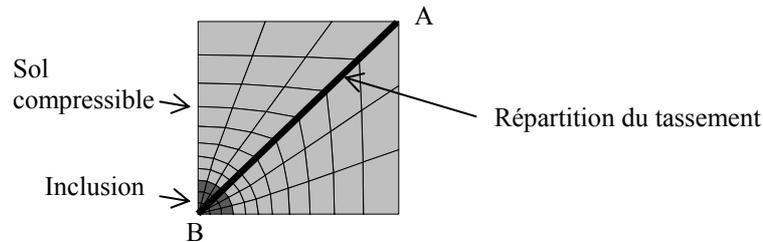


Figure 25 – Répartition du tassement à la base du remblai

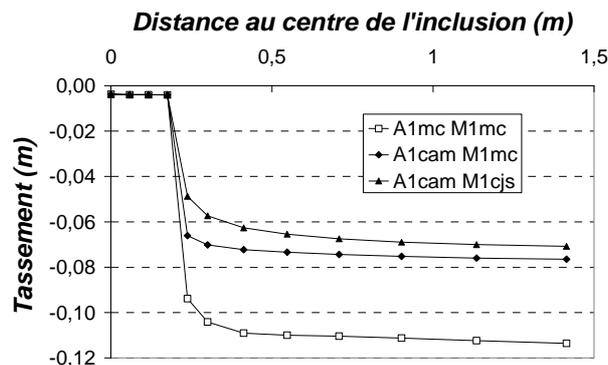


Figure 26 – Tassement à la base du remblai pour les simulations avec le remblai M1, le sol compressible A1 et H = 10 m. Impact du modèle de comportement

3.2.3 Tassements en surface du remblai

Dans ce paragraphe nous présentons les résultats des simulations en terme de tassements en surface du remblai dus à la mise en place de la couche suivante d'épaisseur 0,5 m (10 kPa). Nous nous intéressons plus particulièrement à l'évolution du tassement différentiel et du tassement maximum en fonction de la hauteur de remblai. Le tassement différentiel en surface est la différence entre le tassement à l'aplomb du centre de l'inclusion et le tassement en surface entre les inclusions (respectivement à l'aplomb du point B et du point A de la Figure 21).

La Figure 27 présente les résultats en terme de tassements différentiels obtenus pour chaque combinaison horizon compressible (A1 ou A2) – sol de remblai (M1 ou M2). Cette figure permet d'analyser l'impact du modèle de comportement adopté.

- Pour toutes les configurations le tassement différentiel en surface diminue lorsque la hauteur de remblai augmente et devient nul à partir d'une certaine hauteur.
- Lors de la mise en place du remblai M1 sur le sol A1 (Figure 27a) ou sur le sol A2 (Figure 27c) et lors de la mise en place du remblai M2 sur le sol A1 (Figure 27b) ou sur

le sol A2 (Figure 27d) nous observons la même évolution du tassement en surface quels que soient les modèles de comportement utilisés pour le remblai et le sol compressible.

- Pour le remblai M1 : les tassements différentiels en surface deviennent négligeables à partir de H situé entre 1 m et 1,5 m.
- Pour le remblai M2 : les tassements différentiels en surface deviennent négligeables à partir de H = 2 m.
- Lors de la mise en place de la première couche de remblai M1 ou M2 sur le sol compressible A1, la simulation de cet horizon par le modèle de Mohr-Coulomb entraîne des tassements différentiels très importants par rapport à la simulation avec Cam Clay. Ceci est dû à une mauvaise représentation de la compressibilité par ce modèle pour de faibles contraintes.

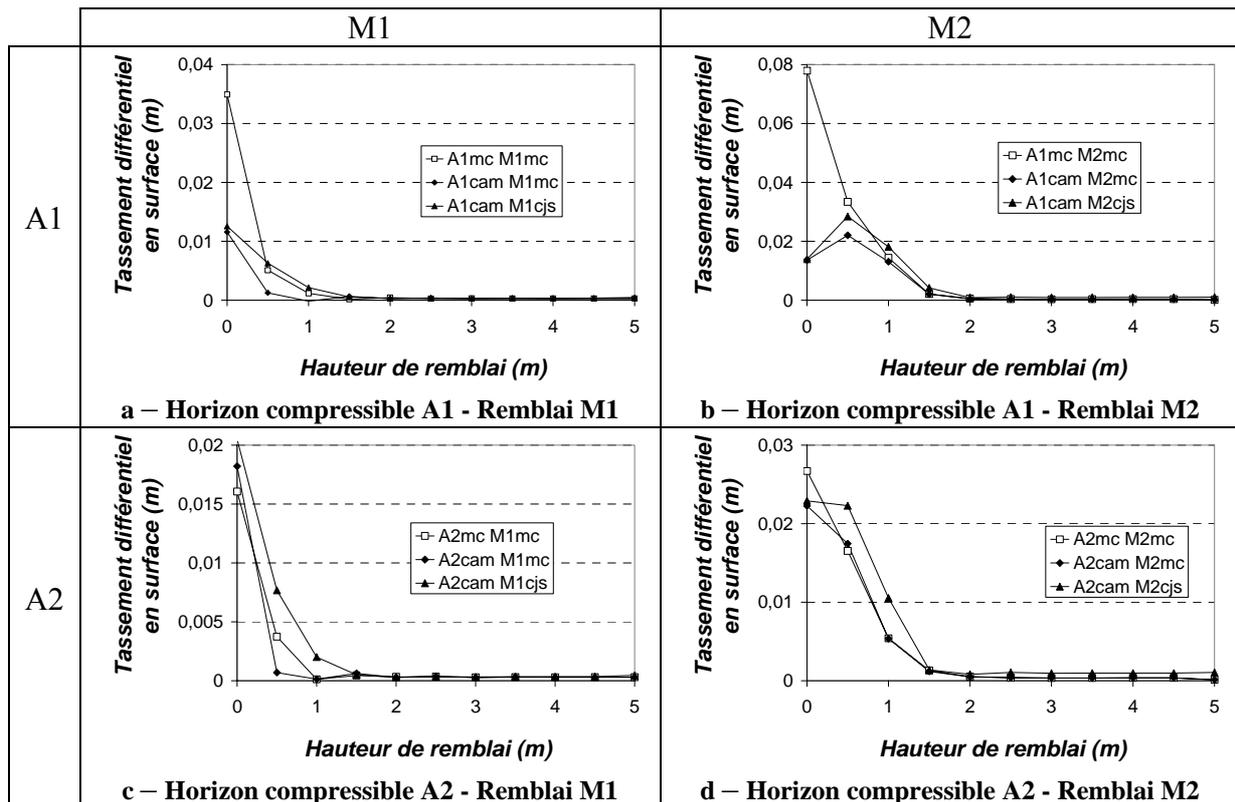


Figure 27 – Tassement différentiel en surface– impact du modèle de comportement

La Figure 28 présente l'évolution du tassement maximum en surface du remblai M2 édifié sur le sol compressible A1 (Figure 28a) ou A2 (Figure 28b).

- La modélisation du comportement du sol de remblai M2 avec le modèle CJS2 conduit à des tassements en surface plus importants que pour la modélisation avec Mohr-Coulomb. Cela peut s'expliquer par le fait que la simulation du comportement du sol M2 avec le modèle CJS2 surestime la contractance par rapport au comportement expérimental et au comportement simulé par le modèle de Mohr-Coulomb. La réduction des tassements par dilatance dans le remblai (mécanismes de cisaillement dus au tassement différentiel à la base du remblai) est donc limitée avec ce modèle par rapport au modèle de Mohr-Coulomb.
- Pour les autres simulations mettant en œuvre le remblai M1, il n'y a pas d'impact de la modélisation sur le tassement en surface (voir les figures en annexe 4).

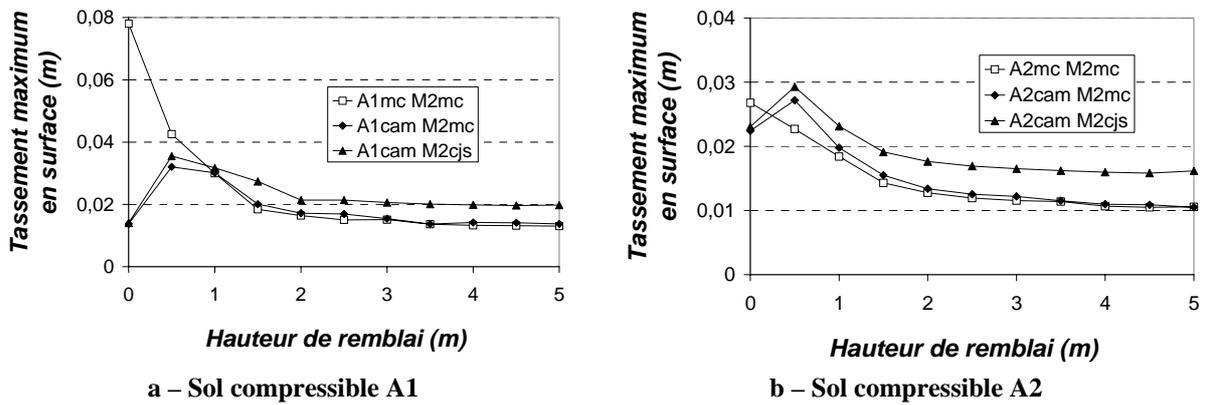


Figure 28 – Tassements maximum en surface du remblai M2

La Figure 29 compare les tassements en surface pour le cas A2-M1 et les niveaux de complexité du modèle de Mohr-Coulomb envisagés. Le tassement et le tassement différentiel en surface sont plus faibles pour le cas des modules constants jusqu'à une hauteur de remblai de 4 m. Au-delà nous obtenons le même tassement. Le choix d'un module constant pour le sol de remblai semble être adapté pour une hauteur de remblai de 4 - 5 m environ.

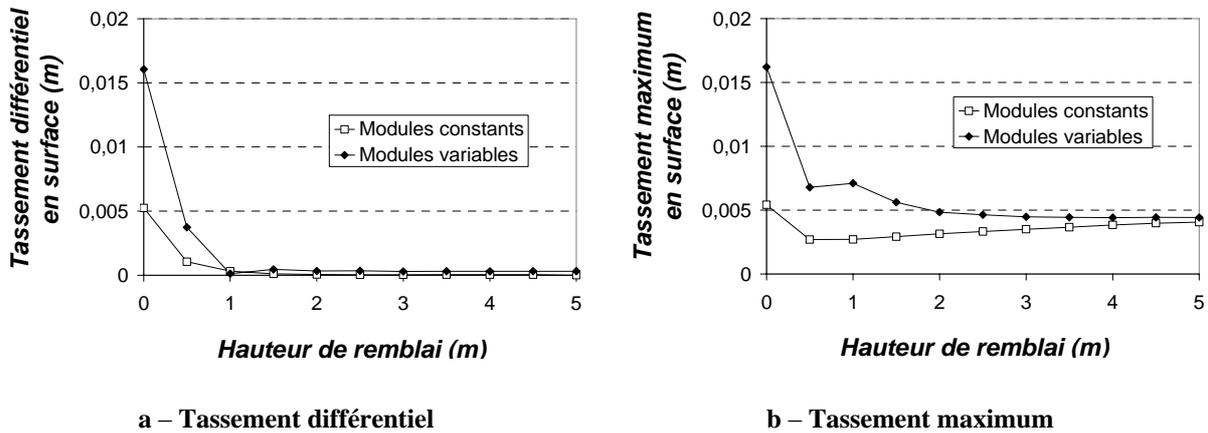


Figure 29 – Tassement en surface pour A2 - M1 - modèle de Mohr-Coulomb

La Figure 30 compare les modélisations du comportement du remblai M2 avec le modèle CJS2 ou CJS2ec. Pour $H < 2$ m le tassement différentiel et le tassement maximum en surface sont plus faibles pour la modélisation avec le modèle CJS2ec. Au-delà les tassements en surface sont légèrement plus importants avec CJS2ec.

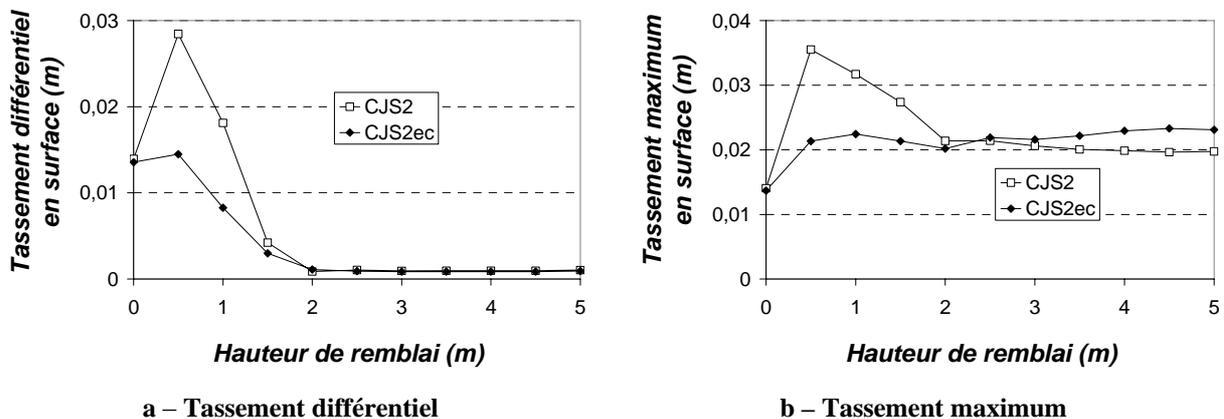


Figure 30 – Tassement en surface de M2 - Modèle CJS2 ou CJS2ec, sol compressible A1

3.2.4 Tassements dus à l'application d'une surcharge en surface

Le Tableau 16 donne la valeur du tassement en surface du remblai dû à l'application d'une surcharge uniforme de 100 kPa pour tous les cas envisagés. Les tassements sont homogènes en surface pour toutes les simulations. Sans renforcement, ce tassement est de 0,50 m pour l'horizon A1 et 0,15 m pour l'horizon A2.

- Les résultats sont du même ordre de grandeur pour chaque type de remblai et d'horizon quel que soit les modèles de comportement mis en œuvre.
- Les simulations du remblai M1 avec le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle CJS2 ainsi que les simulations du sol compressible A2 avec le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle de Cam Clay donnent les mêmes résultats.
- Seules les simulations du sol de remblai M2 avec le modèle CJS2 conduisent à des valeurs de tassement plus grandes que les simulations avec le modèle de Mohr-Coulomb. Cela s'explique par le fait que la contractance est surestimée par ce modèle, comme le montre la Figure 16.

		M1		M2	
		M-C	CJS2	M-C	CJS2
A1	Cam Clay	33	34	118	189
	M-C	39	/	107	/
A2	Cam Clay	30	31	84	136
	M-C	30	/	84	/

Tableau 16 – Tassement en surface (en mm) dû à une surcharge de 100 kPa

La simulation du cas A2-M1 avec le modèle de Mohr-Coulomb mettant en oeuvre des modules de sols constants dans chaque horizon donne une valeur de tassement en surface de 42 mm, qui est à comparer avec la valeur de 30 mm obtenue par la simulation permettant la variation des modules en fonction de la contrainte.

3.2.5 Distribution des tassements dans le remblai

Dans ce paragraphe nous nous intéressons au tassement dans le remblai suite à l'application d'une surcharge uniforme de 100 kPa en surface.

La Figure 31 présente un champ de tassement dans le massif dû à la mise en place de la surcharge de 100kPa en surface. Les tassements maximums sont atteints à la base du remblai. Les tassements en surface sont homogènes sur toute la surface. Aucune interface n'ayant été prise en compte entre le sol compressible et l'inclusion, les tassements du sol compressible le long de l'inclusion sont identiques à ceux de l'inclusion, c'est-à-dire négligeables.

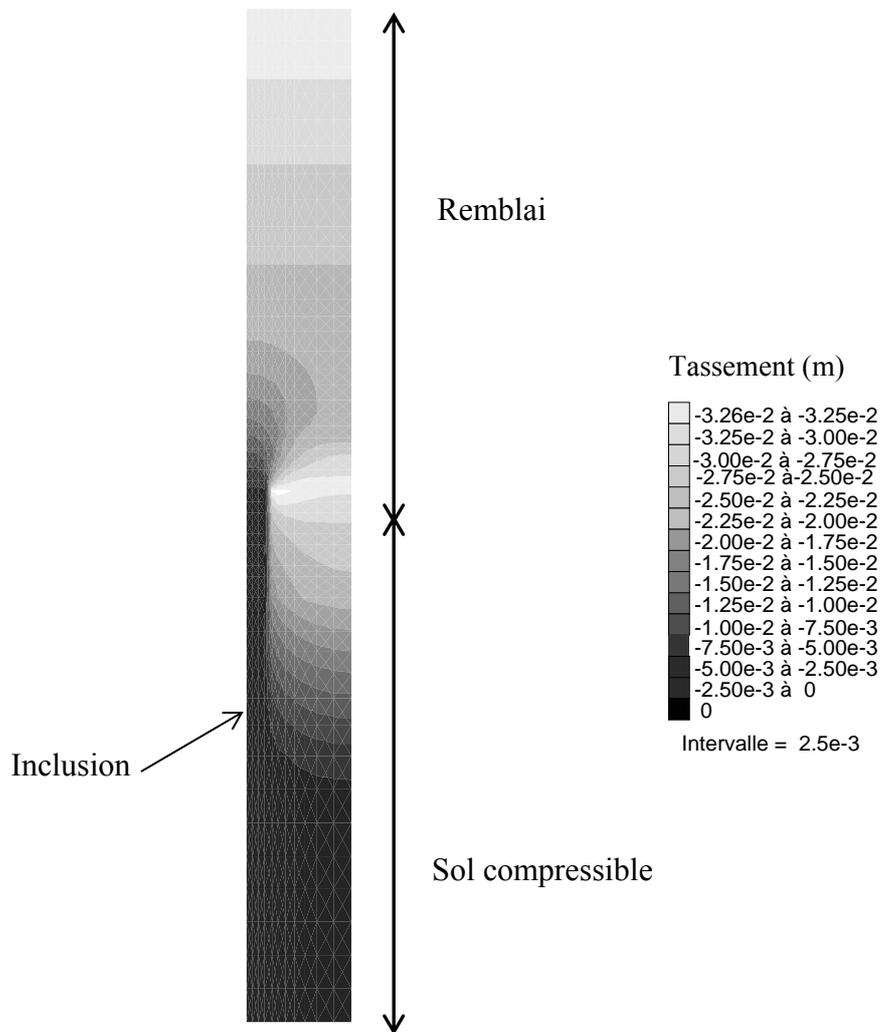


Figure 31 – Tassements dans le massif (A1camM1mc) dus à l'application de la surcharge en surface de 100 kPa

Nous nous intéressons ensuite à la répartition du tassement le long de deux lignes verticales au dessus de l'inclusion et au milieu comme illustré sur la Figure 32.

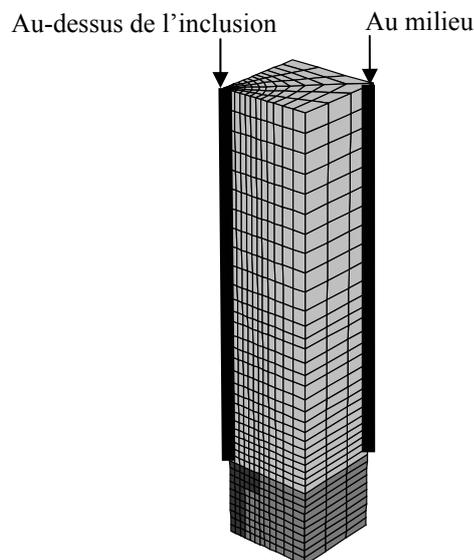


Figure 32 – Lignes verticales au dessus de l'inclusion et au milieu

La Figure 33 présente la distribution des tassements dans le remblai pour l'horizon compressible A1 et le remblai M1. Les figures correspondant aux autres cas sont reportées en annexe. Ces figures permettent d'analyser l'impact de la modélisation du comportement du sol compressible et du sol de remblai. Pour toutes les modélisations le tassement au-dessus de l'inclusion augmente avec la distance de la base du remblai et à partir d'une distance de 1,5 m de la base, les tassements au-dessus de l'inclusion et au milieu sont égaux. Ceci indique un plan d'égal tassement. En particulier il n'y a pas de tassement différentiel en surface. La différence qui peut résider entre chaque approche de modélisation est la valeur des tassements dans le remblai dus à cette étape du chargement, mais celui-ci dépend du tassement du sol compressible qui diffère d'une approche de modélisation à l'autre. Par exemple la Figure 33 montre que c'est la modélisation du sol compressible A1 par le modèle de Mohr-Coulomb qui entraîne une différence d'amplitude des tassements par rapport à la modélisation avec le modèle de Cam Clay.

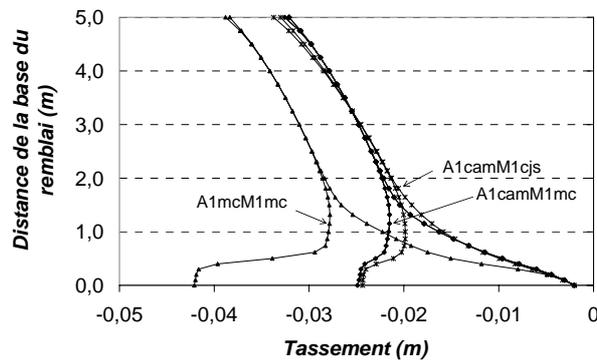


Figure 33 – Tassements dans le remblai dus à la surcharge de 100 kPa – Impact des modèles de comportement – Cas A1-M1

La confrontation des simulations du cas A2-M1 mettant en œuvre les deux niveaux de complexité du modèle de Mohr-Coulomb montre que la distribution des tassements dans le remblai est identique pour les deux approches de modélisation. Les tassements à la base du remblai et en surface sont cependant plus faibles pour le cas des modules constants.

La confrontation des modélisations mettant en œuvre le modèle CJS2 ou CJS2ec pour simuler le comportement du remblai M2 montre qu'il n'y a quasiment pas d'influence sur la distribution des tassements dans le remblai. La valeur des tassements est cependant plus importante pour la mise en œuvre de CJS2ec, car la contractance est alors plus importante que lors de la mise en œuvre de CJS2. Les déformations dans le massif entraînent effectivement du cisaillement qui permet de mobiliser la dilatance du matériau de remblai, et donc une réduction éventuelle des tassements. Plus la dilatance sera importante, plus les tassements dans le massif sont susceptibles d'être faibles.

3.2.6 Report de charge vers les inclusions

Dans cette étude le report de charge vers les inclusions est analysé en terme d'efficacité qui est la proportion de la charge totale exercée par le poids du remblai et les charges en surface qui s'applique sur l'inclusion. Les résultats sont reportés en fonction de la hauteur de remblai équivalente.

La Figure 34 présente l'efficacité en fonction de la hauteur de remblai équivalente, qui est la hauteur de remblai jusqu'à 5 m et qui correspond à la surcharge appliquée en surface pour une hauteur entre 5 et 10 m, pour le cas A1camM1mc. Cette figure montre que la proportion de la charge totale reprise par les inclusions augmente avec la hauteur de remblai.

L'augmentation de l'efficacité est importante jusqu'à une hauteur de remblai de 5 m. Au-delà, c'est-à-dire lors de l'application de la surcharge en surface, l'augmentation est plus limitée. Pour une hauteur de remblai nulle l'efficacité est déterminée en considérant qu'il n'y a pas de report de charge et dans ce cas l'efficacité est égale au taux de recouvrement, c'est-à-dire à 2,4 %.

La Figure 35 présente la charge appliquée sur l'inclusion en fonction du poids du remblai ou des surcharges pour une maille élémentaire (section de 4 m²). Le rapport entre ces deux grandeurs est l'efficacité. A l'état final, la charge appliquée sur l'inclusion de 0,35 m de diamètre atteint 650 kN. A partir d'un poids de remblai de 200 kN environ (soit pour une hauteur de remblai de 2,5 m), nous notons une variation linéaire de la charge sur l'inclusion en fonction du poids total.

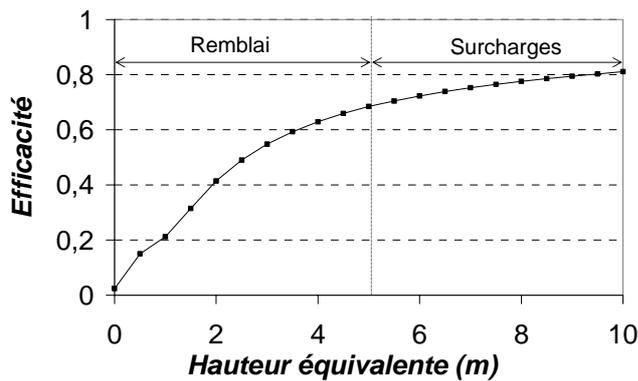


Figure 34 – Efficacité en fonction de la hauteur

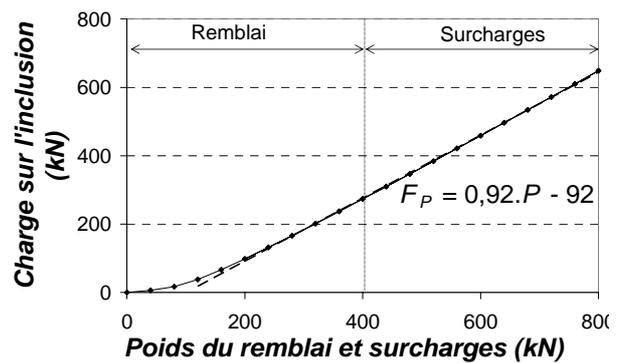


Figure 35 – Charge appliquée sur l'inclusion en fonction de la hauteur

La Figure 36 est une représentation des contraintes principales dans le remblai au niveau de l'inclusion. Cette figure montre l'orientation des contraintes principales vers l'inclusion ainsi qu'une concentration des contraintes au-dessus de l'inclusion. La contrainte verticale moyenne s'appliquant sur l'inclusion est de 6,7 MPa alors que la contrainte moyenne s'appliquant sur le sol compressible est de 39 kPa.

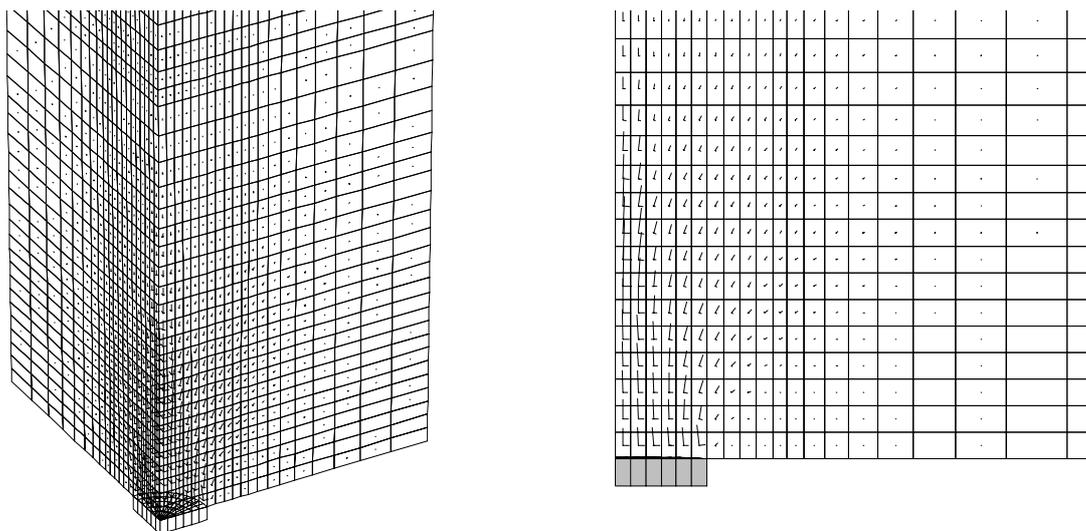


Figure 36 – Orientation des contraintes principales

La Figure 37 présente l'évolution de l'efficacité en fonction de la hauteur de remblai équivalente obtenue pour l'horizon compressible A1 et le sol de remblai M1 (Figure 37a), A1

et M2 (Figure 37b), A2 et M1 (Figure 37c) et A2 et M2 (Figure 37d) et pour les différents modèles de comportement mis en oeuvre. Ces figures permettent d'analyser l'influence du modèle de comportement utilisé pour les différents matériaux.

- Chacune de ces figures montre que l'efficacité est quasiment identique quel que soit le modèle de comportement adopté pour simuler le comportement du sol compressible et du remblai.
- Seule la Figure 37a montre que la simulation du comportement du sol compressible A1 avec le modèle de Mohr-Coulomb surestime l'efficacité dans le remblai M1, notamment pour de faibles hauteurs de remblai. Nous avons déjà évoqué le problème de l'identification du module d'Young pour cet horizon. Cependant la Figure 37b (remblai M2) montre que le sol A1 simulé par le modèle de Mohr-Coulomb conduit aux mêmes résultats que les autres modèles de comportement. Nous avons effectivement vu qu'avec le remblai M2 les tassements du sol compressible A1 sont plus grands qu'avec le remblai M1, la rigidité de A1 avec le modèle de Mohr-Coulomb se rapproche alors probablement de la rigidité obtenue avec le modèle Cam Clay. Ces hypothèses peuvent se vérifier à condition que l'efficacité dépende du tassement différentiel à la base du remblai.
- La Figure 37a et la Figure 37c (sol de remblai M1) montrent que la modélisation du sol de remblai M1 avec le modèle de Mohr-Coulomb ou avec le modèle CJS2 conduit au même report de charge, alors que la cohésion n'a pas directement été prise en compte dans le modèle CJS2. Cependant l'identification des paramètres de rupture que nous avons effectuée pour ces deux modèles correspond à la même surface de rupture pour les niveaux de contraintes envisagés dans ce problème. L'étude numérique paramétrique bidimensionnelle présentée au chapitre 7 ainsi que l'étude bibliographique sur les méthodes de dimensionnement présentée au chapitre 4 montrent effectivement que l'angle de frottement et la cohésion (soit la résistance au cisaillement) sont les paramètres les plus importants pour la détermination de l'efficacité. L'efficacité est donc identique dans les deux modélisations car la résistance au cisaillement est identique.

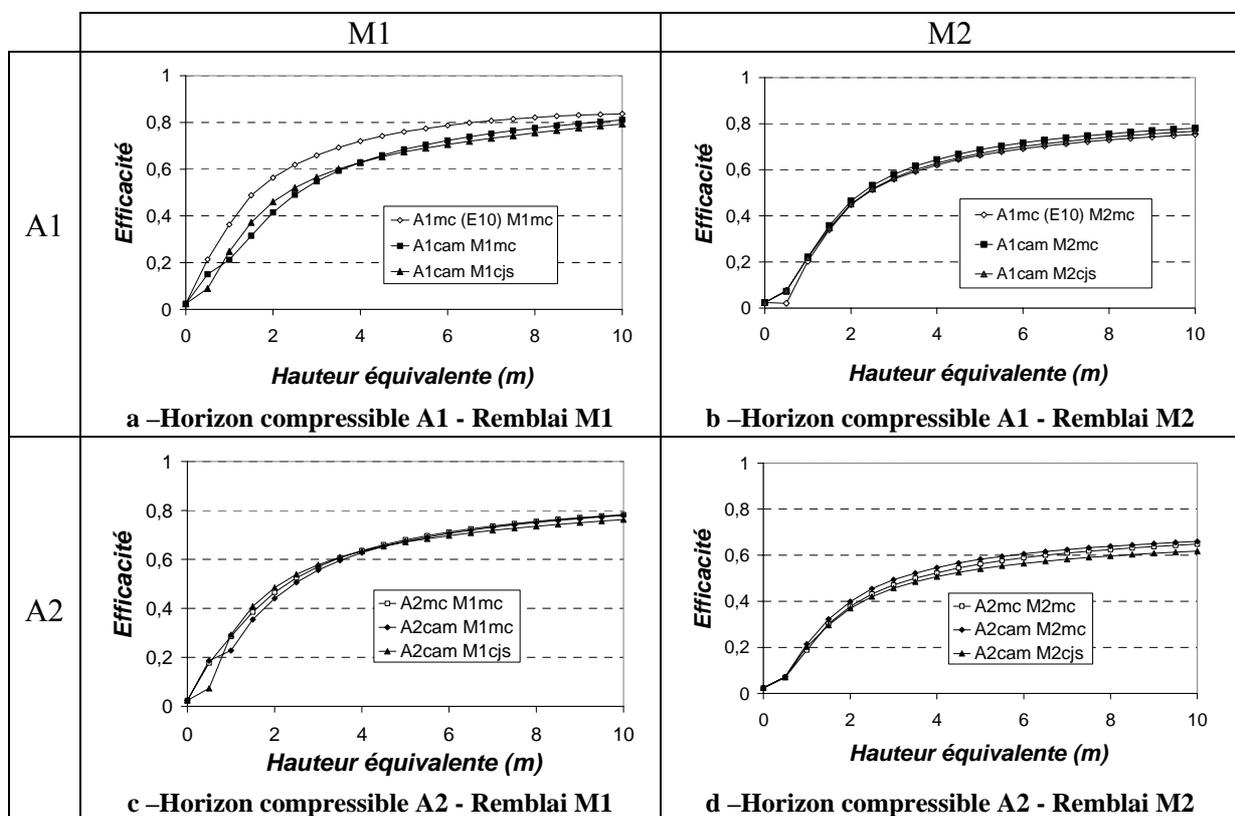


Figure 37 – Efficacité en fonction de la hauteur – impact des modèles de comportement

Le cas du remblai M1 édifié sur l'horizon A2 a également été simulé avec le modèle de comportement de Mohr-Coulomb et des modules d'Young constants dans chaque horizon de sol. La Figure 38 compare l'efficacité pour cette simulation et celle mettant en œuvre des modules d'Young variables. A partir d'une hauteur de remblai de 3 m, la simulation avec des modules constants conduit à une efficacité du système plus faible. Pour une hauteur équivalente de 10 m, on a une efficacité de 0,64, contre 0,78 pour le cas des modules variables, soit une réduction de 18 %. Dans le cas des modules variables avec la contrainte, la redistribution des efforts dans le remblai dû à l'effet de voûte entraîne une variabilité importante du module d'Young dans le remblai :

- pour le cas des modules constants, le module d'Young du sol de remblai est de 35 MPa,
- pour le cas des modules variables, à l'état final, il atteint 380 MPa au dessus de l'inclusion, il n'est que de 10 MPa au dessus du sol compressible et il est de 35 MPa à la surface du remblai.

