



HAL
open science

Études expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application au renforcement de sols par inclusions rigides.

Bastien Chevalier

► **To cite this version:**

Bastien Chevalier. Études expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application au renforcement de sols par inclusions rigides.. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2008. Français. NNT: . tel-00324361v1

HAL Id: tel-00324361

<https://theses.hal.science/tel-00324361v1>

Submitted on 24 Sep 2008 (v1), last revised 11 Mar 2009 (v4)

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

présentée à

UNIVERSITÉ GRENOBLE 1 - JOSEPH FOURIER

École doctorale Mécanique et Énergétique

Pour l'obtention du titre de

DOCTEUR

Spécialité : Modélisation et Expérimentation en Mécanique des Solides

par

Bastien CHEVALIER

Sujet de thèse :

**Études expérimentale et numérique des transferts de charge
dans les matériaux granulaires
Application aux renforcements de sols par inclusions rigides**

Soutenue le 5 Septembre 2008

Composition du jury

Président : Isam SHAHROUR, Université Scientifique et Technique de Lille

Rapporteurs : Pierre-Yves HICHER, École Centrale de Nantes
Richard KASTNER, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon

Examineur : Bruno SIMON, Terrasol

Directeur de thèse: Pascal VILLARD, Université Joseph Fourier

Co-directeur de thèse: Gaël COMBE, Université Joseph Fourier

Cette thèse a été préparée au Laboratoire Sols, Solides, Structures - Risques (CNRS/UJF/INPG)

Remerciements

Ce manuscrit rassemble le fruit de trois ans de travaux de recherche menés d'abord au sein du LIRIGM (Laboratoire Interdisciplinaire de Recherche Impliquant la Géologie et la Mécanique) puis du Laboratoire Sols, Solides, Structures – Risques sous la direction de Pascal VILLARD et la co-direction de Gaël COMBE.

Ce fut une véritable chance pour moi de pouvoir travailler à leur côtés et l'encadrement qu'ils m'ont prodigué a toujours été très agréable, positif et constructif. Leur soutien, leurs encouragements et leur ouverture ont fait de ces trois années une période dont je garderai un souvenir plaisant.

Je tiens également à remercier Pierre-Yves HICHER et Richard KASTNER, rapporteurs de cette thèse, ainsi que Isam SHAHROUR et Bruno SIMON, examinateurs, pour avoir bien voulu accepter de participer au jury de cette thèse.

Enfin, je voudrais remercier pour son accueil et sa convivialité l'équipe du Département Génie Civil de l'IUT 1 de Grenoble où j'ai exercé mon contrat de moniteur et en particulier Pierre BILLET, chef du département, ainsi que Henri ORAND pour son aide technique.

Table des matières

Introduction	1
Chapitre 1	
Le renforcement de sols par inclusions rigides : contexte et problématique	
1.1	Principe de l'amélioration de sols par inclusions rigides 10
1.1.1	Les inclusions rigides 10
1.1.2	Le matelas granulaire de transfert de charge 12
1.2	Modélisation analytique des renforcements de sols par inclusions rigides . . 14
1.2.1	Modèles de transfert de charge basés sur l'équilibre d'un volume de sol en mouvement 14
1.2.2	Modèles présupposant d'une zone d'influence des inclusions 16
1.2.3	Modèles présupposant la formation de voûtes dans le matelas granulaire 17
Chapitre 2	
Étude expérimentale des transferts de charge en condition de déformations planes	
2.1	Comportement de matériaux granulaires dans les silos 23
2.1.1	L'approche de G. H. L. Hagen (1852) 23
2.1.2	L'approche de Kötter (1899) 24
2.1.3	L'approche de H. A. Janssen (1895) 26
2.2	Modèles analytiques du problème de la trappe 29
2.2.1	L'approche de A. Marston et A. O. Anderson (1913) 29
2.2.2	La généralisation par K. Terzaghi (1936) 30
2.2.3	L'approche de Handy 35
2.2.4	Localisation de la déformation et effet voûte 38

2.2.5	Comparaison des solutions et conclusion	42
2.3	Étude expérimentale du problème de la trappe	45
2.3.1	Dispositif expérimental	45
2.3.2	Propriétés du matelas granulaire	48
2.3.3	Procédure d’essai du problème de la trappe	52
2.3.4	Mécanismes de transferts de charge	53
2.3.5	Influence de la granulométrie	69
2.3.6	Conclusion	71

Chapitre 3

Modélisation numérique des matelas granulaires : cas des déformations planes

3.1	La Méthodes aux Éléments Discrets	77
3.1.1	Principe de la dynamique moléculaire	77
3.2	Lois de contact	80
3.3	Morphologie des particules	81
3.4	Comportement macromécanique des assemblages numériques	82
3.5	Étude numérique du problème de la trappe	85
3.5.1	Principe de l’étude	85
3.5.2	Caractérisation des couches granulaires	87
3.5.3	Confrontation aux résultats expérimentaux	89
3.5.4	Effet des paramètres mécaniques	93
3.5.5	Aspects micro-mécaniques	100
3.5.6	Bilan de l’étude numérique	108
3.6	Conclusion	110

Chapitre 4

Modélisation numérique des matelas granulaires sur inclusions rigides

4.1	Contexte du projet national ASIRI	115
4.1.1	Essais expérimentaux en vraie grandeur	116
4.1.2	Essais de laboratoire	119
4.1.3	Modélisations numériques	120
4.2	Étude paramétrique par modélisation numérique discrète	123
4.2.1	Description de la configuration de base	123
4.2.2	Procédure d’un essai de chargement	130

4.2.3	Résultat type sur la configuration de base	131
4.2.4	Effet de la hauteur du matelas	137
4.2.5	Effet de la mise en œuvre d'un dallage	140
4.2.6	Effet d'un géotextile de renforcement	144
4.2.7	Effet de la compressibilité	147
4.3	Conclusions	155

Conclusion et perspectives

Bibliographie	165
----------------------	------------

Annexes

Annexe A

Modélisation d'un dallage en flexion

A.1	Comportement en poutre	173
A.2	Comportement d'une dalle	176

Table des figures

1.1	Schéma de principe de l'amélioration de sols par inclusions rigides.	11
1.2	Différents types de renforts horizontaux : (a) renfort en base de matelas granulaire, (b) renfort au sein du matelas granulaire.	13
1.3	Effet membrane induit par un renforcement basal par nappe géosynthétique.	13
1.4	Délimitation du matelas granulaire en deux zones.	15
1.5	Partie du matelas granulaire reposant directement sur le sol compressible (d'après Carlsson [8]).	16
1.6	Partie du matelas granulaire reposant directement sur le sol compressible (d'après Svanø [48]).	17
1.7	Différents mécanismes de voûte considérés comme agissant dans le matelas granulaire.	18
2.1	Schéma de principe de l'expérience de G. H. L. Hagen.	24
2.2	Description du milieu étudié par Kötter.	25
2.3	Valeurs de l'angle χ en fonction de ϕ (solution de l'équation 2.14).	27
2.4	Équilibre d'un volume élémentaire dans l'expérience de Janssen [26].	27
2.5	Schéma de principe de l'étude de A. Marston et A. O. Anderson.	29
2.6	Profil de la contrainte verticale moyenne dans la colonne de sol surmontant le tube.	31
2.7	Schéma de principe de l'effet voûte.	31
2.8	Critère de Mohr-Coulomb pour un matériau granulaire cohésif et frottant représenté dans le plan de Mohr (cohésion c et angle de frottement ϕ).	32
2.9	Profil des contraintes verticales dans le massif (d'après [51]).	34
2.10	Profil des contraintes verticales et horizontales dans le massif (d'après [51]).	34
2.11	Évolution de K_a en fonction de ϕ	34

2.12	État de contrainte en un point frontière du massif glissant représenté dans le plan de Mohr par le point A, dans le cas d'une mobilisation complète du frottement ; les directions principales – 1 et 3 – ne coïncident pas avec les directions horizontales et verticales – x et z (d'après Krynine).	37
2.13	Délimitation de la zone dilatante au début du déplacement de la trappe.	39
2.14	Résistance en cisaillement au pic et à l'état critique dans un géomatériau	40
2.15	Champ de déplacements : (a) dans la bande de cisaillement, (b) à l'extérieur de la bande.	40
2.16	Comparaison du produit $K \tan \phi_f$ pour les solutions de Marston et Anderson, Handy, Coulomb (Vardoulakis) et Roscoe (Vardoulakis)	43
2.17	Comparaison des prédictions de la pression appliquée sur la trappe pour les solutions de Marston et Anderson, Handy, Coulomb (Vardoulakis) et Roscoe (Vardoulakis) ; dans le cas particulier $\frac{h}{B} = 3$	43
2.18	Vues du modèle réduit.	46
2.19	Vue de la face avant du modèle réduit au cours d'un essai.	47
2.20	Schéma du modèle réduit	47
2.21	Photographies des matériaux testés.	48
2.22	Courbes granulométriques des matériaux testés.	49
2.23	Courbes des essais triaxiaux pour $\sigma_r = 10$ kPa	50
2.24	Photographie de l'échantillon testé à l'essai triaxial pour S_f et pour $\sigma_r = 10$ kPa ($\phi = 70$ mm.	50
2.25	Critères de Mohr-Coulomb pour le matériau S_f	52
2.26	Critères de Mohr-Coulomb pour le matériau G_c	52
2.27	Pression initiale sur la trappe	54
2.28	Décomposition d'un essai à la trappe	55
2.29	Correction effectuée sur la pression mesurée durant l'essai	56
2.30	p^{brute} en fonctions de δ pour les matériaux S_f et G_c	56
2.31	Déplacement de la trappe δ pour lequel est atteinte la phase de transfert de charge maximal en fonction de h et pour G_c et S_f	57
2.32	$\frac{p_{min}}{\gamma_i}$ en fonctions de h	57
2.33	Phase transitoire : zone d'expansion.	58
2.34	Manifestation de la phase transitoire	58
2.35	Manifestation de la phase transitoire	59
2.36	Longueur de l'intervalle de déplacement δ durant lequel a lieu la phase transitoire en fonction de h pour S_f et G_c	60

2.37	Points de mesure correspondant à la phase transitoire pour les matériaux S_f et G_c pour $h \geq h^*$	60
2.38	Surface de la section transversale de la zone d'expansion $s(\delta)$ et section correspondant à ce volume pour $\delta = 0$	61
2.39	Évolution de la pression p et de la pression p_w qu'appliquerait le poids de la zone d'expansion sur la trappe sans transferts de charge en fonction de δ dans le cas de G_c pour $h = 0.20$ m.	63
2.40	Évolution de la pression p et de la pression p_w qu'appliquerait le poids de la zone d'expansion sur la trappe sans transferts de charge en fonction de δ pour S_f	63
2.41	Principe de la phase critique	64
2.42	Manifestation de la phase critique	64
2.43	Corrections apportées à la phase critique	65
2.44	p_c en fonction de h' pour G_c et S_f	65
2.45	Comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats issus de la formulation analytique de Terzaghi (hypothèse de Marston et Anderson).	66
2.46	Comparaison des résultats expérimentaux avec un calage du coefficient K réalisé sur modèle de Terzaghi pour S_f ; $K = 0.55$	68
2.47	Comparaison des résultats expérimentaux avec un calage du coefficient K réalisé sur modèle de Terzaghi pour G_c ; $K = 1.20$	68
2.48	p en fonction de δ pour les 4 matériaux	70
2.49	p en fonction de δ pour les 4 matériaux : zoom sur les premières phases	70
2.50	Points de mesure correspondant à la phase transitoire pour les 4 matériaux : S_f , S_c , G_f et G_c (k représente le taux d'augmentation de p avec δ).	72
2.51	Taux d'augmentation k de p avec δ en fonction du diamètre moyen d_{50} pour les matériaux (par ordre de d_{50} croissant) : S_f , S_c , G_f et G_c	72
3.1	Contact entre deux particules déformables selon la dynamique moléculaire.	78
3.2	Schéma de principe de la Dynamique Moléculaire	79
3.3	Schéma rhéologique d'un contact frottant entre deux particules i et j	80
3.4	Types de particules utilisés : (a) sphérique, (b) cluster $0.20d$, (c) cluster $0.95d$	82
3.5	Exemple d'un assemblage de 8000 clusters $0.95d$ utilisé pour la réalisation d'un triaxial.	83
3.6	Schéma de principe de la modélisation d'un essai triaxial sous pression de confinement constante $\sigma_2 = \sigma_3$ et écrasement à vitesse constante $\dot{\epsilon}_1$	83

3.7	Courbes réponses typiques d'un assemblage de particules à un essai triaxial pour 3 contraintes de confinement différentes.	84
3.8	Droites intrinsèques dans le plan de Mohr-Coulomb caractérisant le comportement au pic et à l'état résiduel d'un assemblage de particules.	84
3.9	Description de la boîte-test utilisée pour les modélisations numériques du problème de la trappe (haut : vue en coupe ; bas : vue en plan).	86
3.10	Types de particules testés : (a) sphérique, (b) cluster $0.20d$, (c) cluster $0.95d$	87
3.11	Courbe granulométrique type des couches granulaires modélisées.	87
3.12	Courbes réponses des modélisations d'essais triaxiaux sur les assemblages de sphères pour les jeux de paramètres S_1 , S_2 et S_3	91
3.13	Courbes réponses des modélisations d'essais triaxiaux sur les assemblages de clusters $0.20d$ pour les jeux de paramètres C_1^{20} et C_2^{20}	91
3.14	Courbes réponses des modélisations d'essais triaxiaux sur les assemblages de clusters $0.95d$ pour les jeux de paramètres C_1^{95} , et C_2^{95}	91
3.15	Définition de la surface s utilisée pour quantifier le tassement de surface des couches granulaires.	91
3.16	Variations de la pression non corrigée p^{brute} agissant sur la trappe en fonction du déplacement δ de la trappe pour le matériau C_1^{95}	92
3.17	Champ de déplacements de l'ensemble des particules du massif pour la couche C_1^{95} , pour différentes valeurs de δ dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (pour $\delta = 0.001$ m, la norme des vecteurs est équivalente à 2.5 fois le déplacement de la particule considérée).	94
3.18	Variations de la pression (brute et corrigée) en fonction de δ pour les couches granulaires de la première famille ($\kappa = 3125$).	95
3.19	Pression p et tassement de surface s en fonction de δ pour deux niveaux de rigidité de particules κ pour les sphères, clusters $0.20d$ et $0.95d$	97
3.20	Influence de l'angle de frottement au pic ϕ_p sur la pression minimale p_{min} mesurée sur la trappe pour les différents échantillons testés.	98
3.21	Tassement de surface s en fonction de δ pour la phase de transfert de charge maximal.	98
3.22	Influence de l'angle de frottement résiduel ϕ_r sur la pression p_c mesurée pour $\delta \in [0.05, 0.06]$ (m).	99
3.23	Tassement de surface s en fonction de δ	99
3.24	Influence de la forme des particules sur la distribution du second invariant du tenseur de déformation $I_{2\epsilon} \geq 0.015$ dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (phase de transfert de charge maximal).	104

3.25	Influence de la forme sur les directions principales des contraintes dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (phase de transfert de charge maximal).	104
3.26	Influence de ϕ_p sur la distribution du second invariant du tenseur de déformation $I_{2\epsilon} \geq 0.015$ dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (phase de transfert de charge maximal).	106
3.27	Influence de ϕ_p sur les directions principales des contraintes dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (phase de transfert de charge maximal).	106
3.28	Influence des angles de frottement ϕ_p et ϕ_r sur la distribution du second invariant du tenseur de déformation $I_{2\epsilon} \geq 0.15$ dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) pour un déplacement de la trappe $\delta = 59$ mm (phase critique).	107
3.29	Délimitation des zones de localisation de la déformation de cisaillement : (a) zones fortement cisailées, (b) zone très peu cisailée (phase critique).	108
3.30	Influence des angles de frottement ϕ_p et ϕ_r sur les directions principales de contraintes dans la couche granulaire, pour la phase critique.	109
4.1	Vue en plan du réseau d'inclusions et de l'emprise du matelas granulaire pour les plots expérimentaux (Projet National A.S.I.RI).	117
4.2	Vue en coupe de la maille courante d'un plot de la tranche 1 (Projet National A.S.I.RI).	117
4.3	Effet d'accrochage du sol compressible sur les inclusions rigides.	119
4.4	Schéma du réseau d'inclusions et de la maille élémentaire modélisée.	124
4.5	Courbe réponse à l'essai triaxial d'un échantillon de 8000 clusters présentant les mêmes paramètres micromécaniques que le matelas granulaire modélisé (sous un confinement $\sigma_3 = 50$ kPa).	126
4.6	Arrangement des sphères constituant le dallage.	126
4.7	Critère de frottement particules/membrane	128
4.8	Aperçu de la modélisation d'une membrane géotextile par un ensemble d'éléments triangulaires à 3 nœuds retenant quelques éléments discrets.	128
4.9	Phases successives du chargement uniforme q appliqué sur le dispositif modélisé.	131
4.10	Efficacité E du matelas granulaire d'épaisseur $h_m = 0.5$ m en fonction de q_t pour $K_c = 0.75$ MPa.m ⁻¹ ; sans géotextile, sans dallage.	132
4.11	Tassements différentiels en base et en surface du matelas granulaire en fonction de q_t pour $K_c = 0.75$ MPa.m ⁻¹ ; $h_m = 0.5$ m, sans géotextile, sans dallage.	133