Une prise en compte correcte des paramètres élastiques du sol de remblai semble donc être une condition nécessaire pour une bonne représentation du report de charge vers les inclusions, l'étude montrant effectivement par la suite que la compressibilité du sol sous-jacent a peu d'influence sur l'efficacité obtenue avec le remblai M1. La loi de variation du module d'Young dans le remblai a cependant été déterminée pour des niveaux de contrainte entre 50 et 150 kPa, or, au dessus de l'inclusion, la contrainte horizontale atteint 2 MPa.

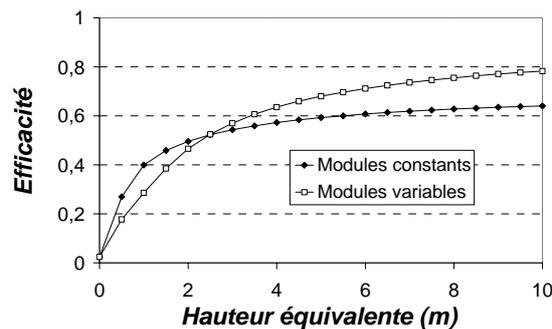


Figure 38 – Efficacité pour A2-M1 - Modélisations avec le modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement du remblai M2 a été simulé successivement par les modèles CJS2 et CJS2ec. La Figure 39 compare les résultats de l'efficacité obtenus dans ce remblai pour les horizons compressibles A1 et A2. Cette figure montre que les deux approches de modélisation de M2 avec le modèle CJS conduisent à la même efficacité finale. Cependant, pour de faibles hauteurs de remblai, l'efficacité est plus importante lors de la simulation avec le modèle CJS2ec. En effet, ce modèle qui prend en compte le phénomène de radoucissement a permis de simuler l'augmentation de la résistance au cisaillement au pic alors que le modèle CJS2 classique ne prend en compte que la résistance au palier. Ainsi, pour des faibles hauteurs de matelas, c'est-à-dire pour des déformations limitées, la résistance au cisaillement du sol est plus importante dans le cas de la simulation avec CJS2ec, ce qui influe directement sur le report de charge et donc sur la valeur de l'efficacité.

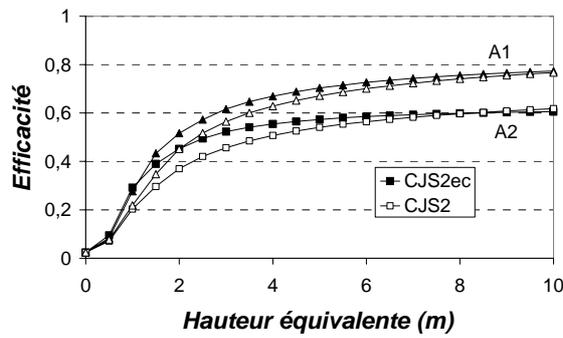


Figure 39 – Efficacité pour M2cjs - Modélisations avec le modèle CJS2 ou CJS2ec

Le Tableau 17 résume les résultats de l'efficacité maximum pour tous les cas considérés dans cette étude paramétrique. L'efficacité atteint une valeur comprise entre 0,61 et 0,84 selon les configurations.

		M1		M2	
		M-C	CJS2	M-C	CJS2
A1	Cam Clay	0,81	0,79	0,78	0,77
	M-C	0,84	/	0,75	/
A2	Cam Clay	0,78	0,76	0,66	0,61
	M-C	0,78	/	0,65	/

Tableau 17 – Efficacité maximum

3.2.7 Bilan sur l'impact du modèle de comportement

En conclusion, nous relevons les points suivants :

- Pour quasiment tous les types de sol, nous observons des résultats très proches entre les modélisations mettant en œuvre les modèles de Cam Clay pour le sol de fondation et CJS2 pour le sol de remblai et les modélisations mettant en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb avec des modules d'Young qui varient au cours du chargement en fonction de la contrainte horizontale. La « simulation » de la non-linéarité du comportement avec Mohr-Coulomb que nous avons proposée s'avère adaptée.
- Cependant, la modélisation de l'horizon A1 avec le modèle de Mohr-Coulomb et des modules variables est plus problématique, suite à la difficulté de choisir un module d'Young pour cet horizon très compressible.
- Les simulations mettant en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb avec des modules constants ne permettent pas de représenter de manière satisfaisante les tassements et le report de charge, ce qui met en évidence les limites de ce modèle.
- le modèle CJS2, bien que ne prenant pas en compte la cohésion, permet d'obtenir le même report de charge que le modèle Mohr-Coulomb pour le remblai cohérent M1, car la résistance au cisaillement est identique pour les deux modélisations.

3.3 Influence des caractéristiques mécaniques

Nous avons montré que le modèle de comportement mis en œuvre n'avait que peu d'influence sur la simulation des phénomènes à condition de prendre en compte le comportement non linéaire du sol compressible et du sol du remblai. Dans cette partie nous analysons l'influence des caractéristiques mécaniques des différents matériaux en simulant le comportement du sol du remblai M1 ou M2 par le modèle de Mohr-Coulomb et un module variable en fonction de la contrainte, et en simulant le comportement du sol compressible A1 ou A2 par le modèle Cam Clay Modifié.

3.3.1 Tassement à la base du remblai

La Figure 40a et le Tableau 18 permettent de comparer le tassement maximum à la base du remblai pour les différentes combinaisons sol compressible – remblai.

- Nous observons les mêmes tassements à la base du remblai M1 pour les deux horizons compressibles : pour ce type de remblai il n'y a pas d'influence de la compressibilité du sol sous-jacent.
- Les tassements sont plus grands à la base du remblai M2 (jusqu'à 0,22 - 0,30 m) qu'à la base du remblai M1 (jusqu'à 0,07 m).
- Les tassements à la base du remblai M2 sont plus grands pour l'horizon A1 (jusqu'à 0,3 m) qui est plus compressible que l'horizon A2 (tassement maximum de 0,23 m).

La Figure 40a met donc en évidence que les caractéristiques du sol de remblai ont une plus grande influence sur les tassements à la base du remblai que la compressibilité de l'horizon compressible. Pour le remblai M2 qui est de moins bonne qualité que le remblai M1, la compressibilité du sol sous-jacent a une influence.

La Figure 40b présente les résultats en terme de réduction de tassement par rapport au cas non renforcé par inclusions.

Dans quasiment tous les cas, la réduction de tassement augmente avec la hauteur de remblai pour atteindre une valeur constante pour $H = 4$ m environ. La valeur de réduction atteinte est reportée dans le Tableau 19.

- Pour le remblai M1 édifié sur l'horizon le plus compressible A1, la réduction de tassement est la plus importante : elle atteint 95 %. Le tassement maximum avec renforcement n'est effectivement que de 0,08 m alors qu'il atteint 1,50 m sans renforcement.
- La réduction est de 83 % pour ce même remblai édifié sur le sol compressible A2 car le tassement maximum de celui-ci est de 0,48 m.
- La réduction de tassement à la base du remblai M2 atteint 80 % pour l'horizon compressible A1 et seulement 53 % pour l'horizon A2.

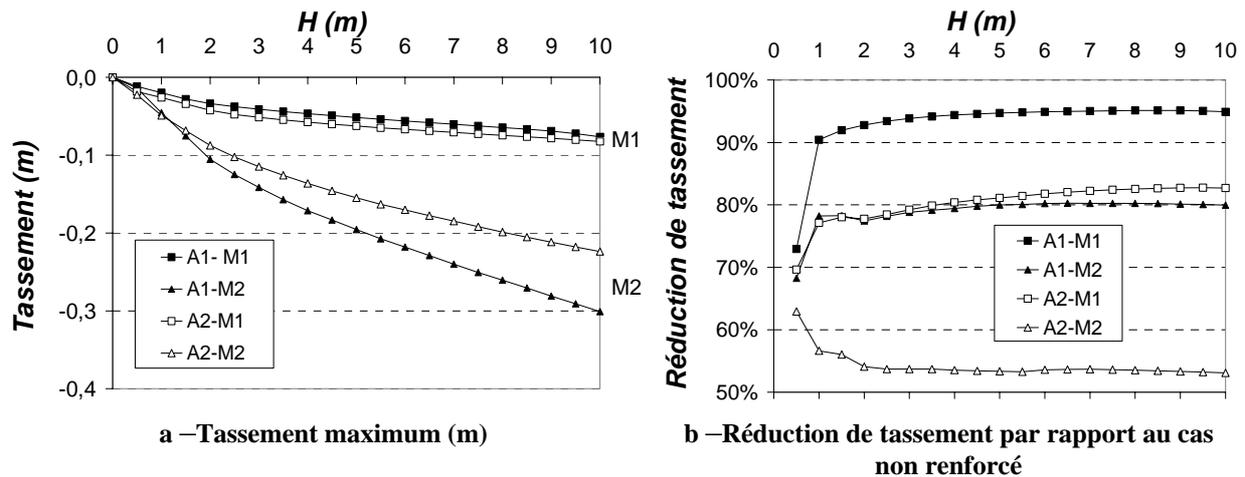


Figure 40 – Tassement pour les différentes combinaisons sol compressible - remblai

	M1	M2
A1	0,08 m	0,30 m
A2	0,08 m	0,22 m

Tableau 18 – Tassement maximum pour H = 10 m

	M1	M2
A1	95 %	80 %
A2	83 %	53 %

Tableau 19 – Réduction de tassement par rapport au cas non renforcé

3.3.2 Tassements en surface du remblai

La Figure 41 présente les tassements en surface obtenus pour les remblais M1 et M2 et le sol compressible A1. Cette figure met en évidence l'influence des propriétés mécaniques du sol de remblai sur les tassements en surface. Le plan d'égal tassement est atteint pour H = 1 m pour le remblai M1 et pour H = 2 m pour M2. Au-delà le tassement est plus grand en surface de M2 qu'en surface de M1 : la mise en place de chaque couche de 0,5 m d'épaisseur entraîne un tassement de 4 mm en surface de M1 et de 13 mm en surface de M2. Le sol remblai M1 présente effectivement un angle de dilatance beaucoup plus grand (30°) que le sol de remblai M2 (5°), mais également une rigidité plus grande, ce qui peut expliquer une plus grande réduction du tassement.

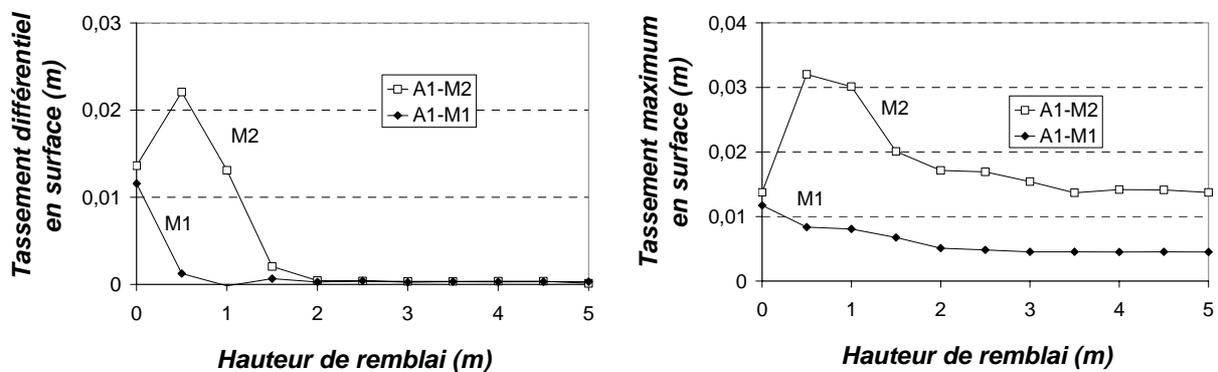


Figure 41 – Tassement en surface du remblai pour le sol compressible A1cam – Influence du sol du remblai

La Figure 42 présente les tassements en surface obtenus pour le remblai M1 (Figure 42a) et le remblai M2 (Figure 42b) et pour les différents horizons compressibles.

- La Figure 42a montre que le sol compressible n'a quasiment pas d'influence sur les tassements en surface du remblai M1 (sauf pour de faibles hauteurs de remblai) : à partir d'une hauteur de remblai de 1,50 m, il n'y a plus de tassement différentiel en surface et les tassements en surface dus à la mise en place de la couche suivante sont de l'ordre de 4mm quelque soit la compressibilité du sol de fondation.
- Alors que pour le remblai M2, les tassements en surface sont plus grands pour l'horizon compressible A1 que pour A2 qui est moins compressible : chaque couche de remblai M2 entraîne un tassement en surface de 10 mm pour A2 et un tassement de 13 mm pour A1. Cependant, pour A1 et A2, les tassements en surface deviennent négligeables à partir de $H = 2$ m.

Sans renforcement, chaque couche de 0,5 m d'épaisseur entraîne un tassement de 80 mm en moyenne lorsque le sol compressible est A1 et 30 mm en moyenne lorsque le sol compressible est A2 (ce tassement incrémental dépend de la hauteur de remblai car la rigidité du sol compressible dépend de l'état de contrainte). Le Tableau 20 résume les valeurs de tassement en surface dus à la mise en place de la couche suivante et indique la réduction de ce tassement par rapport au cas non renforcé.

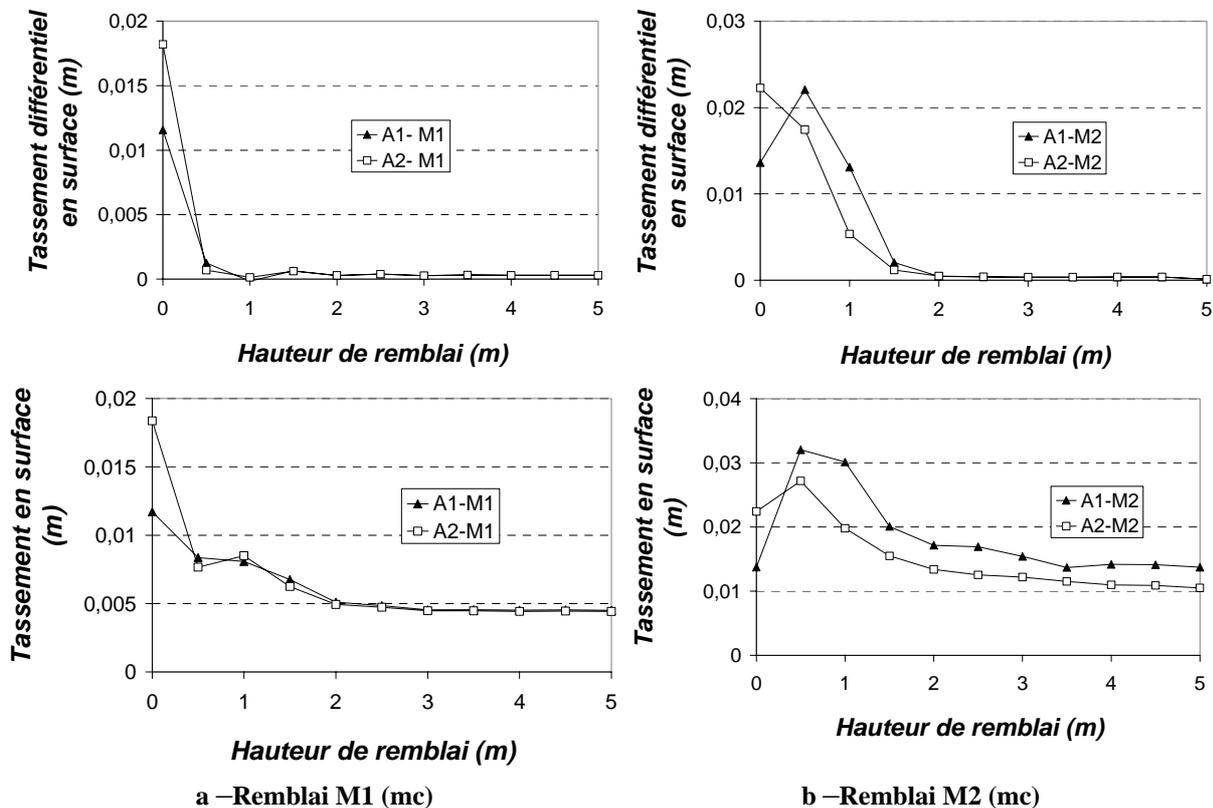


Figure 42 –Tassement différentiel et tassement maximum en surface du remblai – Influence du sol compressible

	Sans renforcement	Avec renforcement			
		M1	réduction	M2	réduction
A1	80 mm	4 mm	95 %	13 mm	84 %
A2	30 mm	4 mm	87 %	10 mm	67 %

Tableau 20 – Tassement en surface dû à la mise en place de la couche suivante, pour $H > 2$ m et réduction par rapport au cas non renforcé.

3.3.3 Tassements dus à l'application d'une surcharge en surface

Le Tableau 21 indique les valeurs de tassement en surface dus à l'application de la surcharge de 100 kPa.

- Les tassements en surface de M1 sont largement plus faibles qu'en surface de M2, dont le sol présente un angle de dilatance beaucoup plus petit et une rigidité plus faible. Cela traduit l'influence de ces paramètres sur l'amplitude des tassements en surface du remblai.
- Le tassement en surface du remblai M1 dû à l'application d'une charge de 100 kPa est quasiment identique pour l'horizon compressible A1 (35 mm en moyenne) et pour A2 (30 mm), alors que les tassements en surface du remblai M2 sont plus importants pour les simulations mettant en œuvre l'horizon A1 (110 mm) que pour A2 (84 mm), moins compressible. On note donc une influence de la compressibilité du sol sous-jacent uniquement pour un remblai de moins bonne qualité.

Le Tableau 22 présente la réduction de tassement en surface du remblai par rapport au cas sans inclusions. La plus importante réduction de tassement est obtenue pour le remblai M1 érigé sur le sol le plus compressible et la réduction de tassement la plus faible est obtenue pour le remblai M2 érigé sur le sol le moins compressible.

	M1	M2
A1	33 mm	118 mm
A2	30 mm	84 mm

Tableau 21 – Tassement en surface dû à l'application de 100 kPa

	M1	M2
A1	92 %	79 %
A2	80 %	44 %

Tableau 22 – Réduction du tassement en surface dû à l'application de 100 kPa par rapport au cas non renforcé

3.3.4 Distribution des tassements dans le remblai

La

Figure 43 présente la distribution des tassements dans le remblai M1 et dans le remblai M2, érigé sur le sol compressible A1 ou A2, suite à l'application de la surcharge de 100 kPa. Cette figure met en évidence l'influence de la compressibilité du sol de fondation et l'influence du type de sol de remblai sur la distribution des tassements.

- Les tassements dans le remblai M2 sont plus grands avec l'horizon A1 car celui-ci est plus compressible que l'horizon A2. Les tassements dans le remblai M1 sont indépendants de la compressibilité du sol sous-jacent. Pour le remblai M2, plus les tassements différentiels en base du remblai sont grands, plus le tassement en surface

est grand. Cependant pour A1 et A2 le plan d'égal tassement se situe dans les deux cas à environ 1,50 m de la base du remblai.

- Les tassements sont plus grands dans le remblai M2 car celui-ci présente des propriétés mécaniques plus faibles que le remblai M1, notamment une dilatance et une rigidité plus faible. Cependant le plan d'égal tassement se situe à la même distance de la base du remblai pour les deux sols M1 et M2. Ceci peut éventuellement être dû au fait que les paramètres de résistance au cisaillement sont similaires pour les deux sols.

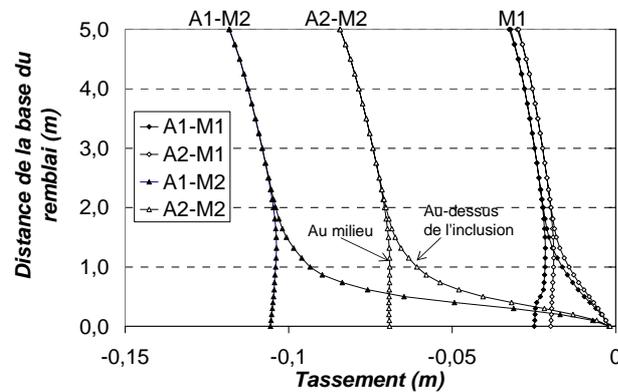


Figure 43 – Distribution des tassements dans le remblai due à la mise en place de la surcharge de 100 kPa

3.3.5 Report de charge vers les inclusions

La Figure 44 compare l'évolution de l'efficacité pour les différentes combinaisons de sol compressible et de remblai. Le Tableau 23 indique la valeur maximum de l'efficacité. Pour une hauteur de remblai équivalente de 10 m, l'efficacité est de 0,8 environ sauf pour le cas du remblai M2 édifié sur l'horizon compressible A2 où l'efficacité atteint 0,66. Il s'agit du cas du sol de remblai présentant des caractéristiques mécaniques plus faibles (par rapport à M1) et de l'horizon moins compressible (par rapport à A1).

- La différence de résultat en terme de report de charge entre les remblais M1 et M2 peut s'expliquer par la différence de valeur de la dilatance ou de la rigidité car les caractéristiques de rupture des deux remblais sont quasiment identiques. Cette étude paramétrique ne permet pas d'analyser l'influence de la cohésion et de l'angle de frottement. Cela a néanmoins été effectué lors de l'étude paramétrique bidimensionnelle présentée au chapitre 7.
- La différence en terme de report de charge entre les deux horizons A1 et A2 pour un même remblai M2 met en évidence l'influence de la compressibilité du sol compressible, donc du tassement différentiel à la base du remblai : l'efficacité est plus importante avec un sol de fondation plus compressible, qui présente effectivement un tassement différentiel en base du remblai plus important.

	M1	M2
A1	0,81	0,78
A2	0,78	0,66

Tableau 23 – Efficacité maximum

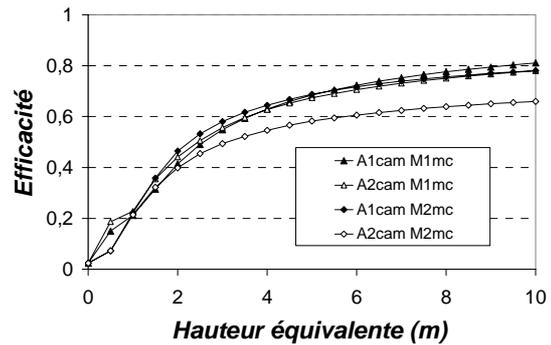


Figure 44 – Efficacité pour les différentes combinaisons sol compressible - remblai

3.4 Synthèse des résultats de l'étude paramétrique sur la modélisation du comportement et des caractéristiques mécaniques

Le tableau suivant résume les principaux résultats de l'étude paramétrique sur la modélisation du comportement et des caractéristiques mécaniques présentée ci-dessus.

	<i>Influence de la modélisation du comportement</i>	<i>Influence des propriétés mécaniques</i>
<i>Tassement à la base du remblai</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Tassements plus importants avec le sol très compressible modélisé par Mohr-Coulomb • Mêmes résultats obtenus avec Mohr-Coulomb et CJS2 pour les sols de remblai • Importance de la prise en compte du module variable dans le remblai 	<ul style="list-style-type: none"> • Réduction maximum pour le remblai M1 de meilleure qualité édifié sur le sol le plus compressible • Tassements identiques pour le remblai M1 quel que soit la compressibilité du sol sous-jacent • Influence de la compressibilité du sol pour le remblai moins dilatatant et moins rigide
<i>Tassement en surface</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Tassements plus grands pour M2 simulé avec CJS2 • Mêmes tassements pour tous les autres cas 	<ul style="list-style-type: none"> • Tassements plus grands avec le remblai moins rigide et moins dilatatant • Tassements plus grands pour ce remblai lorsque le sol est plus compressible • Pas d'influence du sol compressible pour le remblai plus rigide et plus dilatatant

<i>Distribution du tassement</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Tassements plus grands pour M2 simulé avec CJS2 • Même distribution qualitative 	<ul style="list-style-type: none"> • Tassements réduits pour le remblai plus dilatant et rigide • Tassements plus grands pour le sol sous-jacent plus compressible
<i>Report de charge (Efficacité = E)</i>	<ul style="list-style-type: none"> • La modélisation du sol très compressible avec Mohr-Coulomb surestime E • Mêmes résultats donnés par Mohr-Coulomb et CJS2 pour le remblai • Importance de la prise en compte du module variable dans Mohr-Coulomb pour le sol de remblai 	<ul style="list-style-type: none"> • E identique quel que soit le remblai pour un sol sous-jacent très compressible • E plus faible pour le remblai présentant une dilatance et une rigidité moindre lorsque le sol sous-jacent est moins compressible
<i>Résumé</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Problème de détermination des modules d'Young pour un sol sous-jacent très compressible avec Mohr-Coulomb • Importance de la prise en compte du module variable dans le remblai • Importance de la représentation de la dilatance du remblai pour l'évaluation des tassements 	<ul style="list-style-type: none"> • Influence de la dilatance et de la rigidité du sol de remblai • Influence de la compressibilité du sol sous-jacent • La compressibilité a généralement une influence seulement dans le cas du remblai le moins performant (M2)
<i>Explications</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Mauvaise prise en compte de la dilatance pour le remblai M2 simulé avec CJS2 • Mauvaise prise en compte des modules pour A1 simulé par Mohr-Coulomb, car sol très compressible 	<ul style="list-style-type: none"> • Mêmes caractéristiques c et ϕ pour les deux remblais. Un remblai est plus rigide et plus dilatant, ce qui permet de limiter les tassements

Tableau 24 – Synthèse de l'étude paramétrique sur la modélisation du comportement et des caractéristiques mécaniques des matériaux

3.5 Zones de plastifications dans le massif

Afin de mieux appréhender les mécanismes de report de charge dans le remblai nous étudions les plastifications dans le massif. Les mécanismes de voûte sont en effet pilotés par des phénomènes de cisaillement.

La Figure 45 présente les zones qui sont passées par un état de plastification au cours du chargement. En gris clair sont représentées les zones n'ayant pas plastifié et en sombre les zones ayant plastifié.

- L'inclusion ayant un comportement élastique, elle est représentée en gris clair.
- Le comportement du sol de remblai M2 est simulé par le modèle de Mohr-Coulomb. La plastification de ce sol est possible en cisaillement et/ou en tension (aucune résistance à la traction dans les zones de sol). La plastification en cisaillement correspond à l'atteinte du critère de Mohr-Coulomb (avec $c = 0$ kPa et $\phi = 42^\circ$). Dans le remblai, seules des zones de sol situées au-dessus de l'inclusion subissent de la

plastification. Le détail de la plastification dans le remblai (plastification en cisaillement et/ou en tension) est donné en annexes. La plastification par cisaillement se limite à 1,50 m environ à la base du remblai.

- Le comportement du sol compressible A1 est simulé par le modèle de Cam Clay ou par le modèle de Mohr-Coulomb. Avec le modèle de Cam Clay les plastifications sont également possibles en compression car la surface de charge est fermée sur l'axe des compressions, alors qu'avec le modèle de Mohr-Coulomb seule la plastification par cisaillement est possible. La Figure 45 montre clairement qu'avec le modèle de Mohr-Coulomb le sol compressible ne plastifie quasiment pas alors qu'il est entièrement plastifié avec le modèle de Cam Clay. Dans le sol compressible les zones situées à la périphérie de l'inclusion subissent de la plastification par cisaillement (simulation de A1 avec Mohr-Coulomb). Cette plastification est également liée au fait qu'il n'y a pas d'interface entre l'inclusion et le sol compressible et donc que les nœuds des zones de sol compressible sont liés aux nœuds de l'inclusion rigide.

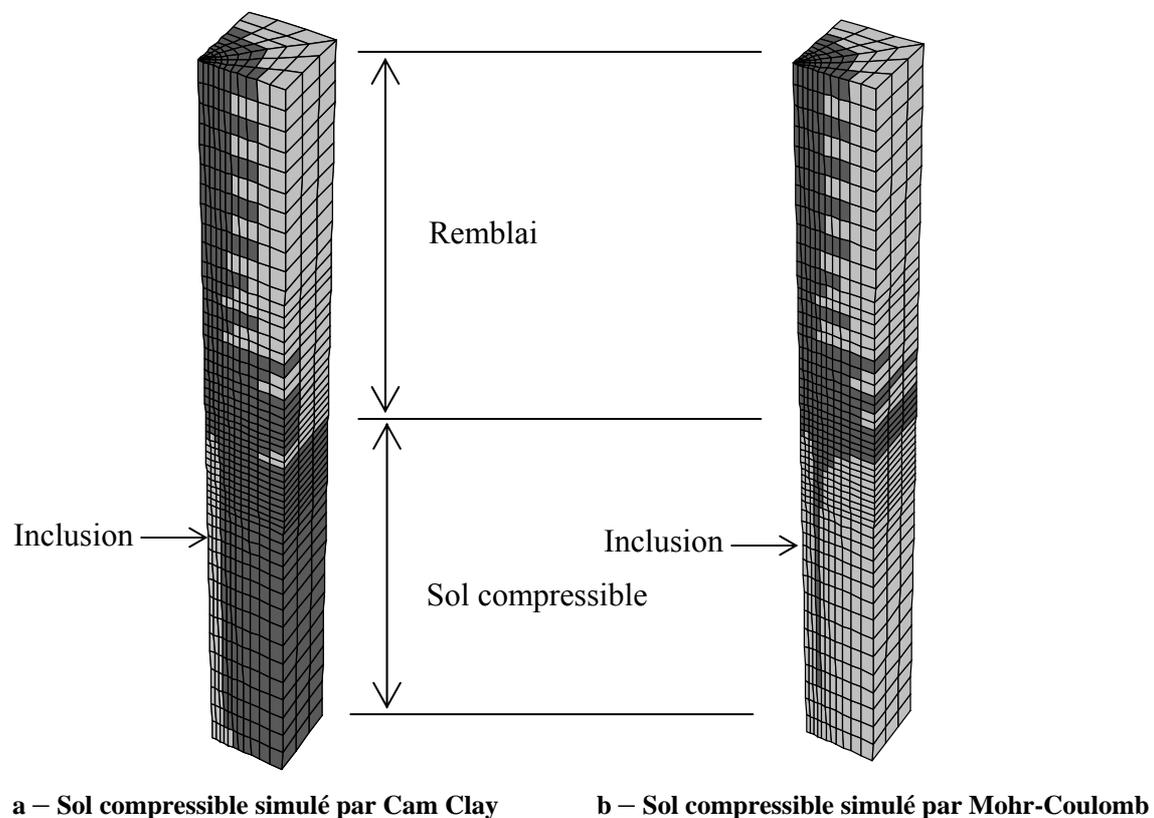
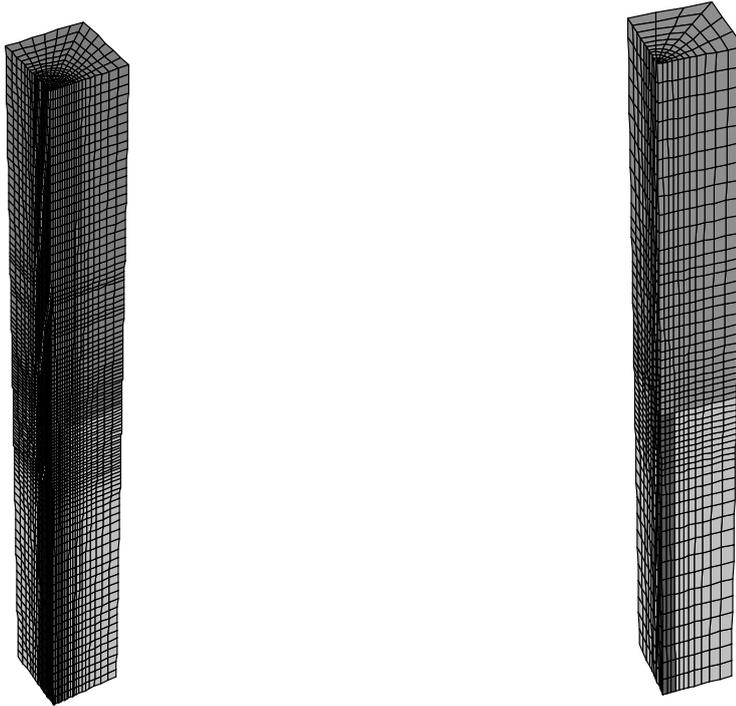


Figure 45 – Zones Plastifiées au cours du chargement

3.6 Influence de la densité du maillage

Une simulation a été effectuée en diminuant la taille des mailles afin d'analyser l'impact de la densité du maillage sur les résultats. Le modèle numérique comporte alors 8 fois plus de zones de sol. Le modèle de référence comporte 3498 zones et le modèle présentant une maille plus fine comporte 25440 zones. Les deux modèles numériques sont représentés sur la Figure 46. La simulation est effectuée pour le cas du sol compressible A1 et du sol de remblai M1, dont les comportements sont simulés respectivement par le modèle de Cam Clay et de Mohr-Coulomb.



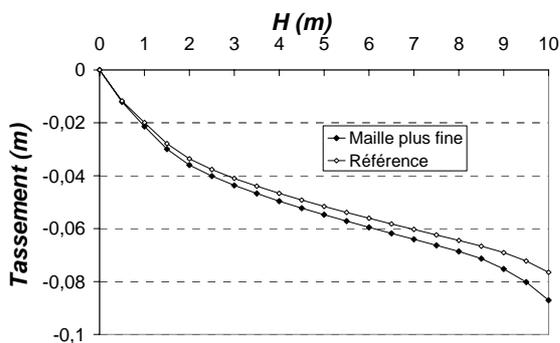
a – Maillage plus dense : 25440 zones

b – Maillage de référence : 3498 zones

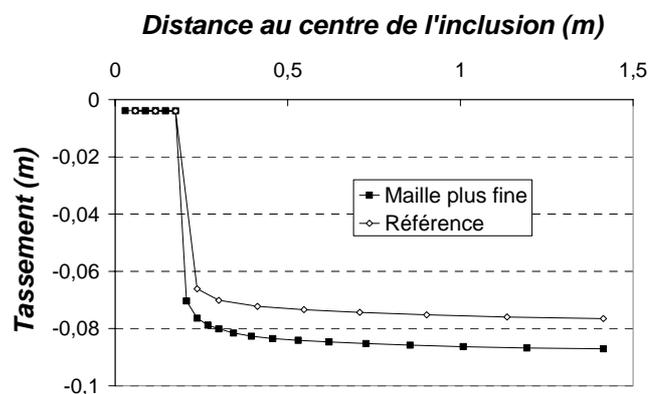
Figure 46 – Modèles numériques

3.6.1 Influence de la densité du maillage sur les tassements à la base du remblai

La Figure 47a montre que le tassement maximum à la base du remblai est quasiment identique pour les deux modèles numériques proposés. La divergence de résultats apparaît pour de grandes hauteurs de remblai : pour $H = 10$ m le tassement maximum est réduit de 12 % dans le cas du maillage plus dense. La Figure 47b montre la répartition du tassement à la base du remblai pour $H = 10$ m. La valeur des tassements n'est pas identique mais la distribution est comparable.



a – Tassement maximum



b – Distribution du tassement pour $H_{\text{éq}} = 10$ m

Figure 47 – Tassement à la base du remblai pour les deux maillages

3.6.2 Influence de la densité de maillage sur les tassements en surface du remblai

La Figure 48 présente le tassement différentiel et le tassement maximum en surface du remblai dû à la mise en place de la couche suivante. Le tassement en surface est identique pour les deux modélisations.

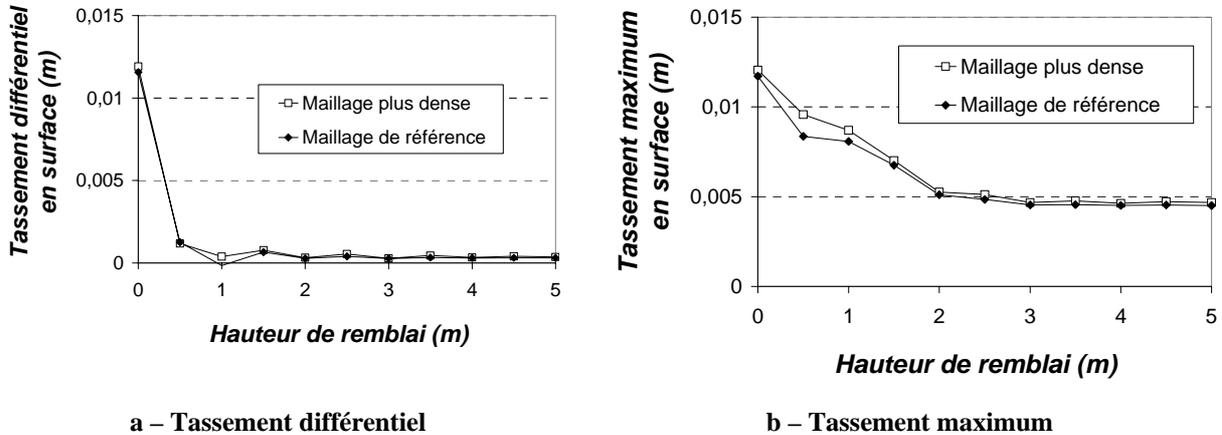
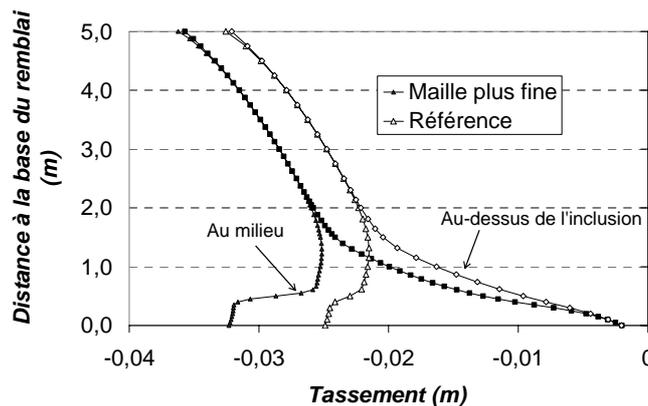


Figure 48 – Tassement en surface du remblai pour les deux maillages

3.6.3 Influence de la densité de maillage sur la distribution des tassements dans le remblai

La Figure 49 présente la distribution du tassement au dessus de l'inclusion et entre les inclusions due à une surcharge en surface de 100 kPa. Lors de l'application de cette surcharge le tassement en surface est de 33 mm pour le maillage de référence et il est de 36 mm pour le cas du maillage plus dense. Le tassement à la base du remblai est également supérieur dans le cas du maillage plus dense, mais la forme de la distribution des tassements dans le remblai est identique pour les deux modélisations.



3.6.4 Influence du maillage sur le report de charge

La Figure 50 présente l'efficacité obtenue pour les deux maillages. L'efficacité est plus importante dans le cas du maillage plus dense. Pour une hauteur de remblai équivalente de 10m l'efficacité est augmentée de 6%. Pour une hauteur de remblai plus faible l'augmentation de l'efficacité peut atteindre 20%. Cela peut s'expliquer par la méthode de

détermination de l'efficacité : elle se détermine à partir de la contrainte dans les zones situées au-dessus de l'inclusion et de leur volume, or dans le cas du maillage plus dense le volume des zones est plus petit. Notamment l'épaisseur des zones au dessus de l'inclusion est plus faible et donc la concentration de contrainte sur l'inclusion est mieux prise en compte. La contrainte maximum (obtenue sur le bord de l'inclusion) est plus importante dans le cas du maillage plus dense. Elle atteint 8,17 MPa contre 7,95 MPa dans le cas du maillage de référence.

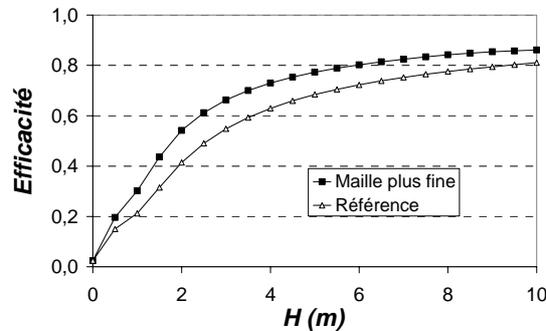


Figure 50 – Efficacité pour les deux maillages

3.6.5 Influence de la densité de maillage sur les temps de calcul

Les temps de calcul pour les deux modèles numériques présentés dans cette partie sont les suivants :

- Maillage de référence : moins de 3 h avec un Pentium 4 - 3 GHz
- Maillage plus dense : 26 h avec un Pentium 4 – 2,4 GHz

Les temps de calcul dus à un modèle numérique comportant 8 fois plus de zones ont ainsi été multipliés par dix environ (mais les deux processeurs ne sont pas strictement identiques, on peut ainsi considérer que le temps de calcul est proportionnel au nombre de zones du modèle).

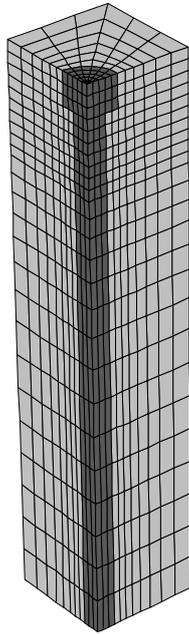
3.6.6 Conclusions sur l'influence de la densité du maillage

Dans cette partie nous avons mis en évidence que la taille des mailles du modèle numérique a une influence relativement limitée sur les résultats. L'efficacité est entre 5 à 20 % supérieure dans le cas d'un maillage deux fois plus serré. La valeur et la distribution des tassements dans le massif sont cependant équivalentes dans les deux modélisations. L'augmentation de la densité du maillage du modèle numérique proposé ne permet donc pas d'améliorer considérablement la simulation, alors qu'elle nécessite des temps de calculs considérablement plus longs.

3.7 Influence de l'ajout d'une tête d'inclusion

L'ajout d'une dalle en tête des inclusions permet d'augmenter la surface de reprise des charges à la base du remblai et peut permettre d'améliorer la performance du système de renforcement. Des simulations sont effectuées en tenant compte d'une tête d'inclusion circulaire de 0,6 m puis de 0,85 m de diamètre disposée sur l'inclusion de 0,35 m de diamètre. Le taux de recouvrement est alors respectivement de 7,1 % et 14,2 % (Tableau 25). La Figure 51 présente le modèle numérique comportant une tête d'inclusion de diamètre $d = 0,6$ m. Les

simulations sont effectuées pour le remblai M1 et pour le remblai M2 dont le comportement est simulé par le modèle de Mohr-Coulomb, édifié sur le sol compressible A1 dont le comportement est simulé par le modèle de Cam Clay (cas A1camM1mc et A1camM2mc). Nous pouvons ainsi également analyser l'influence des caractéristiques mécaniques du sol de remblai sur l'apport d'une tête d'inclusion.



	Diamètre de la tête d'inclusion (m)	Taux de recouvrement
Cas de référence	0,35	2,4 %
Tête d'inclusion	0,6	7,1 %
Tête d'inclusion	0,85	14,2 %

Tableau 25 – Configurations étudiées

Figure 51 – Modèle numérique comportant une tête d'inclusion

3.7.1 Influence de la tête d'inclusion sur les tassements à la base du remblai

La Figure 52 montre que le tassement maximum à la base du remblai est réduit par la présence de la tête d'inclusion. Le Tableau 26 indique les valeurs maximums de tassement obtenues à la base du remblai ainsi que la réduction de ces valeurs par rapport au tassement obtenu sans tête d'inclusion. La réduction de tassement est plus importante à la base du remblai M2.

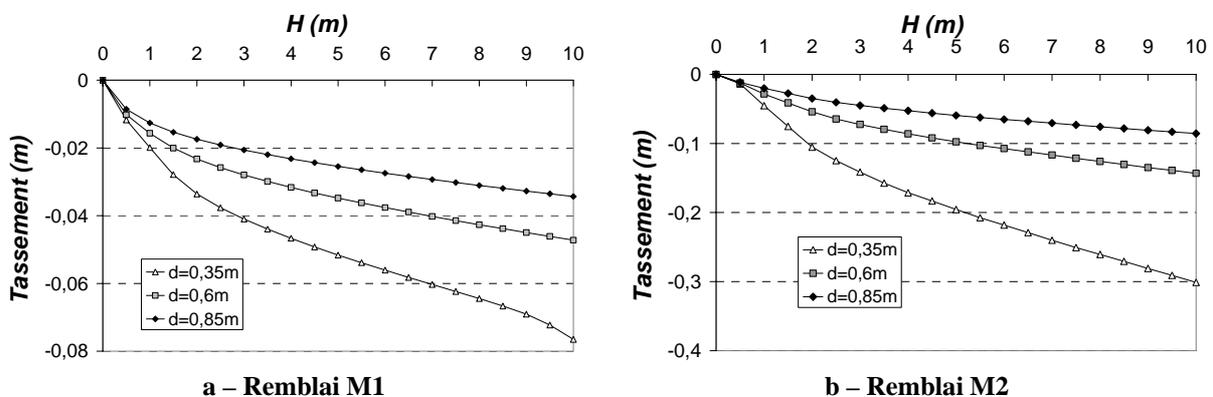


Figure 52 – Tassement maximum à la base du remblai

	Sans tête d = 0,35 m	d = 0,6 m		d = 0,85	
	tassement	tassement	réduction	tassement	réduction
M1	0,077 m	0,047 m	39 %	0,034 m	56 %
M2	0,301 m	0,143 m	56 %	0,086vm	71 %

Tableau 26 – Tassement maximum et réduction par rapport au cas sans tête d’inclusion pour H = 10 m

3.7.2 Influence de la tête d’inclusion sur les tassements en surface du remblai

La Figure 53 présente le tassement différentiel et le tassement maximum en surface du remblai dû à la mise en place de la couche suivante pour les deux remblais et les deux valeurs de diamètre de tête d’inclusion.

- Pour le remblai M1 (Figure 53a) la présence de la tête d’inclusion permet de réduire les tassements en surface pour de faibles hauteurs de remblai (jusqu’à 2 m environ). Au-delà le tassement en surface est très peu affecté par la présence de la tête.
- Pour le remblai M2 la présence de la tête d’inclusion permet de réduire de 50 % les tassements en surface pour une tête d = 0,6 m et de 60 % pour une tête d = 0,85 m.
- Cependant la hauteur de remblai à partir de laquelle il n’y a plus de tassements différentiels en surface est identique avec ou sans tête d’inclusion. Elle est de 1 m pour le remblai M1 et de 2 m pour le remblai M2.

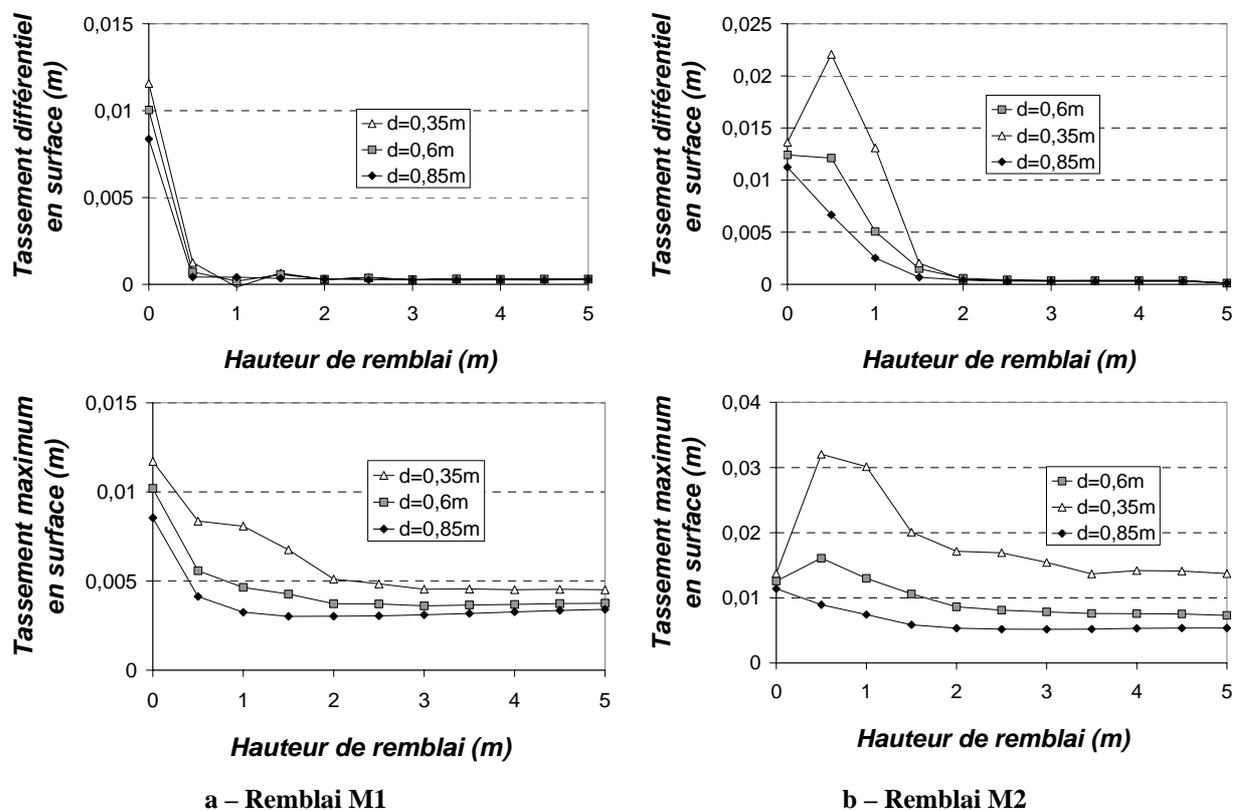


Figure 53 – Tassement en surface du remblai

3.7.3 Influence de la tête d'inclusion sur la distribution des tassements dans le remblai

La Figure 54 présente la distribution du tassement au dessus de l'inclusion et entre les inclusions due à une surcharge en surface de 100 kPa, pour les deux remblais et les deux types d'inclusions.

La présence de la tête d'inclusion permet de réduire le tassement à la base du remblai et cette réduction se répercute en surface. Le Tableau 27 indique les valeurs de tassement en surface ainsi que la réduction du tassement par rapport au cas sans tête d'inclusion. La réduction de tassement en surface apportée par la tête d'inclusion est plus importante dans le cas du remblai M2, remblai moins rigide et moins dilatant que M1.

Cependant avec ou sans tête d'inclusion la distance de la base du remblai à laquelle les tassements sont homogènes reste identique.

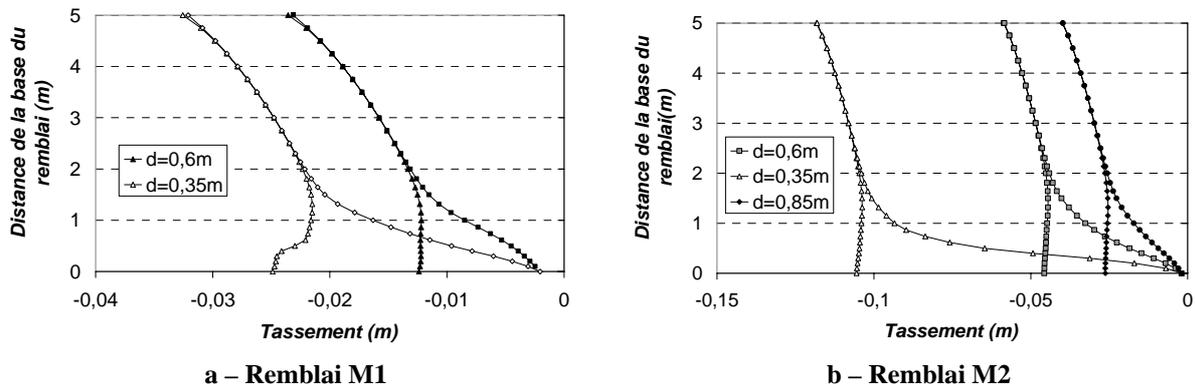


Figure 54 – Tassements dans le remblai dus à la surcharge de 100kPa

	M1	M2
d = 0,35 m	0,032 m	0,118 m
d = 0,6 m	0,024 m	0,059 m
réduction	25 %	50 %
d = 0,85 m	0,021 m	0,040 m
réduction	34 %	66 %

Tableau 27 – Tassement en surface du remblai pour p = 100 kPa et réduction par rapport au cas sans tête d'inclusion (d = 0,35 m)

3.7.4 Influence de la tête d'inclusion sur le report de charge

La Figure 55 compare l'efficacité obtenue avec les différentes tailles de tête d'inclusion et sans tête d'inclusion. Pour le remblai M1 l'efficacité est quasiment identique pour toutes les configurations envisagées alors que pour le remblai M2 l'efficacité est plus importante lorsque l'inclusion présente une tête. Pour H = 10 m l'efficacité est augmentée de 10 % environ. Cependant l'apport d'une tête d = 0,85 m par rapport à une tête d = 0,60 m est très limité.

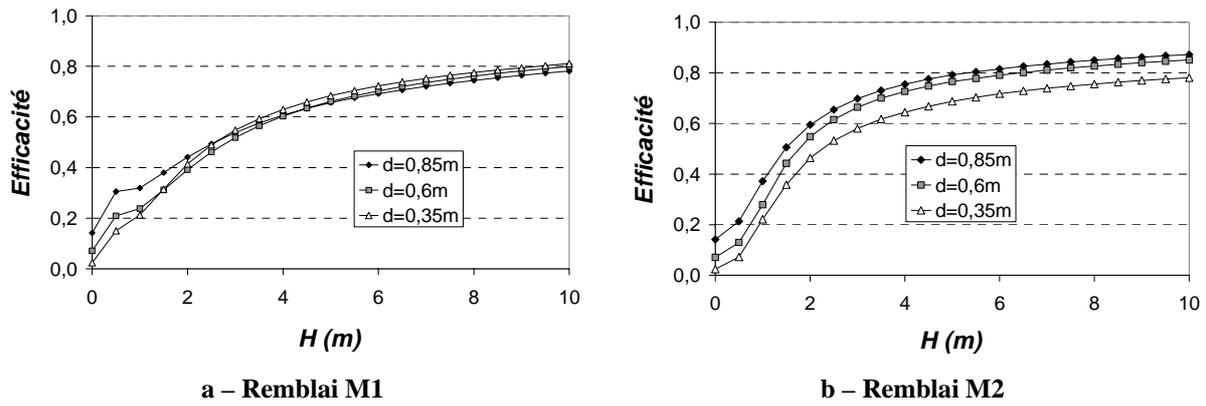


Figure 55 –Efficacité avec et sans tête d'inclusion

La Figure 56 présente l'évolution en fonction de la hauteur de remblai de la capacité qui est le rapport entre la charge supportée par l'inclusion et le poids d'une colonne de remblai de même section que l'inclusion. La capacité correspond également à l'efficacité normalisée par le taux de recouvrement. Plus la taille de la tête augmente, plus la capacité diminue, ce qui indique que les charges sont moins concentrées sur l'inclusion.

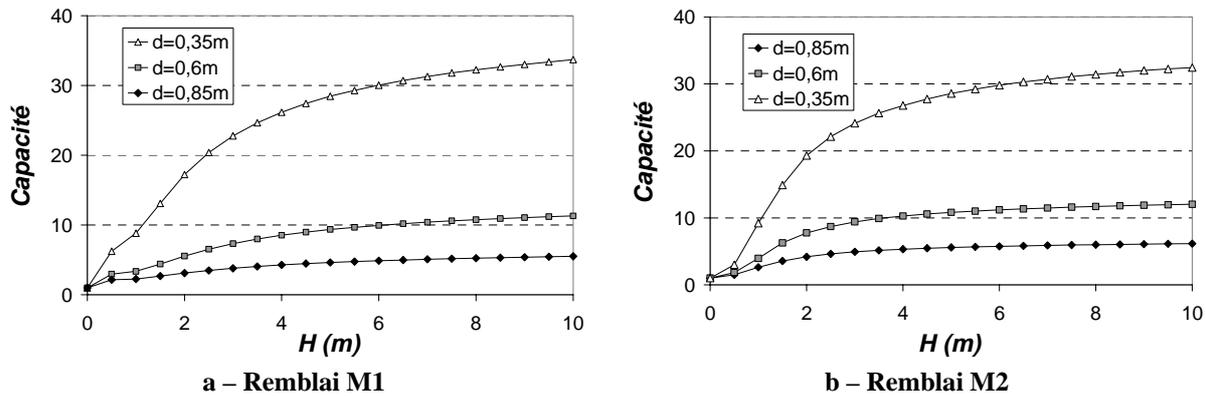


Figure 56 – Capacité avec et sans tête d'inclusion

Dans le cas du remblai M1 plus particulièrement, la contrainte appliquée sur l'inclusion diminue fortement lorsque la surface de reprise des charges augmente, ce qui explique la constance de la valeur de l'efficacité. Ce remblai est effectivement assez rigide et va avoir un comportement de type « poutre ». Pour le remblai M2 qui est plus souple, l'efficacité est plus sensible à la surface de reprise des charges.

Le Tableau 28 résume les valeurs ultimes de l'efficacité et de la capacité. La capacité est quasiment identique pour les deux remblais.

	M1		M2	
	E	C	E	C
d = 0,35 m	0,81	34	0,78	32
d = 0,6 m	0,80	11	0,85	12
d = 0,85 m	0,78	6	0,87	6

Tableau 28 – Efficacité et capacité maximum

3.7.5 Influence de la forme de la tête d'inclusion

Il nous a paru intéressant d'analyser l'influence de la forme de la tête d'inclusion sur les mécanismes : à taux de recouvrement égal, quelle est la différence de résultats entre une tête de section carrée et une tête de section circulaire (Briaçon, 2002) ?

Un modèle numérique avec une tête d'inclusion de section carrée de $0,532 \text{ m} \times 0,532 \text{ m}$ est mis en oeuvre, soit une section identique à celle de la tête d'inclusion circulaire de $0,6 \text{ m}$ de diamètre : dans les deux cas le taux de recouvrement est de 7% . La simulation du cas A1camM2mc est menée car nous avons montré que la tête d'inclusion avait plus d'influence dans le cas de la mise en oeuvre du remblai M2.

La confrontation des simulations mettant en oeuvre une tête d'inclusion circulaire et une tête d'inclusion carrée ne montre pas d'influence de la forme de la tête d'inclusion sur les tassements dans le remblai et le report de charge vers les inclusions. Les figures correspondant aux résultats des simulations sont reportées en annexe.

La Figure 57 présente la répartition de la contrainte verticale au niveau de la tête de l'inclusion à la fin du chargement. La contrainte sur la tête d'inclusion circulaire varie entre $2,30$ et $2,62 \text{ MPa}$ et sur la tête carrée entre $2,23$ et $2,66 \text{ MPa}$. La contrainte se concentre sur le coin de l'inclusion carrée alors qu'elle est mieux répartie sur le pourtour de l'inclusion circulaire.

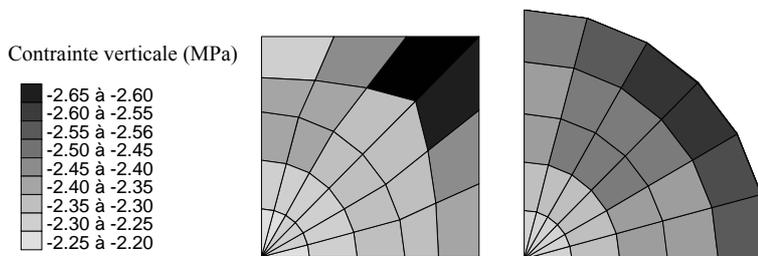


Figure 57 – Contrainte verticale au niveau de la tête d'inclusion

3.7.6 Conclusions sur l'apport d'une tête d'inclusion

- La présence de la tête d'inclusion permet de réduire les tassements dans le massif et notamment les tassements en surface. Cependant la hauteur de remblai nécessaire pour obtenir une homogénéisation des tassements en surface n'est pas affectée par la présence de la tête d'inclusion.
- La réduction des tassements est plus importante dans le cas du remblai M2, plus souple que M1.
- Une augmentation du report de charge vers les inclusions due à la tête d'inclusion n'a été observée que pour le remblai M2. Pour le remblai M1, plus rigide, l'efficacité reste identique : la contrainte sur la tête d'inclusion est inférieure à la contrainte sur l'inclusion sans tête. L'apport d'une tête d'inclusion sur le report de charge dépend donc des caractéristiques mécaniques du sol de remblai.
- Nous avons montré que la forme de la tête d'inclusion (ronde ou carrée, à taux de recouvrement égal) n'avait pas d'influence sur les résultats. Cependant les contraintes se répartissent différemment sur une tête ronde ou sur une tête carrée.

4 CONCLUSION

Une modélisation numérique tridimensionnelle en milieu continu d'un remblai érigé sur un horizon compressible renforcé par des inclusions rigides verticales est proposée dans ce chapitre. Une maille élémentaire est considérée, constituée d'un horizon compressible renforcé par une inclusion sur lequel est édifié un remblai. Le substratum sur lequel repose le sol compressible et l'inclusion est supposé parfaitement rigide et n'est alors pas modélisé. Par symétrie, seul un quart de la maille élémentaire est simulée. Les calculs sont effectués en conditions drainées en tenant compte de la présence d'une nappe à 1 m de profondeur. On considère ainsi le comportement du massif à long terme.

Différents modèles de comportement ont été mis en œuvre pour simuler le comportement du sol du remblai et de l'horizon compressible. L'impact de la complexité du modèle peut alors être analysée. Différents matériaux constituant le remblai et l'horizon compressible ont été modélisés, alors que l'inclusion est constituée de béton armé. Nous analysons ainsi l'influence des caractéristiques mécaniques des sols mis en œuvre.

Toutes les modélisations mises en œuvre permettent de représenter les phénomènes de report de charge, de réduction et d'homogénéisation des tassements dans le remblai :

- La réduction des tassements à la base du remblai par rapport au cas non renforcé augmente avec la hauteur de remblai et atteint une valeur palier pour $H = 4$ m environ. La réduction de tassement se situe entre 50 et 95 % selon les propriétés du remblai et de la compressibilité du sol sous-jacent.
- Lors de la mise en place de la couche de sol suivante d'épaisseur 0,5 m, les tassements différentiels en surface deviennent négligeables pour une hauteur de remblai d'environ 2m. La mise en place de la couche suivante entraîne alors un tassement uniforme en surface compris entre 4 et 13 mm, alors qu'il est de 30 ou 80 mm sans renforcement par des inclusions rigides, soit une réduction entre 57 et 95 %.
- De même, les tassements dus à l'application d'une surcharge de 100 kPa en surface sont réduits par le renforcement par inclusions. La réduction varie entre 44 et 95 %.
- L'analyse de la distribution des tassements dans le remblai dus à la mise en place de cette surcharge montre des tassements différentiels à la base du remblai et un plan d'égal tassement situé à environ 1,50 m de la base du remblai.
- L'efficacité qui est la proportion de la charge totale reprise par les inclusions augmente avec la hauteur de remblai pour atteindre un palier. Pour un taux de couverture de 2,4 %, jusqu'à 80 % de la charge est supportée par les inclusions.

Influence de la modélisation du comportement

1. Pour le remblai grossier M1, les simulations mettant en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb avec des modules dépendant de la contrainte et le modèle CJS2 donnent les mêmes résultats en terme de tassements dans le remblai et de report de charge. Pour ces deux approches de modélisation d'un même matériau, les caractéristiques à la rupture c , φ et ψ ainsi que la rigidité sont effectivement quasiment identiques, et la non-linéarité du comportement est simulée dans le modèle de Mohr-Coulomb par la procédure d'évolution des modules d'Young. Dans le cadre de nos simulations, nous n'avons donc

pas noté d'apport de la modélisation avec un modèle élastoplastique à deux mécanismes avec écoulement, ni de limitation par rapport au modèle de Mohr-Coulomb liée au fait que le modèle CJS2 ne prend pas en compte la cohésion. Cependant nous observons une différence de résultats notamment en terme de report de charge lors de la modélisation du comportement de M1 avec le modèle de Mohr-Coulomb et un module constant. Ainsi la prise en compte d'un module variable dans le remblai semble être nécessaire pour une bonne représentation des phénomènes et seul un modèle élastoplastique prend en compte cet aspect de façon automatique.

2. Pour le matériau de remblai M2 dont le comportement est simulé par le modèle de Mohr-Coulomb avec des modules variables ou par le modèle CJS2, nous observons des résultats très proches en terme de tassement à la base du remblai et de report de charge, probablement car l'angle de frottement et la rigidité sont identiques dans les deux simulations. Nous observons une différence en terme de champ de déplacement dans le massif, notamment les tassements en surface sont plus importants lors des simulations mettant en œuvre CJS2 : l'identification des paramètres pour ce modèle amène effectivement à une surestimation de la contractance par rapport à la modélisation avec Mohr-Coulomb, or la réduction de tassement est une conséquence de l'effet de voûte, lui-même induit par le cisaillement créé dans le remblai par tassement différentiel à la base du remblai. On peut ainsi mettre en évidence l'importance de la modélisation de la dilatance du sol de remblai sur la réduction des tassements.
3. Les résultats donnés par les simulations du comportement du sol compressible A2 par le modèle de Mohr-Coulomb et des modules variables avec la contrainte ou le modèle de Cam Clay sont identiques, alors que la prise en compte du comportement de A1 par le modèle de Mohr-Coulomb entraîne des tassements à la base du remblai plus importants que pour la simulation avec Cam Clay. Ceci est probablement lié à la difficulté de déterminer le module d'Young pour cet horizon très compressible. La prise en compte du comportement du sol compressible avec le modèle de Mohr-Coulomb mettant en œuvre des modules constants donne des résultats différents de ceux obtenus avec des modules variables en fonction de la contrainte : le modèle simplifié ne permet pas de représenter de manière satisfaisante la compressibilité du sol sous-jacent. Ceci met en évidence les limitations du modèle de Mohr-Coulomb pour simuler un sol soumis à un chargement plutôt du type œdométrique, car on est confronté à un problème de choix pour les modules.

En conclusion, nous avons montré que la mise en œuvre de modèles élastoplastiques pour simuler le comportement du sol compressible et du sol de remblai n'apportait rien à la mise en œuvre du modèle de Mohr-Coulomb avec des modules variables en fonction de la contrainte, mais nous avons été confronté à un problème d'adaptation du modèle de Mohr-Coulomb et de choix sur les paramètres, alors que les modèles élastoplastiques prennent en compte les différents aspects du comportement de manière automatique. De plus, la comparaison avec les résultats obtenus avec le modèle de Mohr-Coulomb et des modules constants dans chaque horizon montre les limites de ce modèle et montre qu'il est important de tenir compte de la non linéarité du comportement des matériaux.

Influence des propriétés mécaniques des matériaux

Le remblai M1 présente des propriétés mécaniques globalement meilleures que M2 : plus grande dilatance et plus grande rigidité. Cependant ces deux sols présentent globalement les mêmes caractéristiques de ruptures c et ϕ , même si M1 présente de la cohésion. Cette étude paramétrique n'a pas permis de mettre en évidence l'influence du frottement et de la cohésion du sol de remblai, mais elle montre l'influence de la dilatance et de la rigidité sur la

réduction des tassements. L'influence relative des caractéristiques mécaniques du remblai par rapport à la compressibilité du sol sous-jacent est également mise en évidence.

1. La plus importante réduction des tassements à la base du remblai est obtenue pour le remblai M1 édifié sur le sol le plus compressible. Pour ce remblai, la compressibilité du sol sous-jacent n'a pas d'influence sur l'amplitude des tassements alors que pour le remblai M2 les tassements sont plus importants pour un horizon plus compressible.
2. Cette étude a mis en évidence que les tassements en surface du remblai M1 sont quasiment identiques quelle que soit la compressibilité du sol sous-jacent, alors que les tassements en surface du remblai M2 sont plus importants pour les simulations mettant en œuvre l'horizon le plus compressible.
3. Le remblai M1 permet un report de charge plus important que le remblai M2 à condition que le sol sous-jacent soit suffisamment compressible. Pour un sol moins compressible, l'efficacité est identique pour les deux types de remblai.
 - Le remblai M1 permet une réduction des tassements plus importante et un plus grand report de charge vers les inclusions.
 - Nous avons noté une influence de la compressibilité du sol sous-jacent sur les tassements et sur le report de charge uniquement pour un remblai de moins bonne qualité.