4.12	Schéma de la section verticale dans laquelle sont représentés les champs de déplacements des particules du matelas granulaire.	133
4.13	Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale pour la configuration de base et pour un module de réaction du sol support $K_c = 0.75 \text{ MPa.m}^{-1}$; la valeur du déplacement des particules est représenté par une échelle de niveaux de gris dont l'échelle est donnée en mètre sur le graphique.	134
4.14	Cinématique observée dans la section verticale entre deux inclusions les plus proches.	135
4.15	Schéma de transmission de la surcharge vers les inclusions au travers de cônes de diffusion (à partir de [8]).	135
4.16	Comparaison de l'efficacité E avec l'efficacité estimée à partir de l'Eq. 4.9 avec $\theta = \phi_p$ et avec $\theta = \phi_p \pm 3^\circ$	136
4.17	Efficacité du matelas granulaire E en fonction de q_t pour deux hauteurs de matelas granulaire h_m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en MPa.m^{-1} (sans géotextile, sans dallage).	137
4.18	Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale pour deux hauteurs de matelas granulaire : $h_m = 0.5 \text{ m}$ et $h_m = 1.0 \text{ m}$ pour la phase 4 du chargement (module de réaction du sol support $K_c = 0.75 \text{ MPa.m}^{-1}$).	138
4.19	Comparaison de l'efficacité obtenue avec la modélisation avec l'efficacité estimée (Eq. 4.9) pour $h_m = 1.0 \text{ m}$	139
4.20	Tassements différentiels du matelas granulaire en fonction du chargement appliqué pour différents modules de réaction du sol support (en MPa.m^{-1}).	139
4.21	Efficacité du matelas granulaire E en fonction de q_t pour une hauteur de matelas granulaire $h_m = 0.5 \text{ m}$ et pour différents modules de réaction du sol support K_c en MPa.m^{-1} (sans géotextile).	141
4.22	Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale pour une hauteur de matelas granulaire $h_m = 0.5 \text{ m}$ pour la dernière phase du chargement (phase 4, $q = 68 \text{ kPa}$); module de réaction du sol support $K_c = 0.75 \text{ MPa.m}^{-1}$	142
4.23	Mécanisme de transmission des efforts dans le matelas granulaire avec dallage.	142

4.24	Contrainte verticale σ_{sup} sous le dallage dans une zone située au droit de la tête de l'inclusion à la contrainte mesurée au niveau de la tête de l'inclusion σ_{inf} en fonction du chargement appliqué q_t pour une hauteur de matelas granulaire $h_m = 0.5$ m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en MPa.m ⁻¹ (sans géotextile).	143
4.25	Tassements différentiels du matelas granulaire en fonction du chargement appliqué pour différents modules de réaction du sol support (en MPa.m ⁻¹).	143
4.26	Efficacité du matelas granulaire E en fonction de q_t pour différents modules de réaction K_c (MPa.m ⁻¹); $h_m = 0.5$ m sans dallage.	145
4.27	Tassements différentiels en base et en surface du matelas en fonction de q_t pour différents modules de réaction K_c (MPa.m ⁻¹); $h_m = 0.5$ m, avec géotextile de renforcement, sans dallage.	146
4.28	Répartition dans le plan horizontal des déformations dans le géotextile selon les deux directions de fibres de renforcement ($J = 750$ kN.m ⁻¹) et pour un module de réaction du sol support $K_c = 0.25$ MPa.m ⁻¹	148
4.29	Évolution de la déformation et de la flèche du géotextile entre deux inclusions pour $J = 750$ kN.m ⁻¹ et au cours de la dernière phase de chargement (phase 4, $q = 68$ kPa) et pour un module de réaction du sol support $K_c = 0.25$ MPa.m ⁻¹	148
4.30	Efficacité du matelas granulaire E en fonction de q_t pour deux hauteurs de matelas granulaire h_m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en MPa.m ⁻¹ (sans géotextile, sans dallage).	149
4.31	Efficacité du matelas granulaire E en fonction du tassement différentiel en base du matelas δ_{inf} pour deux hauteurs de matelas granulaire h_m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en MPa.m ⁻¹ (sans géotextile, sans dallage).	150
4.32	Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale dans le cas de l'efficacité maximale E_{max} et dans le cas de l'efficacité minimale E_{min} (dernière phase du chargement : phase 4, $q = 68$ kPa).	151
4.33	Efficacité du matelas granulaire E en fonction du tassement différentiel en base du matelas δ_{inf} pour une hauteur de matelas granulaire $h_m = 0.5$ m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en MPa.m ⁻¹ (sans géosynthétique).	152
4.34	Répartition du rapport de la contrainte verticale sous dallage σ_z à la contrainte verticale moyenne $\bar{\sigma}_z$ pour la dernière phase du chargement (phase 4, $q = 68$ kPa).	153

4.35	État de contrainte dans la zone du matelas située au droit de l'inclusion dans le plan de Mohr et pour les différentes phases du chargement (0 à 4) et pour deux modules de réaction du sol support ; les critères de résistance au cisaillement au pic et à l'état résiduel ont été représentés.	154
4.36	Rapport entre l'efficacité obtenue avec géotextile et sans géotextile en fonction du tassement différentiel observé en base du matelas granulaire. (K_c en MPa.m ⁻¹); $h_m = 0.5$ m, sans dallage.	155
4.37	Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale entre deux inclusions lorsque le matelas granulaire est soumis à son seul poids propre.	156
A.1	Arrangement des sphères constituant le dallage.	173
A.2	Profils de déformation dans le modèle théorique et la modélisation adoptée.	174
A.3	Profils d'efforts agissant au niveau d'une section droite de la poutre : (a) dans le modèle théorique, (b) dans la modélisation adoptée.	174
A.4	Confrontation entre la modélisation numérique et la théorie des poutres : cas d'une poutre de 3.9 m de longueur simplement appuyée, de section rectangulaire ($b \times h = 0.1 \times 0.2$ m) et chargée uniformément ($q = 0.5$ kN.m ⁻¹).	177
A.5	Rapport de la flèche maximale obtenue par modélisation numérique w à la flèche théorique w_{TH} en fonction du rapport $\frac{k_t}{k_n}$ dans le cas d'une poutre de 3.9 m de longueur, en appui sur deux côtés et de section rectangulaire ($b \times h = 0.1 \times 0.2$ m) chargée uniformément ($q = 0.5$ kN.m ⁻¹).	177
A.6	Rapport de la flèche maximale obtenue par modélisation numérique w à la flèche théorique w_{TH} en fonction du rapport $\frac{k_t}{k_n}$ dans le cas d'une plaque carrée, de côté $L = 2.5$ m, d'épaisseur $h = 0.2$ m, chargée uniformément et en appui sur quatre côtés.	177

Liste des tableaux

2.1	Propriétés physiques et mécaniques des matériaux granulaires testés dans le problème de la trappe.	53
2.2	Hauteurs h de couche granulaire testées pour chaque matériau.	53
2.3	Comparaisons des différents modèles analytiques avec un calage réalisé sur les données expérimentales.	67
2.4	Valeurs corrigées de pressions minimales p_{min} et p_c pour les 4 matériaux testés pour une hauteur de couche $h = 0.20$ m.	71
3.1	Propriétés mécaniques des différents jeux de paramètres de la première famille de particules dont le niveau de rigidité $\kappa = 3125$	90
3.2	Propriétés mécaniques des différents jeux de paramètres de la seconde famille de particules dont le niveau de rigidité $\kappa = 500$	90
3.3	Valeurs remarquables de la pression corrigée p pour 2 niveaux de rigidité $\kappa = 3125$ et $\kappa = 500$	97
4.1	Paramètres des lois de contact associés aux particules du matelas granulaire.	125

Liste des notations

Nous avons regroupé ci-dessous les principales notations employées dans les différents chapitres du document. Dans la mesure du possible, nous avons tenté de conserver les mêmes notations d'un chapitre à l'autre. Certaines notations, apparaissant uniquement de manière ponctuelle, ont été omises.

Notations relatives à la Méthode des Éléments Discrets

d	diamètre d'une particule
d_{max}	diamètre maximal des particules d'un assemblage
d_{min}	diamètre minimal des particules d'un assemblage
η	porosité d'un assemblage
K_n	module de rigidité normale d'un contact
k_n	rigidité normale d'un contact
k_s	rigidité tangentielle d'un contact
μ	coefficient de frottement du contact
N	nombre de particules d'un assemblage de particules
N_c	nombre de contacts d'un assemblage de particules
ϵ_1	déformation axiale
ϵ_2, ϵ_3	déformations transversales
ϵ_v	déformation volumique
σ_1	contrainte axiale
σ_2, σ_3	contraintes transversales
$p = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$	contrainte moyenne
$q = \sigma_1 - \sigma_3$	déviateur
E	module d'Young tangent initial
ν	coefficient de Poisson
ψ	angle de dilatance
ϕ_p	angle de frottement effectif au pic
ϕ_r	angle de frottement résiduel

Notations relatives aux de renforcement de sols par inclusions rigides

a	dimensions des inclusions rigides (diamètre ou côté selon la forme)
s	entraxe entre inclusions rigides
h_d	épaisseur de dallage
h_m	hauteur du matelas granulaire
K_c	module de réaction de l'horizon compressible (Pa.m^{-1})
E_d	module d'Young du dallage
ϕ_g	angle de frottement sol/nappe
U_0	déplacement relatif sol/nappe de mobilisation du frottement
J	rigidité en tension de la nappe géosynthétique
δ_{inf}	tassement différentiel en base du matelas de transfert de charge
δ_{sup}	tassement différentiel en surface du matelas de transfert de charge
E	efficacité du report de charge
q	surcharge uniforme appliquée sur l'ouvrage

Introduction

Le recours à des techniques de fondation complexes s'est largement développé ces dernières années, et ce afin de répondre à des besoins d'implantations d'ouvrages de Génie Civil divers (ouvrages routiers ou ferroviaires, bâtiments industriels...) sur des formations géologiques à caractéristiques médiocres sujettes à des tassements très importants (argiles, tourbes, vases...). On compte parmi ces techniques le renforcement de sol par inclusions rigides. Par la superposition d'une épaisseur donnée d'un matériau granulaire sur un ensemble de pieux, cette technique permet de tirer parti des transferts de charge dont les matériaux granulaires sont le siège et donc de reporter la plus grande partie possible de la sollicitation induite par l'ouvrage vers les inclusions et non vers le sol compressible. L'absence de réglementation nationale concernant ce type de renforcement de sols a conduit l'Institut pour la Recherche Expérimentale en Génie Civil (IREX) à initier le projet national ASIRi pour *Amélioration de Sols par Inclusions Rigides*, dans lequel une partie de cette thèse s'inscrit et qui a pour but l'établissement de recommandations adaptées à ce type d'ouvrage.

Une bonne compréhension des mécanismes de transfert de charge est essentielle si l'on veut être capable de prévoir les efforts qui seront reportés vers les inclusions rigides pour leur dimensionnement d'une part, et vers le sol support pour l'évaluation des tassements différentiels de l'ouvrage d'autre part. Or ces mécanismes sont très complexes du fait entre autres de l'interaction entre des éléments de rigidités très différentes – éléments pour certains de nature continue (inclusions, superstructure...) et pour d'autres de nature discontinue (matelas granulaire) – mais aussi de leur caractère tridimensionnel. Certaines de ces interactions sont bien connues comme par exemple le phénomène de frottement négatif pouvant se manifester lorsque des inclusions sont mise en place dans un horizon compressible. Cependant, le point déterminant du fonctionnement d'un renforcement de sols par inclusions rigides, et qui demeure problématique, est le cheminement des efforts depuis la partie supérieure de l'ouvrage vers sa partie inférieure au travers du matelas granulaire : c'est l'objectif de cette thèse de préciser les mécanismes de transfert de charge en jeu dans les matelas granulaires.

Les méthodes analytiques dont on dispose aujourd'hui pour modéliser les mécanismes de reports de charge dans les matelas granulaires de transfert de charge sur inclusions rigides sont nombreuses et les hypothèses sur lesquelles elles se basent le sont tout autant. La difficulté est augmentée du fait de la divergence des résultats que ces méthodes permettent d'obtenir. Le premier chapitre de cette thèse consistera donc à présenter le contexte dans lequel s'inscrit le renforcement de sols par inclusions rigides puis de faire un point rapide des différentes approches analytiques permettant de décrire les reports de

charge dans les matelas granulaires et des méthodes de dimensionnement qui leurs sont associées.

Étant donné la complexité de la problématique des reports de charge dans les matelas granulaires sur inclusions rigides, on s'est focalisé dans un premier temps sur l'étude numérique et expérimentale du comportement d'un matelas granulaire soumis à une sollicitation simplifiée. L'objectif de cette première étude est d'une part de mettre en évidence les mécanismes de transfert de charge et d'identifier les caractéristiques du matelas granulaire qui les influencent et d'autre part de s'assurer de l'aptitude du modèle numérique utilisé à rendre compte de ces mécanismes. La sollicitation retenue pour cette première étude consiste à imposer à la base d'un matelas granulaire un déplacement vertical différentiel. Celui-ci, appliqué dans une zone restreinte, engendre une perturbation locale dans le matelas granulaire qui est à l'origine des mécanismes de report de charge. Ce type de sollicitation, également appelé « problème de la trappe », a l'avantage de pouvoir être appliquée en condition de déformations planes ce qui permet d'observer plus simplement les phénomènes mis en jeu. La sollicitation subie par le matelas granulaire dans le problème de la trappe diffère légèrement de celle d'un matelas granulaire en condition de renforcement de sols par inclusions rigides. En effet, dans le cas du problème de la trappe, le matelas granulaire subit plutôt une extension alors qu'il est plutôt en compression dans le cas des renforcement de sols par inclusions rigides. Cependant dans les deux cas, les mécanismes de transferts de charges sont la conséquence du déplacement vertical relatif imposé à la base du matelas granulaire. L'étude des transferts de charge dans les matelas granulaires, réalisé expérimentalement sur un modèle réduit, est présenté dans le second chapitre.

En vue d'analyser le comportement tridimensionnel des matelas granulaires sur inclusions rigides, nous avons retenu la modélisation numérique par la Méthode des Éléments Discrets. Cette méthode numérique permet de reproduire de manière satisfaisante et avec des lois constitutives simples le comportement mécanique des matériaux granulaires, en particulier dans le domaine des grandes déformations pour lequel d'importants réarrangements interviennent. Cependant, avant de traiter le cas des renforcements de sols par inclusions rigides, l'outil numérique a été utilisé pour modéliser le comportement des matelas granulaires dans une configuration similaire à celle de l'étude expérimentale (en condition de déformations planes). L'objectif de ces travaux est de s'assurer de la capacité du modèle numérique à reproduire les phénomènes observés expérimentalement puis d'approfondir l'étude expérimentale en précisant l'effet des paramètres mécaniques des matelas granulaires sur leur réponse à la sollicitation traitée. Ce second volet numérique de l'étude

des transferts de charge dans les matelas granulaires est présenté dans le chapitre trois.

Enfin, une étude numérique des matelas de transfert de charge sur inclusions rigides a été réalisée. Après avoir présenté les enjeux de cette étude au travers de son positionnement dans le cadre du projet national ASIRi, plusieurs configurations d'ouvrages couvrant les différents types d'applications des renforcements de sols par inclusions rigides ont été testées et ont fait l'objet d'une étude paramétrique. Son objectif est d'apporter des éléments de réponse relatifs aux mécanismes de transfert de charge se développant dans des configurations réalistes de matelas granulaires mais également des éléments de comparaison qui pourront être confrontés aux nombreuses autres études (expérimentales et numériques) menées dans le cadre de ce projet. Cette partie constitue le quatrième et dernier chapitre de cette thèse.

Chapitre 1

Le renforcement de sols par inclusions rigides : contexte et problématique

L'industrie de la construction est souvent confrontée à la problématique de qualité géotechnique des terrains disponibles. En effet, le peu de latitude quant à la localisation de certains ouvrages (réseaux routiers, autoroutiers ou ferroviaires par exemple) conjugué à la raréfaction des terrains présentant des caractéristiques géotechniques satisfaisantes entraîne les industriels à développer de nouvelles techniques de fondations. Le défaut de qualité des horizons géologiques le plus souvent rencontrés dans ce cadre est une forte compressibilité et/ou faible portance. La forte compressibilité est une caractéristique typique des sols constitués de dépôts récents : ils sont généralement caractérisés par une matrice de particules fines (argiles, vases) voire de matières organiques (tourbes).

La problématique posée par la construction d'ouvrages dans ce type d'environnement se présente sous deux aspects :

- des tassements absolus et/ou différentiels très importants,
- des temps de tassements potentiellement très longs (jusqu'à plusieurs années).

Afin de contourner ces deux difficultés, un certain nombre de techniques d'amélioration des sols compressibles a été mis au point. On peut notamment citer (d'après [34]) :

- le remplacement du sol de mauvaise qualité,
- le pré-chargement avec ou sans drainage,
- les colonnes ballastées,
- les colonnes de *jet grouting*,
- l'injection,
- les remblais légers,
- les dalles sur pieux,
- les remblais sur inclusions rigides.

Parmi toutes ces techniques d'amélioration, l'utilisation des inclusions rigides est une de celles qui permettent un bon compromis entre le coût, le délai de réalisation et une réduction significative et fiable des tassements. De plus, cette technologie est adaptée aux ouvrages de grande taille, qu'ils soient linéaires – ouvrages routiers, ferroviaires – ou non – bâtiments industriels, plate-forme de stockage de type réservoirs ou silos...

Cependant, la complexité de fonctionnement de ce type d'ouvrage – due aux nombreux mécanismes en jeu – est réelle ; aussi l'amélioration de sol par inclusions rigides ne fait pour l'instant l'objet d'aucune réglementation précise en France.

1.1 Principe de l'amélioration de sols par inclusions rigides

Les systèmes classiques de fondation mis en œuvre en présence de sol compressibles (radiers sur pieux par exemple) permettent la transmission à un substratum de meilleure qualité (sous l'horizon compressible) de l'intégralité du chargement due à l'ouvrage à fonder. Dans le cas de l'amélioration de sols par inclusions rigides, l'horizon compressible est mis à contribution et reprend donc une partie du chargement que l'on souhaite la plus faible possible

La sollicitation de l'horizon compressible permet de mettre en œuvre entre la super-structure (l'ouvrage) et l'infra-structure (les inclusions) une structure de transition simple : un matelas granulaire de transfert de charge. Le remplacement d'une structure de transition très rigide (de type radier) par une structure beaucoup plus souple induit donc une transmission d'efforts aux inclusions diminuée. Cependant, cette perte de rigidité est compensée par les mécanismes complexes de transferts de charge existant dans les matériaux granulaires. La préférence d'une telle solution par rapport à la mise en œuvre d'un radier s'explique par le fait qu'elle peut être utilisée sur des ouvrages de grandes dimensions en engendrant des coûts et délais de mise en œuvre plus intéressants.

Un système d'amélioration de sols par inclusions rigides se compose donc des éléments suivants (Fig. 1.1) :

- un réseau d'inclusions rigides,
- un matelas granulaire de transfert de charge.

Afin d'augmenter la part du chargement transmis par le matelas granulaire de transfert de charge vers les inclusions, les inclusions peuvent être coiffées de dalles. De plus, le matelas granulaire de transfert de charge, plus ou moins complexe, peut comporter des renforts horizontaux de type géosynthétiques (géotextiles de renforcement, géogrille) voire même de dallage. Le matelas de transfert de charge est mis en œuvre soit sous un remblai (cas des ouvrages routiers ou ferroviaires) ou sous un dallage (cas des bâtiments industriels).