Une étude paramétrique a également été menée sur la densité du maillage. Des simulations sont effectuées avec un maillage deux fois plus dense. Le modèle comporte alors huit fois plus de zones et les temps de calcul sont alors considérablement augmentés. Les résultats obtenus par les deux modélisations sont très proches, même si l'efficacité est plus importante dans le cas d'un maillage plus dense.

Une troisième partie aborde l'apport d'une tête d'inclusion sur les mécanismes de réduction des tassements et de report de charge. Une tête d'inclusion de diamètre 0,6 m ou 0,85 m est disposée sur l'inclusion. Le taux de recouvrement est alors de 7,1 % ou de 14,2 % au lieu de 2,4 % sans tête d'inclusion. La présence de la tête d'inclusion permet de réduire les tassements dans le massif et notamment les tassements en surface.

1. Cependant la hauteur de remblai nécessaire pour obtenir une homogénéisation des tassements en surface n'est pas affectée par la présence de la tête d'inclusion.
2. Une augmentation du report de charge vers les inclusions due à la tête d'inclusion n'a été observée que pour le remblai M2.
3. Pour le remblai M1, plus rigide, l'efficacité reste identique : la contrainte sur la tête d'inclusion est inférieure à la contrainte sur l'inclusion sans tête.

L'apport d'une tête d'inclusion sur le report de charge dépend donc des caractéristiques mécaniques du sol de remblai.

L'impact de la forme de la tête d'inclusion, circulaire ou carrée, est également exploré. Nous n'avons pas noté d'influence sur les mécanismes, sauf sur la distribution de la contrainte sur la tête.

Chapitre 9

Extension de la modélisation numérique tridimensionnelle : section courante de remblai

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	325
2	MODELE NUMERIQUE	325
3	RESULTATS DES SIMULATIONS	330
3.1	DEPLACEMENTS DU SOL EN BASE DU REMBLAI	330
3.2	MASSIF NON RENFORCE	330
3.2.1	<i>Massif renforcé par inclusions</i>	331
3.3	DEPLACEMENTS EN SURFACE DU REMBLAI	332
3.3.1	<i>Massif non renforcé</i>	332
3.3.2	<i>Massif renforcé par inclusions</i>	333
3.4	PLASTIFICATIONS DANS LE MASSIF	334
3.5	DEFORMATION DES INCLUSIONS	334
3.6	REPORT DE CHARGE VERS LES INCLUSIONS	335
4	CONCLUSIONS	336
5	PERSPECTIVES	336

1 INTRODUCTION

Le calcul drainé présenté dans le chapitre précédent prenant en compte une cellule élémentaire constitue une première approche de la modélisation tridimensionnelle. Afin de s'approcher de la réalité nous proposons de modéliser une section courante de remblai, en prenant en compte les talus. Seule une modélisation numérique tridimensionnelle peut à la fois tenir compte de la configuration géométrique tridimensionnelle du réseau d'inclusions et des talus du remblai. Les résultats de la simulation mettant en œuvre un renforcement de l'horizon compressible par des inclusions rigides sont comparés aux résultats de la simulation de l'édification d'un remblai sur le même sol non renforcé.

2 MODELE NUMERIQUE

Les données géométriques utilisées dans cette analyse sont inspirées de celles d'un exercice de prévision des tassements d'un remblai construit sur des colonnes ballastées (Mestat *et al.* 2004b), lui-même inspiré d'un ouvrage réel. La Figure 1 présente le modèle numérique qui correspond à la moitié de la section courante de remblai pour des raisons de symétrie. La plate-forme a une largeur de 45 m et le remblai une hauteur de 5 m. La zone de sol compressible située sous le remblai est traitée par des inclusions rigides verticales en béton, comportant des têtes d'inclusion. Les inclusions sont ancrées dans un substratum rigide situé à -5 m.

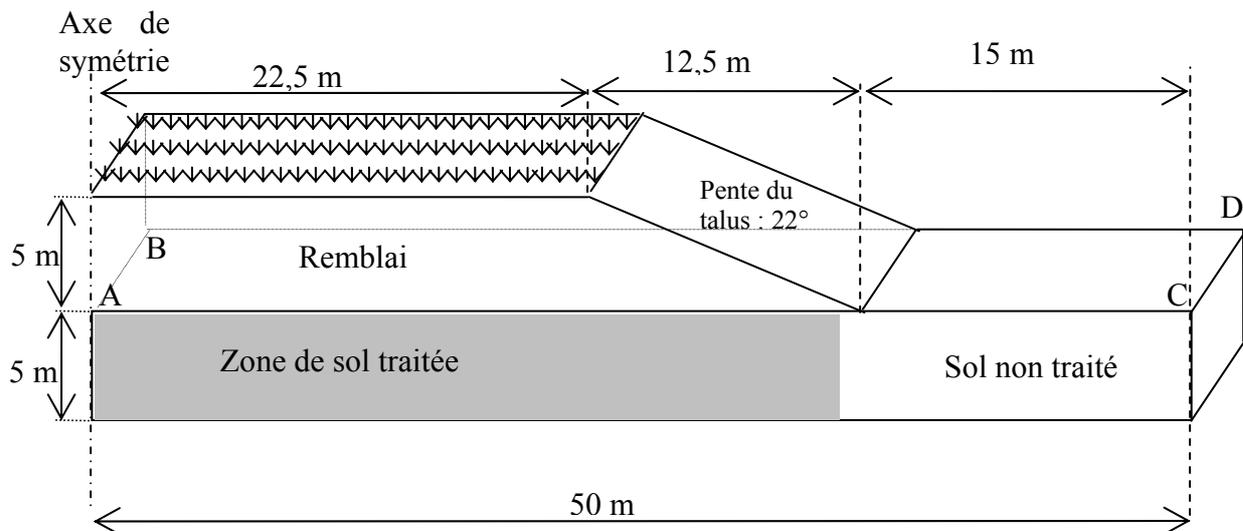


Figure 1 – Modèle numérique

Les différentes données sont rappelées dans le Tableau 1. Le taux de recouvrement des inclusions est de 12,6 % et le maillage des inclusions est carré. Le sol compressible non traité est modélisé jusqu'à une distance de 15 m du pied du talus, distance à partir de laquelle nous considérons que le remblai n'a plus d'influence. La Figure 4 présente une vue du modèle numérique qui comporte environ 107 000 zones et 120 000 nœuds.

Les déplacements horizontaux sont bloqués au niveau des limites verticales du modèle (sur la Figure 1 : plan de symétrie passant par AC, plans de symétrie passant par AC et BD, plan passant par CD : limite du modèle). Les déplacements sont bloqués dans toutes les directions au niveau du substratum rigide. Aucune interface n'a été prise en compte : les inclusions sont liées au massif de sol et le remblai est lié au sol compressible.

Remblai

Hauteur de remblai	5 m
Largeur de la plate-forme	45 m
Pente du talus	22°

Renforcement par inclusions

maillage	carré
Espacement entre les inclusions	2,50 m
Diamètre des têtes d'inclusion	1 m
Diamètre du fût des inclusions	0,5 m
Taux de recouvrement	12,6 %
Longueur des inclusions = épaisseur de la couche de sol compressible	5 m

Tableau 1 – Caractéristiques géométriques

L'horizon compressible est l'horizon A1 (argile de Cubzac) décrit au chapitre précédent. Il présente un horizon compressible de 4 m et une couche superficielle hors d'eau de 1 m. Son comportement est simulé par le modèle de Cam Clay dont les paramètres sont rappelés dans le Tableau 2. Le sol de remblai est constitué du sol M2 (Lake Valley Dam) du chapitre précédent, dont le comportement est simulé par le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres sont rappelés dans le Tableau 3. Le module d'Young varie avec la contrainte selon la formule de Janbu. Sa valeur dans les zones de sol de remblai est recalculée à chaque étape en fonction de la contrainte horizontale ou de hauteur de sol au-dessus de l'élément et des surcharges en surface éventuelles.

<u>Horizon :</u>	λ	κ	M	$e_{\lambda} = N-1$	ν
Sol compressible	0,53	0,048	1,2	4,11	0,35
Couche superficielle	0,12	0,017	1,2	1,47	0,35

Tableau 2 – Paramètres du modèle Cam Clay Modifié pour l'argile de Cubzac-les-Ponts, d'après Magnan et Belkeziz (1982)

E ($\sigma_3=150\text{kPa}$)	ν	c	ϕ	ψ
20MPa	0,4	0kPa	42°	5,4°

Tableau 3 – Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour le sol de Lake Valley Dam

Comme pour le calcul sur une cellule élémentaire, le remblai est mis en place par couches successives de 0,5 m jusqu'à une hauteur de 5 m. L'équilibre du système est atteint entre chaque couche. Le calcul est effectué en conditions drainées. Au niveau de la plate-forme, nous appliquons ensuite des surcharges jusqu'à 20 kPa par deux incréments de 10 kPa. A chaque étape, nous vérifions la stabilité du remblai en nous assurant que les vitesses de déplacement des nœuds sont très faibles et sans direction uniforme privilégiée.

Sur un Pentium 4 - 3 GHz, le temps de calcul pour le cas du remblai édifié sur le sol renforcé est de 15 jours environ. Le maillage est représenté sur la Figure 2 et la Figure 4. Le modèle correspond à une cellule élémentaire qui a été multipliée afin de former une section de remblai. Ainsi le modèle numérique comporte beaucoup de zones et le temps de calcul est relativement long.

Un calcul de référence sans renforcement par inclusions est effectué. Afin de limiter les temps de calcul, un maillage plus adapté à cette configuration est mis en œuvre, ne comprenant qu'un seul élément dans la direction transversale (le calcul aurait aussi pu être mené en deux dimensions en déformations planes), comme illustré sur la Figure 3. Ce modèle comporte 866 zones et 1834 nœuds. Sur un Pentium 4 - 3 GHz, le temps de calcul pour le cas du remblai édifié sur le sol non renforcé est de 1 heure environ.

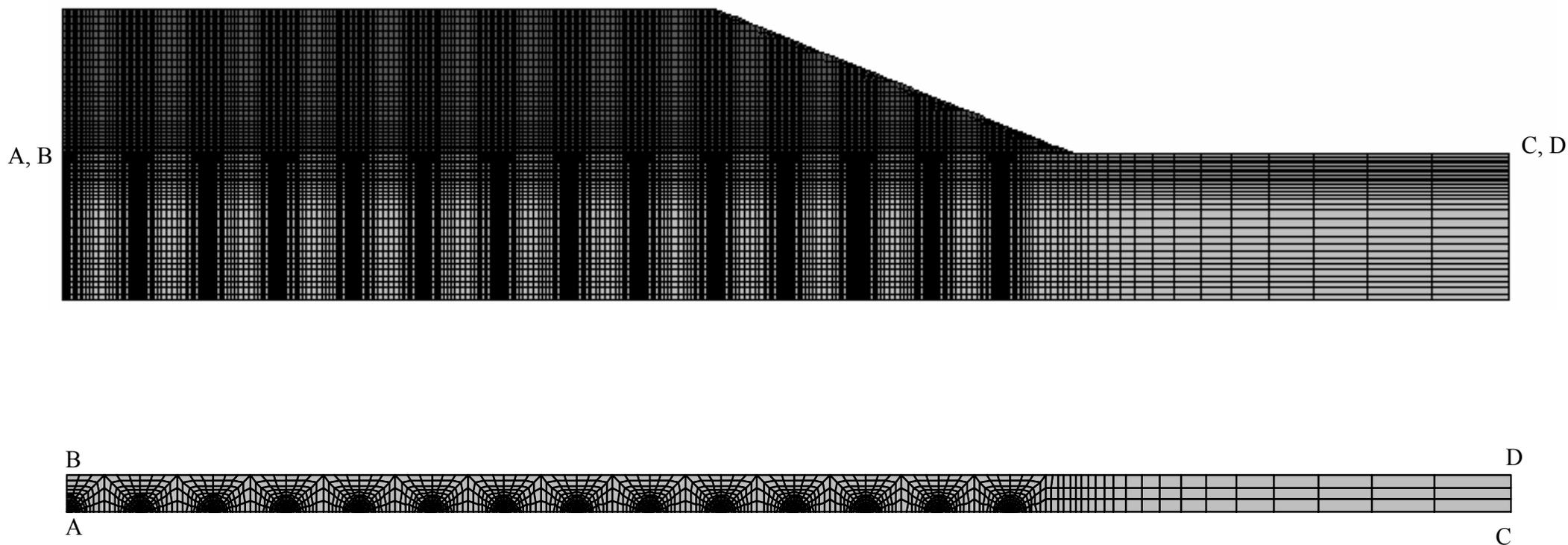


Figure 2 – Section courante de remblai sur sol renforcé

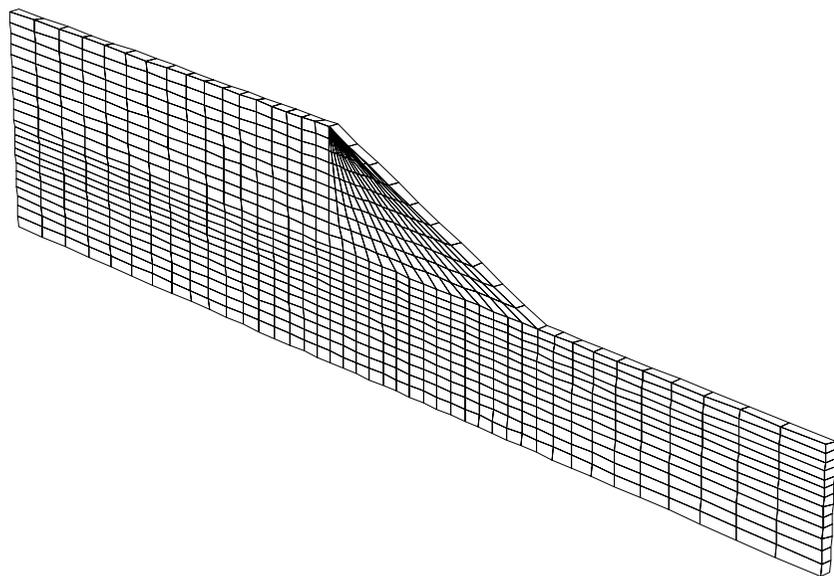


Figure 3 – Modèle numérique du cas sans renforcement par inclusions

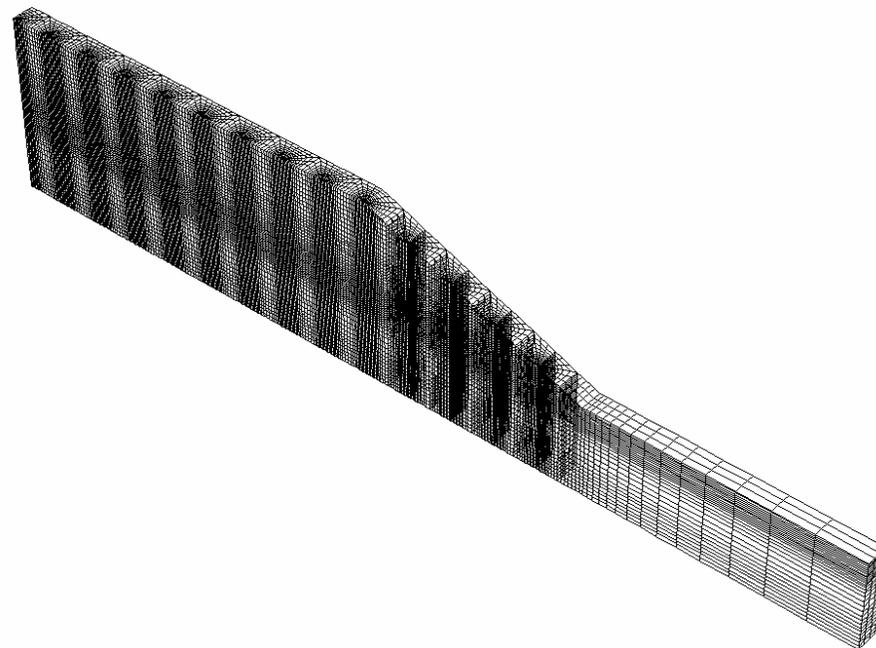


Figure 4 – Modèle numérique de la section courante de remblai du cas renforcé par inclusions

3 RESULTATS DES SIMULATIONS

Les résultats des simulations sont analysés en terme de déplacements dans le massif et de report de charge vers les inclusions. Les déplacements sont comparés à ceux obtenus dans le cas du remblai édifié sur sol non renforcé par inclusions.

3.1 Déplacements du sol en base du remblai

3.2 Massif non renforcé

La Figure 5 présente la distribution des tassements en surface de l'horizon compressible non renforcé pour une hauteur de remblai de 5 m et après l'application de la surcharge de 20 kPa sur la plate-forme du remblai. Pour un remblai de 5 m, le tassement maximum de l'horizon compressible est de 0,9 m, et pour $H = 5 \text{ m} + \text{surcharges}$, le tassement atteint 1,0 m. Au niveau du pied du talus, le tassement est de 0,09 m environ dans les deux cas. A une distance de 3 m du pied du talus, le tassement est inférieur à 0,01 m. Lors de la prise en compte d'une cellule élémentaire nous obtenons un tassement uniforme qui correspond à une zone située au centre du remblai.

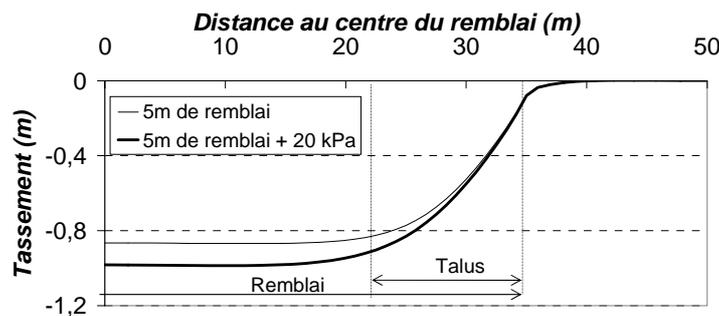


Figure 5 – Tassements en surface de l'horizon compressible non renforcé

La Figure 6 présente la distribution des déplacements horizontaux en surface de l'horizon compressible non renforcé. Pour un remblai de 5 m, le déplacement horizontal atteint 0,10 m sous le talus du remblai, et après l'application des surcharges sur la plate-forme du remblai, il atteint 0,13 m, également sous le talus. Nous observons des déplacements horizontaux en surface du sol compressible jusqu'à la limite du modèle située à 50 m du centre du remblai soit à 15 m du pied du talus. Cette limite est donc peut être légèrement insuffisante pour simuler le cas sans renforcement par inclusions. Lors de la prise en compte d'une cellule élémentaire, il n'y a pas de déplacement horizontal possible.

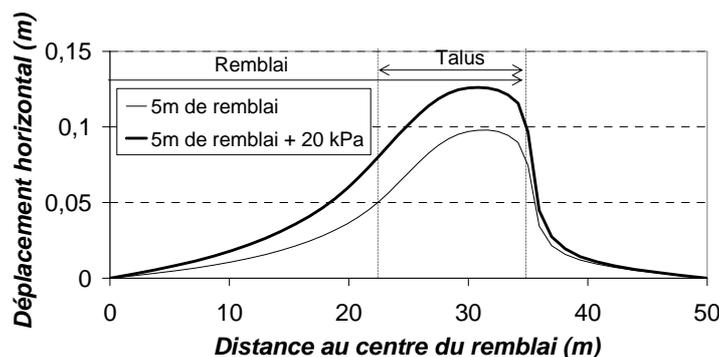


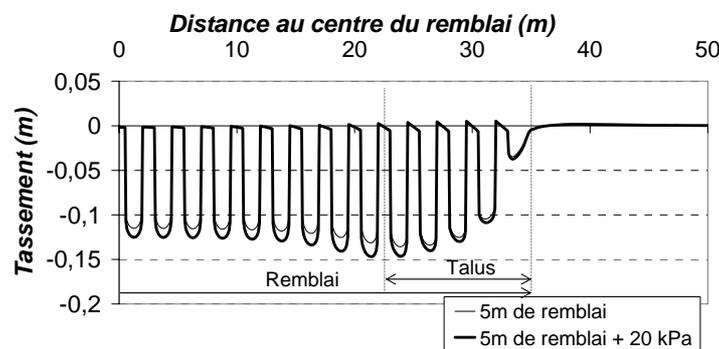
Figure 6 – Déplacements horizontaux en surface de l'horizon compressible non renforcé

3.2.1 Massif renforcé par inclusions

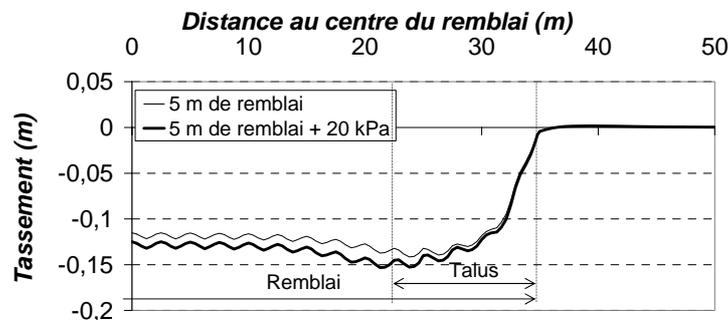
La Figure 7 présente la distribution des tassements en surface de l'horizon compressible renforcé par inclusions pour une hauteur de remblai de 5 m et après l'application de la surcharge de 20 kPa sur la plate-forme du remblai. La Figure 7 a présente les tassements le long de A-C (voir Figure 4), c'est-à-dire au niveau des inclusions et La Figure 7b présente les tassements le long de B-D (voir Figure 4), c'est-à-dire entre les inclusions.

- Le tassement maximum est atteint au niveau de la jonction entre la plateforme et le talus où il vaut jusqu'à 0,15 m entre les inclusions.
- Il n'y a pas de tassement du sol compressible en dehors de l'emprise du remblai.
- Au centre du remblai la réduction de tassement par rapport au cas non renforcé est de 87 % environ pour les deux cas (la réduction est de 100 % au niveau des inclusions).

La localisation des tassements présente un caractère fortement tridimensionnel, ce qui met en évidence le fait qu'une modélisation bidimensionnelle serait inefficace.



a – Tassements le long de A-C (au niveau des inclusions)



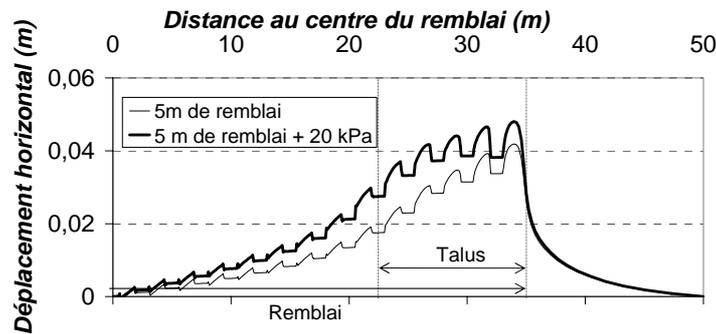
b – Tassements le long de B-D (au milieu)

Figure 7 – Tassements en surface du sol compressible renforcé par inclusions

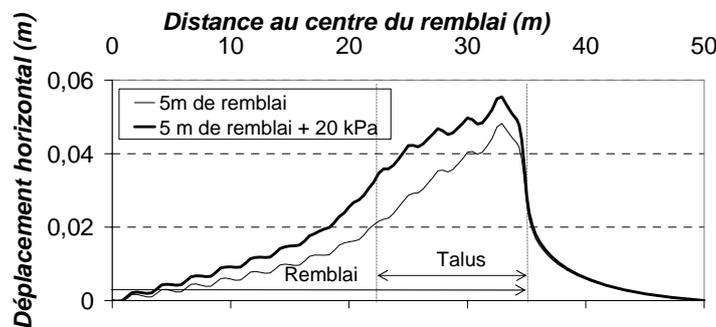
La Figure 8 présente la distribution des déplacements horizontaux du sol en surface de l'horizon compressible renforcé par inclusions. La Figure 8a présente les déplacements le long de A-C et La Figure 8b présente les déplacements le long de B-D.

- Ces deux figures montrent que les déplacements horizontaux sont les plus importants sous le pied du talus du remblai. Ils atteignent 0,05 m environ à l'état final.
- La Figure 8a montre que les déplacements horizontaux sont plus faibles au niveau des têtes d'inclusions que du sol compressible (jusqu'à 20 % de réduction). Rappelons que les inclusions sont fixées à leur base.

- Le renforcement par inclusions permet de réduire les mouvements horizontaux en base du remblai : la réduction des déplacements maximum par rapport au cas sans inclusions atteint 65 % à l'état final.



a – Déplacements horizontaux le long de A-C (au niveau des inclusions)



b – Déplacements horizontaux le long de B-D (au milieu)

Figure 8 – Déplacements horizontaux en surface du sol compressible renforcé par inclusions

3.3 Déplacements en surface du remblai

3.3.1 Massif non renforcé

La Figure 9 présente la répartition des tassements et des déplacements horizontaux qui se produisent en surface du remblai édifié sur le sol compressible non renforcé lors de l'application de la surcharge de 20 kPa sur la plate-forme du remblai. Le tassement atteint 0,135 m au centre du remblai et est de 0,08 m au niveau de la jonction entre la plate-forme et le talus. Le déplacement horizontal atteint 0,005 m à 10 m du centre du remblai.

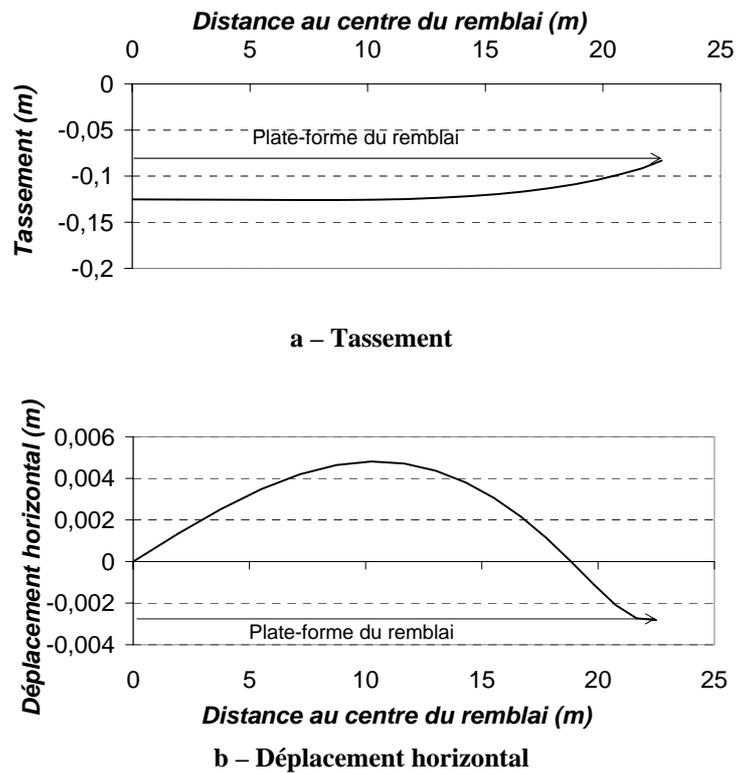


Figure 9 – Déplacements en surface du remblai dus à la mise en place de la surcharge de 20 kPa –
Massif non renforcé

3.3.2 Massif renforcé par inclusions

La Figure 10 présente les déplacements horizontaux et verticaux en surface du remblai édifié sur sol renforcé lors de l'application de la surcharge de 20 kPa sur la plateforme.

- Les tassements atteignent 0,02 m près de l'extrémité de la plate-forme. Au centre du remblai le tassement est de 0,015 m et la réduction du tassement par rapport au cas non renforcé est alors de 88 %
- Les déplacements horizontaux atteignent 0,012 m à l'extrémité de la plate-forme. Il y est dirigé dans l'autre direction par rapport au cas sans inclusions, et sa valeur est plus importante.

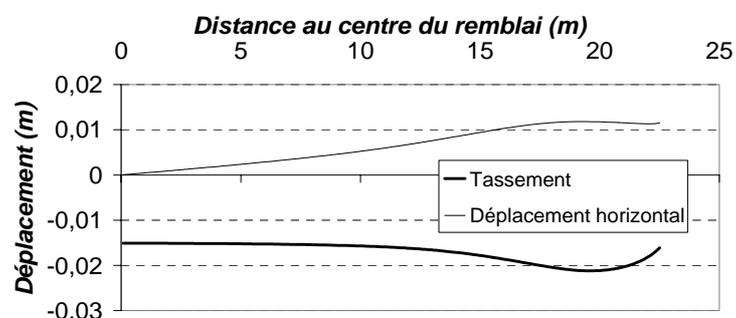


Figure 10 – Déplacement en surface du remblai dus à la mise en place de la surcharge de 20 kPa –
Massif renforcé

3.4 Plastifications dans le massif

La Figure 11 présente les plastifications dans le massif non renforcé et dans le massif renforcé, pour une hauteur de remblai de 5 m. Le remblai présente de la plastification en cisaillement (modèle de Mohr-Coulomb), et le sol compressible de la plastification en cisaillement et en compression (modèle de Cam Clay). Cette figure montre que la plastification dans le sol compressible est moins étendue dans le cas du renforcement par inclusions rigides : le renforcement permet de limiter l'emprise du remblai sur la zone de sol compressible adjacente. Lors d'un renforcement par inclusions, la plastification dans le remblai est limitée aux zones de sol situées au-dessus de l'inclusion. La mise en place de la surcharge de 20 kPa n'entraîne que très peu de plastification supplémentaire.

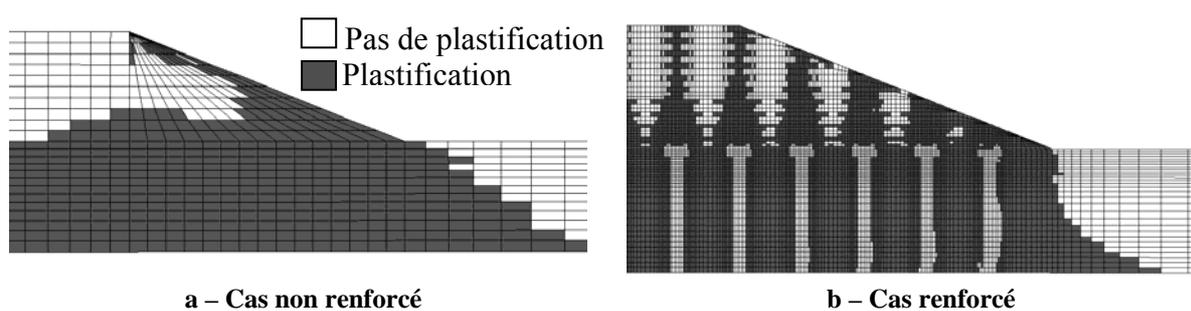


Figure 11 – Plastifications dans le massif pour $H = 5$ m

3.5 Déformation des inclusions

La Figure 12 montre la déformation des inclusions due à la mise en place de la dernière couche de remblai. Dans le modèle numérique proposé, les inclusions sont fixées au niveau de leur base (ancrage dans le substratum rigide). Les inclusions subissent des déplacements horizontaux, qui sont maximums pour les inclusions situées sous la jonction entre la plate-forme et le talus. Cette figure montre également que les têtes d'inclusions subissent un mouvement de rotation. Dans le modèle numérique, les têtes d'inclusion sont parfaitement liées au fût de l'inclusion. Dans le cas de la prise en compte d'une cellule élémentaire, les inclusions se déforment uniquement verticalement à cause des conditions de chargement.

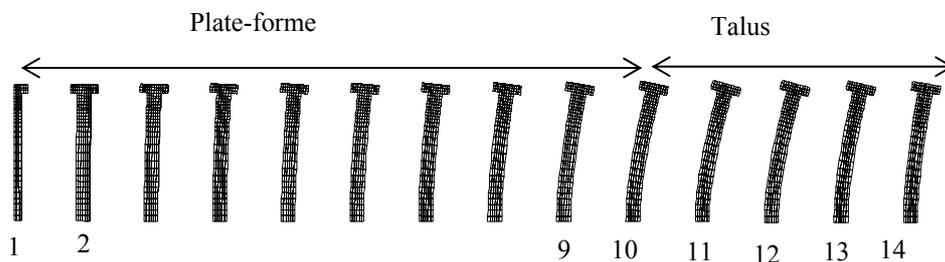


Figure 12 – Déformation des inclusions lors de la mise en place de la dernière couche de sol (*200)

La Figure 13 présente le déplacement horizontal des inclusions pour une hauteur de remblai de 5 m. En pied des inclusions, le déplacement est nul car les inclusions sont fixées. Le déplacement atteint 0,034 m en tête de l'inclusion 14, située sous le pied du talus. Plus les inclusions sont éloignées du centre du remblai, plus elles subissent des déplacements horizontaux. Pour cette même hauteur de remblai, le tassement des inclusions est de l'ordre de 0,001 m (1 mm).

Ainsi les inclusions ne doivent pas être uniquement dimensionnées pour reprendre des efforts en compression, mais également des efforts en flexion. La valeur numérique des moments de flexion n'a pas été déterminée.

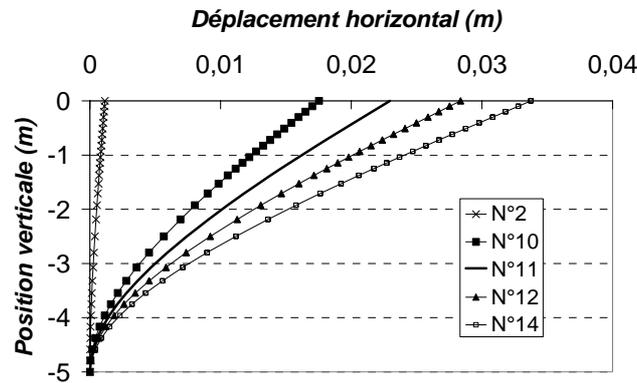


Figure 13 – Déplacement horizontal des inclusions pour H = 5 m

3.6 Report de charge vers les inclusions

La Figure 14 présente l'orientation des contraintes principales dans le remblai pour H = 5 m. Les contraintes se concentrent au niveau des têtes d'inclusion et sont moins importantes au niveau des inclusions situées sous le talus.