1.1.1 Les inclusions rigides

Il existe de nombreux types d'inclusions qui peuvent être mises en œuvre dans les renforcements de sols par inclusions rigides et qui ont été répertoriés par Laurent Briançon [3]. On peut classer l'ensemble de ces technologies en deux familles distinctes :

- les inclusions réalisées par substitution du matériau en place,

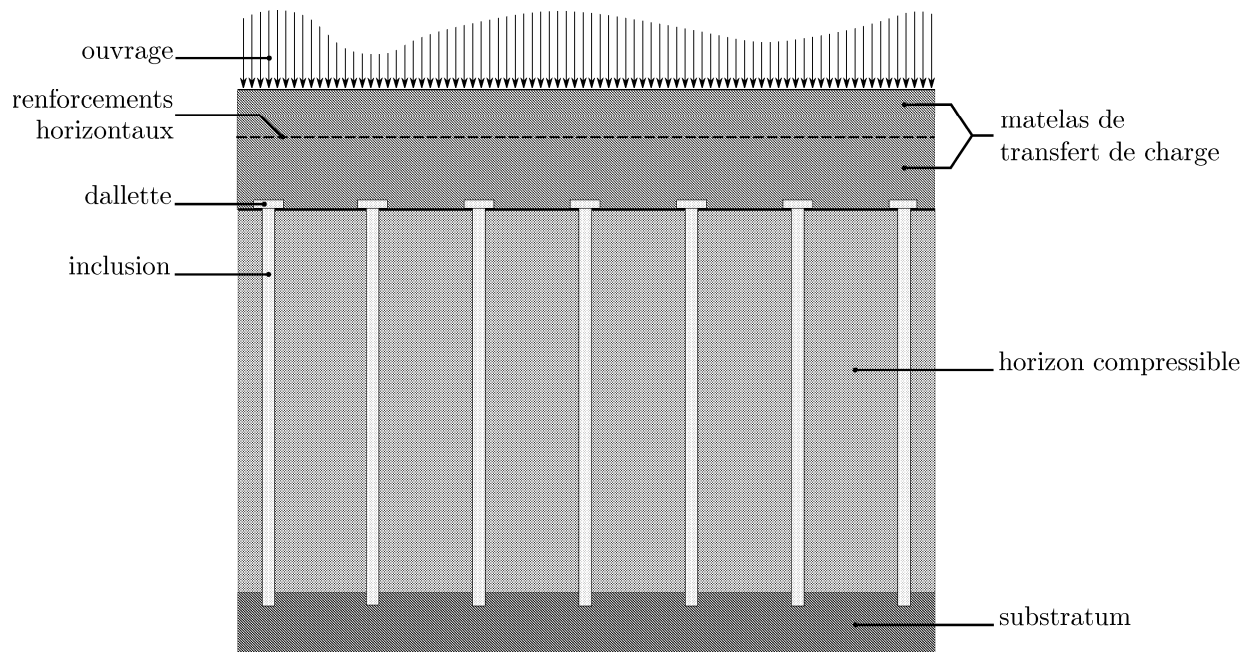


FIG. 1.1 – Schéma de principe de l'amélioration de sols par inclusions rigides.

– les inclusions réalisées par amélioration locale du matériau en place.

La première famille regroupe les technologies les plus anciennes ainsi que les technologies impliquant la pré-fabrication. On peut citer parmi elles : les pieux en bois, les pieux métalliques, les pieux bétons (préfabriqués ou non), les *Vibro Concrete Column* ou *VCC*, les colonnes à module contrôlé (développée par Ménard-Soltraitement)... Du point de vue des propriétés mécaniques, l'avantage des inclusions de cette première famille est la très bonne prédiction de leur rigidité ou module. Celui-ci est en effet indépendant de la nature de l'horizon dans lequel elles sont mises en place.

La seconde famille est constituée des technologies d'injection ou de mixage. Elles consistent à modifier localement les propriétés du sol en place par l'ajout de liants. Les différences entre chacune de ces techniques résident dans le type de liant utilisé ainsi que dans la façon dont celui-ci est mis en place. On peut citer parmi elles : le *jet grouting*, le procédé *col mix* (développé par Solétanche-Bachy), le mixage au mélange chaux-ciment... La rigidité des inclusions issues de ces technologies est variable. Elle dépend de la nature des liants ajoutés au sol en place et des propriétés de ce dernier.

Les ouvrages de renforcements de sols par inclusions rigides répertoriés en France font état de l'utilisation préférentielle d'inclusions de type pieux bétons moulés ou forés à la tarière creuse, de *Vibro Concrete Column* et de colonnes à module contrôlé. De plus, les réseaux d'inclusions sont dans leur quasi-totalité des maillages carrés, voire rectangulaires

(rarement triangulaires). Ces réseaux sont caractérisés par un entraxe entre inclusions compris entre 1.7 et 2.5 m, pour un diamètre moyen d'inclusion de 360, 320 voire 270 mm.

1.1.2 Le matelas granulaire de transfert de charge

Le matelas granulaire de transfert de charge est l'objet de peu de publications, bien qu'étant l'élément de transition entre l'ouvrage et le sol compressible renforcé. Le matelas est généralement constitué de matériaux rapportés dits « nobles » : graves, ballasts. Ils peuvent également avoir fait l'objet d'un traitement au liant (chaux, ciment) afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques. Pour les ouvrages répertoriés en France, la hauteur du matelas granulaire de transfert de charge se situe entre 0.1 et 0.9 m (0.5 m en moyenne).

Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement – angle de frottement et cohésion – du matériau granulaire ont été identifiées comme des paramètres influençant son efficacité en tant que matelas de transfert de charge. À ce titre, plusieurs campagnes d'essais de caractérisation mécanique ont été menées sur des ballasts, des graves non traitées, ainsi que sur les sols grossiers (Ref. in [3]). Cependant, la difficulté principale liée au dimensionnement du matelas granulaire de transfert de charge résulte de la méconnaissance des mécanismes de transfert de charge en jeu. Cette lacune empêche une prise en compte fiable des caractéristiques du matelas. Elle se reflète d'ailleurs dans la multiplicité des approches que l'on peut trouver parmi les différentes méthodes de dimensionnement des renforcements de sols par inclusions rigides. Même s'il est certain que les caractéristiques de résistance au cisaillement du matelas granulaire sont essentielles, la compréhension des mécanismes de transfert de charge mis en jeu dans le matelas granulaire constitue donc une étape primordiale dans l'élaboration de méthodes de dimensionnement.

Le matériau granulaire constituant le matelas de transfert de charge peut être renforcé afin d'améliorer ses propriétés. Plusieurs types de renforcements peuvent être mis en œuvre. Il s'agit de renforcements horizontaux qui peuvent être regroupés en deux familles (Fig. 1.2) :

- une nappe de renforcement horizontal en base du matelas granulaire,
- une nappe de renforcement horizontal au sein du matelas granulaire.

Le renforcement basal du matelas de transfert de charge est dans la très grande majorité des cas assuré par une nappe géosynthétique (géotextile ou géogrille). On peut se référer, à ce sujet, à la thèse de Bastien Le Hello [33], concernant justement l'étude du renforcement par géotextile (en base) des remblais sur inclusions rigides . L'intérêt de ce

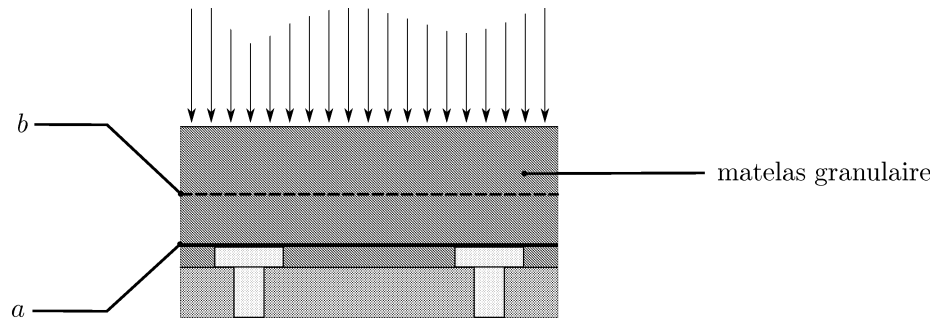


FIG. 1.2 – Différents types de renforts horizontaux : (a) renfort en base de matelas granulaire, (b) renfort au sein du matelas granulaire.

type de renforcement réside dans la mobilisation d'un effet membrane (Fig. 1.3) qui permet d'augmenter la part du chargement reporté sur les inclusions par la mise en tension de la nappe. On peut ainsi parvenir à reporter sur les inclusions la totalité de la charge induite par l'ouvrage.

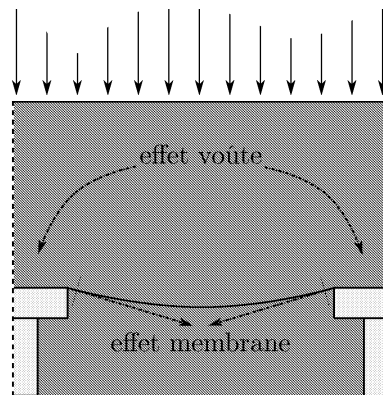


FIG. 1.3 – Effet membrane induit par un renforcement basal par nappe géosynthétique.

Le renforcement du matelas granulaire par intercalage, dans son épaisseur, d'une ou plusieurs nappes de renforcements horizontaux peut se faire à l'aide de géotextiles, de géogrilles ou encore à l'aide de treillis soudé. Ce second type d'utilisation des renforcements du matelas a pour but d'augmenter sa rigidité (voir [45] pour le cas des géogrilles). Ainsi, la part du chargement transmise aux inclusions est augmentée et les tassements différentiels en surface diminués.

1.2 Modélisation analytique des renforcements de sols par inclusions rigides

Un ouvrage de renforcement de sol compressible par inclusions rigides est un ouvrage complexe qui met en jeu des mécanismes de transferts de charge tri-dimensionnels et qui conjugue la mise en œuvre d'éléments très divers de part leurs rigidités (inclusions et dallages d'un côté; matelas granulaire et sol compressible, géosynthétiques de l'autre) ou de part leur nature plutôt continue (inclusions, dallage, géosynthétique) ou discrète (matelas granulaire).

Cette complexité, associée aux nombreuses dispositions constructives existantes pour ce type d'ouvrage, rend leur dimensionnement non évident. La pluralité des méthodes de dimensionnement mais également la dispersion des résultats qu'elles engendrent témoignent de la difficulté à appréhender et prédire le comportement de ces d'ouvrage.

L'objectif de cette section n'est pas d'explicitier dans le détail l'ensemble des méthodes de dimensionnement existantes. On peut se référer pour cela à plusieurs ouvrages très complets [3, 27, 33]. Le but est ici de distinguer parmi les méthodes existantes les différentes modélisations analytiques proposées pour décrire les mécanismes de transfert de charge et utilisées pour prédire le comportement de ce type d'ouvrages. Les modèles analytiques de transfert de charge existants peuvent être regroupés en trois familles, chacune d'elles étant associée à une approche particulière du fonctionnement du matelas granulaire et des mécanismes de transfert de charge qui s'y développent.

La performance de ce type d'ouvrage est quantifiée par l'efficacité, notée E , qui est définie par l'effort vertical repris par les inclusions rigides rapporté à l'effort vertical total correspondant aux poids de l'ouvrage et des surcharges éventuelles.

1.2.1 Modèles de transfert de charge basés sur l'équilibre d'un volume de sol en mouvement

La première approche considère que le matelas granulaire comporte deux zones distinctes :

- une zone située strictement au droit de l'inclusion et supposée fixe,
- une zone située strictement au droit du sol compressible et supposée glisser entre les zones fixes.

La répartition de ces différentes zones est détaillée sur la Fig. 1.4.

Cette cinématique *a priori* est celle utilisée à l'origine dans la problématique des matériaux granulaires dans les silos par Janssen [26]. Elle a ensuite été reprise pour traiter

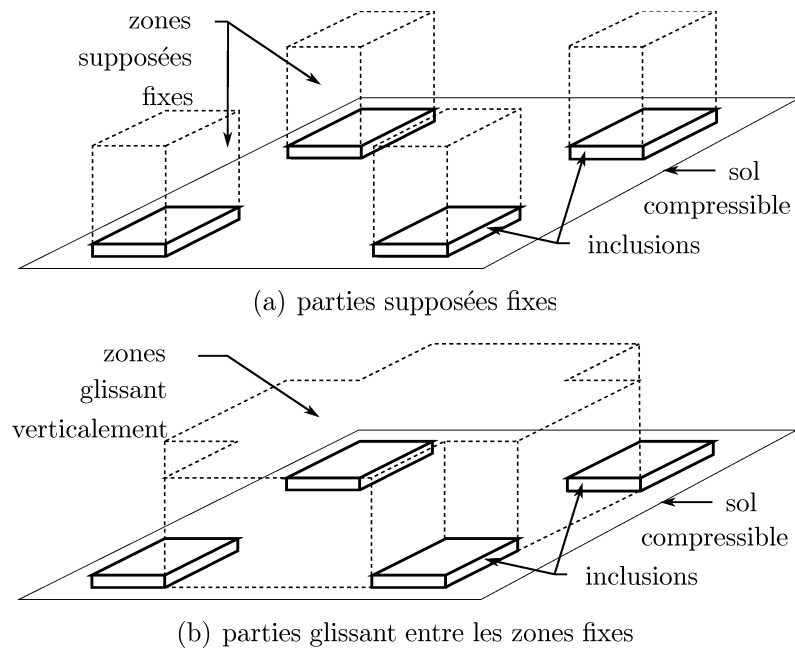


FIG. 1.4 – Délimitation du matelas granulaire en deux zones.

le problème d'une couche granulaire soumise à un déplacement relatif localisé à sa base par Marston et Anderson [36] puis par Terzaghi [50] (le détail de ces modèles analytiques est développé dans la Section 2.2). Cette approche a été appliquée au renforcement de sols compressibles par inclusions rigides par Combarieu [10, 11, 12] et Russel et Pierpoint [41].

La partie du matelas granulaire glissant entre les parties fixes induit, à la frontière entre ces deux zones, des efforts de cisaillement. Ces efforts de cisaillement tendent à s'opposer au mouvement de la masse glissante. Ils sont déterminés à partir de la contrainte horizontale agissant à l'interface entre les deux zones, elle-même reliée à la contrainte verticale par une relation de proportionnalité de coefficient K (voir Section 2.2). Les caractéristiques mécaniques du matelas interviennent dans la définition de ce coefficient K . L'évaluation des efforts de cisaillement permet de faire le bilan des efforts verticaux sur une tranche élémentaire horizontale du massif glissant et d'en déduire par intégration la contrainte qu'applique le massif glissant à sa base. Une partie du poids du massif glissant et de l'éventuelle surcharge qu'il supporte est ainsi transmise aux parties fixes du matelas granulaire et par suite aux inclusions. Le reste des efforts est transmis à la base du massif glissant où peut se trouver un géosynthétique, le cas échéant.

On compte un certain nombre de méthodes de dimensionnement associées à cette modélisation analytique. La méthode de Giroud [19, 20] considère un matelas granulaire sous

lequel est placé un géosynthétique ; cette méthode permet d'évaluer la part de la charge que supporte ce géosynthétique qui est transmise aux inclusions par effet membrane. La norme britannique BS 8006 [6], relative aux ouvrages de renforcement de sols compressibles par inclusions rigides, est également basée sur ces modèles analytiques et reprend la recommandation de Giroud relative à l'effet membrane.

1.2.2 Modèles présupposant d'une zone d'influence des inclusions

La seconde approche considère également deux zones distinctes dans le matelas granulaire, mais diffère du modèle précédent car on considère ici qu'aucun transfert de charge n'intervient entre les deux zones. On présuppose qu'une partie du matelas granulaire repose directement sur le sol compressible (ou le géosynthétique le cas échéant) et que le reste du matelas repose quant à lui sur les inclusions.

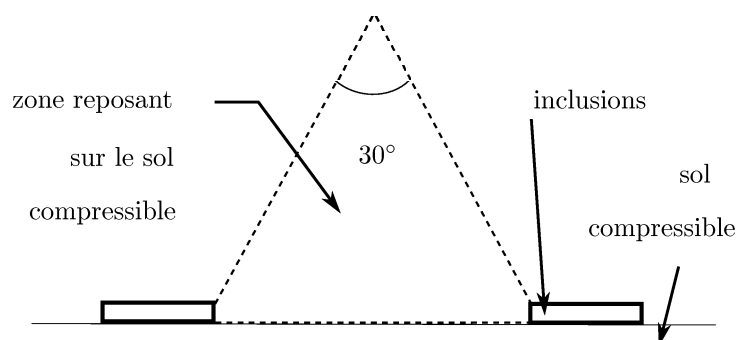


FIG. 1.5 – Partie du matelas granulaire reposant directement sur le sol compressible (d'après Carlsson [8]).

Dans une section verticale passant par deux inclusions, Carlsson [8] préconise de considérer que la partie du matelas granulaire qui repose directement sur le sol compressible est un triangle dont l'angle au sommet vaut 30° (Fig. 1.5). Les caractéristiques mécaniques du matelas granulaire ne sont alors pas prises en compte. L'extension au cas tridimensionnel par Svanø [48] permet d'aboutir à la géométrie représentée sur la Fig. 1.6. La surface délimitant la partie du matelas reposant directement sur le sol compressible de la partie fixe a une pente β , défini dans [48], qui dépend de l'angle de frottement du matériau constituant le matelas granulaire. Les auteurs préconisent pour β une valeur comprise entre 2.5 et 3.5. Ce modèle prévoit donc que la charge qui s'applique sur le sol support est constante dès lors que la hauteur du matelas granulaire est suffisante. En terme de tassement, cette

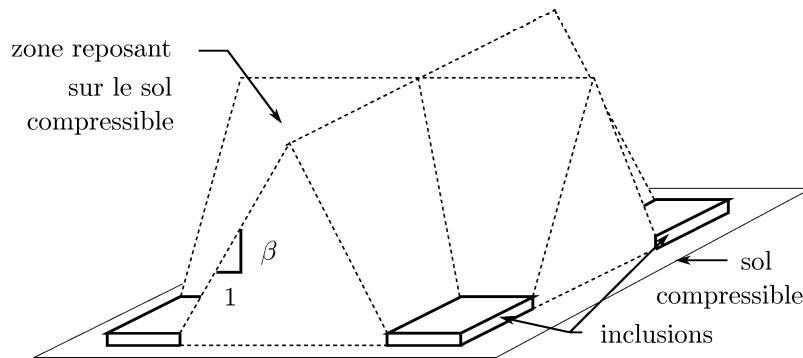


FIG. 1.6 – Partie du matelas granulaire reposant directement sur le sol compressible (d'après Svanø [48]).

modélisation conduit, à partir d'une hauteur suffisante, à ne plus avoir aucun tassement différentiel en surface, c'est-à-dire à considérer l'existence d'un plan d'égal tassement.

Les deux hypothèses précédentes conduisent à deux méthodes de dimensionnement qui permettent de prendre en compte l'effet membrane dans un renfort géosynthétique qui serait situé en base du matelas et qui serait sollicité par le poids de la zone de sol définie précédemment. L'approche de Svanø est notamment à l'origine des recommandations finlandaises SINTEF [37].

1.2.3 Modèles présupposant la formation de voûtes dans le matelas granulaire

La troisième approche consiste à considérer que de véritables voûtes se créent dans le matelas granulaire. La Fig. 1.7 montre deux types de voûtes relatifs chacun à un modèle particulier. Dans ce type de modèles, la charge appliquée au dessus de la voûte est transmise en partie au sol support au travers de la voûte et pour l'autre partie aux inclusions par la voûte elle-même. Le calcul de l'équilibre des efforts sur un volume élémentaire situé en clé de voûte ou bien au niveau de ses appuis permet d'évaluer le report de charge vers les inclusions que le matelas granulaire engendre. Les caractéristiques mécaniques du matelas granulaire sont prises en compte au travers du coefficient de pression passive des terres, donc au travers de l'angle de frottement du matériau (voir [24, 28]). Le modèle de voûte hémisphérique de Hewlett et Randolph [24], présenté sur la Fig. 1.7(a), ne peut être utilisé que si la hauteur de matelas granulaire est supérieure à la hauteur de la voûte. Cette condition fait que ce modèle ne peut pas prévoir le report de charge dans le matelas pour des épaisseurs faibles de matelas granulaire.

Le modèle de Kempfert et al. [28] (Fig. 1.7(b)) est à la base des recommandations

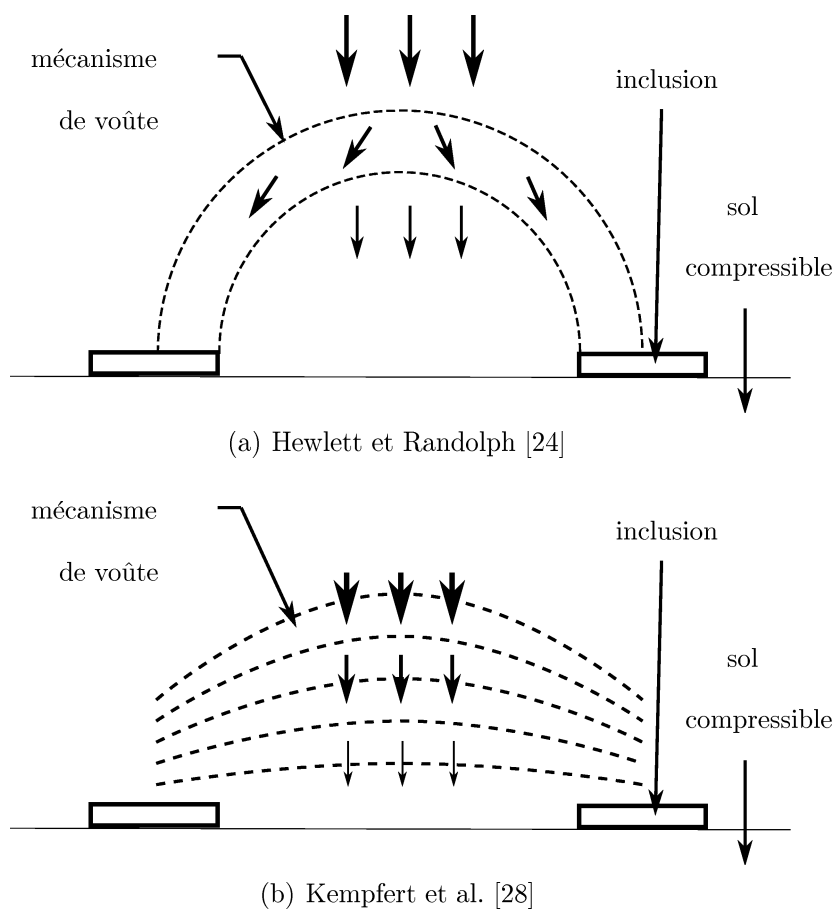


FIG. 1.7 – Différents mécanismes de voûte considérés comme agissant dans le matelas granulaire.

allemandes EBGEO [17] dans lesquelles est associée la prise en compte d'un géosynthétique en base du matelas qui permet donc, par effet membrane, de reporter une partie de la charge vers les inclusions.

Le simple inventaire des modèles existant pour décrire le comportement des renforcements de sols compressibles par inclusions rigides suffit à souligner la diversité des hypothèses – fortes – sur lesquelles ils se basent :

- rôle des différentes parties du matelas granulaire et géométries associées,
- prise en compte des caractéristiques mécaniques du matelas granulaire.

On constate même que certaines approches ne peuvent être appliquées que pour une gamme donnée de dimensions d'ouvrages. La comparaison de l'ensemble de ces méthodes sur un cas particulier a été réalisée par Le Hello [33] et met en évidence une importante variabilité dans l'efficacité E qu'elles prévoient.

Si on note s la distance entre axes des inclusions, a la largeur de la tête d'inclusion et h_m la hauteur du matelas granulaire, on remarque que la divergence entre les méthodes est très importante lorsque $\frac{h_m}{s-a}$ est inférieur à 2 ou 3 et diminue au-delà. Cette remarque est importante quand on sait que, dans de nombreux cas, l'épaisseur de matelas granulaire est plutôt faible devant l'espacement entre inclusions ($\frac{h_m}{s-a} \leq 2$). Enfin, il est important de noter que la compressibilité du sol support est rarement prise en compte dans ces modèles. Or la compressibilité est directement corrélée à l'amplitude des déplacements qui se produisent en base du matelas granulaire. Ces déplacements ont une influence sur l'intensité de l'effet membrane mobilisable au niveau du géosynthétique. De plus, il n'est pas exclu que les déplacements en base du matelas granulaire influence également le transfert de charge au sein même du matelas granulaire.

L'objectif du travail présenté dans cette thèse est donc de préciser les mécanismes de transfert de charge se produisant dans le matelas granulaire. Pour cela, et dans un premier temps, on étudiera le comportement d'un matelas granulaire soumis à un déplacement relatif dans une zone localisée de sa base. Cette sollicitation particulière, aussi appelée « problème de la trappe », est une simplification de la sollicitation réelle que subit le matelas granulaire dans un dispositif de renforcement de sols par inclusions rigides puisque le matelas granulaire est alors sollicité en conditions de déformations planes. Cette étude du problème de la trappe a été menée expérimentalement puis numériquement par modélisation numérique discrète. Enfin, une étude paramétrique par simulation numérique d'une configuration usuelle d'ouvrage de renforcement de sols par inclusions rigides est présentée.

Chapitre 2

Étude expérimentale des transferts de charge en condition de déformations planes

Les mécanismes de transferts de charges au sein des matelas granulaire constituant notamment les ouvrages de renforcement de sols compressibles sont très complexes, notamment du fait de leur nature tridimensionnelle. Ainsi, de nombreuses solutions analytiques ont été développées, reposant sur la simplification du problème en considérant le comportement d'une couche granulaire en déformation plane : c'est ce qu'on appelle le problème de la trappe. Une couche granulaire est soumise à un déplacement relatif localisé au niveau de sa base. Cette problématique du problème de la trappe est elle-même très proche de celle de l'étude des contraintes agissant dans les silos [22, 26].

Les solutions analytiques du problème de la trappe empruntent d'ailleurs toutes leur forme à la solution développée par Janssen pour l'étude des silos et auquel il est toujours fait référence aujourd'hui [47, 54]. Ces approches du problème de la trappe, considérant un glissement vertical d'une partie de la couche granulaire, diffèrent par l'état de contrainte qu'elles supposent au niveau des plans de glissement. Ces différences concernent autant l'orientation des directions principales que l'angle de frottement pouvant être mobilisé au niveau de l'interface.

Après avoir présenté quelques modèles analytiques relatifs à l'étude des silos, dont le modèle de Janssen, plusieurs approches du problème de la trappe sont développés ici, mettant en évidence les différences évoquées plus haut et sur lesquelles toute la lumière n'est pas faite.

2.1 Comportement de matériaux granulaires dans les silos

2.1.1 L'approche de G. H. L. Hagen (1852)

L'expérience de G. H. L. Hagen [22] consiste à remplir d'une hauteur h de sable un réservoir vertical dans la base duquel est aménagée une ouverture de section circulaire de rayon r (Fig. 2.1). Il mesure le poids s'appliquant sur l'ouverture circulaire du réservoir et constate que l'effort F sur la base du réservoir diffère du poids de la colonne de sable qui la surmonte. Cette différence vient du frottement existant entre ce cylindre et le matériau qui l'entoure. Introduisant une constante « dépendant du frottement » l , il écrit l'équilibre des forces motrices et résistantes agissant sur le cylindre et en déduit F selon l'expression quadratique suivante

$$F = r^2\pi\gamma h - 2r\pi\gamma lh^2 \quad (2.1)$$

où γ représente le poids volumique apparent du sable.

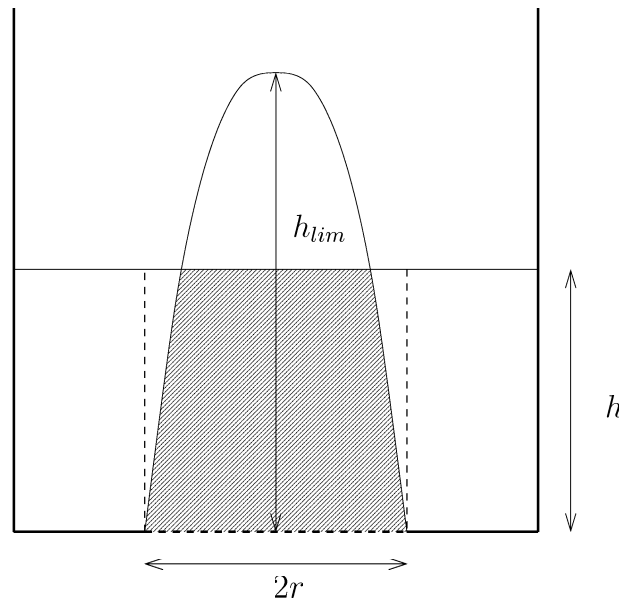


FIG. 2.1 – Schéma de principe de l'expérience de G. H. L. Hagen.

D'après 2.1, l'effort F appliqué sur le disque augmente avec h jusqu'à atteindre un maximum puis diminue. Hagen observe qu'une fois l'effort maximal atteint, celui-ci demeure constant lorsque l'on continue de remplir le réservoir. La hauteur limite h_{lim} au-delà de laquelle F reste constant est donnée par $h_{lim} = \frac{r}{4l}$.

Pour intégrer ce fait, Hagen fait ensuite l'hypothèse que la charge reprise par la base du silo est équivalente au poids d'un volume de sable défini par l'intersection de la couche de sable avec une conoïde engendrée par la rotation d'une parabole autour de son axe. Cette parabole a son sommet sur l'axe vertical passant par le centre du disque de base, à une hauteur égale à h_{lim} et intercepte la circonférence du disque de base.

Pour $h \geq h_{lim}$, seul le poids du volume de sable contenu sous la surface de la conoïde repose sur l'ouverture circulaire. Cette prédiction de la saturation de la pression avec l'augmentation de la hauteur de remplissage du réservoir constitue une première définition quantitative de « l'effet voûte ».

2.1.2 L'approche de Kötter (1899)

L'approche de Kötter (in [29]) repose sur des mesures expérimentales de pression en base de silo. L'hypothèse forte de cette résolution est qu'à partir d'une certaine profondeur dans le silo, on considère que la contrainte verticale σ_z ne varie plus avec la profondeur, conformément aux observations expérimentales. On considère ici les équilibres des efforts verticaux et horizontaux d'un volume de matériau granulaire compris entre deux parois

verticales (Fig. 2.2) distantes de $2B$.

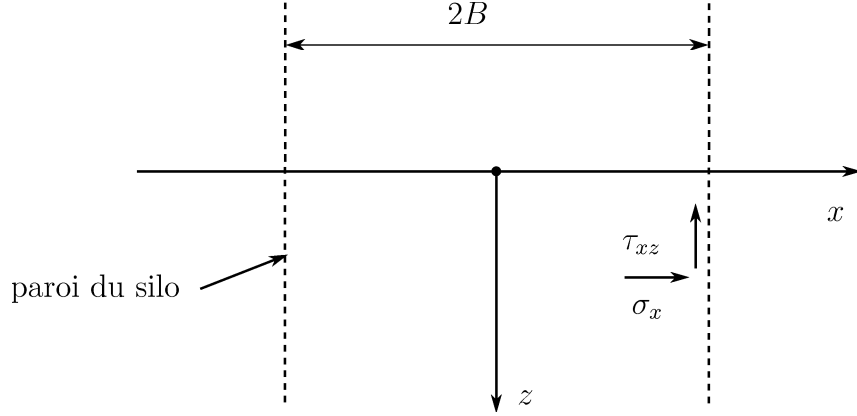


FIG. 2.2 – Description du milieu étudié par Kötter.

Les équations d'équilibre du milieu s'écrivent

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0, \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = \gamma. \quad (2.3)$$

L'hypothèse forte de cette solution est donc que pour z suffisamment grand

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0, \quad (2.4)$$

et par symétrie

$$\tau_{xz}(x=0, z) = 0 \quad (2.5)$$

il en résulte

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0, \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = \gamma. \quad (2.7)$$

On définit un taux de mobilisation du frottement au niveau de la paroi au travers du paramètre $\sin \chi$ variant entre 0 et 1. On considère également le matériau granulaire comme purement frottant et répondant à une loi de frottement de type Coulomb d'angle ϕ ainsi qu'un angle de frottement entre les parois et le matériau granulaire égal à δ . Le

taux de mobilisation du frottement doit vérifier

$$\sin \chi \leq \frac{\tan \delta}{\tan \phi}, \text{ avec } \chi \in [0, 90^\circ] \quad (2.8)$$

En faisant le changement de variable suivant

$$\sin \omega = \frac{x}{B} \sin \chi, \text{ avec } x \in [-B, +B] \quad (2.9)$$

on peut exprimer les contraintes normales horizontales, verticales et la contrainte tangentielle de la manière suivante

$$\sigma_x = \frac{B\gamma}{\tan \phi \sin \chi} \quad (2.10)$$

$$\sigma_z = \frac{B\gamma}{\sin \phi \cos \phi \sin \chi} (1 + \sin^2 \phi - 2 \sin \phi \cos \omega) \quad (2.11)$$

$$\tau_{xz} = \frac{B\gamma \sin \omega}{\sin \chi} = x\gamma \quad (2.12)$$

L'intégration de σ_z sur la largeur du silo permet de calculer l'effort vertical résultant F en base du silo

$$F = \int_{-B}^{+B} \sigma_z dx = \frac{2B^2\gamma}{\sin \phi \cos \phi \sin^2 \chi} [(1 + \sin^2 \phi) \sin \chi - \sin \phi (\chi + \sin \chi \cos \chi)] \quad (2.13)$$

On peut ensuite déterminer le niveau de mobilisation du frottement χ à partir de la différentiation de l'expression de F (extremum). Le paramètre χ doit donc vérifier les deux équations suivantes

$$\begin{cases} 1 + \sin^2 \phi - 2 \sin \phi \frac{x}{\sin \chi} = 0 \\ \sin \chi \leq \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \end{cases} \quad (2.14)$$

Le niveau de mobilisation du frottement au niveau de la paroi du silo est donné en fonction de ϕ sur la Fig. 2.3 pour une gamme d'angle de frottement ϕ de $[20^\circ, 50^\circ]$ et dans le cas $\delta = \phi$.

2.1.3 L'approche de H. A. Janssen (1895)

L'expérience de Janssen [26] porte sur l'étude du comportement d'un matériau granulaire (en l'occurrence du blé) dans une série de silos de section carrée de côté s et dont

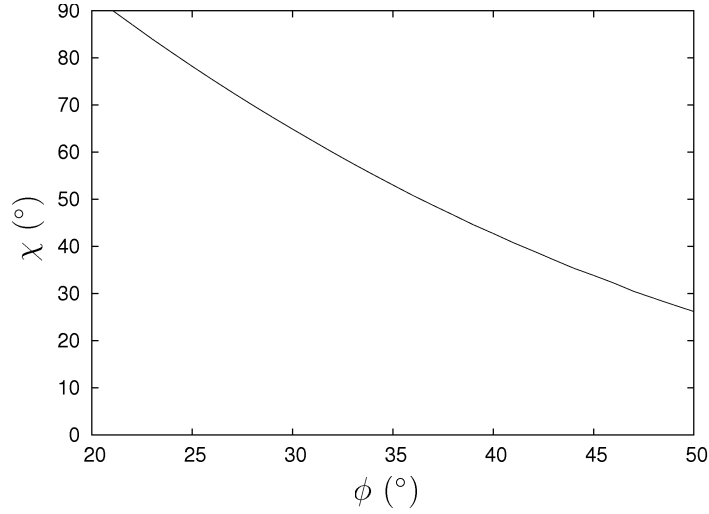


FIG. 2.3 – Valeurs de l’angle χ en fonction de ϕ (solution de l’équation 2.14).

l’ouverture en partie inférieure couvre toute la section (le plus grand a une hauteur de 25 m). Lors du remplissage d’un tel réservoir, une partie du poids introduit est supporté par les parois. On observe en base du silo une saturation de la pression exercée par le matériau granulaire. Les mesures de pression à la base en fonction du poids de matériau introduit dans les silos montrent une bonne reproductibilité. En écrivant l’équilibre des efforts ver-

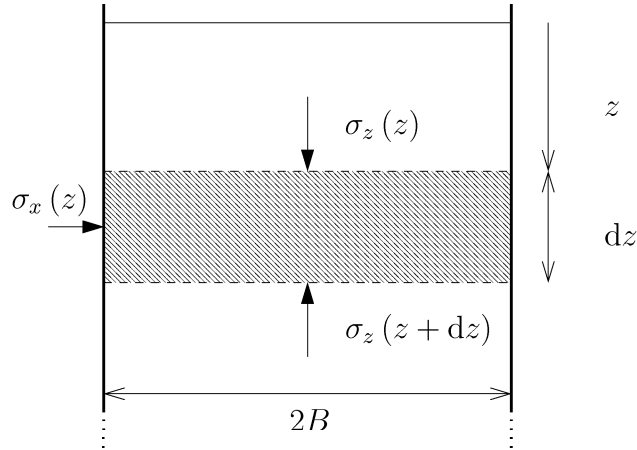


FIG. 2.4 – Équilibre d’un volume élémentaire dans l’expérience de Janssen [26].

ticaux appliqués sur une couche d’épaisseur élémentaire dz située à une profondeur z de la surface (Fig. 2.4), on obtient

$$4B^2 (\sigma_z(z + dz) - \sigma_z(z)) = 4\gamma B^2 dz - f\sigma_x(z) 8Bdz \quad (2.15)$$

où σ_z et σ_x sont les contraintes verticale et horizontale appliquées sur le volume élémentaire, f représente le coefficient de frottement du matériau granulaire avec les parois et γ le poids volumique du matériau granulaire.