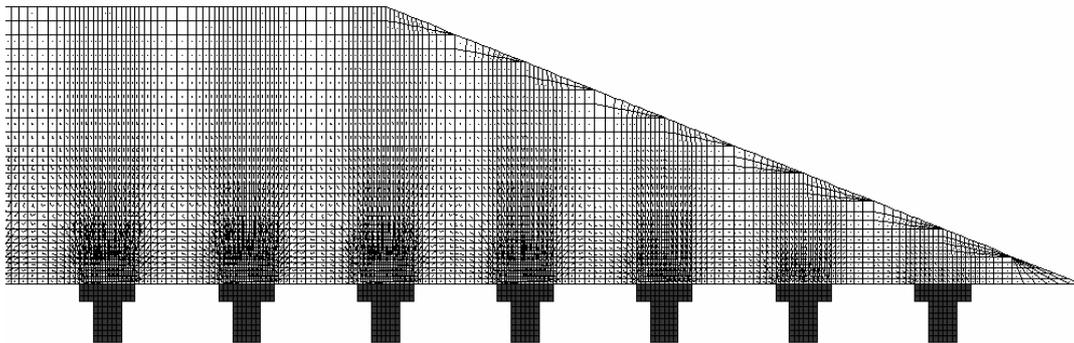


Figure 14 – orientation des contraintes principales pour H = 5 m

La Figure 15 présente la charge verticale appliquée sur les têtes d'inclusions pour H = 5 m. La charge appliquée sur les inclusions situées sous la plate-forme du remblai est de 460 kN environ. Les inclusions situées sous le talus sont moins chargées car la hauteur de remblai y est plus faible.

A partir de ces valeurs, nous déterminons l'efficacité pour chacune des inclusions en considérant le poids de remblai situé au-dessus d'elle (Figure 16).

- Pour les inclusions situées sous la plate-forme, l'efficacité est de 0,74 pour H = 5 m, soit la même valeur que celle obtenue par le calcul numérique sur une cellule élémentaire. Le taux de réduction de contrainte (*SRR*) correspondant est alors de 0,30.
- Au niveau du talus, l'efficacité est inférieure car la hauteur de remblai située au dessus des inclusions est plus faible et nous avons montré que l'efficacité augmente avec la hauteur de remblai. Pour l'inclusion située au pied du talus, l'efficacité maximum atteint 0,37 (soit $SRR = 0,72$) alors que la hauteur de remblai moyenne située au-dessus d'elle est de 1 m.

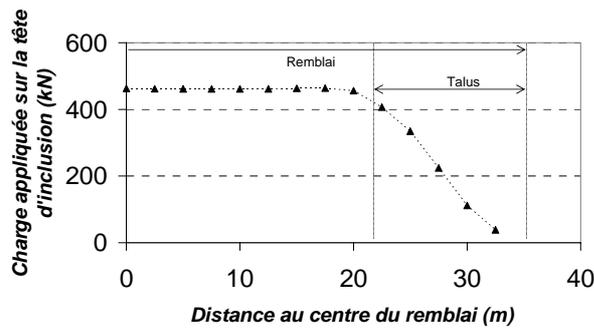


Figure 15 – Charge appliquée sur les têtes d'inclusions pour H = 5 m

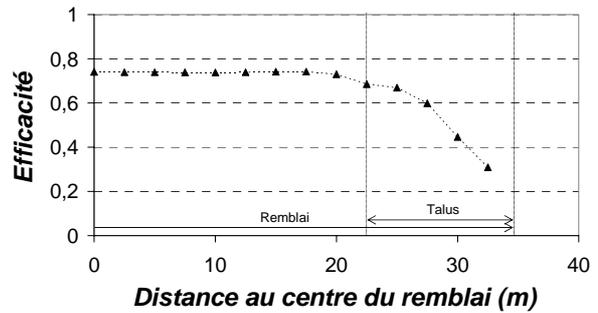


Figure 16 – Efficacité pour H = 5 m

4 CONCLUSIONS

La modélisation numérique tridimensionnelle d'une section courante de remblai permet de prendre en compte les talus. Les conséquences sur les résultats de la simulation par rapport à la prise en compte d'une cellule élémentaire sont les suivantes :

- le remblai est soumis à des mouvements horizontaux,
- le renforcement par inclusions permet de réduire les déplacements verticaux et horizontaux en base du remblai, ce qui contribue à l'amélioration de sa stabilité,
- le renforcement par inclusions permet de réduire les déplacements en dehors de l'emprise du remblai, ce qui permet de limiter les éventuels dommages aux structures voisines,
- les déplacements les plus importants dans le massif renforcé sont atteints au niveau du bord de la plate-forme,
- les inclusions sont soumises à des efforts verticaux et horizontaux ainsi qu'à des efforts de flexion et doivent être dimensionnées en conséquence,
- le report de charge est moindre au niveau des inclusions situées sous le talus du remblai, mais les mouvements horizontaux y sont les plus importants,
- le report de charge pour les inclusions situées au centre du remblai est identique à celui déterminé lors du calcul sur une cellule élémentaire,
- le comportement au niveau du talus est très différent de celui au centre du remblai, qui lui est bien pris en compte par une cellule élémentaire.

5 PERSPECTIVES

Cette étude montre la nécessité de réaliser des simulations numériques tridimensionnelles dans des géométries complexes. Dans le cadre de simulations futures il serait important de simuler la consolidation du sol compressible et de prendre en compte un mode de chargement réaliste. Une amélioration de la modélisation consisterait également à prendre en compte la mise en place ou la fabrication *in situ* des inclusions. En effet cela modifie l'état des contraintes et des pressions interstitielles initiales dans le massif préalablement à l'édification du remblai. Pour les zones à risque sismique il est nécessaire d'explorer la stabilité du système (stabilité des voûtes) face aux sollicitations dynamiques. Il serait également intéressant d'étudier l'apport d'un renforcement géosynthétique dans un cas réaliste tridimensionnel.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif du travail de recherche présenté dans ce mémoire de thèse était de contribuer à la compréhension du mode de fonctionnement d'un massif de fondation renforcé par inclusions rigides verticales. La modélisation des mécanismes de transfert de charge et de réduction des mouvements de sol dans le matelas granulaire était plus particulièrement concernée.

Cette étude a comporté trois parties principales :

- une partie de présentation du principe de renforcement, où le travail de thèse est situé dans son contexte et où les objectifs sont précisés,
- une partie concernant la modélisation physique bidimensionnelle, permettant l'étude phénoménologique des mécanismes, la constitution d'une base de données expérimentale, et qui a également donné lieu à une confrontation aux méthodes de dimensionnement existantes,
- une partie concernant la modélisation numérique en milieu continu, comprenant tout d'abord un chapitre bibliographique présentant le code de calcul, les modèles de comportement et les modèles numériques de massifs renforcés par inclusions rigides existants. La modélisation bidimensionnelle vise à simuler le comportement observé sur le modèle réduit, afin de valider l'approche de modélisation et d'étendre ensuite l'analyse paramétrique. La modélisation tridimensionnelle permet de s'approcher d'un cas réel de massif renforcé par inclusions rigides.

La modélisation physique bidimensionnelle ne constitue qu'une étape dans l'étude des mécanismes, elle s'inscrit d'ailleurs dans un contexte beaucoup plus large que celui de la thèse (Projet National ASIRi). L'aspect bidimensionnel du modèle et le non respect des règles de similitude entraînent que les résultats ne sont pas directement extrapolables à un cas réel. Néanmoins, les objectifs de ce modèle sont multiples :

- effectuer une étude phénoménologique des mécanismes se développant dans le matelas de transfert de charge,
- constituer une base de données expérimentale complète et précise en terme de déplacements et d'efforts, qui servira de référence à diverses approches de modélisations numériques,
- confronter les résultats expérimentaux aux méthodes de dimensionnement existantes.

Les objectifs ont été atteints grâce :

- à un modèle physique présentant une grande modularité, qui permet la variation des dimensions géométriques, la variation de la compressibilité du sol sous-jacent et l'incorporation d'une nappe de renforcement,
- à la mise en œuvre du sol analogique de Schneebeli, dont le comportement se rapproche de celui des sables denses et qui permet de faciliter l'accès au champ de déplacements par la technique d'imagerie numérique. De plus, sa densité importante permet de réduire la distorsion de similitude par rapport à l'utilisation d'un sable, et il ne nécessite aucun support facial, ce qui permet de s'affranchir du frottement parasite, inévitable lorsque l'on utilise du sable,
- à l'instrumentation en capteur d'effort qui permet d'évaluer la distribution des charges en base du matelas et à la mise en œuvre de la technique d'imagerie numérique qui permet d'accéder au champ complet de déplacements dans le massif.

Les études paramétriques menées sur le modèle réduit ont mis en évidence :

1. la formation d'une voûte de décharge dans le matelas granulaire lors de son édification, entraînant un report des charges vers les inclusions, une réduction et une homogénéisation des tassements en surface par rapport au cas non renforcé,
2. l'influence des paramètres géométriques : le report de charge et la réduction des tassements dépendent conjointement de la hauteur de remblai, du taux de recouvrement des inclusions et de l'espacement entre les inclusions (densité d'inclusions). Le système est plus efficace pour une hauteur de matelas plus grande, pour un taux de recouvrement plus important et pour une distance entre les inclusions plus faible. Des inclusions plus petites permettent une plus grande concentration de la contrainte. L'atteinte d'un palier est notée à partir d'une hauteur de matelas égale à deux fois la distance séparant deux inclusions, qui indique que le système a atteint son fonctionnement optimum,
3. l'influence de la compressibilité du sol sous-jacent sur les tassements en surface uniquement pour de faibles hauteurs de matelas. Aucune influence sur le report de charge n'a été relevée,
4. l'influence de la granularité du sol du matelas sur les tassements : des rouleaux plus gros entraînent une plus grande réduction des tassements. Aucune influence sur le report de charge n'a été relevée,
5. l'apport d'un renforcement par géosynthétique, plus important pour un sol sous-jacent plus compressible, permettant une déflexion et donc une mise en tension de la nappe plus importante.

L'étude bibliographique sur les méthodes de dimensionnement existantes montre qu'il existe une grande diversité de méthodes, basées sur des concepts variés. De plus, lorsqu'un même concept est mis en œuvre, les auteurs peuvent être amenés à effectuer des hypothèses différentes. La confrontation des méthodes existantes aux résultats expérimentaux fait apparaître que les résultats sont parfois très divergents. De plus, pour s'approcher des résultats analytiques, il faut parfois utiliser des paramètres empiriques calés sur l'expérimentation, ce qui suppose de connaître au préalable le comportement de l'ouvrage. Ces constatations mettent en évidence le manque de compréhension du fonctionnement de l'ouvrage.

La complexité des phénomènes mis en jeu dans ce type d'ouvrage, liée notamment aux fortes interactions entre les différents éléments, nécessite des moyens de modélisation numérique, afin d'améliorer la compréhension du mode de fonctionnement de l'ouvrage. L'étude bibliographique sur les modèles existants fait apparaître un certain nombre de faiblesses dans chacune des modélisations proposées : non prise en compte du sol compressible, modèles de comportement simplistes, notamment pour le sol du matelas, etc. La démarche de modélisation numérique que nous avons proposée dans cette thèse s'est déroulée en deux étapes :

1. La modélisation bidimensionnelle a pour référence le modèle physique que nous avons développé. Cette première approche permet de valider le modèle numérique en milieu continu ainsi que les modèles de comportements mis en œuvre.
2. La modélisation est étendue à la 3^{ème} dimension, afin de prendre en compte une configuration réelle, et met en œuvre des matériaux réels, dont le comportement est simulé par des modèles plus ou moins complexes.

La constitution de la base de données expérimentale a servi de référence à une approche de modélisation bidimensionnelle en milieu continu. Le comportement du sol

analogique a été déterminé par des essais biaxiaux et œdométriques. Il est successivement simulé par le modèle élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb et par le modèle élastoplastique avec écrouissage CJS2, que nous avons implémenté dans le logiciel. Le comportement non linéaire de la mousse modélisant le sol compressible est également implémenté.

1. Les confrontations des résultats numériques aux résultats expérimentaux font apparaître que la modélisation numérique surestime le transfert des charges vers les inclusions, mais permet néanmoins de représenter qualitativement les phénomènes observés sur le modèle réduit. Les résultats en terme de déplacements et de déformations sont mieux représentés. Cette confrontation fait tout d'abord apparaître la difficulté d'obtenir une bonne concordance des résultats simultanément en terme d'efforts et de déformations entre deux approches de modélisation. Le report de charge plus important dans le modèle numérique peut s'expliquer par le fait que l'on simule un milieu discret par nature (les rouleaux) par un milieu continu. Les tentatives de prise en compte des discontinuités dans le matelas granulaire, notamment au niveau du bord de l'inclusion où la distorsion est la plus importante, ont été infructueuses. L'identification des paramètres des matériaux à partir des essais expérimentaux de caractérisation peut également être source de divergences. Le modèle numérique proposé nécessite donc des améliorations afin de s'approcher encore de la modélisation physique.
2. Le modèle de Mohr-Coulomb a été mis en œuvre pour simuler le matelas, avec un module d'Young « variable », c'est-à-dire qu'il a été modifié à chaque étape du chargement dans chacune des zones en fonction du confinement. Cela constitue un artifice pour simuler un comportement non-linéaire avec un modèle présentant une élasticité linéaire. Cependant, le choix du module d'Young pour simuler le comportement du sol analogique reste difficile. Nous avons alors proposé deux options : le module d'Young est le module sécant à 25% ou à 50% du déviateur à la rupture. La confrontation des modélisations avec le modèle de Mohr-Coulomb et avec le modèle CJS2 montre des résultats très proches, les résultats en terme de champ de déplacement sont cependant légèrement différents pour Mohr-Coulomb et un module sécant à 50% du déviateur à la rupture, probablement car la dilatance apparaît alors pour de plus grandes déformations. Ainsi la mise en œuvre proposée du modèle de Mohr-Coulomb donne des résultats très proches de ceux obtenus avec CJS2, mais des artifices ont dû être employés pour simuler le comportement non-linéaire, et le choix du module d'Young pose problème, alors que le modèle CJS2 prend en compte tous les aspects du comportement.
3. Les simulations numériques proposées incorporant une nappe de renforcement sous-estiment nettement l'apport du renforcement qui a été observé expérimentalement, même lorsque les éléments présentent une tension initiale. L'utilisation d'un maillage plus grossier est certainement en cause en ce qui concerne les résultats en terme de report de charge. Cette étude a mis en évidence que les phénomènes d'interaction entre la nappe, le matelas et le sol compressible sont complexes et difficiles à modéliser.

Le modèle numérique bidimensionnel proposé permettant l'analyse qualitative du mode de fonctionnement de l'ouvrage renforcé, une étude paramétrique a été menée sur les propriétés du sol du matelas. Il apparaît que les paramètres affectant le report de charge vers les inclusions sont principalement l'angle de frottement et la cohésion, alors que pour le modèle étudié, l'angle de dilatance n'a pas d'influence. Cependant, ce paramètre a une légère influence sur les tassements en surface. Les tassements en surface sont principalement réduits lorsque l'on augmente l'angle de frottement et la cohésion. Les paramètres élastiques ont

moins d'influence. L'étude paramétrique sur la compressibilité du sol sous-jacent montre qu'un sol trop rigide entraîne une réduction du report de charge vers les inclusions : la formation des voûtes dans le matelas est conditionnée par le tassement différentiel en base de celui-ci.

La prise en compte plus réaliste du mode de fonctionnement d'un ouvrage réel nécessite la mise en œuvre d'une modélisation tridimensionnelle. Notamment les voûtes présentent un caractère fortement tridimensionnel. L'approche de modélisation numérique bidimensionnelle proposée ayant montré que les mécanismes pouvaient être correctement simulés, nous avons étendu la simulation en milieu continu au cas tridimensionnel, mettant en œuvre des sols réels dont le comportement est simulé par des modèles adaptés, déterminés à partir de l'étude bibliographique sur les modèles de comportement. Le modèle CJS2 est notamment utilisé, dont la mise en œuvre a été validée à partir de l'approche numérique bidimensionnelle. La modélisation proposée prend également en compte le sol compressible et les inclusions. Une cellule élémentaire est tout d'abord mise en œuvre, représentative d'un réseau d'inclusions régulier. Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes.

1. L'étude paramétrique menée sur la simulation du comportement des matériaux fait apparaître l'importance de la prise en compte du comportement fortement non-linéaire des différents éléments (sol de remblai et sol compressible). Lors de la mise en œuvre du modèle de Mohr-Coulomb, le modèle doit être adapté afin de simuler un comportement non-linéaire, ce qui est pris en compte par un modèle élastoplastique avec écrouissage. De plus, le modèle de Mohr-Coulomb nous confronte au difficile choix des paramètres élastiques. Ainsi, la mise en œuvre de modèles plus complexes (tels que CJS2 ou Cam Clay) s'avère ici plus appropriée.
2. Différents matériaux sont mis en œuvre, présentant des propriétés mécaniques différentes. Nous avons observé une influence de la compressibilité du sol sous-jacent uniquement pour le sol de remblai présentant une rigidité et une dilatance moindre. Cependant, une étude reste à effectuer, portant sur l'influence des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol de remblai, qui, nous l'avons vu dans l'étude numérique 2D, ont une grande influence sur les mécanismes.

L'étape suivante de la modélisation numérique tridimensionnelle a consisté à simuler une section de remblai courante. Cette étude a montré que le comportement du système au niveau des talus latéraux est différent de celui au centre du remblai, bien représenté par une maille élémentaire. Le massif est notamment soumis à des mouvements de sol latéraux et les inclusions subissent de la flexion.

Les perspectives immédiates de ce travail de recherche sont liées aux expérimentations qui sont prévues dans le cadre du Projet National ASIRI. Notre approche numérique pourra ainsi être affinée à partir d'expérimentations en chambre de calibration, en centrifugeuse et sur des ouvrages réels. Par ailleurs, des approches aux éléments distincts permettraient d'examiner plus précisément le comportement du matelas à l'interface entre le sol compressible et les inclusions. L'incidence de la consolidation primaire et secondaire de la couche compressible nécessite également d'être examinée, de même que l'impact des conditions de mise en œuvre des inclusions rigides.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AL ABRAM I. *Etude sur modèle réduit bidimensionnel du champ de déplacement induit par le creusement d'un tunnel à faible profondeur. Interaction avec les ouvrages existants*. Thèse Génie Civil. Villeurbanne : INSA de Lyon, 1998, 268p.

AL ABRAM I., MATHIEU P., KASTNER R., MORESTIN F. *Mesures de déplacements dans un modèle réduit bidimensionnel de creusement de tunnel par traitement d'images*. **In:** BERTHAUD Y. Ed. Proc. of Photomécanique 98, 14-18 avril 1998, Paris.

ALEXIEW D., VOGEL W. *Remblais ferroviaires renforcés sur pieux en Allemagne : projets phares*. Travaux, 2002, vol. 786, pp 47-52.

ALI F. H. *A model study on embankment piles*. **In:** Proc. of Piletalk International, 1990, Jakarta, Indonésie. pp 35-40.

AL-TABBAA A., MUIR WOOD D. *An experimentally based "bubble" model for clay*. **In:** PIETRUSZCZAK S., PANDE G. N. Eds. Proc. of the 3rd Int. Conf. on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG III), 1989, Niagara Falls. London : Elsevier Applied Science, pp 91-99.

AL-TABBAA A., O'REILLY M. *Some observations on the modified cam-clay "bubble" model*. **In:** PANDE G. N., MIDDLETON J. Eds. Proc. of the 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Engineering : Theory and Applications (NUMETA 90), 7-11 janvier 1990, Swansea, Wales, U.K. London : Elsevier Applied Science, 1990, pp 779-786.

ASAOKA A., NODA T., YAMADA E., KANEDA K., NAKANO M. *An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils*. Soils and Foundations, 2002, vol. 42, n° 5, pp 15-26.

ASGHARI E., TOLL D. G., HAERI S. M. *Triaxial behaviour of a cemented gravely sand, Tehran alluvium*. Geotechnical and Geological Engineering, 2003, vol. 21, pp 1-28.

ATKINSON J. *An introduction to the mechanics of soils and foundations through critical state soil mechanics*. London : McGraw-Hill Book Company, 1993, 255p.

AUBENY C. P., LI Y., BRIAUD J. L. *Geosynthetic reinforced pile supported embankments: numerical simulation and design needs*. **In:** DELMAS S., GOURC J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002, pp 365-368.

BARNICHON J.-D. *Contribution of the bounding surface plasticity to the simulation of gallery excavation in plastic clays*. Engineering geology, 2002, vol. 64 pp 217-231.

BARRY A. J., TRIGUNARSYAH B., SYMES T., YOUNGER J. S. *Geogrid reinforced piled road over peat*. Engineering Geology of Construction, The Geological Society of London. 1995, Engineering Geology Special Publication N°10, pp 205-210.

BEEN K., JEFFERIES M. G. *A state parameter for sands*. Géotechnique, 1985, vol. 35, n° 2, pp 99-112.

BELL A. L., JENNER C. G., MADDISON J. D., VIGNOLES. *Embankment support using geogrids with vibro concrete columns*. **In:** KARUNARATNE G. P., CHEW S. H., WONG K. S. Eds. Proc. of the 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, 5-9 septembre 1994, Singapour. Vol. 1, pp 335-338.

BERGDAHL U., LINGFORS R., NORDSTRAND P. *The mechanics of piled embankments*. No. SG3-79, Swedish Geotechnical Institute, 1979, pp 310-320.

BERNAT S., CAMBOU B., DUBOIS P. *Modelling of tunnel excavation in soft soil*. **In:** PANDE G.N., PIETRUSZCZAK S. Eds. Proc. of the 5th Int. Conf. on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), 6-8 septembre 1995, Davos, Suisse. Aldershot, Royaume-Uni : Ashgate Publishing Company, pp 471-475.

BERTHELOT P., PEZOT B., LIAUSU P. *Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides : Le procédé CMC*. **In:** VANÍČEK I., BARVÍNEK R., BOHÁČ J., JETTMAR J., JIRÁSKO D., SALÁK J. Eds. Proc. of the 13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE), 25-29 août 2003, Prague. Rotterdam : Balkema, 2003.

BILLAUX D., CUNDALL P. *Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens*. Revue Française de Géotechnique, 1993, vol. 63, pp 9-21.

BOUASSIDA M. *Etudes expérimentale et théorique du comportement de la grave non traitée*. Revue Française de Géotechnique, 1988, vol. 42, pp 5-21.

BOURDEAU Y. *Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement*. Revue Française de Géotechnique, 1997, vol. 79, pp 45-57.

BRANDL H., GARTUNG E., VERSPOHL J., ALEXIEW D. *Performance of a geogrid-reinforced railway embankment on piles*. **In:** Proc. of the 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), 6-12 septembre 1997, Hamburg, Rotterdam : Balkema, pp 1731-1736

BRIANÇON L. *Renforcement des sols par inclusions rigides - Etat de l'art*. IREX, Paris, 2002. 185p.

BRIANÇON L., KASTNER R., SIMON B., DIAS D. *Etat des connaissances - Amélioration des sols par inclusions rigides*. **In:** DHOUB A., MAGNAN J.-P., MESTAT P. Eds. Proc. of Symp. Int. sur l'Amélioration des Sols en Place. ASEP-GI, 9-10 septembre 2004, Paris. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004, pp 15-44.

BRINKGREVE R. B. J. *Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application*. **In:** YAMAMURO J. A. KALIAKIN V. N. Eds. Proc. of the session of Geo-Frontiers 2005 : Soil Constitutive Models, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. ASCE, 2005, p 4.

BS8006 (BRITISH STANDARDS). *Strengthened/reinforced soils and other fills. Section 8*. 1995.

BURLAND J. B, ROSCOE K. H. *On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay*. **In:** Engineering Plasticity. Cambridge : Cambridge University Press, 1968, pp 535-609.

CAMBOU B., JAFARI K. *Modèle de comportement des sols non cohérents*. Revue Française de Géotechnique, 1988, vol. 44, pp 43-55.

CARD G. B., CARTER G. R. *Case history of a piled embankment in London's Docklands*. Engineering Geology of construction, Geological Society of London, Engineering Geology Special Publication N°10, 1995, pp 79-84.

CARLSSON B. *Reinforced soil, principles for calculation* (in swedish). Linköping : Terratem AB, 1987.

CARLSSON B. *Armerad jord - beräkningsprinciper för - bankar pa palar*. (in swedish). Linköping : Terratema AB, 1987.

CARTER J. P., LIU M. D. *Review of the structured Cam Clay Model*. **In:** YAMAMURO J. A., KALIAKIN V. N. Eds. Proc. of the session of Geo-Frontier 2005 : Constitutive Models for Soils, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. Reston, USA : ASCE, 2005, p 5.

CAUDRON M. *Modélisation d'un fontis : rapport de DEA*. DEA Génie Civil. Villeurbanne : INSA de Lyon, 2003, 133p.

CHAFFOIS S., MONNET J. *Modèle de comportement du sable au cisaillement dans un état tridimensionnel de contrainte et de déformation*. Revue Française de Géotechnique, 1985, vol. 32, pp 59-69.

CHAI J.-C., SAKAJO S., MIURA N. *Stability analysis of embankment on soft ground (a case study)*. Soils and Foundations, 1994, vol. 34, n° 2, pp 107-114.

CHAI J.-C., MIURA N., SHEN S.-L. *Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil*. Canadian Geotechnical Journal, 2002, vol. 39, n° 4, pp 838-848.

CHARLES J. A. *General report/ discussion session 8 : geotechnical properties of coarse grained soil*. **In:** Proc. of the 12th Int. Conf. on Soils Mechanics and Foundation Engineering, 13-18 août 1989, Rio de Janeiro. Rotterdam : Balkema, 1989, pp 2495-2519.

COLLIN J. G. *Column supported embankment design considerations*. **In:** LABUZ J. F., BENTLER J.G. Eds. Proc. of the 52nd Annual Geotechnical Engineering Conf., 2004, University of Minnesota, Minneapolis. pp 51-78.

COLLIN J. G., WATSON C. H., HAN J. *Column-supported embankment solves time constraint for new road construction*. Issues in Foundation Engineering, 2005, ASCE.

COMBARIEU O. *Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres*. Revue Française de Géotechnique, 1988, vol. 44, pp 57-79.

COMBARIEU O., GESTIN F., PIOLINE M. *Remblais sur sols améliorés par inclusions rigides : premiers chantiers*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1994, vol. 191, pp 55-61.

COMBARIEU O., FROSSARD A. *Amélioration des sols des berges de la Loire par inclusions rigides pour stabiliser les remblais d'accès d'un poste à quai*. **In:** VANICEK I.,

BARVINEK R., BOHAC J., JETTMAR J., JIRASKO D., SALAK J. Eds. Proc. of the 13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE), 25-29 août 2003, Prague. Rotterdam : Balkema, 2003, pp 625-630.

CONSOLI N. C., PRIETTO P. D. M., ULBRICH L. A. *Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, vol. 124, n° 12, pp 1211-1214.

COOP M. R., ATKINSON J. *The mechanics of cemented carbonate sands*. Géotechnique, 1993, vol. 43, n° 1, pp 53-67.

CORTÉ J. F. *General report/ Discussion session 11: Model testing - Geotechnical model tests*. **In:** Proc. of the 12th Int. Conf. on Soils Mechanics and Foundation Engineering, 13-18 août 1989, Rio de Janeiro. Rotterdam : Balkema, 1989, pp 2553-2571.

CORTLEVER N. G., GUTTER H. H. *Design of double track railway Bidor-Rawang on AuGeo Piling System according to BS8006 and PLAXIS numerical analysis*. **In:** Proc. of the 4th Int. Conf. on Ground Improvement Techniques, 26-28 mars 2002, Kuala Lumpur, Malaisie.

CRAIG R. F., SUSILO B. S. *Mekanika tanah*. 1986, 374p.

CROOKS J. H. A., BEEN K., MICKLEBOROUGH B. W., DEAN J. P. *An embankment failure on soft fissured clay*. Canadian Geotechnical Journal, 1986, vol. 23, n° 4, pp 528-540.

CROUCH R. S., WOLF J. P., DAFALIAS Y. F. *Unified critical-state bounding surface plasticity model for soil*. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 1994, vol. 120, n° 11, pp 2251-2270.

CUBRINOVSKY M., ISHIHARA K. *State concept and modified elastoplasticity for sand modelling*. Soils and Foundations, 1998, vol. 38, n° 4, pp 213-225.

DAFALIAS Y. F. *Bounding surface plasticity I: Mathematical foundation and hypoplasticity*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1986, vol. 112, n° 9, pp 966-987.

DAFALIAS Y. F., HERRMANN L. R. *Bounding surface plasticity II: Application to isotropic cohesive soils*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1986, vol. 112, n° 12, pp 1263-1291.

DANO C., HICHER P. Y., VARJABEDIAN M. *Renforcement des sols alluvionnaires par injection de coulis de ciment ultrafin*. Revue Française de Géotechnique, 2002, vol. 100, pp 59-70.

DANO C., HICHER P. Y., TAILLEZ S. *Engineering properties of grouted sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, vol. 130, n° 3, pp 328-338.

DARVE F. *Contribution à la détermination de la loi rhéologique incrémentale des sols*. Thèse de docteur ingénieur, Grenoble, 1974.

DARVE F., LABANIEH S. *Incremental constitutive law for sands and clays. Simulations of monotonic and cyclic tests*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1982, vol. 6, pp 243-275.

DARVE F., DENDANI H., CHAU B. *Different classes of constitutive equations and their characteristics*. **In:** SAADA A. S., BIANCHINI G. F. Eds. *Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils*, Rotterdam : Balkema, 1988, pp 11-17.

DARVE F. *Les grandes classes de lois de comportement*. **In:** HICHER P. Y., SHAO J. F. Eds. *Elastoplasticité des sols et des roches*. Paris : Hermès Sciences, Lavoisier, 2002, pp 17-45.

DARVE F., LAMBERT C. G. *Incrementally Non-Linear constitutive relations : new challenges*. **In:** YAMAMURO J. A., KALIAKIN V. N. Eds. *Proc. of the session of Geo-Frontier 2005 : Constitutive models for soils*, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. ASCE, 2005, p 6.

DE BORST R., GROEN A. E. *Computational Strategies for Standard Soil Plasticity Models*. **In:** ZAMAN M., BOOKER J., GIODA G. Eds. *Modeling in Geomechanics*. Londres : John Wiley & Sons Ltd., pp 23-49.

DEMERDASH M. A. *An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement*. Thèse de doctorat. University of Newcastle-upon-Tyne, 1996.

DESAI C. S. *A general basis for yield, failure and potential function plasticity*. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1980, vol. 4, pp 361-375.

DESAI C. S. *Hierarchical single surface and the disturbed state constitutive models with emphasis on geotechnical applications*. **In:** SAXENA, K. R. Ed. *Geotechnical Engineering : Emerging trends in design and practice*. New Delhi : Oxford & IBH Publishing Co., 1994, pp 115-154.

DHOUIB A., MAGNAN J. P., MESTAT P. Eds. *Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP-GI 2004), 9-10 septembre 2004, Paris*. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004, 498p.

DI MAGGIO F. L., SANDLER I. S. *Material model for granular soil*. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 1971, vol. 97, n° 3, pp 935-950.

DOLZHENKO N. *Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique*. Thèse Génie Civil. Villeurbanne : INSA de Lyon, 2002, 299p.

DONAGHE R. T., TORREY V. H. *Proposed new standard test method for laboratory compaction. Testing of soil-rock mixtures using standard effort*. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 1994, vol. 17, n° 3, pp 387-392.

DRÜCKER D. C., GIBSON R. E., HENKEL D. J. *Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity*. *Transactions of the ASCE*, 1957, vol. 122, pp 338-346.

DUBUJET P. *Modélisation du comportement cyclique des argiles*. Thèse de doctorat. Ecully : Ecole Centrale de Lyon, 1992.

DUCAN J. M., CHANG C. Y. *Non linear analysis of stress and strain in soil*. *ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundations*, 1970, vol. 96, pp. 1629-1653.

DUNCAN J. M. *The role of advanced constitutive relations in practical applications*. **In:** Proc. of the 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5-10 janvier 1994, New Delhi. New Delhi : Oxford & IBH, 1994, vol. 1, pp 31-48.

EGBEO. *Bewehrte Erdkörper auf punkt- und lilienförmigen Traggliedern, Entwurf Kapitel 6.9*, version du 16 mai 2004.

EHLERS W., MÜLLERSCHÖN H. *Parameter identification for a macroscopic granular soil model applied to dense Berlin sand*. Granular Matter, 2000, vol. 2, pp 105-112.

ELAMRANI K. *Contributions à la validation du modèle CJS pour les matériaux granulaires*. Thèse de doctorat. Ecullly : Ecole Centrale de Lyon, 1992, 159p.

FANG H. L. *A state-dependent multi-mechanism for sand*. Géotechnique, 2003, vol. 53, n° 4, pp 407-420.

FORSMAN J., HONKALA A., SMURA M. *Hertsby case: a column stabilized and geotextile reinforced road embankment on soft subsoil*. **In:** Proc. of Dry Mix Method for Deep Stabilization, 1999, Stockholm. pp 263-268.

FRAGASZY R. J., WEIZHI S., SIDDIQI F. H. *Effect of oversize Particles on the Density of Clean Granular Soils*. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 1990, vol. 13, n° 2, pp 106-114.

FRAGASZY R. J., SU J., SIDDIGI H., HO C. J. *Modelling strength of sandy gravel*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1992, vol. 118, n° 6, pp 920-935.

FRANK R., ZHAO S. R. *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1982, vol. 119, pp 17-24.

FRYDMAN S., ZEITLEN J. O., ALPAN I. *The yielding behaviour of particulate media*. Canadian Geotechnical Journal, 1973, vol. 10.

GAJO A., MUIR WOOD D. *A kinematic hardening constitutive model for sands : the multiaxial formulation*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999, vol. 23, pp 925-965.

GARNIER J. *Modèles physiques en géotechnique : état des connaissances et évolutions récentes*. **In:** CFMS Ed. Proc. of the Int. Conf. Albert Caquot, 1^{ère} Conférence Coulomb, Paris, 3 octobre 2001.