L'indétermination présente dans l'équation 2.15 vient de la contrainte horizontale σ_x . Janssen lève cette indétermination en postulant la relation suivante entre les contraintes verticale et horizontale

$$\sigma_x = K\sigma_z \quad (2.16)$$

dont il mesure le coefficient K à partir d'essais expérimentaux.

Il résulte des équations 2.15 et 2.16 l'expression de la contrainte verticale moyenne à la profondeur z de la surface du matériau granulaire

$$\sigma_z(z) = \frac{B\gamma}{2Kf} (1 - e^{-2Kf\frac{z}{B}}) \quad (2.17)$$

L'expression 2.17 permet donc de connaître l'évolution de la pression p sur la base du réservoir en fonction de sa hauteur de remplissage h

$$p = \frac{B\gamma}{2Kf} (1 - e^{-2Kf\frac{h}{B}}) \quad (2.18)$$

La confrontation des résultats expérimentaux obtenus par Janssen aux résultats donnés par son modèle est très satisfaisante. De plus, le modèle de Janssen reproduit bien la saturation de la pression en base du silo à une valeur

$$p_\infty = \frac{B\gamma}{2Kf} \quad (2.19)$$

Janssen exprime la contrainte tangentielle au niveau de la paroi du réservoir par l'expression

$$\tau_{xz} = f\sigma_x \quad (2.20)$$

où f représente le coefficient de frottement entre le matériau granulaire et les parois. Il suppose donc que le frottement entre les parois et le matériau granulaire est toujours entièrement mobilisé. En toute rigueur, au niveau de la paroi, toute valeur de coefficient de frottement inférieur à f est acceptable.

2.2 Modèles analytiques du problème de la trappe

Le problème dit « de la trappe » est la configuration classiquement utilisée pour étudier les transferts de charge dans les matériaux granulaires ainsi que leurs applications, notamment dans le domaine de la géomécanique. Il s'agit en fait d'une sollicitation particulière d'un matériau granulaire qui se traduit par un déplacement vertical (ascendant ou descendant) localisé à une zone restreinte (appelée trappe) de la frontière d'un massif de matériau granulaire. Cette perturbation locale peut avoir diverses origines comme par exemple un remaniement ou un effondrement localisé du support sur lequel repose le massif de matériau granulaire. . . Le cas qui nous intéresse plus particulièrement et qui est développé ici correspond à un déplacement vertical descendant de la trappe.

2.2.1 L'approche de A. Marston et A. O. Anderson (1913)

A. Marston et A. O. Anderson ont établi, en 1913, une méthode de calcul de la contrainte exercée sur un tube enterré [36] à des fins de dimensionnement de canalisations. La contrainte exercée sur le tube ne correspond pas à la pression qu'exercerait la colonne de sol le surmontant sous son propre poids. Une partie de cette pression est réduite par un transfert de charge de la colonne de sol surmontant le tube vers la masse de sol adjacente (Fig. 2.5).

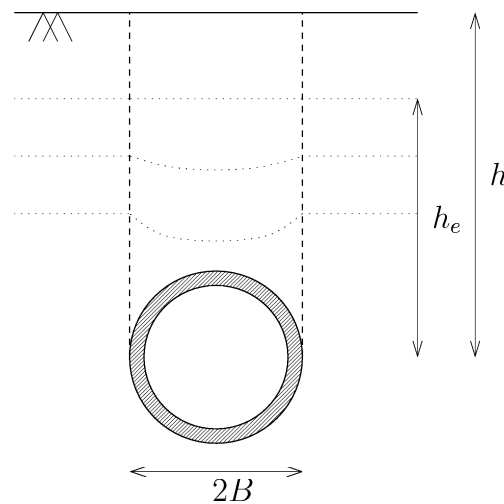


FIG. 2.5 – Schéma de principe de l'étude de A. Marston et A. O. Anderson.

Le massif de sol situé au-dessus du niveau du tube est divisé en deux demi-espaces séparés par un plan horizontal appelé « plan d'égal tassement ». Ce plan est défini comme le niveau au-delà duquel le profil de tassement est uniforme dans le massif et n'est plus

affecté par le glissement relatif de la colonne de sol surplombant le sol et de la masse adjacente. La contrainte p agissant sur le tube de diamètre $2B$ est donnée par

$$p = C_d \gamma B \quad (2.21)$$

où γ représente le poids volumique du sol surmontant le tube et avec

$$C_d = \frac{1 - e^{-K \tan \phi \frac{h}{B}}}{K \tan \phi}, \text{ si } h \leq h_e \quad (2.22)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-K \tan \phi \frac{h_e}{B}}}{K \tan \phi} + \left(\frac{h - h_e}{B} \right) e^{-K \tan \phi \frac{h_e}{B}}, \text{ si } h \geq h_e \quad (2.23)$$

où h_e est la hauteur qui sépare le niveau du tube du plan d'égal tassement, ϕ l'angle de frottement du sol et K le rapport de la contrainte horizontale à la contrainte verticale (Eq. 2.16). Les auteurs considèrent que le plan d'égal tassement se situe à la surface de la couche, c'est-à-dire pour $h_e = h$.

Marston et Anderson préconise de prendre comme coefficient K le coefficient de pression active des terres de Rankine [39]

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.24)$$

La pression appliquée sur le tube est de la même forme que celle proposée par Janssen (Eq. 2.18). La différence avec le résultat de Janssen est que l'on considère ici que le frottement entre la colonne de sol et la masse adjacente n'est mobilisé qu'au-dessous d'un certain niveau correspondant au plan d'égal tassement. Au-dessus du plan d'égal tassement, l'évolution des contraintes verticales est linéaire avec la profondeur (Fig. 2.6).

2.2.2 La généralisation par K. Terzaghi (1936)

C'est Karl Terzaghi [51] qui va généraliser le problème de report de charge d'un massif de matériau granulaire glissant au sein d'un massif restant fixe, et ce après avoir lui-même fait l'expérience de ce phénomène [50]. Cette sollicitation particulière du matériau granulaire sera par la suite appelé « problème de la trappe ».

Mécanisme de l'effet voûte

Il correspond au mouvement relatif des deux massifs de matériau (Fig. 2.7) qui induit une résistance par cisaillement au niveau de l'interface entre les deux massifs. Cette ré-

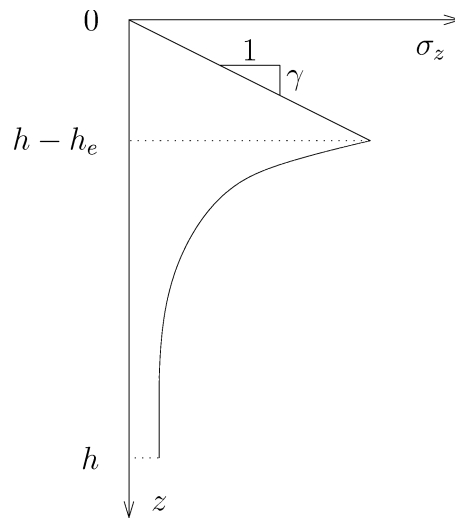


FIG. 2.6 – Profil de la contrainte verticale moyenne dans la colonne de sol surmontant le tube.

sistance de cisaillement tend à s'opposer au mouvement du massif glissant ; il en résulte ainsi une réduction de la pression exercée par le massif glissant à sa base. Ce transfert de charge du massif glissant vers le massif fixe définit, selon K. Terzaghi, l'effet voûte (*arching effect*). K. Terzaghi considère comme surface de glissement entre le massif glissant et les massifs mobiles des surfaces verticales ac et bd (Fig. 2.7).

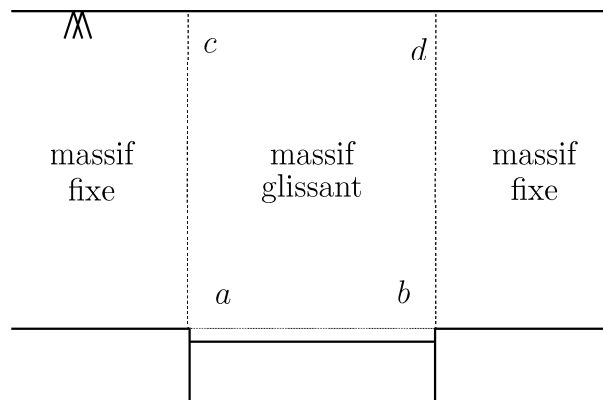


FIG. 2.7 – Schéma de principe de l'effet voûte.

Résolution dans le cas d'un matériau cohésif et frottant

On considère ici une trappe de largeur $2B$ et de longueur infinie. Le poids volumique du matériau est égal à γ et une surcharge uniforme q est appliquée en surface du massif.

Le matériau granulaire considéré a une résistance au cisaillement définie par un angle de frottement ϕ et une cohésion c (Fig. 2.8). Ces deux paramètres permettent de relier la

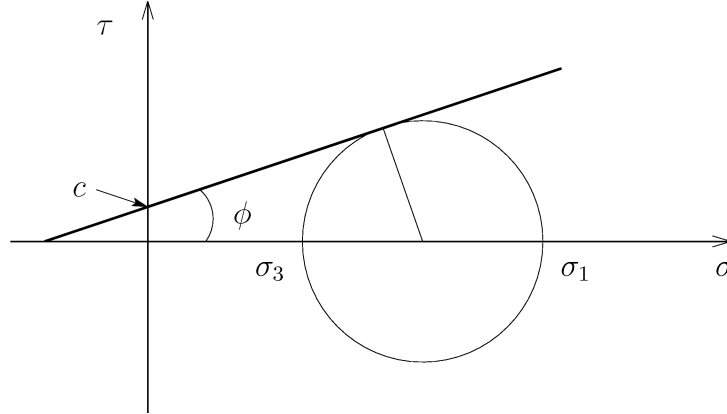


FIG. 2.8 – Critère de Mohr-Coulomb pour un matériau granulaire cohésif et frottant représenté dans le plan de Mohr (cohésion c et angle de frottement ϕ).

contrainte normale σ en un point à la contrainte tangentielle τ par la relation

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.25)$$

Comme dans le modèle de Janssen, l'hypothèse est faite ici que le rapport de la contrainte horizontale σ_x à la contrainte verticale σ_z est constant et égal à K . L'équilibre d'un volume élémentaire du massif glissant, d'épaisseur dz et situé à une profondeur z par rapport à la surface de la couche s'écrit

$$2B\gamma dz = 2B\sigma_z(z + dz) - 2B\sigma_z(z) + 2cdz + 2K\sigma_z(z) \tan \phi dz \quad (2.26)$$

soit

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = \gamma - \frac{c}{B} - K\sigma_z \frac{\tan \phi}{B} \quad (2.27)$$

avec

$$\sigma_z(0) = q, \quad \text{pour } z = 0 \quad (2.28)$$

La solution de cette équation est donnée par

$$\sigma_z(z) = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{z}{B}}) + q e^{-K \tan \phi \frac{z}{B}} \quad (2.29)$$

La solution donnée par l'Eq. 2.29 prend en compte une mobilisation totale du frottement au niveau des plans ae et bf . L'étude expérimentale de Terzaghi relative à l'état de

contrainte du matériau granulaire au-dessus de la trappe [50] montre que le coefficient K varie entre 1 au niveau de la trappe pour atteindre 1.5 à une hauteur de $2B$ au-dessus de la trappe. Ces valeurs sont très supérieures à ce que prévoient Marston et Anderson. Au-delà d'une hauteur d'environ $5B$ au-dessus de la trappe, le déplacement de celle-ci n'a plus d'influence sur l'état de contrainte. Il estime donc qu'il existe un plan d'égal tassement à une distance de $5B$ au-dessus de la trappe.

Discussion

L'équation 2.29 est une généralisation des solutions de Janssen ou de Marston et Anderson. En effet, pour $c = 0$ et $q = 0$, on obtient

$$\sigma_z(z) = \frac{B\gamma}{K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{z}{B}}) \quad (2.30)$$

qui diffère de la solution proposée par Marston et Anderson (Eq 2.21) uniquement par la non prise en compte du plan d'égal tassement.

On remarque que lorsque la hauteur de la couche de matériau granulaire tend vers l'infini dans la solution générale (Eq. 2.29), la pression exercée par le matériau sur la trappe tend vers

$$p_\infty = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{K \tan \phi} \quad (2.31)$$

et est donc indépendante de la surcharge q qui s'applique en surface. Or on sait que si un plan d'égal tassement existe, la partie du massif située au-dessus de ce plan se comporte comme une surcharge. On en déduit donc que la pression s'appliquant sur la trappe n'est pas influencée par l'état de contrainte existant dans le massif à une distance suffisante de la trappe.

La Fig. 2.9 donne les profils (qualitatifs) de contrainte verticale dans l'épaisseur du massif pour différentes hypothèses :

- hypothèse 1 : le frottement entre le massif glissant et les massifs fixes est mobilisé sur toute la hauteur du massif (courbe *og*),
- hypothèse 2 : le frottement entre massif glissant et massifs fixes n'est mobilisé qu'à partir d'une profondeur égale à $4B$ (courbe *of*) ; il y a donc un plan d'égal tassement à une profondeur de $4B$.

On constate qu'à partir d'une certaine profondeur, les contraintes verticales convergent vers la même valeur quelle que soit l'hypothèse retenue. Terzaghi définit donc une distance d'influence h^* (Fig. 2.9) qu'il évalue entre $4B$ et $6B$ selon le matériau granulaire. La pression sur la trappe est indépendante de l'état de contrainte du matériau situé à une

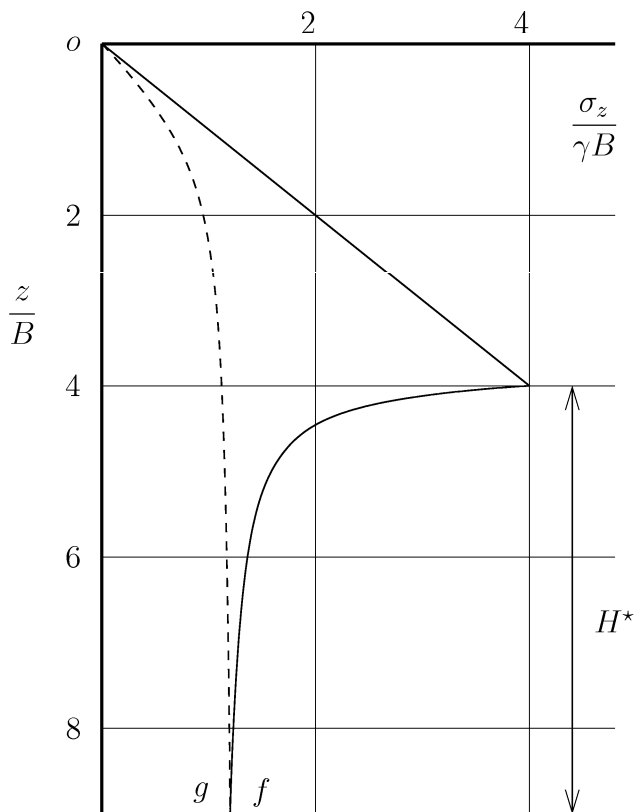


FIG. 2.9 – Profil des contraintes verticales dans le massif (d'après [51]).

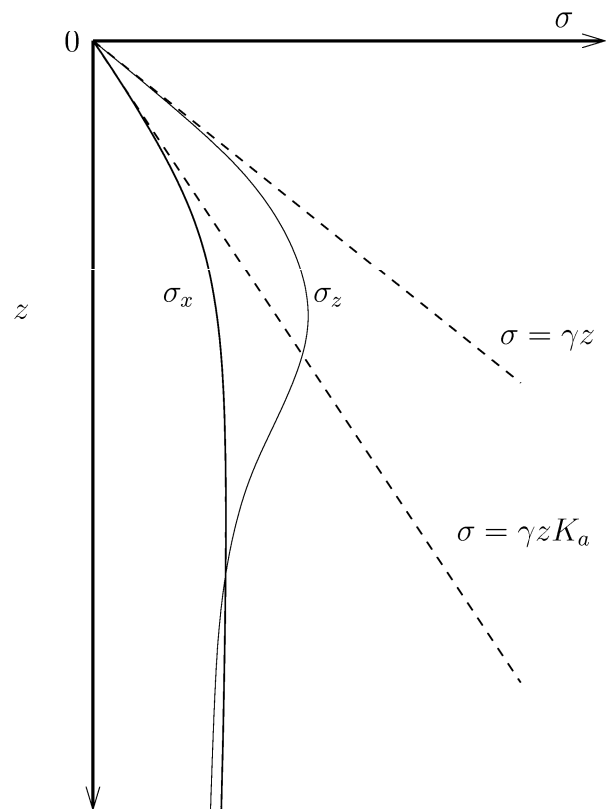


FIG. 2.10 – Profil des contraintes verticales et horizontales dans le massif (d'après [51]).

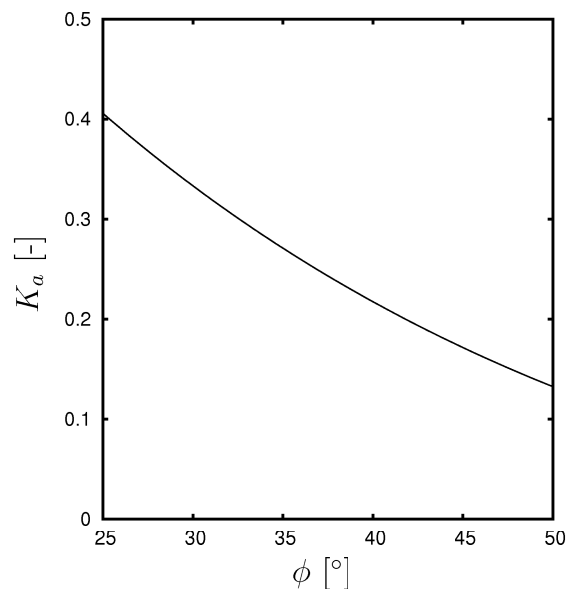


FIG. 2.11 – Évolution de K_a en fonction de ϕ .

distance verticale supérieure à h^* . Cette distance ne doit pas être confondue avec la distance à laquelle se trouverait un éventuel plan d'égal tassement (h_e) car la détermination de h^* repose sur la comparaison des résultats du modèle pour différentes hypothèses. Il résulte de cette remarque que le plan d'égal tassement n'influence la pression sur la trappe que si $h_e \leq h^*$.

La question de la valeur du déplacement de la trappe n'est pas évoquée par Terzaghi. Il est donc sous-entendu que les deux plans de glissement ae et bf existent dès lors que la trappe quitte sa position initiale. Concernant le rapport K entre contrainte horizontale et verticale, Terzaghi observe une grande proximité des valeurs de contraintes verticales et horizontales à partir d'une certaine profondeur dans la couche de matériau granulaire. Pour des profondeurs plus faibles, et notamment près de la surface libre de la couche granulaire, K tend vers le coefficient de pression active des terres $K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$ (Fig. 2.10).

Les observations de Terzaghi concernant la valeur du coefficient K (proche de 1) pour les profondeurs importantes ne sont pas en accord avec l'utilisation systématique pour K du coefficient K_a qui est bien inférieur à 1 (Fig. 2.11). Même si les deux solutions précédentes présentent des formes identiques, l'indétermination sur la valeur à considérer pour le rapport des contraintes verticales et horizontales constitue un point de divergence majeure.

2.2.3 L'approche de Handy

Les approches précédentes présupposent que se développent, au niveau du plan de glissement, des contraintes tangentielles qui sont à l'origine de l'effet de voûte. Or le calcul de contraintes tangentielles agissant au niveau de ces plans sont calculées à partir des contraintes horizontales et verticales – σ_x et σ_z – identifiées aux contraintes principales mineures et majeures – σ_3 et σ_1 . Or, une contrainte principale agit sur un plan où les contraintes tangentielles sont nulles.

Handy [23] propose donc de considérer comme volume élémentaire le volume décrit par la trajectoire des direction principales entre les deux plans de glissement. La résolution est ensuite la même que celle proposée précédemment par Janssen, Terzaghi et Marton et Anderson. Ce volume élémentaire décrit une arche inversée (Fig. 2.12.b). L'état de contrainte dans ce volume élémentaire est représenté dans le plan de Mohr sur la Fig. 2.12.a. Les contraintes σ_x et σ_z au niveau du plan de glissement sont données par le pôle A . Les contraintes σ_x , σ_z , ainsi que τ_{xz} dépendent de l'angle $\frac{\pi}{2} - \theta$ que fait l'arche inversée avec l'horizontale

Dans le triangle rectangle AMN , on a la relation

$$\left(\frac{\sigma_x - \sigma_3}{\cos \theta}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_x}{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)}\right)^2 = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \quad (2.32)$$

soit

$$\sigma_x = \sigma_3 \sin^2 \theta + \sigma_1 \cos^2 \theta \quad (2.33)$$

Au point A , la contrainte tangentielle τ_{xz} peut s'exprimer par

$$\tau_{xz} = (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \theta \sin \theta \quad (2.34)$$

Or dans cette configuration, on a toujours, entre σ_1 et σ_3 , la relation

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_a \quad (2.35)$$

où K_a est le coefficient de pression active des terres de Rankine. En divisant Eq. 2.33 par σ_1 , on obtient donc

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_1} = \cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta \quad (2.36)$$

et comme, $\sigma_x - \sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_z$, on déduit de l'Eq. 2.36

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_1} = \sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta \quad (2.37)$$

Un coefficient K de pression des terres peut être déterminé en divisant l'Eq. 2.36 par l'Eq. 2.37. On obtient ainsi

$$K = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta}{\sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta} \quad (2.38)$$

L'Eq.2.38 donne pour $\theta = \frac{\pi}{2}$, la solution de Rankine de pression active des terres (Eq. 2.35).

Sans présupposer de la forme de l'arche inversée, θ reste indéterminé. Handy fait donc l'hypothèse d'une forme d'arche inversée en chaînette. Cette hypothèse découle du fait que les contraintes doivent être constantes le long de cette arche, elle-même à l'équilibre. L'équation d'une chaînette est donnée par

$$y = \frac{a}{2} \left[e^{\frac{x}{a}} + e^{-\frac{x}{a}} \right] \quad (2.39)$$

où $x \in [-1, +1]$ donne la distance relative du point considéré à l'axe de symétrie (les valeurs extrêmes étant prises au niveau des plans de glissement), y est l'ordonnée du

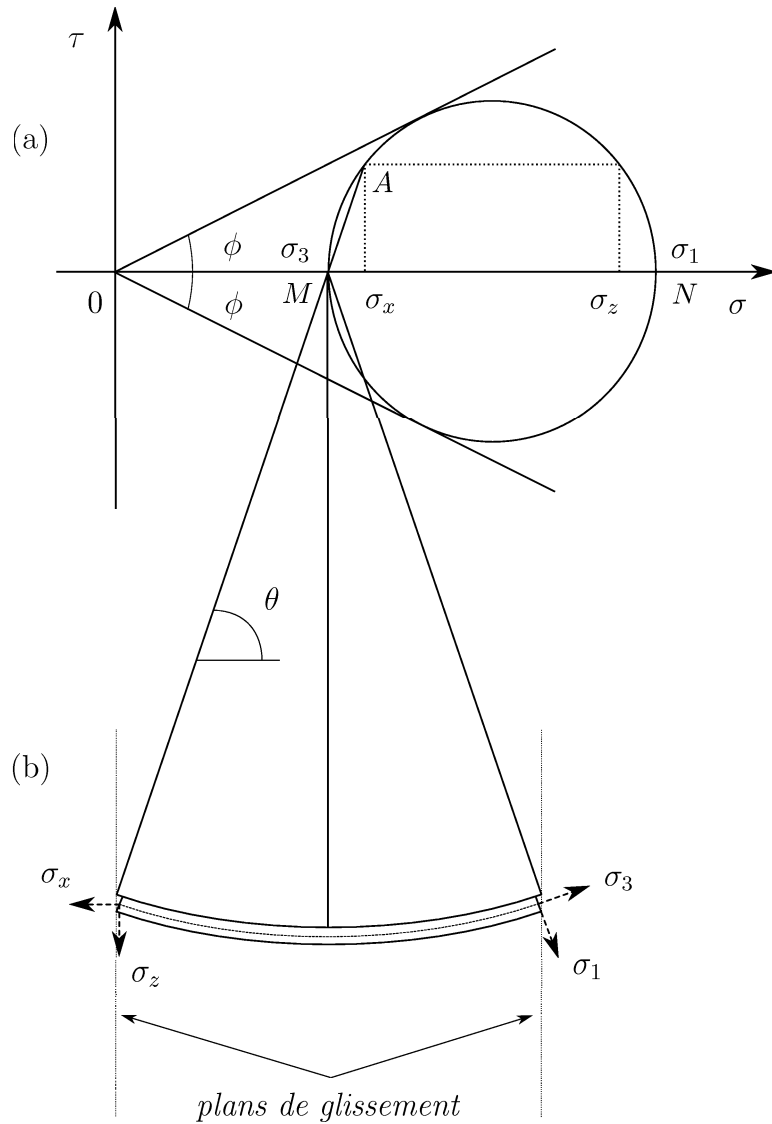


FIG. 2.12 – État de contrainte en un point frontière du massif glissant représenté dans le plan de Mohr par le point A, dans le cas d’une mobilisation complète du frottement ; les directions principales – 1 et 3 – ne coïncident pas avec les directions horizontales et verticales – x et z (d’après Krynine).

point considéré et a un paramètre.

L'angle θ peut être déterminé en différentiant l'Eq. 2.39, ainsi

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} [e^{\frac{x}{a}} - e^{-\frac{x}{a}}] = -\frac{1}{\tan \theta} \quad (2.40)$$

Handy fait alors l'hypothèse que le frottement est pleinement mobilisé au niveau des plans de glissement, on a donc $\theta(\mp 1) = \pm \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$. Le paramètre a de l'Eq. 2.39 peut alors être évalué à partir de l'Eq. 2.40 et de l'angle de frottement du matériau granulaire (ϕ), selon l'hypothèse précédente.

Le problème n'est pas pour autant résolu, car l'équilibre du volume élémentaire (Fig. 2.4) s'écrit avec la contrainte verticale moyenne sur la largeur du massif glissant $\overline{\sigma_z}$, et non avec la valeur de la contrainte verticale σ_z . Afin d'évaluer cette contrainte moyenne, Handy a déterminé les valeurs du rapport $\frac{\overline{\sigma_z}}{\sigma_1}$ sur la largeur du massif glissant. Ce rapport est évalué à partir de l'Eq. 2.37, pour une mobilisation du frottement maximale du frottement au niveau des plans de glissement. Cette étude montre que pour une gamme d'angle de frottement

$$\phi \in [10^\circ, 40^\circ], \quad \frac{\overline{\sigma_z}}{\sigma_1} \approx 0.946 \quad (2.41)$$

Le coefficient K peut donc être modifié pour tenir compte de la contrainte verticale moyenne sur la largeur du massif glissant, on a donc finalement d'après Eq. 2.36 et Eq. 2.41, et pour $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$

$$K_w = \frac{\sigma_x}{\overline{\sigma_z}} = \frac{\sigma_1 \sigma_x}{\overline{\sigma_z} \sigma_1} = \frac{1}{0.946} \left(\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + K_a \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right) \quad (2.42)$$

La contrainte s'appliquant sur une trappe de largeur $2B$ s'exprime donc, pour une couche de matériau granulaire d'angle de frottement ϕ et d'épaisseur h

$$p = \frac{\gamma B}{K_w \tan \phi} \left(1 - e^{-K_w \tan \phi \frac{h}{B}} \right) \quad (2.43)$$

avec

$$K_w = 1.06 \left(\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + K_a \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right). \quad (2.44)$$

2.2.4 Localisation de la déformation et effet voûte

Vardoulakis, Graf et Gudehus [55] ont extrait d'expérimentations sur le problème de la trappe des données cinématiques à partir desquelles ils ont reformulé la théorie du silo. Ces expérimentations ont été réalisées avec un sable (matériau non cohésif) dense. Leur description du phénomène de transfert de charge se produisant dans le problème de la

trappe repose sur la localisation de la déformation de cisaillement ou encore théorie des bandes de cisaillement.

Observations expérimentales

Au tout début du déplacement de la trappe se forme une zone dilatante dans le matériau granulaire situé juste au dessus de la trappe. La limite séparant la zone dilatante du reste du massif part verticalement de chaque extrémité pour rejoindre l'axe de symétrie de la trappe (Fig. 2.13). Lorsque le déplacement de la trappe augmente, cette zone dilatante se propage jusqu'à atteindre la surface du massif. On retrouve pour des déplacements plus grands, le schéma de rupture décrit par Terzaghi (Fig. 2.7).

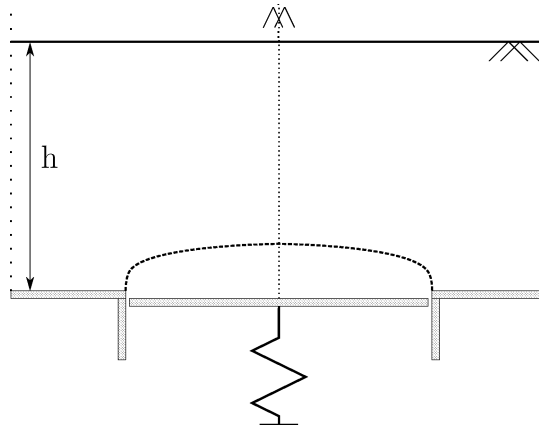


FIG. 2.13 – Délimitation de la zone dilatante au début du déplacement de la trappe.

Description du schéma de rupture

Le schéma de rupture, constitué de deux plans verticaux passant par chaque extrémité de la trappe, a été identifié par les auteurs comme étant en fait deux zones de localisation de la déformation de cisaillement. Les bandes de cisaillement sont en général délimitées par des surfaces de discontinuité du gradient de vitesse, des contraintes, de la porosité. . .

L'état de contrainte en un point du massif est décrit par l'angle de frottement ϕ et dépend des valeurs de contraintes principales majeures σ_1 et mineures σ_3 selon la relation

$$\sin \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (2.45)$$

Les matériaux granulaires dont on cherche à prévoir le comportement dans le problème de la trappe sont, dans notre cas, des géomatériaux qui présentent généralement plusieurs

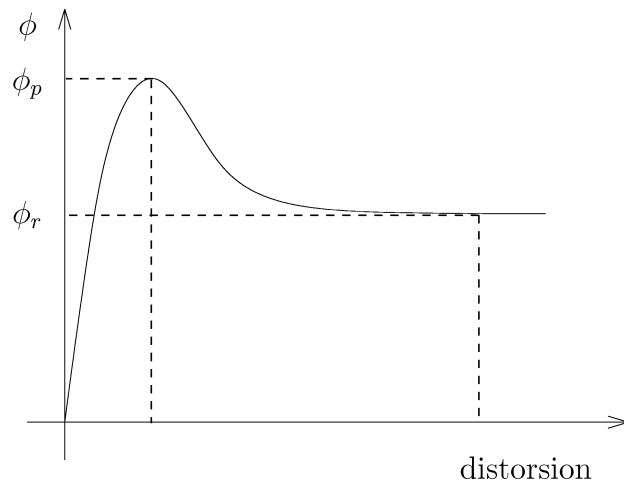


FIG. 2.14 – Résistance en cisaillement au pic et à l'état critique dans un géomatériau

niveaux de résistance selon la déformation à laquelle ils sont soumis. Ces niveaux de résistance sont décrits par différentes valeurs d'angles de frottement (Eq. 2.45) notés ϕ_p pour la résistance au cisaillement au pic et ϕ_r pour la résistance résiduelle (Fig. 2.14).

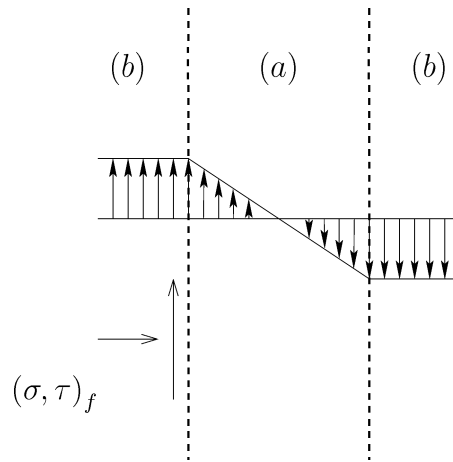


FIG. 2.15 – Champ de déplacements : (a) dans la bande de cisaillement, (b) à l'extérieur de la bande.

La description de l'évolution des contraintes au travers de la bande de cisaillement (Fig 2.15) peut se faire selon plusieurs solutions statiquement admissibles. Soit ϕ_f l'angle de frottement mobilisé à la frontière de la bande de cisaillement (Fig 2.15).

À l'intérieur de la bande de cisaillement, l'état de contrainte correspond à l'état résiduel : $\phi = \phi_r$. Vardoulakis et al. [55] ont montré que l'hypothèse d'une discontinuité de contrainte entre l'intérieur et l'extérieur de la bande de cisaillement conduit à des résul-

tats incohérents en terme de pression appliquée sur la trappe. En effet, dans ce cas, une augmentation de résistance au cisaillement du matériau conduit à diminuer l'effet d'arche. En conséquence, à l'extérieur de la bande de cisaillement, l'état de contrainte est considéré comme correspondant à l'état résiduel : $\phi = \phi_r$.

Deux solutions admissibles existent pour déterminer l'angle de frottement ϕ_f à la frontière de la bande de cisaillement. Ces deux solutions dépendent de l'orientation relative des directions principales de contraintes et de déformations. La première est donnée par Coulomb et prévoit

$$\phi_f = \phi_r \quad (2.46)$$

la seconde donnée par Roscoe ([40] cité par [55]) et prévoit

$$\tan \phi_f = \sin \phi_r \quad (2.47)$$

Solution

La valeur de pression p appliquée sur la trappe donnée par Vardoulakis et al. [55] est de forme analogue à celles données par Janssen (Eq. 2.17), Marston et Anderson (Eq. 2.21) ou encore Terzaghi (Eq. 2.29). Cette solution est donnée pour une trappe de largeur $2B$, une hauteur de matériau granulaire h uniformément chargée par une surcharge uniforme q

$$p = \frac{\gamma B}{K \tan \phi_f} \left(1 - e^{-\frac{K \tan \phi_f h}{B}} \right) - q e^{-\frac{K \tan \phi_f h}{B}} \quad (2.48)$$

où ϕ_f est l'angle de frottement à la frontière de la bande de cisaillement (Eq. 2.46 ou Eq. 2.47). Le coefficient K est le rapport de la contrainte horizontale à la contrainte verticale

$$K = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{1 - \sin \phi_r \cos 2 \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right)}{1 + \sin \phi_r \cos 2 \left(\frac{\pi}{2} + \theta \right)} \quad (2.49)$$

où θ représente l'inclinaison par rapport à la direction de la bande de cisaillement de la contrainte principale mineure à l'extérieur de la bande de cisaillement. θ est donné par

$$\tan \theta = \lambda_e - \sqrt{\lambda_e^2 - \lambda^2} \quad (2.50)$$

où

$$\lambda_e = \frac{\sin \phi_r}{\tan \phi_f (1 - \sin \phi_r)} \quad (2.51)$$

$$\lambda^2 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_r}{2} \right) \quad (2.52)$$

Lorsque $\tan \phi_f = \sin \phi_r$ (hypothèse de Roscoe, Eq. 2.47) alors nécessairement $K = 1$. De plus, lorsque $\theta = \frac{\pi}{2}$ (c'est-à-dire lorsque la direction principale mineure est considérée horizontale), on retrouve pour K le coefficient de pression active (ou poussée) des terres pris en compte par Marston et Anderson [36].