GHABOUSSI J., MOMEN H. *Plasticity model for cyclic behavior of sands*. **In:** PHAN H.V., DESAI C.S., STURE S., PERUMPRAL J.V. Eds. Proc. of the 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, 2-6 avril 1979, Aachen. Rotterdam : Balkema, 1979, pp 423-433.

GLANDY M., FROSSARD A. *Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé d'inclusions*. Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, février 2002, pp 54-63.

GOTTELAND P., TACNET J.-M., ABOURA A. *Caractérisation des sols grossiers - Application aux sols de torrents*. Revue Française de Génie Civil, 2000, vol. 4, pp 325-338.

GOURVES R., MEZGHANI F. *Micromécanique des milieux granulaires - Approche expérimentale utilisant le modèle de Schneebeli*. Revue Française de Géotechnique, 1988, vol. 42, pp 23-34.

GREZE F. *Tassements en surface en cas d'utilisation d'un tunnelier à front pressurisé. Approche théorique et semi-empirique*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, 1992, vol. 112, pp 232-236.

GUDEHUS G., KOLYMBAS D. *A constitutive law of the rate type for soils*. **In:** PHAN H.V., DESAI C.S., STURE S., PERUMPRAL J.V. Eds. Proc. of the 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, 2-6 avril 1979, Aachen. Rotterdam : Balkema, 1979, pp 319-329.

GUDEHUS G. *A comprehensive constitutive equation for granular materials*. Soils and Foundations, 1996, vol. 36, n° 1, pp 1-12.

GUE S. S., TAN Y. C. *Geotechnical solutions for high speed track embankment - a brief overview*. **In:** Proc. of the Technical Seminar Talk - Permanent Way Institution Annual Convention 2001, 28-29 septembre 2001, Pahang, Malaisie. pp 1-7.

GUIDO V. A., KNUEPPEL J. D., SWEENEY M. A. *Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs*. **In:** Proc. of Geosynthetics'87, New Orleans, USA, février 1987. St Paul, MN, USA : Industrial Fabrics Association International, pp 216-225.

HABIB P. *Similitudes et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation*. Revue Française de Géotechnique, 1989, vol. 48, pp 35-41.

HABIB H. A. A., BRUGMAN M. H. A., UIJTING B. G. J. *Widening of Road N247 founded on a geogrid reinforced mattress on piles*. **In:** DELMAS S., GOURC J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002, pp 369-372.

HALPHEN B., NGUYEN Q.S. *Sur les matériaux standard généralisés*. Journal de Mécanique, 1975, vol. 14, pp 39-64.

HAN J., GABR M. A. *Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, vol. 128, pp 44-53.

HANDY R. L. *The arch in arching*. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, vol. 111, n° 50, pp 302-317.

HEWLETT W. J., RANDOLPH M. F. *Analysis of piled embankment*. Ground Engineering, 1988, vol. 21, n° 3, pp 12-18.

HICKS M. A. *Experience in calibrating the double-hardening constitutive model Monot*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2003, vol. 27, n° 1, pp 123-151.

HILL R. *The mathematical Theory of Plasticity*. Oxford : Clarendon Press, 1950, 356p.

HINCHBERGER S. D., ROWE R. K. *Modelling the rate-sensitive characteristics of the Gloucester foundation soil*. Canadian Geotechnical Journal, 1998, vol. 35, n° 5, pp 769-790.

HOLMBERG S. *Bridge approaches on soft clay supported by embankment piles*. Journal of Geotechnical Engineering, 1978, vol. 10, n° 1, pp 77-89.

HOLTZ R. D., MASSARSCH K. R. *Improvement of the stability of an embankment by piling and reinforced earth*. **In:** Proc of the 6th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), 1978, Vienne. pp 473-478.

HORGAN G. J., SARSBY R. W. *The arching effect of soils over voids incorporating geosynthetic reinforcement*. **In:** DELMAS S., GOURC J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002, pp 373-378.

HUJEU J.C. *Une loi de comportement pour les chargement cycliques des sols*. **In:** DAVIDOVICI Dir. Génie Parasismique, 1985. Paris : Presse des Ponts et Chaussée, pp 287-301.

INDRARATNA B., BALASUBRAMANIAM A. S., BALACHANDRAN S. *Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay*. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, vol. 118, n° 1, pp 12-33.

INDRARATNA B., BALASUBRAMANIAM A. S., SIVANESWARAN N. *Analysis of settlement and lateral deformation of soft clay foundation beneath two full-scale embankments*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1997, vol. 21, n° 9, pp 599-618.

INDRARATNA B., IONESCU D., CHRISTIE H. D. *Shear behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, vol. 124, n°5, pp 439-449.

ITASCA CONSULTING GROUP. *FLAC3D - User's Guide*. 2002,

JAMES R. G. *Some aspects of soil mechanics model testing*. **In:** PARRY R. H. G. Ed. Proc. of Stress-strain behaviour of soils. Roscoe Memorial Symposium, 1972, Cambridge, Angleterre. pp 417-440.

JANBU N. *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests*. **In:** Proc. of the European Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 1963, Wiesbaden, Allemagne. Essen: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V, pp 19-25.

JARDANEH I. G. *Finite element analysis for preliminary study of BASP System*. Thèse. University of Newcastle-Upon-Tyne.

JEFFERIES M. G. *Nor-sand : a simple critical state model for sand*. Géotechnique, 1993, vol. 43, n° 1, pp 91-103.

JENNER C. G., AUSTIN R. A., BUCKLAND D. *Embankment support over piles using geogrids*. **In:** ROWE, R.K. Ed. Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, 25-29 mars 1998, Atlanta. Roseville, USA: Industrial Fabrics Association International, pp 763-766.

JOHN N. W. M. *Geotextiles*. New York : Blackie, Chapman & Hall, 1987.

JONES C. J. F. P., LAWSON C. R., AYRES D. J. *Geotextile reinforced piled embankments*. **In** : DEN HOEDT Ed. Proc. of the 4th Int. Conf. on Geotextiles Geomembranes and related Products, 28 mai – 1^{er} juin 1990, Den Haag, Pays-Bas. Rotterdam : Balkema, 1990, vol. 1, pp 155-160.

KANY M., BECKER H. *Determination of the shear strength of a coarse-grained rock fill by means of large-scale test*. **In**: Proc. of the Geotechnical Conference, Oslo, 1967. pp 669-671.

KATTAN A. *Fluage et consolidation des sols saturés et quasi-saturés. Analyse Numérique*. Thèse de doctorat. Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1990.

KASTNER R. *Excavations profondes en site urbain - problèmes liés à la mise hors d'eau - Dimensionnement des soutènements butonnés*. Thèse de docteur ès sciences. Villeurbanne: INSA de Lyon et Université Claude Bernard Lyon I, 1982, 409p.

KEMPFERT H. G., STADEL M., ZAESKE D. *Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen*. Bautechnik, 1997, vol. 74 , Heft 12, pp 818-825.

KEMPFERT H. G., ZAESKE D., ALEXIEW D. *Interactions in reinforced bearing layers over partially supported underground*. **In**: Proc. of the 12th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (12th ECSMGE), 7-10 juin 1999, Amsterdam, Pays-Bas. Rotterdam : Balkema, 1999, vol. 3, pp 1527-1532.

KEMPFERT H. G. *Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques*. **In**: VERMEER P. A., SCHWEIGER H., KARSTUNEN M., CUDNY M. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19 septembre 2003, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen : Verlag Glückauf, 2003, pp 101-112.

KEMPFERT H. G., GÖBEL C., ALEXIEW D., HEITZ C. *German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements*. **In**: Proc. of the 3rd European Geosynthetics Conf. (Eurogeo3), 1-3 mars 2004, Munich. Vol.1, pp 279-284.

KEMPTON G., RUSSELL D., PIERPOINT N. D., JONES C. J. F. P. *Two- and three-dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments*. **In**: ROWE, R.K. Ed. Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, 25-29 mars 1998, Atlanta, USA. Roseville, USA: Industrial Fabrics Association International, pp 767-772.

KERISEL J. L. *Scaling laws in Soil Mechanics*. **In**: Proc. of the 3rd Pan-American Conf. SMFE, Vénézuéla, 1967. pp 69-92.

KHEMISSA M., MAGNAN J. P., JOSSEAUME H. *Etude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (Vallée de l'Adour)*. Revue Française de Géotechnique, 1997, vol. 81, pp 3-25.

KHONG C. D., YU H. S. *Computational aspects of a unified critical state model for clay and sand*. **In**: PANDE G.N., PIETRUSZCZAK S. Eds. Proc. of the 8th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII), 10-12 avril 2002, Rome. Lisse, Pays-Bas : Balkema, pp 271-277.

KOITER W. T. *General theorems for elastoplastic solids*. **In**: HILL & SNEDDON Eds. Progress in solids mechanics. North-Holland Publishing Co., 1960, pp 163-221.

KOLYMBAS D., HERLE I. *Hypoplasticity as a constitutive framework for granular soils*. **In:** YAMAMURO J. A., KALIAKIN V. N. Eds. Proc. of the session of Geo-Frontier 2005 : Constitutive Models for Soils, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. Reston, VA, USA : ASCE, 2005, p 11.

KONDNER R. L. *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, 1963, vol. 89, n° SM1, pp. 115-143.

LADE P. V. *Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces*. International Journal for Solids and Structures, 1977, vol. 13, n° 7, pp 1019-1035.

LADE P. V. *Double hardening constitutive model for soils, parameter determination and predictions for two sands*. **In:** SAADA A. S., BIANCHINI G. F. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, 22-24 avril 1987, Cleveland, Ohio, USA. Rotterdam : Balkema, 1988, pp 367-382.

LADE P. V., KIM M. K. *Single-hardening constitutive model for soil, rock and concrete*. International Journal of Solids and Structures, 1995, vol. 32, n° 14, pp 1963-1978.

LADE P. V. (a) *Overview of constitutive models for soils*. **In:** YAMAMURO J. A., KALIAKIN V. N. Eds. Proc. of the session of Geo-Frontier 2005 : Constitutive models for soils, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. Reston, USA : ASCE, 2005, p 1.

LADE P. V. (b) *Single hardening model for soils: parameter determination and typical values*. **In:** YAMAMURO J. A., KALIAKIN V. N. Eds. Proc. of the session of Geo-Frontier 2005 : Constitutive models for soils, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. Reston, USA: ASCE, 2005, p 12.

LAMBE T. W., WHITMAN R. V. *Soil Mechanics*. New York : Wiley, 1976, 582 p.

LAMBRECHTS J. R., GANSE M. A., LAYHEE C. A. *Soil mixing to stabilize organic clay for I-95 widening, Alexandria, VA*. **In:** JOHNSON L. F., BRUCE D. A., BYLE M. J. Eds. Proc. of the 3rd Int. Specialty Conf. on Grouting and Ground Treatment (Grouting 2003), 10–12 février 2003, New Orleans, Louisiana, USA. Reston, USA : ASCE.

LAMOUCHE B. *Validation de code de calcul et de modèle de comportement sur ouvrage type*. Thèse de doctorat Mécanique. Ecully : Ecole Centrale de Lyon, 1993, 194p.

LAURENT Y. *Renforcement des sols par inclusions rigides verticales - Etude bibliographique et numérique : rapport de DEA*. DEA Génie Civil. Villeurbanne : INSA de Lyon, 2002, 142p.

LAURENT Y., DIAS D., SIMON B., KASTNER R. *A 3D finite difference analysis of embankments over pile-reinforced soft soil*. **In:** VERMEER P. A., SCHWEIGER H., KARSTUNEN M., CUDNY M. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19 septembre 2003, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen : Verlag Glückauf, 2003, pp 271-276.

LAURENT Y., SIMON B., DIAS D., KASTNER R. *A 3D finite difference analysis of pavements over pile reinforced soft soil*. **In:** NEWSON T. A. Ed. Proc. of the BGA Int. Conf. on Foundations : Innovations, Observations, Design and Practice, Dundee, Ecosse, 2-5 septembre 2003. Londres : Thomas Telford, 2003, pp 473-482.

LEE S. R., OH S. *An anisotropic hardening constitutive model based on generalized isotropic hardening rule for modelling clay behaviour*. International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1995, vol. 19, pp 683-703.

LEMAITRE J., CHABOCHE J.-L. *Mécanique des matériaux solides*. Paris : Dunod, 1988, 544p.

LEONARD J. W. *Tension structures - behaviour and analysis*. New York : McGraw-Hill, 1988, 400p.

LEVACHER D., KHAY M., LOZACH D., AFRIANI L. *Caractérisation de la résistance au cisaillement d'un sol grossier - Application à une grave alluvionnaire*. **In:** SHAHROUR I., KAZAN Y., GAMBIN M., LANCELOT L. Eds. Proc. of the Int. Conf. on Geotechnical Engineering, 19-22 mai 2004, Beyrouth. pp 703-709.

LI X. S. *A sand model with state-dependent dilatancy*. Géotechnique, 2002, vol. 52, n° 3, pp 173-186.

LIAUSU P., PEZOT B. *Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé*. **In:** Publication committee of the XV ICSMGE Ed. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 27-31 août 2001, Istanbul. Amsterdam : Balkema, 2001, pp 1613-1618.

LIN K. Q., WONG I. H. *Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, vol. 125, n° 4, pp 309-320.

LORET B. *Formulation d'une loi de comportement élastoplastique des milieux granulaires*. Thèse de docteur-ingénieur. Paris. 1981.

LOVE J. P., MILLIGAN G. W. E. *Design Methods for basally reinforced pile supported embankments over soft ground*. Ground Engineering, March 2003, pp 39-43.

LOW B. K., TANG S. K., CHOA V. *Arching in piled embankments*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1994, vol. 120, n° 11, pp 1917-1938.

MAGNAN J.-P., BELKEZIZ A. *Consolidation d'un sol élastoplastique*. Revue Française de Géotechnique, 1982, vol. 19, pp 39-49.

MAGNAN J.-P., SHAHANGUIAN S., JOSSEAUME H. *Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique*. Revue Française de Géotechnique, 1982, vol. 20, pp 5-18.

MAGNAN J.-P. *Maîtrise des amplitudes et vitesses de tassement des remblais sur argiles molles. Evolutions récentes*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1994, vol. 194, pp 27-40.

MAGNAN J.-P. *Methods to reduce the settlement of embankments on soft clay: a review*. Speciality Conference on the Foundations and Embankments Deformations, ASCE, (Geotechnical Special Publication No. 40), 1994, pp 77-90.

MALAYSIAN HIGHWAY AUTHORITY. *Proc. Int. Symp. on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, 6-8 novembre 1989, Kuala Lumpur, Malaisie.

MALEKI M. *Modélisation hiérarchisée du comportement des sols*. Thèse de doctorat Génie Civil. Ecully : Ecole Centrale de Lyon, 1998, 252p.

MALEKI M., DUBUJET P., CAMBOU B. *Modélisation hiérarchisée du comportement des sols*. *Revue Française de Génie Civil*, 2000, vol. 4, n° 7, pp 895-928.

MANDEL, J. *Essais sur modèle réduits en mécanique des terrains. Etude des conditions de similitude*. *Revue de l'Industrie Minière*, 1962, vol. 44, pp 611-620.

MANDEL J. *Généralisation de la théorie de la plasticité de W.T.Koiter*. *International Journal of Solids and Structures*, 1965, vol. 1, pp 273-295.

MANKBADI R., MANSFIELD J., WILSON-FAHMY R., HANNA S., KRSTIC V. *Ground improvement utilizing Vibro-Concrete Columns*. **In:** TURNER J. P., MAYNE P. W. Eds. *Proc. of GeoSupport Conference 2004*, 29-31 janvier 2004, Orlando, Florida, USA.

MANZARI M. T., DAFALIAS Y. F. *A critical state two-surface plasticity model for sands*. *Géotechnique*, 1997, vol. 47, n° 2, pp 255-272.

MARSTON A., ANDERSON A. O. *The theory of loads on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes*. Iowa Engineering Experiment Station Armes, 1913, Bull. 31.

MASROURI F. *Comportement des rideaux de soutènement semi-flexibles : étude théorique et expérimentale*. Thèse Génie Civil et Science de l'Habitat. Villeurbanne : INSA de Lyon, 1986, 247p.

MATSUOKA H., YAO Y. P., SUN D. *SMP Criterion-based unified constitutive model for geomaterials*. **In:** YAMAMURO J. A., KALIAKIN V. N. Eds. *Proc. of the session of Geo-Frontier 2005 : Constitutive Models for Soils*, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. Reston, USA : ASCE, 2005, p 14.

McKELVEY III J. A. *The anatomy of soil arching*. *Geotextiles and Geomembranes*, 1994, vol. 13, n° 5, pp 317-329.

MESTAT P. *Modélisation élastoplastique des sols. I - Chargements monotones*. **In:** HICHER P. Y., SHAO J. F. *Elastoplasticité des sols et des roches*. Paris : Hermès sciences, Lavoisier, 2002, pp 91-153.

MESTAT P., BOURGEOIS E., RIOU Y. (a) *Numerical modelling of embankments and underground works*. *Computers and Geotechnics*, 2004, vol. 31, pp 227-236.

MESTAT P., DHOUIB A., MAGNAN J.-P., CANEPA Y. (b) *Résultats de l'exercice de prévision des tassements d'un remblai construit sur des colonnes ballastées*. **In:** MAGNAN J.-P. Ed. *Proc. of Symp. Int. sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP-GI)*, 9-10 septembre 2004, Paris. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004, vol. 2, pp 1-13.

MGUIL-TOUCHAL S., MORESTIN F., BRUNET M. *Mesure de champs de déplacements et de déformations par corrélation d'images numériques*. **In:** CAILLETAUD G. Ed. *Proc. of*

Colloque National Mécamat'96 - Mécanisme et Mécanique des Grandes Déformations, 29 janvier-1^{er} février 1996, Aussois, France. pp 79-182.

MOLENKAMP F. *Elasto-plastic double hardening model Monot.* Delft Soil Mechanics Laboratory, Report CO-218595. Delft, Pays-Bas, 1981.

MONNET J. *Détermination d'une loi d'écroutissement des sols et utilisation par la M.E.F.* Thèse de docteur ingénieur. Villeurbanne : INSA de Lyon, 1977.

MONNET J., GIELLY J. *Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents - Application au calcul d'essais triaxiaux.* Revue française de Géotechnique, 1979, vol. 7, pp 45-50.

MONNET J. *Détermination d'une loi de comportement des sols en écroutissement et en plasticité parfaite et utilisation par la méthode des éléments finis.* Thèse de doctorat d'état ès sciences, Villeurbanne : Université Claude Bernard Lyon, 1983, 494p.

MUIR WOOD D., BELKHEIR K., LIU D. F. *Strain softening and state parameter for sand modelling.* Géotechnique, 1994, vol. 44, n° 2, pp 335-339.

NANCEY A. *Documentation Bidim Geosynthetics.* Bezons : Bidim Geosynthetics SA, 1998.

NAUGHTON P. J., KEMPTON G. T. *Comparison of analytical and numerical analysis design methods for piled embankments.* **In:** ANDERSON J. B., PHOON K. K., SMITH E., LOEHR J. E. Eds. Proc. of Geo-Frontiers 2005, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. Reston, USA : ASCE, 2005.

NGUYEN PHAM P.T., REIFFSTECK PH. *Evolution d'une surface de charge après 30 ans.* **In:** Proc. 23^{èmes} Rencontres de l'AUGC, 26-27 mai 2005, Grenoble.

NOVA R. *A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges.* **In:** GUDEHUS G., DARVE F., VARDOULAKIS I. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Constitutive Behaviour of Soils, 6-8 septembre 1982, Grenoble. Rotterdam : Balkema, 1984, pp 289-309.

ODA M., KONICHI J., NEMAT-NASSER S. *Experimental micromechanical evaluation of the strength of granular materials: effects of particle rolling.* **In:** SATAKE J.E. Ed. Mechanics of Granular Materials: New Model and Constitutive Relations, 1983, pp 21-30.

OGISAKO E. *Estimation of settlement of ground using geogrid and deep mixing soil stabilization.* **In:** DELMAS S., GOURC J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002, pp 413-418.

OOI T. A., CHANG S. F., WONG S. N. *Design, construction and performance of pile supported embankments.* **In:** Proc of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, 7-11 décembre 1987, Bangkok. Vol. 2, pp 1-12.

PAPADIMITRIOU A. G., MANZARI M. T., DAFALIAS Y. F. *Calibration of a simple anisotropic plasticity model for soft clays.* **In:** YAMAMURO J. A., KALIAKIN V. N. Eds. Proc. of the session of Geo-Frontier 2005 : Constitutive Models for Soils, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. Reston, USA : ASCE, 2005, p 18.

PAUL T. S., LEHANE B. M., CHAPMAN T. J. P., NEWMAN R. L. *On the properties of a sandy gravel*. **In:** Proc. of the 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5-10 janvier 1994, New Delhi. New Delhi : Oxford & IBH, 1994, pp 29-32

PAUTE J.-L., HORNYCH P., BENABEN J.-P. *Comportement mécanique des graves non-traitées*. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 1994, vol. 190, pp 27-38.

PEDRO L., CANOU J., DORMIEUX L., KAZAN Y. *Etude du comportement mécanique d'un sol hétérogène soumis à un chargement triaxial monotone*. **In:** SHAHROUR I., KAZAN Y., GAMBIN M., LANCELOT L. Eds. Proc. of the Int. Conf. on Geotechnical Engineering, 19-22 mai 2004, Beyrouth. pp 689-696.

PERROT A. *Etude de la résistance au cisaillement des sols grossier*. Laboratoire des Ponts et Chaussées, Nancy, 1968, 40p.

PHAM H. T. V., SULEIMAN M. T., WHITE D. J. *Numerical analysis of geosynthetic-rammed aggregate pier supported embankments*. **In:** YEGIAN M. K., KAVAZANJIAN E. Eds. Proc. of GeoTrans 2004, 27-31 juillet 2004, Los Angeles, USA. Reston, USA : ASCE, 2004.

PINTO A., FALCÃO J., PINTO F., RIBEIRO J. M. *Ground improvement solutions using jet grouting columns*. **In:** Proc. of the 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), 12-16 septembre 2005, Osaka, Japon. Rotterdam : Millpress, 2005, Vol. 3, pp 1249-1252.

PLOMTEUX C., PORBAHA A., SPAULDING C. *CMC foundation system for embankment support — A case history*. **In:** TURNER J. P., MAYNE P. W. Eds. Proc. of the GeoSupport Conference 2004, 29–31 janvier 2004, Orlando, Florida, USA.

POOROOSHASB H. B., HOLUBEC, I., SHERBOURNE, A. N. *Yielding and flow of sand in triaxial compression - Part I*. Canadian Geotechnical Journal, 1966, vol. 4, n° 3, pp 179-190.

PREVOST J. H., HOEG K. *Effective stress strain strength model for soils*. ASCE, 1975, GT3, pp 259-278.

PURWODIHARDJO A. *Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels*. Thèse de doctorat Génie Civil. Ecully: Ecole Centrale de Lyon, 2004, 282p.

PURWODIHARDJO A., CAMBOU B. *Time-dependent modelling for soils and its application in tunnelling*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2005, vol. 29, n° 1, pp 49-71.

QUIGLEY P., O'MALLEY J., RODGERS M. *Performance of a trial embankment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon, Ireland*. **In:** VERMEER P. A., SCHWEIGER H., KARSTUNEN M., CUDNY M. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19 septembre 2003, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen : Verlag Glückauf, 2003, pp 619-624.

RATHMAYER H. *Piled embankment supported by single pile caps*. **In:** Proc. of the Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 1975. pp 283-290.

REID W. M., BUCHANAN N. W. *Bridge approach support piling*. **In:** Proc. of the Conf. on Advances in Piling and Ground Treatment, 1984, Londres. Londres : Thomas Telford, 1984, pp 267-274.

ROGBECK Y., GUSTAVSSON S., SOEDERGREN I., LINDQUIST D. *Reinforced piled embankments in Sweden - Design aspects*. **In:** ROWE R.K. Ed. Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, 25-29 mars 1998, Atlanta. Roseville, USA: Industrial Fabrics Association International, pp 755-762.

ROSCOE K. H., SCHOFIELD A. N., WROTH C. P. *On the yielding of soils*. Géotechnique, 1958, vol. 8, pp 22-52.

ROSCOE K. H. *Soils and model tests*. Journal of Strain Analysis, 1968, vol. 3, n° 1, pp 57-64.

ROWE P. W. *The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact*. **In:** Proc. Roy. Soc. London A269, 1962, London. pp 500-527.

RUSSELL D., PIERPOINT N. *An assessment of design methods for piled embankments*. Ground Engineering, November 1997, pp 39-44.

RUSSELL D., PIERPOINT N. *Assessment revisited, Further discussion on "An assessment of design methods for piled embankments" by Russel & Pierpoint - Author's response*. Ground Engineering, March 1998, pp 34-36.

RUSSELL D., NAUGHTON P., KEMPTON G. *A new design procedure for piled embankments*. **In:** Proc. of the 56th Annual Canadian Geotechnical Conf., 28 septembre - 1er octobre 2003, Winnipeg, Canada.

SAADA A. S. *A brief revue of constitutive models*. **In:** SAADA A. S., BIANCHINI G. F. Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils. Rotterdam : Balkema, 1988, pp 7-10.

SCHANZ T., VERMEER P. A., BONNIER P. G. *The hardening soil model - formulation and verification*. **In:** BRINKGREVE R. Ed. Proc. of the Plaxis Symp. "Beyond 2000 in Computational Geomechanics", Amsterdam, 18-20 mars 1999. Rotterdam : Balkema, pp 281-296.

SCHNEEBELI G. *Une mécanique pour les terres sans cohésion*. Compte rendus des séances de l'Académie des Sciences, 1956, vol. Tome 243, pp. 2647-2673.

SCHOFIELD A. N., WROTH C. P. *Critical state Soil Mechanics*. London : McGraw Hill, 1968.

SCHWER L. E., MURRAY Y. D. *A three-invariant smooth cap model with mixed hardening*. International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1994, vol. 18, pp 657-688.

SIMON B. *Une méthode intégrée pour dimensionner les réseaux d'inclusions rigides en déformation*. **In:** Publication committee of the XV ICSMGE Ed. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 27-31 août 2001, Istanbul. Amsterdam : Balkema, 2001, Vol. 2, pp 1007-1010.

SKINNER G. D., ROWE R. K. *Design and behaviour of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation*. Geotextiles and Geomembranes, 2005, vol. 23, n° 3, pp 234-260.

SLOCOMBE B.C., BELL A.L. *Settling on a dispute, Discussion on "An assessment of design methods for piled embankments" by Russel & Pierpoint published in Ground Engineering, November 1997*. Ground Engineering, March 1998, p 34.

SOULEY M., SU K., GHOREYCHI M., G. ARMAND. *Constitutive models for rock mass: numerical implementation, verification and validation*. **In:** BRUMMER R., ANDRIEUX P., DETOURNAY C., HART R., Eds. Proc. of the 3rd Int. Symp. on FLAC and FLAC3D Numerical Modelling in Geomechanics, 21-24 octobre 2003, Sudbury, Ontario, Canada. Lisse: Swets & Zeitlinger, pp 71-79.

STEWART M. E., NAVIN M. P., FILZ G. M. *Analysis of a column-supported test embankment at the I-95/route 1 interchange*. **In:** YEGIAN M. K., KAVAZANJIAN E. Eds. Proc. of GeoTrans 2004, 27-31 juillet 2004, Los Angeles. ASCE, 2004.

STEWART M. E., FILZ G. M. *Influence of clay compressibility on geosynthetic loads in bridging layers for column-supported embankments*. **In:** ANDERSON J. B., PHOON K. K., SMITH E., LOEHR J. E. Eds. Proc. of the session Geo-Frontiers : Contemporary Issues in Foundation Engineering (GSP 131), 24-26 janvier 2005, Austin, USA. ASCE, 2005.

SVANØ G., ILSTAD T., EIKSUND G., WANT A. *Alternative calculation principle for design of piles embankments with base reinforcement*. **In:** Finnish Geotechnical Society Ed. Proc. of the 4th Int. Conf. of Ground Improvement Geosystem (4th GIGS), 7-9 juin 2000, Helsinki.

TAMAGNINI C., VIGGIANI G. *Constitutive modelling for rate-independent soils : a review*. Revue Française de Génie Civil, Numerical Modelling in Geomechanics, 2002, vol. 6, n° 6, pp 933-974.

TAN C. *Développement d'un modèle élastoplastique pour le comportement des matériaux granulaires, sous sollicitations non monotones complexes*. Thèse de doctorat. Université des sciences et techniques de Lille, 1990.

TANAKA T., SAKAI T. *Progressive failure and scale effect of trapdoor problems with granular materials*. Soils and Foundations, 1993, vol. 33, n° 1, pp 11-22.

TATSUOKA F., ISHIHARA K. *Yielding of sand in triaxial compression*. Soils and Foundations, 1974, vol. 14, n° 2, pp 63-76.

TAVENAS F., LEROUEIL S. *Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications à l'étude des argiles*. Revue Française de Géotechnique, 1979, vol. 6, pp 27-49.

TERZAGHI K. *Theoretical soil mechanics*. New York : John Wiley & sons, 1943.

TING W. H., TOH C. T., CHAN S. F. *Pile supported fill*. **In:** Proc. of. Recent developments in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems, 1983, Bangkok. pp 95-100.

VALLE N. *Comportement mécanique d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine*. Thèse de doctorat Génie Civil. Caen : Université de Caen/Basse Normandie, 2001, 298p.

VAN EEKELEN D. J. M., BEZUIJEN A., OUNG O. *Arching in piled embankments ; experiment and design calculation*. **In** : NEWSON T. A. Eds. Proc. of BGA Int. Conf. on Foundations : Innovations, observations, design and practice, 2-5 septembre 2003, Dundee, Ecosse. London : Thomas Telford, 2003, pp 889-894.

VAN EEKELEN S. J. M. *Arching in reinforced piled embankments, Literature review*. CO 511920/01, GeoDelft, Delft, 2001.

VAN DUIJNEN P. G., KWAST E. A. *3D modeling of a piled embankment on soft soil*. **In**: VERMEER P. A., SCHWEIGER H., KARSTUNEN M., CUDNY M. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19 septembre 2003, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen : Verlag Glückauf, 2003, pp 589-594.

VARADARAJAN A., SHARMA G., ALY M. A. A. *Finite element analysis of reinforced embankment foundation*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999, vol. 23, n° 2, pp. 103-114.

VARDOULAKIS I., GRAF B., GUDEHUS G. *Trap-door problem with dry sand : a statical approach based upon model test kinematics*. International Journal for Numerical Methods in Geomechanics, 1981, vol. 5, pp 57-78.

VEPSÄLÄINEN P., ARKIMA O., LOJANDER M., NÄÄTÄNEN A. *The trial embankments in Vaasa and Paimio, Finland*. **In** : Associazione Geotecnica Italiana Ed. Proc. of the 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 26-30 mai 1991, Florence, Italie. Rotterdam : Balkema, 1991, pp 633-640.

VERMEER P. A. *A double hardening model for sand*. Géotechnique, 1978, vol. 28, n° 4, pp 413-433.

VERMEER P. A. *A five-constant model unifying well-established concepts*. **In** : GUDEHUS G., DARVE F., VARDOULAKIS I. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Constitutive Behaviour of Soils, 6-8 septembre 1982, Grenoble. Rotterdam : Balkema, 1984, pp 175-197.

VERMEER P. A., DE BORST R. *Non-associated plasticity for soils, concrete and rock*. Heron, 1984, vol. 29, n° 3, pp 3-64.

VON WOLFFERSDORF P. A. *A hypoplastic relation for granular material with a predefined limit state surface*. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1996, vol. 1, n° 3, pp 251-271.

WAN R. G., GUO P. J. *A simple constitutive model for granular soils : modified stress-dilatancy approach*. Computers and Geotechnics, 1998, vol. 22, n° 2, pp 109-133.

WANG H., HUANG X. *Centrifuge model test and numerical analysis of embankment widening on soft ground*. **In**: SINHA K. C., FWA T. F., CHEU R. L., LEE D.-H. Eds. Proc. of Transportation Engineering, 26-28 mai 2004, Beijing, Chine. pp 548-553.

WEBER J. D. *Les applications de la similitude physique aux problèmes de la mécanique des sols*. Paris: Eyrolles, Gauthier-Villard, 1971.

WONG S. C., POULOS H. G. *Performance of Various Piled Embankment Systems*. **In:** Proc. of the 5th Int. Conf. on Deep Foundation Practice incorporating Piletalk, Singapour, 4-6 avril 2001. Singapour : CI Premier, 2001, pp 395-401.

WOOD H. J. *The design and construction of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass*. **In:** NEWSON T. A. Ed. Proc. of the BGA Int. Conf. on Foundations : Innovations, Observations, Design and Practice, Dundee, Ecosse, 2-5 septembre 2003. Londres : Thomas Telford, 2003, pp 941-950.

WU W., BAUER E., KOLYMBAS D. *Hypoplastic constitutive model with critical state for granular materials*. Mechanics of Materials, 1996, vol. 23, pp 45-69.

YU H. S. *CASM : A unified state parameter model for clay and sand*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1998, vol. 22, pp 621-653.

ZANZIGER H., GARTUNG E. *Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles*. **In:** DELMAS S., GOURC J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002, pp 381-386.

ANNEXE 1 – LES REGLES DE SIMILITUDE

L'étude des conditions de similitudes est largement décrite dans la littérature (Mandel, 1962 ; Garnier, 2001 ; Weber, 1971). Pour être transposable à un problème en vraie grandeur, un modèle réduit doit obéir à des lois de similitudes qui garantissent la similitude du comportement mécanique entre le modèle réduit et son prototype associé. Ces lois permettent d'appliquer la solution obtenue sur modèle au problème en grandeur réelle. L'établissement des lois de similitudes se base sur une analyse dimensionnelle en considérant l'invariance des équations générales de la mécanique au changement d'unités. Ces équations sont les équations générales de la dynamique, l'équation de conservation de la masse et les lois de comportement des différents matériaux.