2.2.5 Comparaison des solutions et conclusion

Toutes les solutions au problème de la trappe présentées ici présupposent un même schéma de rupture, constitué de deux plans de glissement situé chacun au droit d'une extrémité de la trappe.

Elles permettent de calculer la contrainte verticale σ_z sur l'ensemble de la hauteur de la couche de matériau granulaire. Elles diffèrent par le coefficient de pression des terres K permettant de relier la contrainte verticale σ_z à la contrainte horizontale σ_x . Ce coefficient K dépend, dans tous les cas, des caractéristiques de résistance en cisaillement du matériau granulaire. La comparaison est ici effectuée dans le cas où $\phi = \phi_p = \phi_r$ (Fig. 2.14). Selon ces méthodes de prédiction, l'angle de frottement effectif au niveau du plan de glissement ϕ_f peut être différent de l'angle de frottement résiduel ϕ_r du matériau.

- la solution de Marston et Anderson, où $K = K_a$ le coefficient de pression active des terres de Rankine et $\phi_f = \phi_r$,
- la solution de Handy, pour lequel $K = K_w$ avec $\phi_f = \phi_r$,
- la première solution de Vardoulakis (hypothèse de Coulomb) pour lequel K est donné par l'équation 2.49 et $\phi_f = \phi_r$,
- la seconde solution de Vardoulakis et al. (hypothèse de Roscoe) pour lequel $K = 1$ et $\tan \phi_f = \sin \phi_r$.

Ces solutions peuvent être comparées en terme de produit $K \tan \phi_f$ et en fonction de ϕ (Fig. 2.16). Les observations expérimentales de Terzaghi faisant état d'un coefficient K proche de 1.

On constate une grande disparité dans le produit $K \tan \phi_f$ donné par les différentes méthodes. On constate également que les solutions de Marston et Anderson, Handy et Vardoulakis (Coulomb) prédisent une faible influence des caractéristiques de frottement du matériau granulaire sur le produit $K \tan \phi_f$. Les pressions données par les différentes méthodes sont comparées entre elles sur la Fig. 2.17 pour une trappe de largeur $2B$ et une hauteur h de couche granulaire telle que $\frac{h}{B} = 3$

On constate tout d'abord que l'utilisation de K_a donne un produit $K_a \tan \phi_f$ qui diminue légèrement avec ϕ_r , dans une gamme d'angle de frottement critique représentative des géomatériaux. Cette tendance entraîne donc une augmentation de la pression sur la

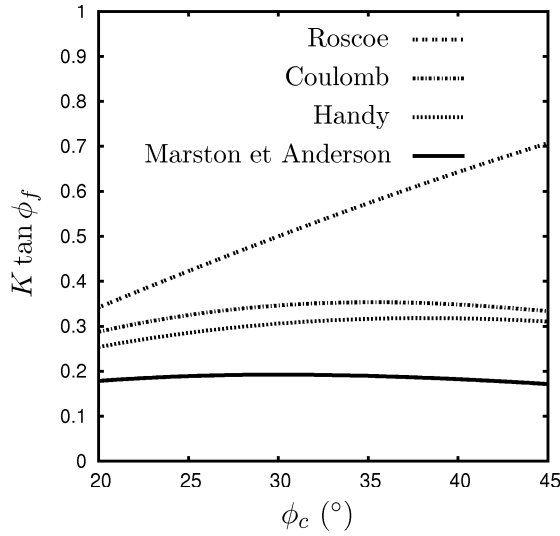


FIG. 2.16 – Comparaison du produit $K \tan \phi_f$ pour les solutions de Marston et Anderson, Handy, Coulomb (Vardoulakis) et Roscoe (Vardoulakis)

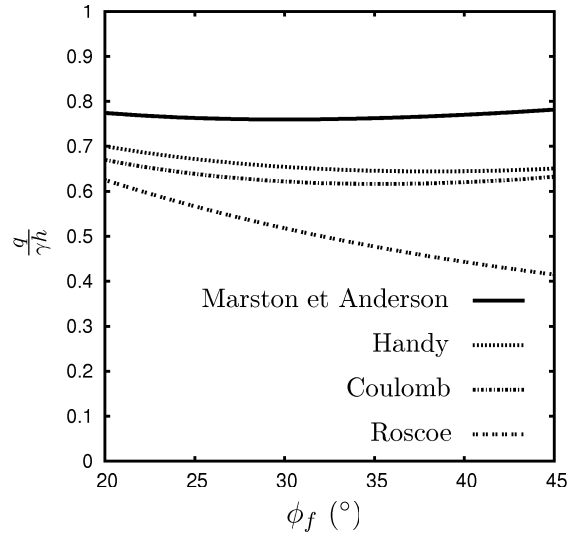


FIG. 2.17 – Comparaison des prédictions de la pression appliquée sur la trappe pour les solutions de Marston et Anderson, Handy, Coulomb (Vardoulakis) et Roscoe (Vardoulakis); dans le cas particulier $\frac{h}{B} = 3$

trappe avec l'angle de frottement ϕ_r . Cette évolution n'est pas cohérente. Les trois autres solutions prédisent bien une diminution de la pression sur la trappe lorsque la résistance au cisaillement (ϕ_r) du matériau augmente. On peut noter que les solutions données par Handy et Coulomb (Vardoulakis) donnent des prédictions très proches. Enfin, la solution prédisant la pression la plus faible sur la trappe est la solution de Roscoe (Vardoulakis) pour laquelle le coefficient $K = 1$.

Il est très important de noter, à l'issue de cette revue des principaux modèles analytiques utilisés pour décrire le problème de la trappe qu'aucun d'entre eux ne prend en compte le déplacement de la trappe. Or Vardoulakis et al. ont remarqué une évolution de la surface de rupture en fonction de la valeur du déplacement en base de la couche granulaire.

Dans une optique d'application de ce type de modèle à l'étude des reports de charges dans les renforcements de sols par inclusions rigides, il est primordial de connaître - entre autres - l'effet de ce déplacement en base de la couche granulaire dans laquelle on souhaite mobiliser un effet voûte important. De plus, l'utilisation des différents angles de frottement caractérisant un géomatériau type n'est pas claire non plus dans l'ensemble de ces modèles.

Afin de préciser la nature des mécanismes de transferts de charge et aussi l'influence

sur ceux-ci de certaines caractéristiques mécaniques du matériau granulaire, une étude paramétrique a été réalisée dans un premier temps de manière expérimentale sur un modèle réduit puis par simulation numérique en utilisant la Méthode des Éléments Discrets (Chapitre 3).

2.3 Étude expérimentale du problème de la trappe

Comme on l'a vu dans la section précédente, l'étude du problème de la trappe n'est pas récente et pourtant, les mécanismes en jeu sont encore mal connus : en témoigne la diversité des approches analytiques existantes et la disparité des prédictions auxquelles elles donnent lieu [23, 36, 51, 55].

Une série d'essais expérimentaux du problème de la trappe a été menée sur un modèle réduit (réalisé en collaboration avec Henri Orand, IUT 1 de Grenoble). Cette série d'essais a pour but de mettre en évidence les mécanismes mis en jeu dans ce problème type, sachant que la sollicitation qu'il induit est une simplification de la sollicitation subie par les matelas granulaires de transfert de charge dans les dispositifs de renforcement de sols par inclusions rigides : on est ici en conditions de déformations planes.

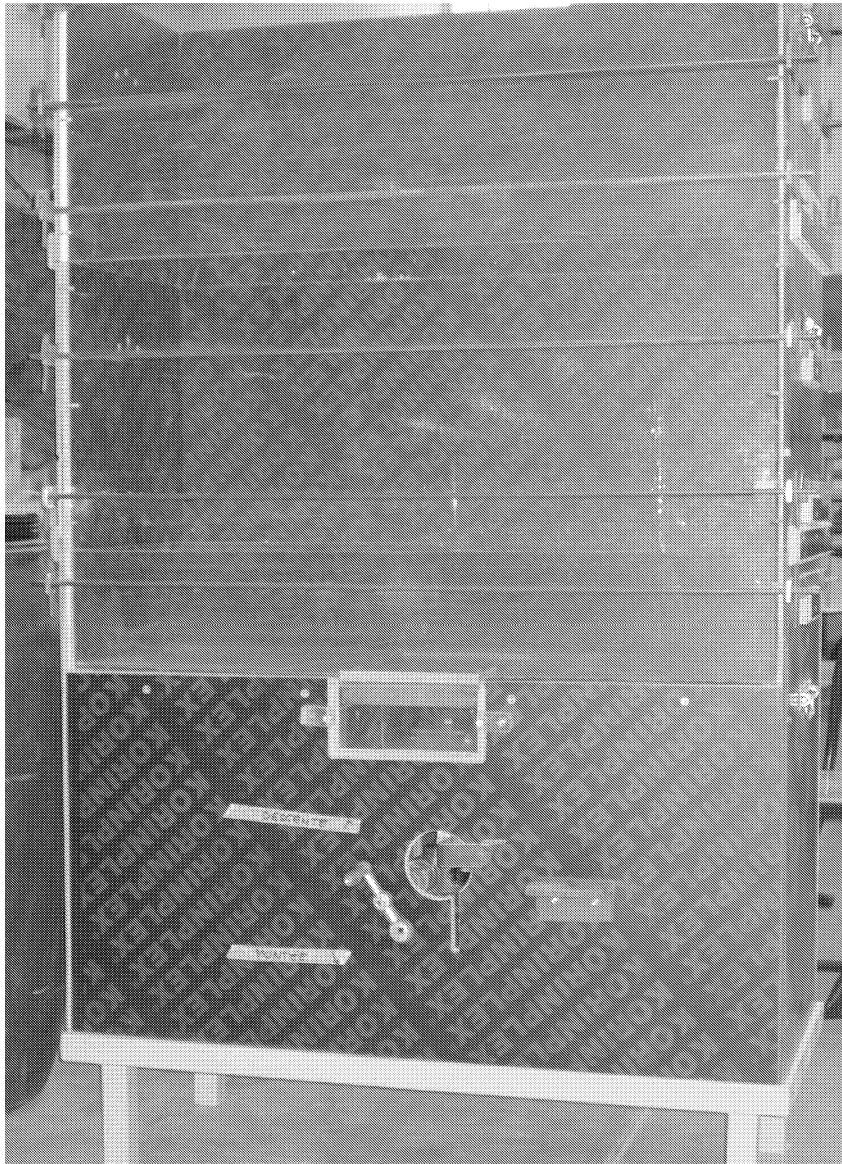
La volonté de réaliser ces essais vient notamment du fait que le déplacement de la trappe n'est jamais pris en compte dans la description du problème de la trappe. Or il paraît évident que ce déplacement vertical est directement lié au report de charge qui s'opère entre le massif glissant et le reste du matériau granulaire. En effet, la sollicitation induite dans une couche granulaire soumise à un déplacement vertical de la trappe correspond essentiellement à du cisaillement le long des plans verticaux (ou non) et donc à un déplacement donné de la trappe correspond un niveau de déformation de la couche. On sait cependant que la réponse des matériaux granulaires au cisaillement dépend entre autre du niveau de déformation auquel ils sont sollicités.

2.3.1 Dispositif expérimental

Les essais à la trappe ont été réalisés dans une cuve constituée sur le pourtour de panneaux de contreplaqué d'épaisseur 12 mm et sur la face d'une plaque de PMMA d'épaisseur 5 mm (Fig. 2.18 et 2.19). Les parois verticales sont renforcées par une série de cadres d'acier horizontaux régulièrement espacés permettant de conserver la planéité des faces de la cuve-test. Le fond de cuve a une longueur de 1.00 m et une largeur de 0.40 m (Fig. 2.20). Une trappe de 0.40×0.20 m court sur la largeur de la cuve.

La trappe est déplacée verticalement à l'aide d'un vérin activé manuellement. Le déplacement δ est mesuré à l'aide d'un comparateur. La résolution obtenue sur le déplacement de la trappe est de $\frac{1}{20}$ mm. Afin de limiter l'influence des parois sur les résultats, l'effort s'appliquant sur la trappe n'est mesuré que sur la moitié centrale de la trappe par un capteur d'effort d'une résolution de 1 N.

Des photographies numériques sont prises dans la section verticale de la couche granulaire visible au travers de la paroi de PMMA (Fig. 2.19). Afin de faciliter l'analyse de



(a) face avant de la cuve d'essai



(b) fond de la cuve d'essai

FIG. 2.18 – Vues du modèle réduit.

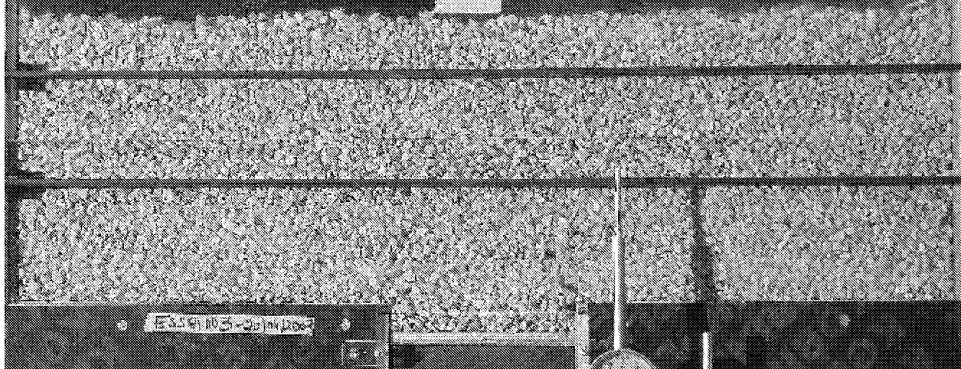


FIG. 2.19 – Vue de la face avant du modèle réduit au cours d'un essai.

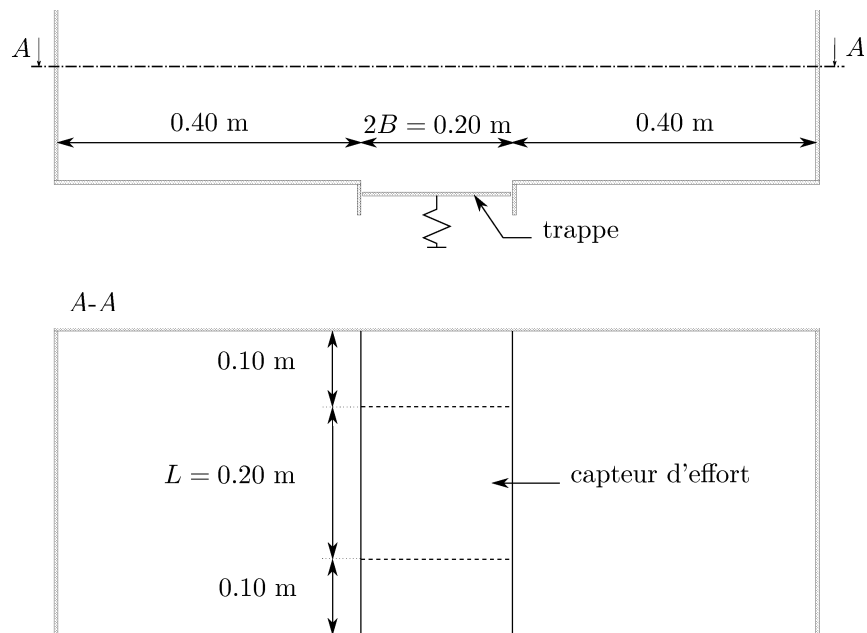


FIG. 2.20 – Description du modèle réduit utilisé pour la réalisation des essais à la trappe.

ces images, des couches colorées de matériau sont disposées à intervalle régulier dans la cuve.

2.3.2 Propriétés du matelas granulaire

Granulométrie

Les matériaux testés sont des géomatériaux de carrière de deux types :

- extraits de sables (notés S) (Fig. 2.21(a) et 2.21(b)),
- extraits de graviers (notés G) dont les grains sont de forme très anguleuse (Fig. 2.21(c) et 2.21(d)).

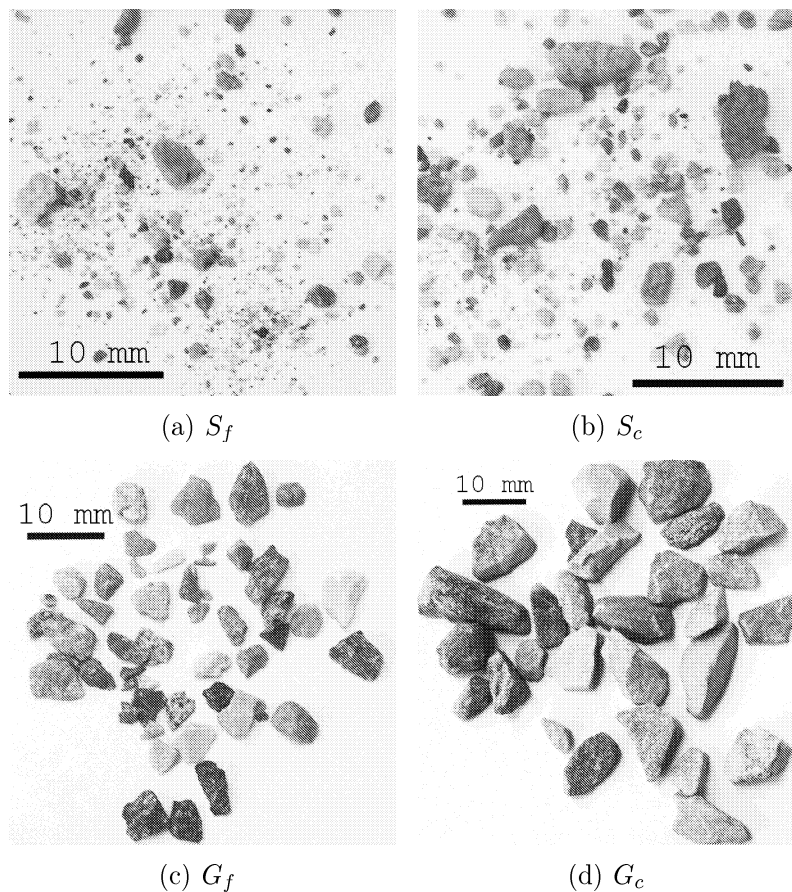


FIG. 2.21 – Photographies des matériaux testés.