1 FACTEUR D'ECHELLE

La notion de facteur d'échelle a été introduite par Mandel (1962). On note A^* le facteur d'échelle attaché à la grandeur A et on a :

$$A^* = \frac{A_m}{A_0} \quad \text{Équation 1}$$

où A_0 est le paramètre de l'ouvrage et A_m celui du modèle

2 EQUATIONS GENERALES DE LA MECANIQUE

2.1 Equations générales de la dynamique

Dans un milieu continu, les équations générales de la dynamique s'écrivent :

$$\partial_j \sigma_{ij} + \rho \cdot g_i = \rho \cdot \frac{d^2 u_i}{dt^2} \quad \text{Équation 2}$$

- σ_{ij} : composantes du tenseur des contraintes,
- ρ : masse volumique,
- u_i : composantes des déplacements,
- t : temps

En stipulant que ces équations doivent être vérifiées aussi bien pour le prototype que pour le modèle, on déduit deux conditions sur les facteurs d'échelle :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^* \quad \text{Équation 3}$$

$$u^* = g^* (T^*)^2 \quad \text{Équation 4}$$

2.2 Equation de conservation de la masse

L'équation de conservation de la masse s'écrit :

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \cdot \operatorname{div} \left(\frac{du}{dt} \right) = 0 \quad \text{Équation 5}$$

et permet d'obtenir la relation :

$$u^* = L^* \quad \text{Équation 6}$$

soit,

$$\varepsilon^* = \frac{u^*}{L^*} = 1 \quad \text{Équation 7}$$

égalité qui traduit une similitude simple.

Lorsque les déplacements sont suffisamment petits (état déformé proche de l'état initial) il est possible d'utiliser une échelle des déplacements différente de celle des longueurs (Corte, 1989). On parle alors de similitude « élargie ».

2.3 Relations de comportement

Les relations de comportement mécanique des matériaux font ressortir des paramètres caractéristiques qui doivent vérifier les lois de similitude. Par nécessité de simplification, nous présentons ici l'établissement des lois de similitude dans le cas d'un comportement simple comme l'élasticité linéaire, ou élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb.

La loi de Hooke généralisée s'écrit :

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{\nu}{E} \cdot \text{tr}(\sigma_{ij}) \cdot \delta_{ij} + \frac{\nu+1}{E} \cdot \sigma_{ij} \quad \text{Équation 8}$$

- ε_{ij} : tenseur des déformations
- σ_{ij} : tenseur des contraintes
- δ_{ij} ; indice de Kronecker
- ν : coefficient de Poisson
- E : module d'Young

Alors le facteur d'échelle attaché au coefficient de Poisson :

$$\nu^* = 1 \quad \text{Équation 9}$$

et

$$\varepsilon^* \cdot E^* = \sigma^* \quad \text{Équation 10}$$

Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{Équation 11}$$

- τ : contrainte de cisaillement
- σ : contrainte normale
- c : cohésion
- φ : angle de frottement

et alors les différents facteurs d'échelles :

$$\varphi^* = 1 \quad \text{Équation 12}$$

$$\tau^* = \sigma^* \quad \text{Équation 13}$$

$$c^* = \sigma^* \quad \text{Équation 14}$$

3 DIFFERENTES MODELISATIONS

En pratique, le choix des paramètres à préserver ($A^* = 1$) détermine la valeur des facteurs d'échelle pour les autres quantités.

3.1 Gravité terrestre

3.1.1 Sol du modèle de même densité que le sol du prototype:

Si on choisit un facteur d'échelle des longueurs :

$$L^* = \frac{1}{n} \quad \text{Équation 15}$$

et que la modélisation se fait sous gravité terrestre, soit :

$$g^* = 1 \quad \text{Équation 16}$$

et que le sol utilisé dans le prototype est le sol réel ou un sol équivalent ayant approximativement même masse volumique :

$$\rho^* \approx 1 \quad \text{Équation 17}$$

Nous obtenons les relations suivantes :

$$\sigma^* = c^* = L^* = \frac{1}{n} \quad \text{Équation 18}$$

ce qui signifie que la raideur et la cohésion du modèle doivent être n fois plus petites que celles du prototype. On est alors amenés à utiliser un sol « équivalent ».

Dans le cas des sols granulaires, l'intérêt d'utiliser le même matériau que le prototype pour le modèle est que l'on conserve la répartition granulométrique et la forme des éléments, alors que l'on connaît bien l'influence de ces deux facteurs (Corte, 1989).

3.1.2 Sol analogique de densité plus importante que le sol du prototype :

Dans notre cas, le sol utilisé dans le prototype a une masse volumique n fois (en première approximation) plus importante qu'un sol réel, soit :

$$\rho^* \approx n \quad \text{Équation 19}$$

alors :

$$\sigma^* = c^* = E^* = 1 \quad \text{Équation 20}$$

Ce qui signifie que le niveau de contrainte se rapproche de celui existant dans le cas réel. Plus généralement, les contraintes dans le prototype sont obtenues en multipliant celles qui sont obtenues sur le modèle par n/ρ^* , soit

$$\sigma^* = \rho^* / n \quad \text{Équation 21}$$

d'après une variante de la troisième loi de similitude énoncée par Weber (1971).

L'angle de frottement interne de l'empilement de rouleaux doit être le même que celui du sol réel.

L'utilisation d'un sol analogique assez lourd permet donc de réduire la distorsion de similitude des modèles en sol classique.

3.2 En centrifugeuse

La centrifugation permet d'augmenter l'accélération g . En imposant un champ de contrainte identique et le même matériau :

$$\sigma^* = \rho^* = 1 \quad \text{Équation 22}$$

on trouve :

$$g^* = n \quad \text{Équation 23}$$

$$\sigma^* = c^* = E^* = 1 \quad \text{Équation 24}$$

ce qui permet de garder strictement le même matériau.

4 RESUME DES FACTEURS D'ECHELLE

Le Tableau 1 résume les facteurs d'échelles pour les différentes grandeurs.

Grandeur		Unité SI	Gravité terrestre, même ρ	Gravité terrestre, $\rho^*=n$	Centrifugeuse
Longueur	L^*	m	1/n	1/n	1/n
Pesanteur	g^*	$m.s^{-2}$	1	1	n
Contrainte	σ^*	Pa	1/n	1	1
Déformation	ε^*	-	1	1	1
Déplacement	u^*	m	1/n	1/n	1/n
Masse volumique	ρ^*	$kg.m^{-3}$	1	n	1
Angle de frottement	φ^*	-	1	1	1
Module d'Young	E^*	Pa	1/n	1	1
Coefficient de Poisson	ν^*	-	1	1	1
Raideur de géosynthétique	J^*	N/m	1/n ²	1/n	1/n
Surface	S^*	m ²	1/n ²	1/n ²	1/n ²

Tableau 1 – Facteurs d'échelle

Souvent, toutes les conditions de similitude ne sont pas satisfaites, et il y a alors des distorsions qui peuvent mener à des « effets d'échelle ».

ANNEXES 2 - IMPLEMENTATION DE LOIS DE COMPORTEMENT

A chaque pas de temps, Flac calcule les déplacements et donc les déformations totales à partir des contraintes du pas précédent en utilisant l'équation du mouvement. La loi de comportement permet de déterminer le nouvel état de contrainte à partir de la déformation totale et de l'état de contrainte actuel.

1 INCREMENTATION ELASTIQUE

Les contraintes sont incrémentées élastiquement (Loi de Hooke) à partir des déformations totales $\Delta\epsilon_{ij}$ données par flac au début du pas de temps.

La loi de Hooke en contraintes principales est utilisée:

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1\Delta\epsilon_1 + \alpha_2(\Delta\epsilon_2 + \Delta\epsilon_3) \quad \text{Équation 1}$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1\Delta\epsilon_2 + \alpha_2(\Delta\epsilon_1 + \Delta\epsilon_3) \quad \text{Équation 2}$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1\Delta\epsilon_3 + \alpha_2(\Delta\epsilon_1 + \Delta\epsilon_2) \quad \text{Équation 3}$$

avec $\alpha_1 = K + 4/3G$ et $\alpha_2 = K - 2/3G$, où K et G sont les modules volumique et de cisaillement, paramètres de l'élasticité.

2 VERIFICATION DES CRITERES DE PLASTICITE

Si, en faisant l'hypothèse de l'élasticité, au moins un des critères est violé, on procède à la correction plastique des contraintes calculées précédemment. Sinon, on procède éventuellement à la mise à jour des paramètres de l'élasticité en fonction du niveau de contrainte et on peut passer au pas suivant.

3 CORRECTION PLASTIQUE DES CONTRAINTES

La loi de Hooke s'écrit, avec $\Delta\epsilon^e_{ij}$ déformations élastiques :

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1 \cdot \Delta\epsilon^e_1 + \alpha_2 \cdot (\Delta\epsilon^e_2 + \Delta\epsilon^e_3) \quad \text{Équation 4}$$

Or on a

$$\Delta\epsilon^e_i = \Delta\epsilon_i - \Delta\epsilon^p_i \quad \text{Équation 5}$$

où les $\Delta\epsilon^p_i$ sont les déformations plastiques.

Avec deux mécanismes 1 et 2, la déformation plastique se décompose :

$$\Delta\epsilon^p_i = \Delta\epsilon^{1p}_i + \Delta\epsilon^{2p}_i \quad \text{Équation 6}$$

Or

$$\Delta\epsilon^{1p}_i = d\lambda^1 \cdot \frac{\partial g^1}{\partial \sigma_i} \text{ et } \Delta\epsilon^{2p}_i = d\lambda^2 \cdot \frac{\partial g^2}{\partial \sigma_i} \quad \text{Équation 7}$$

où g^1 et g^2 sont les potentiels plastiques des mécanismes 1 et 2, λ^1 et λ^2 sont les multiplicateurs plastiques correspondant. Si un des mécanismes n'est pas activé, on a $\lambda = 0$

En injectant ces relations dans les relations de Hooke, on obtient :

$$\Delta\sigma_1 = \underbrace{\alpha_1 \cdot \Delta\varepsilon_1 + \alpha_2 \cdot (\Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3)}_{\text{Hypothèse de l'élasticité}} - d\lambda^1 \cdot \left(\alpha_1 \cdot \frac{\partial g^1}{\partial \sigma_1} + \alpha_2 \cdot \left(\frac{\partial g^1}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial g^1}{\partial \sigma_3} \right) \right) - d\lambda^2 \cdot \left(\frac{\partial g^2}{\partial \sigma_1} + \alpha_2 \cdot \left(\frac{\partial g^2}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial g^2}{\partial \sigma_3} \right) \right)$$

Hypothèse de l'élasticité

Terme correctif

Pour obtenir les incréments de contrainte réels, on soustrait aux incréments de contraintes calculés en faisant l'hypothèse de l'élasticité (loi de Hooke avec les déformations totales) des termes correctifs dépendant des multiplicateurs plastiques qui restent à déterminer.

3.1 Détermination des multiplicateurs plastiques

Les multiplicateurs plastiques se déterminent à l'aide de la condition de consistance qui stipule que l'état de contrainte doit vérifier $f = 0$ (reste sur la surface de charge). On a donc, au cours du pas de temps, $df = 0$. Le cas le plus simple est celui où un seul mécanisme est activé. Lorsqu'au moins deux mécanismes sont activés nous devons appliquer la théorie des multimécanismes. Les sources multiples de plasticité ont été initialement proposées par Koiter (1960) et Mandel (1965).

3.1.1 Un seul mécanisme activé

La fonction de charge dépendant de l'état de contrainte et de la variable d'érouissage k , la condition de consistance s'écrit :

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial k} dk = 0 \quad \text{Équation 8}$$

La variable k est une fonction scalaire de la déformation plastique ε^p_{ij} . Si l'on suppose que k représente un érouissage isotrope de la forme suivante $k = k(\varepsilon^p_{ij})$, on peut exprimer le module d'érouissage H :

$$d\lambda \cdot H = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = - \frac{\partial f}{\partial k} dk = - \left(\frac{\partial f}{\partial k} \right) \cdot \left(\frac{\partial k}{\partial \varepsilon^p_{ij}} \right) \cdot d\varepsilon^p_{ij} \quad \text{Équation 9}$$

soit, en tenant compte de la règle d'écoulement $d\varepsilon^p_{ij} = d\lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$:

$$H = - \left(\frac{\partial f}{\partial k} \right) \cdot \left(\frac{\partial k}{\partial \varepsilon^p_{ij}} \right) \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}^p} \right) \quad \text{Équation 10}$$

Les incréments de contrainte ($d\sigma_{ij}$) peuvent s'exprimer sous la forme :

$$d\sigma_{ij} = E_{ijkl} \cdot d\varepsilon^e_{kl} = E_{ijkl} \cdot (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon^p_{kl}) = E_{ijkl} \cdot (d\varepsilon_{kl} - d\lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}}) \quad \text{Équation 11}$$

En multipliant chaque membre par $\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}\right)$, il vient

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \cdot E_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl} - d\lambda \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \cdot E_{ijkl} \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} = d\lambda \cdot H \quad \text{Équation 12}$$

Le multiplicateur plastique s'exprime alors :

$$d\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \cdot E_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl}}{H + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \cdot E_{ijkl} \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}}} \quad \text{Équation 13}$$

3.1.2 Théorie des multi mécanismes – Application au cas de deux mécanismes

Lorsque deux mécanismes plastiques sont activés (le mécanisme plastique isotrope, indicé 1 et le mécanisme plastique déviatoire indicé 2), on applique une règle d'écoulement généralisée.

L'incrément de déformation plastique total est la somme de deux termes :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda^1 \cdot \frac{\partial g^1}{\partial \sigma_{ij}} + d\lambda^2 \cdot \frac{\partial g^2}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{Équation 14}$$

L'application de la condition de consistance $df_m = 0$, $m=1,2$ pour chacune des surfaces de charge entraîne les relations suivantes :

$$\begin{cases} A_{11} \cdot d\lambda^1 + A_{12} \cdot d\lambda^2 = B_1 \\ A_{21} \cdot d\lambda^1 + A_{22} \cdot d\lambda^2 = B_2 \end{cases} \quad \text{Équation 15}$$

avec :

$$A_{mn} = \frac{\partial f^m}{\partial \sigma_{ij}} \cdot E_{ijkl} \cdot \frac{\partial g^n}{\partial \sigma_{kl}} - \frac{\partial f^m}{\partial x_m} \cdot \frac{\partial x_m}{\partial \varepsilon_{ls}^p} \cdot \frac{\partial g^n}{\partial \sigma_{ls}} \quad \text{Équation 16}$$

$$B_m = \frac{\partial f^m}{\partial \sigma_{ij}} \cdot E_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl} \quad \text{Équation 17}$$

ce qui donne les relations permettant de déterminer les deux multiplicateurs plastiques :

$$d\lambda^1 = \frac{B_1 \cdot A_{22} - B_2 \cdot A_{12}}{A_{11} \cdot A_{22} - A_{21} \cdot A_{12}} \quad \text{Équation 18}$$

$$d\lambda^2 = \frac{B_2 \cdot A_{11} - B_1 \cdot A_{21}}{A_{22} \cdot A_{11} - A_{12} \cdot A_{21}} \quad \text{Équation 19}$$

Pour $m = n$, On retrouve l'expression du module plastique :

$$H^m = - \frac{\partial f^m}{\partial x_m} \cdot \frac{\partial x_m}{\partial \varepsilon_{ls}^p} \cdot \frac{\partial g^m}{\partial \sigma_{ls}} \quad \text{Équation 20}$$

ANNEXE 3 - MODELES DE COMPORTEMENT

1 ELASTICITE

Couples de paramètres en entrée						
	E et ν	G et K	G et E	G et ν	E et K	K et ν
E	E	$\frac{9 \cdot G \cdot K}{3 \cdot K + G}$	E	$2 \cdot G \cdot (1 + \nu)$	E	$3 \cdot K \cdot (1 - 2\nu)$
ν	ν	$\frac{3 \cdot K - 2 \cdot G}{2 \cdot (3 \cdot K + G)}$	$\frac{E - 2 \cdot G}{2 \cdot G}$	ν	$\frac{3 \cdot K - E}{6 \cdot K}$	ν
G	$\frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$	G	G	G	$\frac{9 \cdot K \cdot E}{9 \cdot K - E}$	$\frac{3 \cdot K \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{2 \cdot (1 + \nu)}$
K	$\frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$	K	$\frac{G \cdot E}{9 \cdot G - 3 \cdot E}$	$\frac{2 \cdot G \cdot (1 + \nu)}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$	K	K

Tableau 1 – Relations entre les paramètres de l'élasticité

2 MODELE DE MOHR-COULOMB

Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon), Mestat (2002). Il s'agit d'un modèle élastique parfaitement plastique (pas d'écrouissage, la surface de charge est confondue avec la surface de rupture et est fixe dans l'espace des contraintes). Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E , ν), une surface de charge $f(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique. C'est un modèle à deux paramètres de rupture (la cohésion c et l'angle de frottement φ). Ce modèle permet de simuler la rupture du sol par cisaillement.

La surface de rupture a pour équation :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \quad \text{Équation 1}$$

où σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales extrêmes telles que $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$, les contraintes de compressions étant négatives.

Lorsque $\varphi = 0$, le critère est appelé critère de Tresca. Dans l'espace des contraintes principales, la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (Figure 1) et qui dégénère en cylindre lorsque $\varphi = 0$. Il est important de remarquer que la contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans le critère, l'angle de frottement est ainsi le même en compression et en extension, ce qui est réfuté par l'expérience. Les paramètres c et φ se déterminent à l'aide des contraintes à la ruptures

obtenues par au moins deux essais triaxiaux, en traçant $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ en fonction de $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$. La droite obtenue a pour ordonnée à l'origine c et pour pente $\sin\varphi$. L'écoulement est non associé lorsque $\psi \neq \varphi$ et le potentiel plastique s'écrit :

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \psi - 2 \cdot c \cdot \cos \psi + cte = 0 \quad \text{Équation 2}$$

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (œdomètre et appareil triaxial), Mestat (2002) :

- E : Module d'Young
- ν : Coefficient de Poisson
- c : Cohésion
- φ : Angle de frottement
- ψ : Angle de dilatance

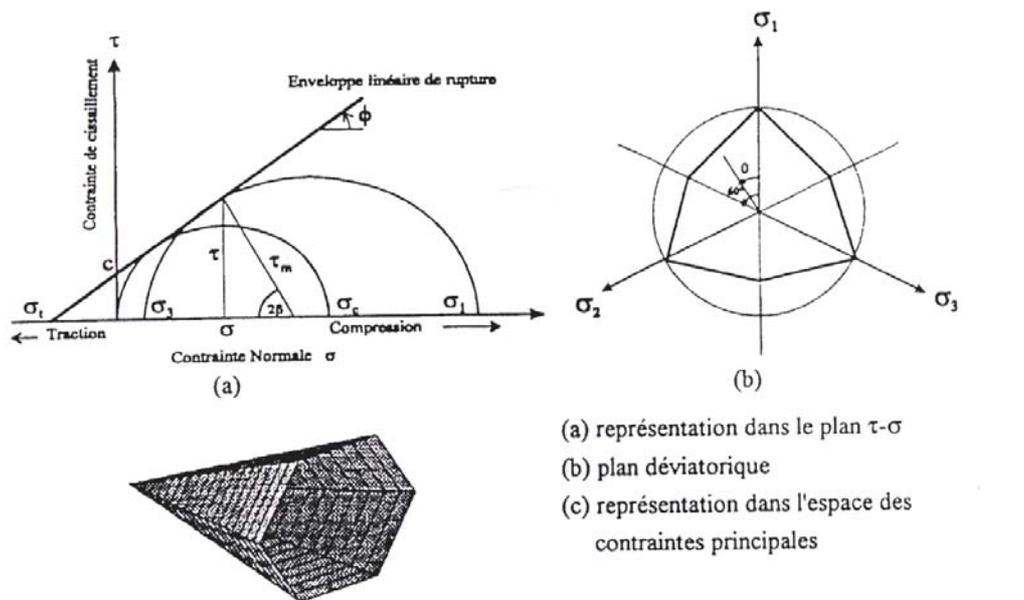


Figure 1 – Critère de rupture de type Mohr-Coulomb

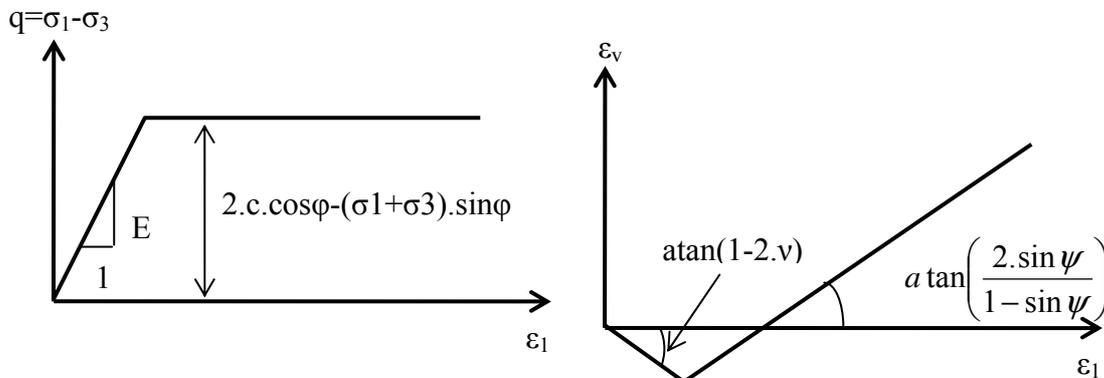


Figure 2 – Modèle de Mohr-Coulomb, essai triaxial

3 MODELE CJS2

Le modèle CJS a été initialement développé à l'Ecole Centrale de Lyon par Cambou et Jafari (1988) pour simuler le comportement des sols granulaires. Ce modèle a été validé sur des ouvrages types dans le cadre de plusieurs thèses : Elamrani (1992), Lamouchi (1993). Maleki (1998) a par la suite développé une hiérarchisation de ce modèle en différents niveaux de complexité afin de rendre plus facile et plus efficace le choix du niveau de modélisation le plus approprié.

Le modèle CJS2 est basé sur une partie élastique non linéaire et deux mécanismes de plasticité : un mécanisme déviatoire et un mécanisme isotrope. Il permet d'abord de prendre en compte la non linéarité du comportement sous faible niveau de contrainte et l'existence de dilatance avant d'atteindre la rupture pour les matériaux denses ou surconsolidés, grâce à la prise en compte de l'état caractéristique. Purwodihardjo (2004) a proposé une version modifiée à ce modèle permettant de prendre en compte de la cohésion et le concept d'état critique.

3.1 Décomposition des déformations

L'incrément de déformation global se décompose ainsi :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^{ip} + d\varepsilon_{ij}^{dp} \quad \text{Équation 3}$$

- $d\varepsilon_{ij}^e$ est l'incrément de déformation élastique,
- $d\varepsilon_{ij}^{ip}$ est l'incrément de déformation plastique isotrope lié au mécanisme plastique isotrope,
- $d\varepsilon_{ij}^{dp}$ est l'incrément de déformation plastique lié au mécanisme plastique déviatoire.

3.2 Partie élastique

L'élasticité est non linéaire, les modules volumique (K) et de cisaillement (G) dépendent de la contrainte moyenne.

$$G = G_0 \cdot \left[\frac{I_1}{3 \cdot P_a} \right]^n \quad \text{Équation 4}$$

$$K = K_0^e \cdot \left[\frac{I_1}{3 \cdot P_a} \right]^n \quad \text{Équation 5}$$

- I_1 est le premier invariant du tenseur des contraintes : $I_1 = \sigma_{kk}$, où σ_{ij} est le tenseur des contraintes
- P_a est la pression de référence égale à 100 kPa (pression atmosphérique)
- K_0^e , G_0 et n sont les trois paramètres de l'élasticité

3.3 Mécanisme déviatoire

Ce mécanisme est activé pour des sollicitations déviatoires définies par :

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{I_1}{3} \delta_{ij} \quad \text{Équation 6}$$

où :

- s_{ij} est le tenseur des contraintes déviatoires,
- δ_{ij} est l'indice de Kronecker.

3.3.1 Surface de charge, de rupture et caractéristique

La *surface de charge* a pour expression :

$$f^d = s_{II} \cdot h(\theta) - R \cdot I_1 \quad \text{Équation 7}$$

où :

- $s_{II} = \sqrt{s_{ij}s_{ij}}$ est le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires,
- $h(\theta)$ est une fonction de l'angle de Lode θ ,
- R est la taille de la surface de charge, qui varie au cours de l'écroutissage. C'est la force thermodynamique associée à l'écroutissage.

La fonction $h(\theta)$ s'exprime :

$$h(\theta) = (1 - \gamma \cdot \sqrt{54} \cdot \frac{\det s_{ij}}{s_{II}^3})^{1/6} \quad \text{Équation 8}$$

- γ est un paramètre qui permet d'exprimer le comportement dissymétrique des sols en compression et en extension, tel que :

$$\left(\frac{1 - \gamma}{1 + \gamma} \right)^{1/6} = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \quad \text{Équation 9}$$

où φ est l'angle de frottement interne du sol.

La *surface de rupture* a pour équation :

$$f^R = s_{II} \cdot h(\theta) - R_m \cdot I_1 \quad \text{Équation 10}$$

- R_m est le rayon de rupture, c'est un paramètre du modèle.

Le modèle CJS2 prend en compte la notion d'état caractéristique par l'intermédiaire d'une surface caractéristique de taille R_c . Cela permet de simuler de la dilatance avant la rupture. La Figure 3 donne une représentation de la surface de charge, de la surface caractéristique et de la surface de rupture dans le plan des contraintes déviatoires.

La *surface caractéristique* a pour équation :

$$f^c = s_{II} \cdot h(\theta) - R_c \cdot I_1 \quad \text{Équation 11}$$

- R_c est le rayon caractéristique, c'est un paramètre du modèle

- Si la surface de charge se trouve à l'intérieur de la surface caractéristique (soit $R < R_c$) on observe de la contractance.
- Si la surface de charge se trouve à l'extérieur de la surface caractéristique (soit $R > R_c$) on observe de la dilatance.

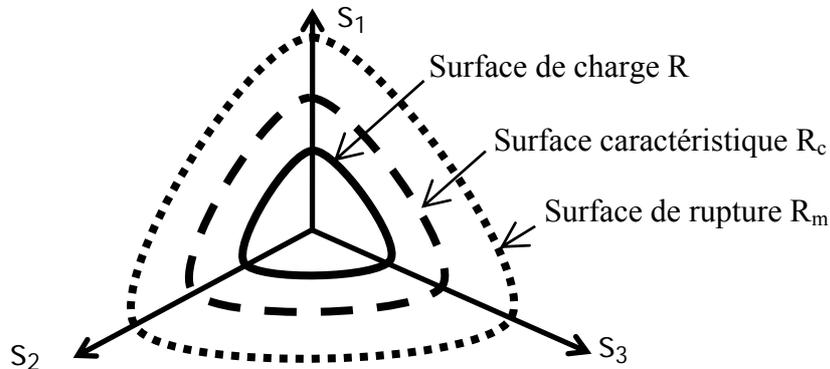


Figure 3 – Surfaces de charge, caractéristique et de rupture dans le plan déviatoire

3.3.2 Loi d'écroissage

La loi d'évolution de l'écroissage isotrope s'exprime :

$$dR = g(p) \cdot dp \quad \text{Équation 12}$$

Avec

$$dp = -d\lambda^d \cdot \frac{\partial f^d}{\partial R} \cdot \left[\frac{3P_a}{I_1} \right]^{\frac{3}{2}} \quad \text{Équation 13}$$

$$\text{Soit } dp = d\lambda^d \cdot I_1 \left[\frac{3P_a}{I_1} \right]^{\frac{3}{2}}$$

et

$$g(p) = \frac{A \cdot R_m^2}{(R_m + A \cdot p)^2} \quad \text{Équation 14}$$

- $d\lambda^d$ est le multiplicateur plastique du mécanisme déviatoire,
- A est un paramètre du modèle,
- p est la variable d'écroissage.

3.3.3 Loi d'écoulement

La loi d'écoulement de ce mécanisme est non associée, la fonction potentielle est différente de la surface de charge. L'évolution des déformations plastiques déviatoires est donnée par :

$$d\varepsilon_{ij}^{dp} = d\lambda^d \cdot \frac{\partial g_{ij}}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{Équation 15}$$

où g est la fonction potentielle, telle que :

$$\frac{\partial g_{ij}}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{kl}} \cdot n_{kl} \cdot n_{ij} \quad \text{Équation 16}$$

Avec :

$$n_{ij} = \frac{\beta' \cdot \frac{S_{ij}}{S_{II}} - \delta_{ij}}{\sqrt{\beta'^2 + 3}} \quad \text{Équation 17}$$

$$\beta' = \beta \cdot \left[\frac{S_{II}}{S_{II}^C} - 1 \right] \cdot \text{signe}(s_{ij} \cdot de_{ij}^{dp}) \quad \text{Équation 18}$$

- β est un paramètre du modèle
- e_{ij}^{dp} est le tenseur des déformations plastiques déviatoires et le terme $\text{signe}(s_{ij} \cdot de_{ij}^{dp})$ est nécessaire afin d'éviter la dilatance en cas de décharge plastique.

$$e_{ij}^{dp} = \varepsilon_{ij}^{dp} - \frac{1}{3} \cdot \varepsilon_v^{dp} \cdot \delta_{ij} \quad \text{Équation 19}$$

- S_{II}^C est l'état de contrainte caractéristique:

$$S_{II}^C = \frac{R_c \cdot I_1}{h(\theta)} \quad \text{Équation 20}$$

On note que

- pour $S_{II} > S_{II}^C$, la variation de volume plastique est négative (contractance)
- pour $S_{II} < S_{II}^C$, la variation de volume est positive (dilatance).

3.3.4 Module d'écroissage

Le module d'écroissage, permettant par la suite de déterminer le multiplicateur plastique, est déterminé à partir de la condition de consistance :

$$df^d = \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f^d}{\partial R} dR = 0 \quad \text{Équation 21}$$

Le module d'écroissage est défini par :

$$H^d \cdot d\lambda^d = \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad \text{Équation 22}$$

- H^d est le module d'écroissage du mécanisme déviatoire

Avec

$$dR = g(p) \cdot d\lambda^d \cdot I_1 \cdot \left[\frac{3 \cdot P_a}{I_1} \right]^{\frac{3}{2}} \quad \text{Équation 23}$$

$$\frac{\partial f^d}{\partial R} = -I_1 \quad \text{Équation 24}$$

Nous obtenons finalement :

$$H^{dev} = I_1^2 \cdot g(p) \cdot \left[\frac{3 \cdot P_a}{I_1} \right]^{\frac{3}{2}} \quad \text{Équation 25}$$

3.4 Mécanisme isotrope

La surface de charge de ce mécanisme est un plan perpendiculaire à l'axe hydrostatique dans l'espace des contraintes principales et la loi d'écoulement de ce mécanisme est associée.

3.4.1 Surface de charge

La surface de charge de ce mécanisme est un plan perpendiculaire à l'axe hydrostatique dans l'espace des contraintes principales :

$$f^i = \frac{I_1}{3} - Q = 0 \quad \text{Équation 26}$$

- Q est la force thermodynamique associée à l'écrouissage isotrope.

3.4.2 Loi d'évolution

La loi d'écoulement est associée alors la règle de normalité permet d'exprimer l'évolution de la déformation plastique volumique :

$$d\varepsilon_{ij}^{pi} = d\lambda^i \cdot \frac{\partial f^i}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{d\lambda^i}{3} \cdot \delta_{ij} \quad \text{Équation 27}$$

- $d\lambda^i$ est le multiplicateur plastique du mécanisme isotrope

3.4.3 Loi d'écrouissage

La loi d'évolution de la taille de la surface de charge s'écrit :

$$dQ = K_p \cdot dq = K_0^p \cdot \left(\frac{Q}{P_a} \right)^n \cdot dq \quad \text{Équation 28}$$

- K_p représente le module de déformation volumique plastique qui est fonction de la contrainte moyenne. K_0^p est un paramètre du modèle.
- Le paramètre n est identique à celui de l'élasticité non linéaire
- q est la variable d'écrouissage dont la loi d'évolution est :

$$dq = -d\lambda^i \cdot \frac{\partial f^i}{\partial Q} = d\lambda^i = d\varepsilon_v^{pi} \quad \text{Équation 29}$$

On peut aussi écrire :

$$dQ = H^i \cdot d\lambda^i \quad \text{Équation 30}$$

- avec H^i le module plastique du mécanisme isotrope :

$$H^i = K_0^p \cdot \left(\frac{Q}{P_a} \right)^n \quad \text{Équation 31}$$

3.5 Paramètres du modèle CJS2 et identification de ces paramètres

Le modèle CJS2 comporte donc au total 9 paramètres :

- paramètres d'élasticité
- 5 paramètres pour le mécanisme déviatoire
- 1 paramètre pour le mécanisme isotrope.

Le Tableau 2 indique les paramètres du modèle ainsi que leur signification.

Elasticité	G_o	Module de cisaillement pour $P_a=100\text{kPa}$
	K_o^e	Module volumique pour Pa
	n	Dépendance des paramètres élastiques à la contrainte
Mécanisme déviatoire	R_m	Taille de la surface de rupture
	R_c	Taille de la surface de caractéristique
	β	caractérise la pente de dilataance au palier d'écoulement
	A	caractérise la pente du déviateur
	γ	caractérise la forme de la surface de rupture
Mécanisme isotrope	K_o^p	Module de déformation volumique plastique pour Pa

Tableau 2 – Paramètres du modèle CJS2

Un jeu de paramètres est uniquement valable pour une valeur de densité initiale donnée.

L'identification des paramètres de ce modèle nécessite au minimum deux essais triaxiaux à des confinements différents et éventuellement des résultats de tests œdométriques afin d'améliorer l'identification des paramètres.

3.6 Introduction de la cohésion dans CJS2

Purwodihardjo (2004) a amélioré le modèle CJS2 en introduisant de la cohésion, ce qui consiste à décaler l'origine du cône représentant les différentes surfaces (de charge, caractéristique et de rupture) dans l'espace des contraintes. Le décalage des surfaces est illustré sur la Figure 4 et il se traduit par le paramètre T_r . Ce paramètre peut être identifié dans le plan (I_1, s_{II}) , comme explicité sur la Figure 5. On peut faire l'analogie avec le paramètre c (cohésion) du modèle de Mohr-Coulomb.

L'expression des différentes surfaces du modèle CJS2 deviennent alors :

- pour la surface de charge :

$$f^d = s_{II} h(\theta) - R(I_1 + 3 \cdot T_r) \quad \text{Équation 32}$$

- pour la surface de rupture :

$$f^r = s_{II} \cdot h(\theta) - R_m \cdot (I_1 + 3 \cdot T_r) \quad \text{Équation 33}$$

- pour la surface caractéristique :

$$f^c = s_{II} \cdot h(\theta) - R_c \cdot (I_1 + 3 \cdot T_r) \quad \text{Équation 34}$$

- La surface de charge correspondant au mécanisme plastique isotrope devient :

$$f^i = \frac{I_1}{3} - (Q + T_r) = 0 \quad \text{Équation 35}$$

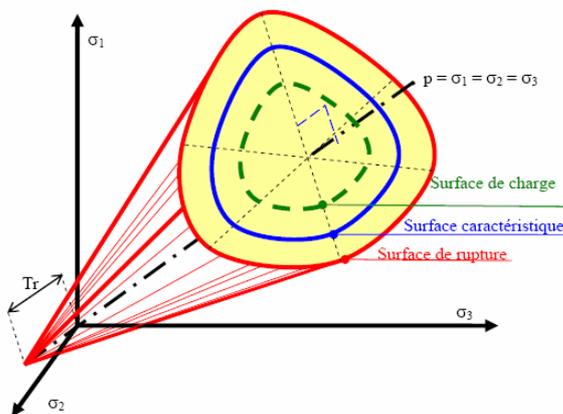


Figure 4 – Surfaces du modèle CJS2 avec de la cohésion dans l'espace des contraintes, d'après Purwodihardjo (2004)

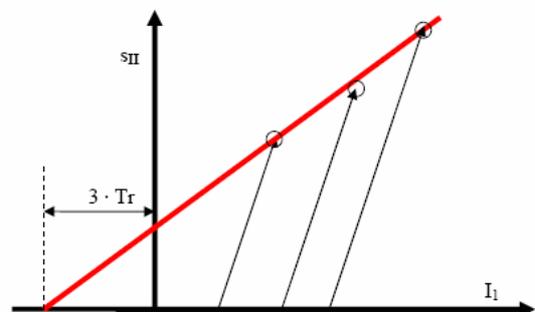


Figure 5 – Détermination du paramètre T_r , d'après Purwodihardjo (2004)

3.7 Introduction du concept d'état critique

Dans la hiérarchisation de la modélisation par CJS présentée par Maleki *et al.* 2000, l'état critique n'est pris en compte qu'à partir du modèle CJS3. Purwodihardjo (2004) a introduit cette prise en compte à partir du niveau 2 du modèle. La prise en compte de l'état critique permet d'observer un pic de résistance lors d'un essai triaxial par exemple et l'atteinte d'un état, pour de grandes déformations, où la variation de volume est nulle et le rapport q/p est constant et indépendant de la densité initiale du matériau.

Pour prendre en compte cet état, le rayon moyen de la surface de rupture du mécanisme déviatoire n'est plus une constante du modèle, mais varie selon :

$$R_m = R_c + \mu \cdot \ln\left(\frac{p_c}{p'}\right) \quad \text{Équation 36}$$

- μ est un paramètre du modèle
- p_c est la pression critique et est liée à l'évolution de la densité du matériau selon :

$$p_c = p_{c0} \cdot \exp(-c \cdot \varepsilon_v) \quad \text{Équation 37}$$

- p_{c0} et c sont des paramètres du modèle

L'équation 63 traduit que le rayon moyen R_m va tendre vers le rayon moyen de l'état caractéristique R_c lorsque l'on s'approche de l'état critique. Pour des raisons de simplicité, l'état critique est confondu avec l'état caractéristique.

3.8 Conclusions sur le modèle CJS2

Un jeu de 8 paramètres indépendants est valable pour une densité initiale donnée. Ce modèle doit être utilisé essentiellement pour les chargements monotones puisque en décharge et recharge la réponse est complètement élastique.

La version présentée ici ne permet pas de prendre en compte de la cohésion. De plus, le concept d'état critique ainsi que la densification des sols ne sont pas pris en compte.

Ce modèle a été implémenté avec succès en C++ pour une utilisation dans le logiciel Flac .

4 MODELE CAM CLAY MODIFIE

Notations :

Dans cette partie v désigne le volume spécifique : $v = 1 + e$ où e est l'indice des vides.

Les modèles de Cam Clay reposent sur trois concepts de base :

1. Le *concept d'état critique*, défini par Schofield et Wroth (1968) : lorsqu'un sol est continuellement cisailé jusqu'à ce qu'il s'écoule comme un fluide, il atteindra un état critique déterminé par $q = M \cdot p$ et $v = v_\lambda - \lambda \cdot \ln\left(\frac{p}{p_1}\right)$.
2. Le *principe de normalité* : on admet l'hypothèse de Hill (1950) dite du « travail maximal » et alors le potentiel plastique coïncide avec la fonction de charge.
3. Une expression de dissipation d'énergie

La surface d'état limite dans le plan p-q-v est considérée comme une surface de charge et une surface de potentiel plastique. Les différentes versions du modèle de Cam Clay reposent sur des expressions mathématiques différentes de cette surface. Pour Cam Clay Original, ces surfaces sont des spirales logarithmiques dans le plan p-q et pour Cam Clay modifié, il s'agit d'ellipses (Figure 6).

Cam Clay Modifié est un modèle élastoplastique incrémental avec écrouissage. Il a été développé par Burland et Roscoe (1968). L'élasticité est non linéaire et l'écrouissage est gouverné par la déformation plastique volumique (gouverné en densité). L'écoulement plastique en cisaillement est associé. Ce modèle ne permet pas de simuler de la résistance à la traction.

Les trois variables du modèle sont :

- $p = -\frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$, la contrainte moyenne,
- $q = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} = \sqrt{3 \cdot s_{II}}$, le déviateur, où s_{II} est le second invariant du tenseur des contraintes déviatoires,
- $v = \frac{V}{V_s}$, le volume spécifique avec V le volume de sol et V_s le volumique des particules solides, incompressibles, contenu dans V . On a donc $v = 1 + e \geq 1$

4.1 Essai de compression isotrope :

La Figure 6 présente un résultat typique d'essai de consolidation isotrope. Lorsque la pression p augmente, le volume spécifique diminue et la droite de consolidation normale (NCL) a pour équation :

$$v = v_\lambda - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_1} \quad \text{Équation 38}$$

- p_1 est une pression de référence (en général 1 kPa),
- v et v_λ sont des paramètres du sol.

Lors d'un déchargement -rechargement, l'état du sol suit une droite de pente κ , paramètre du sol, d'équation :

$$v = v_\kappa - \kappa \cdot \ln \frac{p}{p_1} \quad \text{Équation 39}$$

- v_κ dépend du point sur la NCL à partir duquel le sol est déchargé.

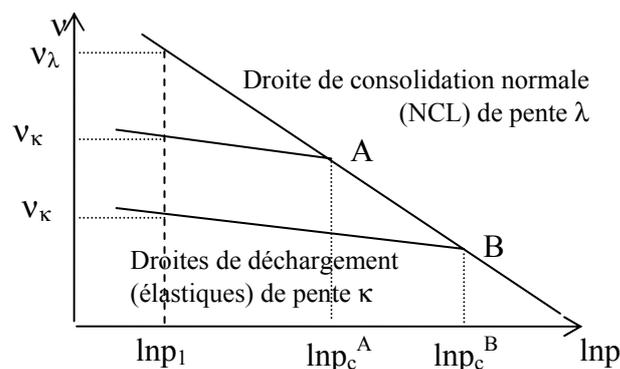


Figure 6 – Essai de compression isotrope

4.2 Elasticité non linéaire :

En différenciant l'équation de la droite de déchargement - rechargement, on peut exprimer l'incrément de volume spécifique élastique en fonction de p , et en utilisant la relation entre l'incrément de déformation volumique et le volume spécifique ($\Delta\varepsilon = \frac{\Delta v}{v}$). En comparant l'expression obtenu avec la relation de l'élasticité $-\Delta p = K \cdot \Delta\varepsilon^e$, on obtient l'expression pour le module volumique tangent :

$$K = \frac{v \cdot p}{\kappa} \quad \text{Équation 40}$$

4.3 Paramètre d'écroûissage

La pression correspondant à l'intersection entre la NCL et une droite de déchargement - rechargement est appelée *pression de consolidation normale* et est notée p_c . Dans Cam Clay Modifié, c'est le paramètre d'écroûissage.

La loi d'écroûissage s'écrit :

$$\Delta\varepsilon^p = -\frac{\lambda - \kappa}{v} \cdot \frac{\Delta p_c}{p_c} \quad \text{Équation 41}$$

4.4 Surface de charge

Pour une pression p_c particulière, elle s'écrit :

$$f = q^2 + M^2 \cdot p \cdot (p - p_c) \quad \text{Équation 42}$$

- M est une constante matérielle.

La surface $f = 0$ est représentée par une ellipse qui passe par l'origine dans le plan $p - q$ dont une représentation est donnée sur la Figure 7.

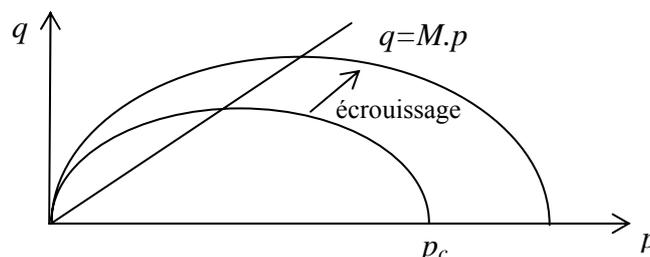


Figure 7 – Surface de charge en forme d'ellipse pour le modèle Cam Clay Modifié

4.5 Fonction potentielle

L'écoulement est associé. La fonction potentielle est identique à la fonction de charge. L'incrément de déformation plastique $\delta\varepsilon_p$ est alors normal à la surface de charge, comme montré sur la Figure 8, or celui-ci se décompose en une part de déformation plastique de cisaillement $\delta\varepsilon_{sp}$ et une part de déformation plastique volumique $\delta\varepsilon_{vp}$. On détermine ainsi graphiquement les zones de contractance et de dilatance selon le signe de $\delta\varepsilon_{vp}$.

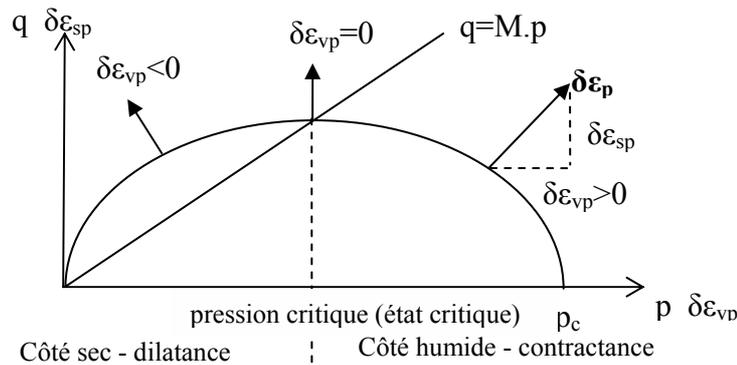


Figure 8 – Fonction potentiel plastique. Zones de dilatance et de contractance, d'après Atkinson (1993)

4.6 Loi d'érouissage

La taille de la surface de charge est gouvernée par la pression de consolidation normale p_c qui varie avec les déformations plastiques uniquement.

La nouvelle pression de préconsolidation correspondant aux nouvelles valeurs de p et v (après corrections plastiques) se trouve facilement par l'intersection de la NCL et de la droite de déchargement -rechargement passant par le nouvel état ($\ln p$ - v)

On a :

$$p_c = p_1 \cdot \exp\left(\frac{v_\lambda - v_\kappa}{\lambda - \kappa}\right) \quad \text{Équation 43}$$

$$\text{avec } v_\kappa = v + \kappa \cdot \ln \frac{p}{p_1} \quad \text{Équation 44}$$

4.7 Paramètres du modèle

Le modèle Cam Clay modifié comporte sept paramètres et trois paramètres caractérisant l'état initial du matériau (v_0 , p_0 et q_0). Les paramètres peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux et œdométriques (Mestat (2002)) :

- M est le rapport q/p à l'état critique (rupture dans un essai de cisaillement)
- κ et λ sont les pentes des droites de déchargement - rechargement et de la NCL
- v_λ (volume spécifique à la pression de référence p_1) ou v_c (volume spécifique à l'état critique) définit la position de la NCL dans le plan $v - \ln p$
- p_{c0} : pression de préconsolidation initial : détermine la taille initiale de la surface de charge
- p_1 : pression de référence, en général 1 kPa.
- le module de cisaillement G ou le coefficient de Poisson.

La valeur initiale du volume spécifique dépend des autres paramètres et de la pression effective initiale p_0 :

$$v_0 = v_\lambda - \lambda \cdot \ln\left(\frac{p_{c0}}{p_1}\right) + \kappa \cdot \ln\left(\frac{p_{c0}}{p_0}\right) \quad \text{Équation 45}$$

Le module volumique initial se calcule :

$$K = \frac{v_0 \cdot p_0}{\kappa} \quad \text{Équation 46}$$

ANNEXE 4 – MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE

1 CHAPITRE 8

1.1 Etude paramétrique sur l'influence de la modélisation

Tassements dans le remblai lors de l'application de la surcharge de 100 kPa en surface

La figure a et la figure c montrent que la modélisation du comportement du remblai M1 avec le modèle de Mohr-Coulomb et avec le modèle CJS2 conduit à la même distribution du tassement dans le remblai. La figure b et la figure d montrent que le tassement dans le remblai M2 simulé par le modèle CJS2ec est plus grand que pour la simulation avec le modèle de Mohr-Coulomb, probablement à cause de la mauvaise simulation des déformations volumiques par CJS2ec. La figure a montre que les tassements dans le remblai M1 pour le sol compressible A1 simulé par Mohr-Coulomb sont plus faibles que pour la simulation avec Cam Clay, notamment parce que les tassements en base du remblai sont plus grands avec ce modèle comme nous l'avons vu plus haut. Comme également évoqué plus haut ce résultat ne se retrouve pas pour les simulations avec le remblai M2. La figure c et la figure d montrent que les tassements dans le remblai sont identiques quel que soit la simulation du comportement de l'horizon compressible M2 car les tassements en base du remblai sont identiques avec les deux modèles Mohr-Coulomb et Cam Clay.

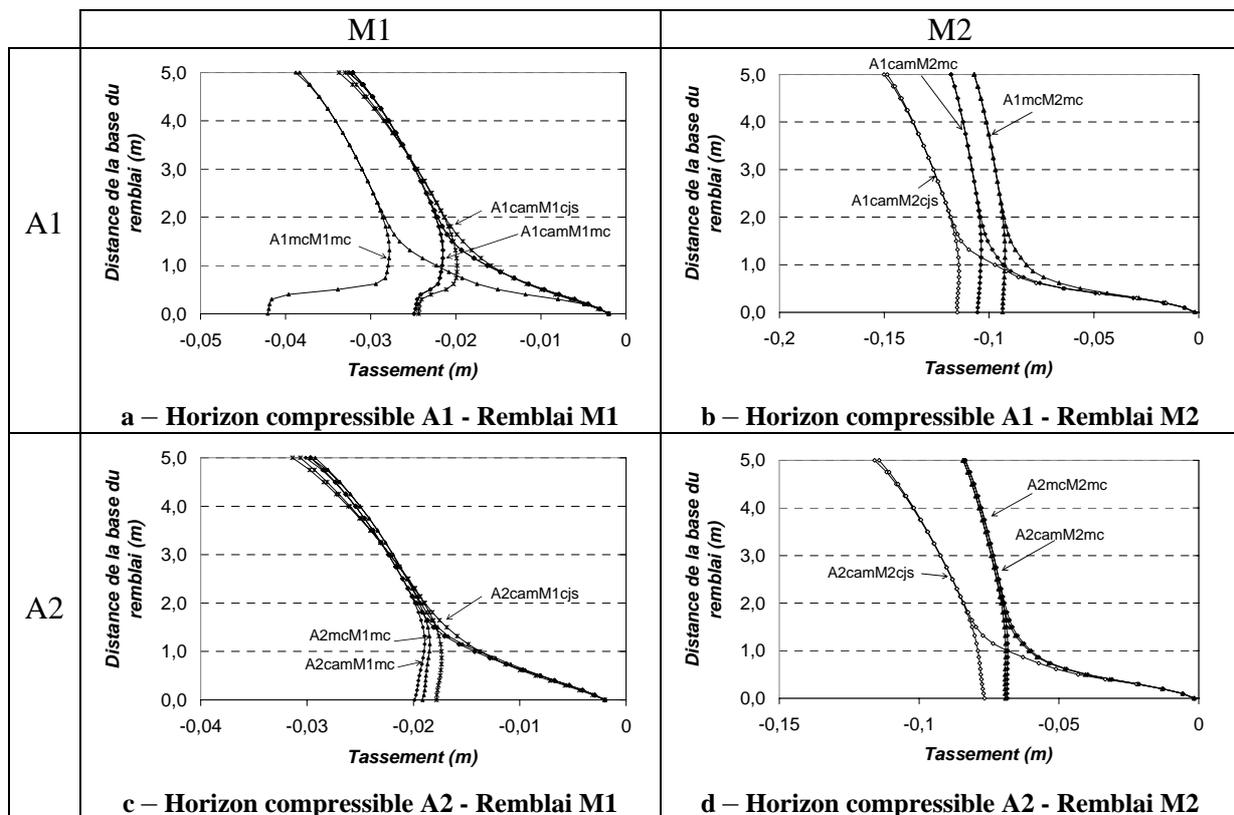


Figure 1 – Tassements dans le remblai dus à la surcharge de 100kPa – Impact des modèles de comportement

La Figure 2 compare les résultats de la simulation du cas A2-M1 mettant en œuvre les deux niveaux de complexité du modèle de Mohr-Coulomb. Les tassements en base du remblai

et en surface sont plus faibles pour le cas des modules constants mais la distribution des tassements dans le remblai est identique pour les deux approches de modélisation.

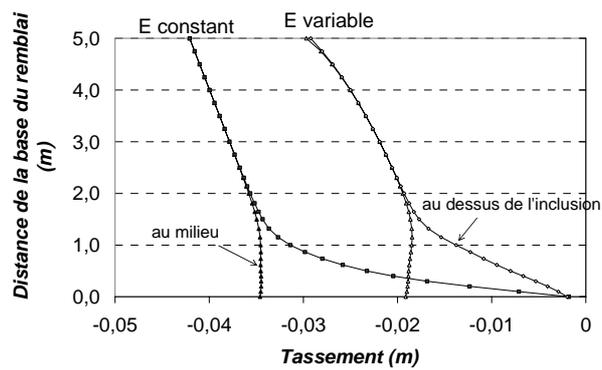


Figure 2 – Tassement pour le cas A2-M1 – modèles de Mohr-Coulomb

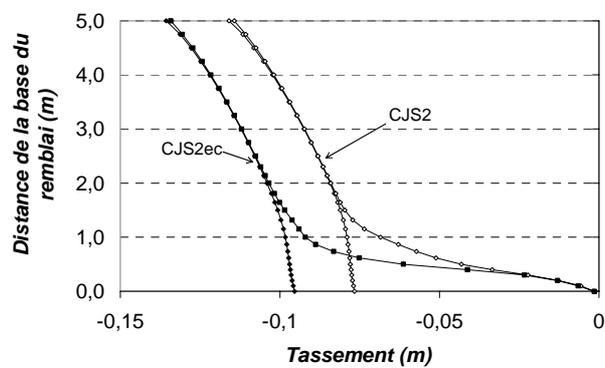


Figure 3 – Tassements dans le remblai M2 simulé par CJS2 ou CJS2ec, au dessus du sol compressible A2.

1.2 Plastification dans le massif

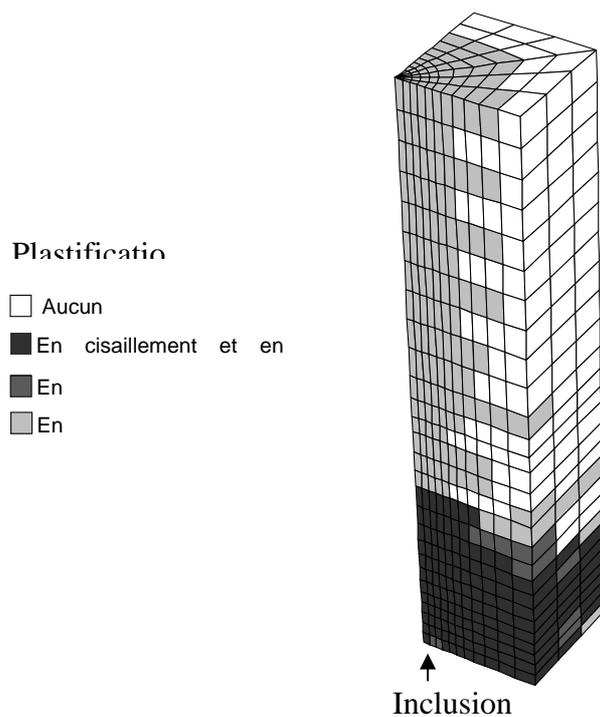
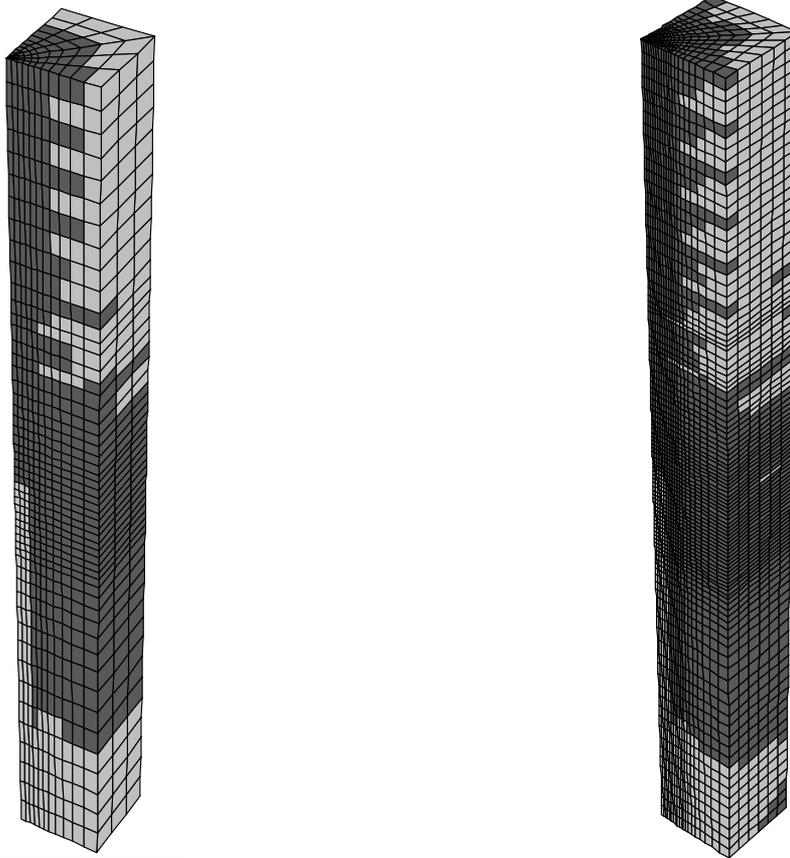


Figure 4 – Plastifications dans le remblai dont le comportement est simulé par le modèle de Mohr-Coulomb

1.3 Influence de la densité du maillage sur la plastification



a – Maillage de référence

b – Maillage plus dense

Figure 5 – Zones plastifiées dans le massif au cours du chargement

1.4 Influence de la forme de la tête d'inclusion

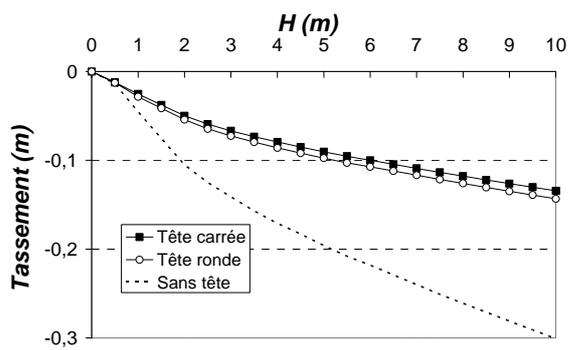


Figure 6 – Tassement en base du remblai

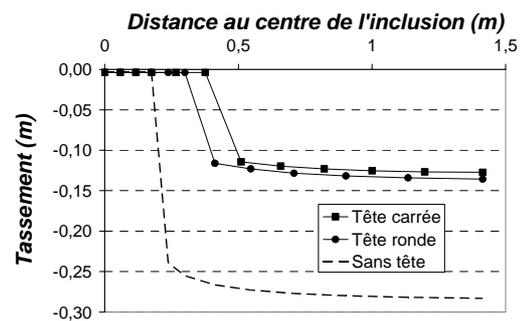
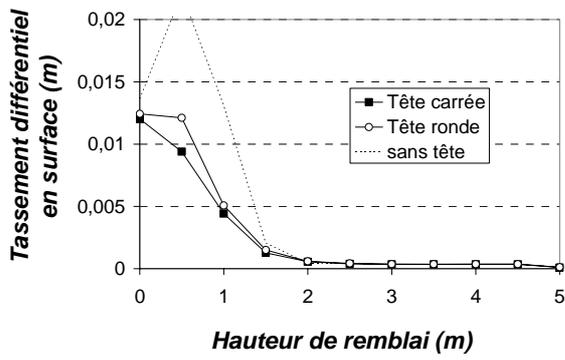
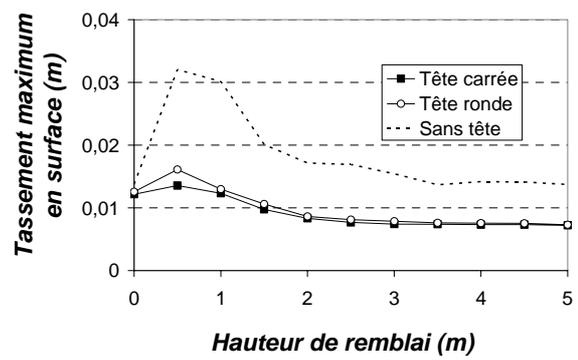


Figure 7 – Tassement en base du remblai pour $H_{\text{équi}}=10\text{m}$



a – Tassement différentiel



b – Tassement maximum

Figure 8 – Tassement en surface dû à la mise en place de la couche suivante

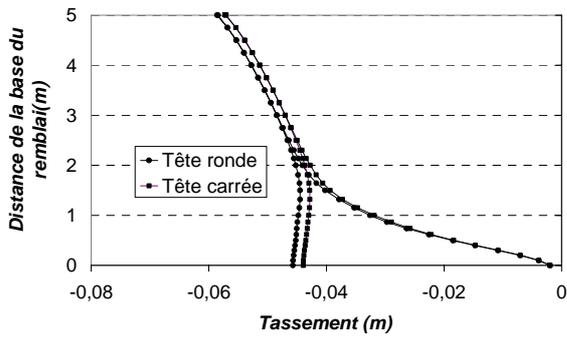


Figure 9 – Tassements au dessus de l'inclusion et au milieu dus à la mise en place de la surcharge de 100 kPa

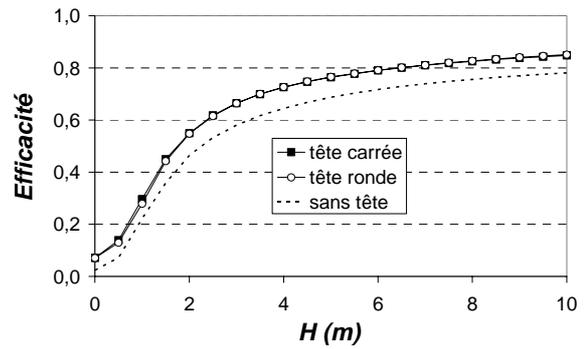


Figure 10 – Efficacité pour les différentes formes de tête

2 CHAPITRE 9 – SECTION COURANTE DE REMBLAI

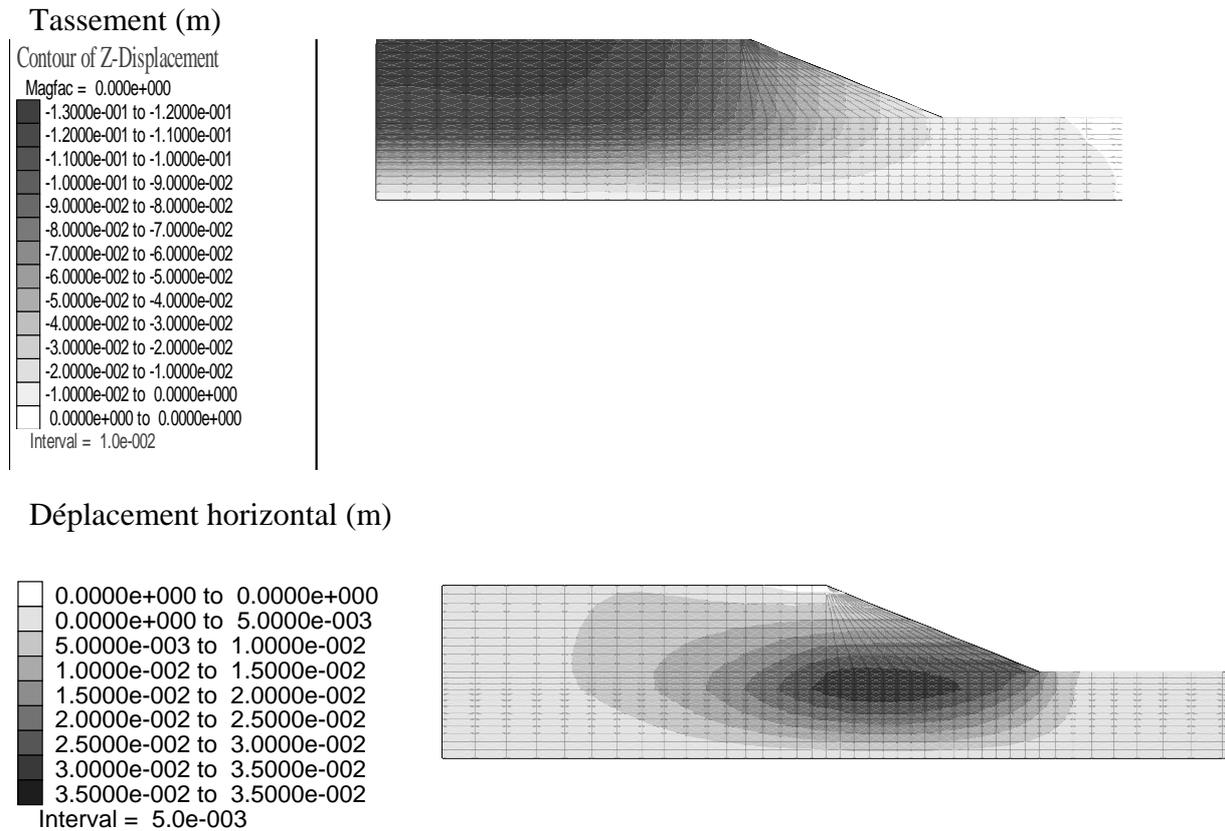


Figure 11 – Déplacements dans le massif non renforcé dus à la mise en place de la surcharge de 20 kPa

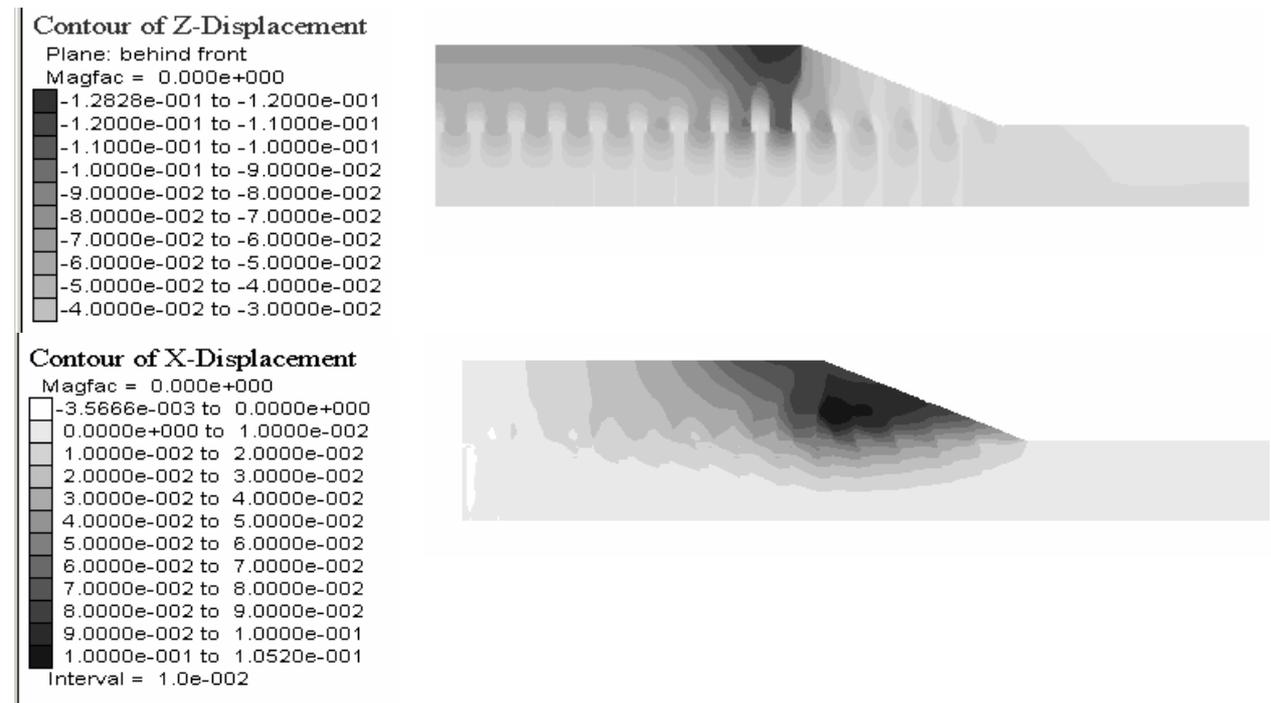


Figure 12 – Déplacements dans le massif renforcé par inclusions dus à la mise en place de la surcharge