Pour chacune de ces deux familles, deux matériaux ont été testés : un matériau à gros grains (indiqué c) et un matériau plus fin (indiqué f). Les courbes granulométriques de ces matériaux sont données sur la Fig. 2.22. On caractérise l'étalement granulaire des

matériaux étudiés par le coefficient d'uniformité défini par

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (2.53)$$

où d_{10} et d_{60} représentent respectivement les diamètres des particules correspondant à 10% et 60% de passant cumulé en masse. Ces valeurs ainsi que les diamètres minimaux d_{min} , maximaux d_{max} et moyen d_{50} sont donnés pour les différents matériaux étudiés dans le Tab. 2.1, p. 53.

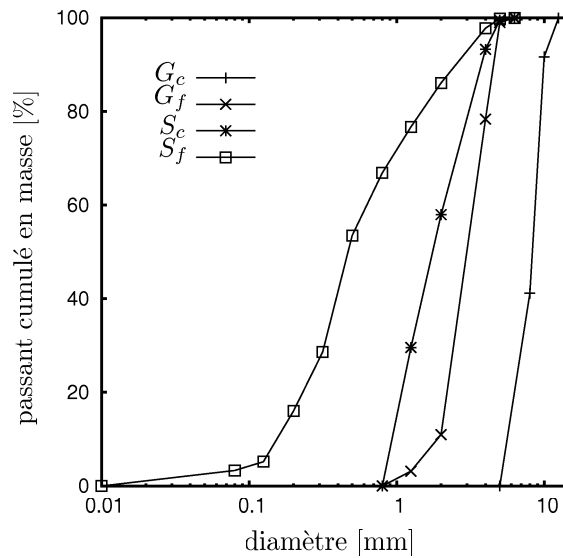


FIG. 2.22 – Courbes granulométriques des matériaux testés.

Caractérisation mécanique à la rupture

Les caractéristiques mécaniques des matériaux ont été déterminées à l'essai triaxial. Afin d'obtenir des niveaux de contraintes pendant les essais triaxiaux comparables à ceux observés dans la cuve, les contraintes de confinement retenues σ_r sont faibles : 5, 10, 15 kPa. Ces faibles niveaux de confinement ont été obtenus en établissant une dépression à l'intérieur de l'échantillon par rapport à la pression atmosphérique à l'aide d'une pompe à vide. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons cylindriques présentant la même densité apparente que celle mesurée lors des essais à la trappe (Tab. 2.1, p. 53). Deux cellules de diamètres différents ont été utilisées pour réaliser ces essais : le matériau le plus grossier G_c a été caractérisé par des essais triaxiaux sur une cellule de diamètre 150 mm (hauteur de l'échantillon de 220 mm) alors que les autres matériaux (S_f , S_c et

G_f) ont été caractérisés avec une cellule de diamètre 70 mm (hauteur de l'échantillon de 140 mm). Les déformations volumiques des échantillons n'ont pas pu être mesurées durant ces essais.

Étant donné les faibles niveaux de confinement appliqués aux échantillons, une attention particulière a été portée sur la correction de l'effet de la membrane latex présente autour de l'échantillon. La rigidité de cette membrane, de module d'Young E_m et d'épaisseur t , engendre un surplus de contrainte radiale lorsque l'échantillon se déforme [31]

$$\Delta\sigma_m = -\frac{2E_m t \epsilon_{\theta m}}{d} \quad (2.54)$$

où $\epsilon_{\theta m}$ représente la déformation orthoradiale de la membrane et d le diamètre de l'échantillon (variant durant l'essai). Le module d'Young de la membrane a été pris égal à $E_m = 1.3$ MPa et son épaisseur égale à $t = 0.6$ mm pour les essais sur la cellule de diamètre 150 mm et à $t = 0.3$ mm pour les essais sur la cellule de diamètre 70 mm. La déformation orthoradiale $\epsilon_{\theta m}$ est évaluée à partir de l'augmentation de section de l'échantillon durant son écrasement.

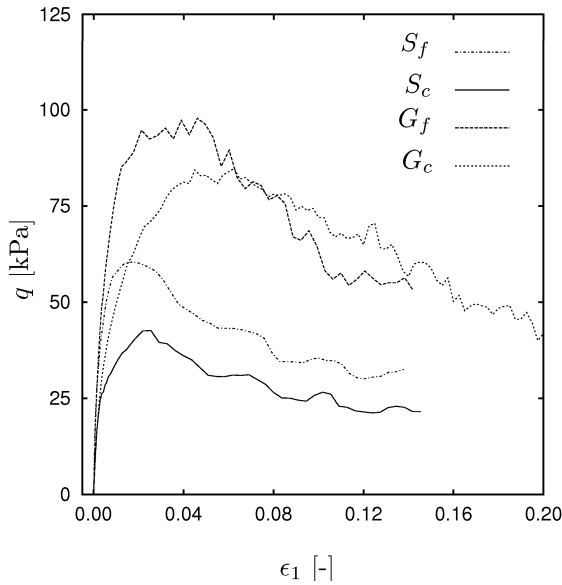


FIG. 2.23 – Courbes-réponses des essais triaxiaux pour un confinement $\sigma_r = 10$ kPa : déviateur q en fonction de la déformation axiale ϵ_1 .



FIG. 2.24 – Photographie de l'échantillon testé à l'essai triaxial pour S_f et pour $\sigma_r = 10$ kPa ($\phi = 70$ mm).

Les courbes-réponses de l'évolution du déviateur q subi par l'échantillon en fonction de la déformation axiale ϵ_z sont données sur la Fig. 2.23 pour l'ensemble des matériaux

et pour une contrainte de confinement $\sigma_r = 10$ kPa. Une photographie de l'échantillon de matériau S_f après essai sous confinement $\sigma_r = 10$ kPa est donnée sur la Fig. 2.24.

Deux angles de frottement ont pu être déterminés à partir de ces essais (voir Fig. 2.25 pour le matériau S_f et Fig. 2.26 pour G_c) :

- un angle de frottement au pic ϕ_p ,
- un angle de frottement résiduel ϕ_r .

L'angle de frottement résiduel ϕ_r calculé doit être considéré comme une limite haute de l'angle de frottement résiduel réel du matériau, étant donné que les essais réalisés ne permettent d'obtenir que le début du palier de la courbe du déviateur q en fonction de la déformation axiale ϵ_z (Fig. 2.23).

Les faibles niveaux de confinement mobilisés pour les essais triaxiaux ont également pour conséquence que la non homogénéité de la contrainte verticale due au poids propre de l'échantillon est non négligeable. En effet, pour le matériau G_c (cellule de diamètre 150 mm), la différence de contrainte entre le sommet et la base de l'échantillon est de 3.3 kPa. Une prise en compte de l'effet de cette non homogénéité peut s'effectuer en considérant par exemple comme contrainte verticale subie par l'échantillon la moyenne des contraintes au sommet et en base de l'échantillon [18]. Pour le matériau G_c , par exemple, cet effet induit une modification de l'angle de frottement vers une valeur plus importante de l'angle de frottement au pic de 54.6° (contre 53.6° avec la correction de la membrane seule). Cependant, l'effet du poids propre de l'échantillon sur la contrainte verticale a également un effet sur la contrainte horizontale subie par l'échantillon. Si on évalue cet effet en considérant un rapport de proportionnalité entre les contraintes verticales et horizontales (coefficient de pression des terres au repos) de coefficient 0.5, on observe une diminution de l'angle de frottement précédemment corrigé : pour le matériau G_c par exemple, on obtient ainsi une valeur moyenne de l'angle de frottement au pic de 53.9° (contre 53.6° avec la correction de la membrane seule). Les angles de frottements considérés par la suite sont calculés en tenant compte de la correction de la membrane seulement.

L'exploitation des essais triaxiaux (via les cercles de Mohr) pour les trois contraintes de confinement choisies montrent des résultats de bonne qualité.

Les propriétés physiques et mécaniques des matériaux granulaires sont récapitulées dans le Tab. 2.1. Les densités apparentes données dans ce tableau sont celles du matériau lors de sa mise en place dans la cuve-test (moyenne établie sur les différents essais réalisés).

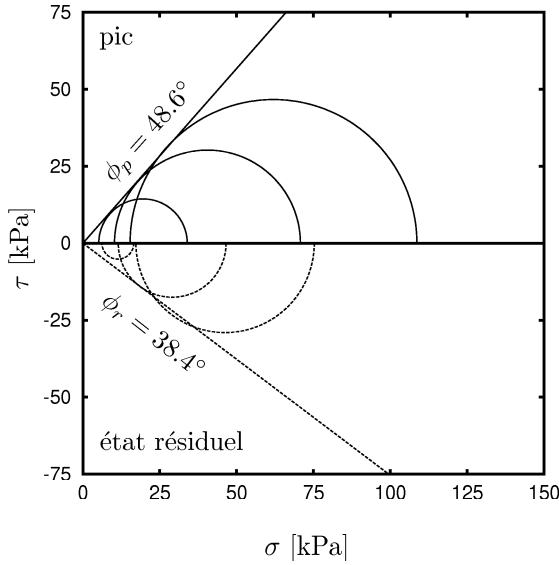


FIG. 2.25 – Critères de Mohr-Coulomb obtenus au pic et à l'état résiduel pour le matériau S_f .

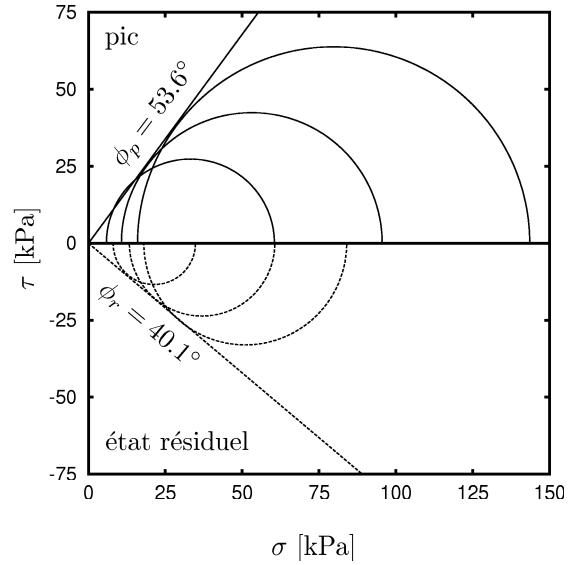


FIG. 2.26 – Critères de Mohr-Coulomb obtenus au pic et à l'état résiduel pour le matériau G_c .

2.3.3 Procédure d'essai du problème de la trappe

La couche granulaire, de hauteur h , est mise en place dans la cuve par strates successives de 2 cm sans aucune hauteur de chute. La densité en place du matériau est donc très proche de sa densité minimale. Des strates de matériau coloré sont mises en place régulièrement afin de faciliter la visualisation de la cinématique de rupture. Pour les matériaux S_f et G_c , plusieurs hauteurs de couche ont été testées (Tab. 2.2).

La procédure de mise en place du matériau engendre une densité initiale stable d'un essai à l'autre et pour un même matériau. Au cours de la phase de remplissage de la cuve, on contrôle que la pression p_0 en base de la couche correspond à la valeur $\gamma_i h$ attendue (cette vérification est effectuée au niveau de la trappe). L'écart constaté entre la pression mesurée p_0 et la pression théorique $\gamma_i h$ est donné sur la Fig. 2.27 pour les matériaux S_f et G_c . Le très faible écart entre p_0 et $\gamma_i h$ montre que le frottement du matériau granulaire sur les parois par effet silo est négligeable pour l'état initial. Concernant l'effet silo durant l'essai, les couches granulaires ont présenté le même profil de tassement de surface à proximité des parois et au centre de la cuve, ce qui autorise à négliger l'effet du frottement du matériau sur les parois de la cuve.

Le déplacement de la trappe est noté δ et la pression agissant sur la partie centrale de la trappe p^{brute} . Une fois la mise en place réalisée, l'essai dit « à la trappe » consiste ici à déplacer verticalement vers le bas la trappe par incréments de déplacement $\Delta\delta$

TAB. 2.1 – Propriétés physiques et mécaniques des matériaux granulaires testés dans le problème de la trappe.

				S_f	S_c	G_f	G_c
Densité absolue	γ_s	[kg/m ³]		2610	2610	2650	2650
Densité apparente moyenne	γ_i	[kN/m ³]		17.0 ± 0.5	16.5	14.95	15.2 ± 0.5
Diamètre minimal	d_{min}	[mm]		0.01	0.8	0.8	5.0
Diamètre moyen	d_{50}	[mm]		0.5	1.3	2.4	8.0
Diamètre maximal	d_{max}	[mm]		6.3	6.3	6.3	12.5
Coefficient d'uniformité	C_u	[-]		4.09	2.22	1.81	1.61
Angle de frottement au pic	ϕ_p	[°]		48.6	42.6	55.7	53.6
Angle de frottement critique	ϕ_r	[°]		38.4	28.9	42.3	40.1

TAB. 2.2 – Hauteurs h de couche granulaire testées pour chaque matériau.

h (m)	0.05	0.06	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60
S_f		×	×	×	×	×	×	×	
S_c					×				
G_f					×				
G_c	×		×	×	×	×	×		×

($\Delta\delta = 0.10$ mm pour $\delta \leq 0.5$ mm ; puis $\Delta\delta = 0.25$ mm pour $\delta \leq 7$ mm ; puis $\Delta\delta = 0.5$ mm pour $\delta \leq 70$ mm ; enfin $\Delta\delta = 1$ mm au delà). Entre chaque incrément de déplacement et une fois l'effort agissant sur la trappe stabilisé, le déplacement de la trappe est poursuivi. La couche granulaire n'est sollicitée que par son propre poids.

2.3.4 Mécanismes de transferts de charge

Les résultats obtenus avec tous les matériaux testés montrent que chaque essai à la trappe peut se décomposer en trois phases distinctes. Ces trois phases ont des caractéristiques précises tant en terme de cinématique qu'en terme d'amplitude des transferts de charge. On appelle ici transfert de charge le report de poids qui s'opère entre la partie

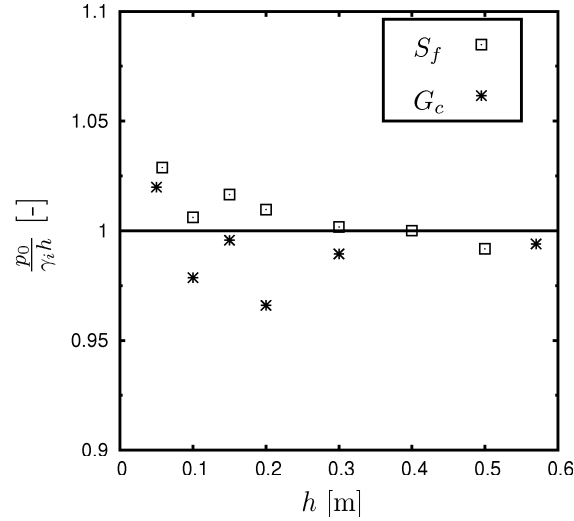


FIG. 2.27 – Rapport entre la pression mesurée à l'état initial p_0 et la pression théorique $\gamma_i h$ en fonction de h pour les matériaux S_f et G_c .

de massif située au droit de la trappe vers le reste du massif. Un essai à la trappe se décompose (Fig. 2.28) selon :

- (i) phase (a) : une phase de transfert de charge maximal pour laquelle la pression atteint un minimum. Cette phase se produit dès que la trappe est déplacée vers le bas : $0.3 \leq \delta \leq 4.5$ mm (soit $\frac{\delta}{2B} \leq \frac{1}{20}$);
- (ii) phase (b) : une phase transitoire qui correspond à une augmentation de la pression avec δ . Le taux de variation de p avec δ est le même pour tous les essais effectués sur un même matériau,
- (iii) phase (c) : une phase critique durant laquelle l'augmentation de pression avec le déplacement de la trappe est moins forte. En fin d'essai, on constate que deux bandes de cisaillement verticales se sont formées au droit de chacune des extrémités de la trappe.

Au cours de l'essai, le déplacement de la trappe vers le bas s'accompagne du passage sous le niveau du fond de la cuve d'essai d'une certaine hauteur de matériau (correspondant à δ). En conséquence, le volume de matériau correspondant ne fait l'objet d'aucun transfert de charge avec le reste de la couche granulaire du fait même de sa position (Fig. 2.29). Pour étudier les mécanismes de transfert de charge, il sera donc opportun, dans la suite de l'exploitation des résultats expérimentaux de tenir compte d'une correction de la pression mesurée. Cette correction est établie selon l'hypothèse que le poids volumique du matériau

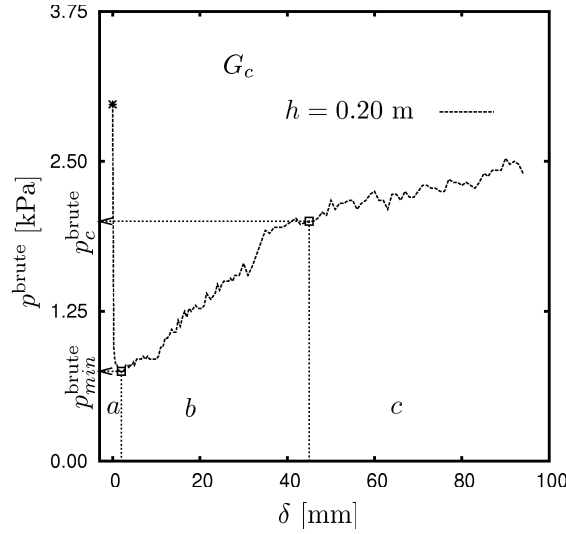


FIG. 2.28 – Phases de l’essai à la trappe dans le cas du matériau G_c pour une hauteur de couche granulaire $h = 0.20$ m : (a) phase de transfert de charge maximal (pression p_{\min}^{brute}), (b) phase transitoire, (c) phase critique (pression p_c^{brute}).

situé sous le niveau du fond de la cuve est égal au poids volumique initial γ_i de la couche, ainsi la pression corrigée peut s’écrire

$$p = p^{\text{brute}} - \gamma_i \delta. \quad (2.55)$$

Dans la suite, seules les pressions corrigées (pressions exercées par la colonne de sol située au-dessus du niveau inférieur de la cuve) sont utilisées. Les résultats bruts obtenus pour les différentes hauteurs sont donnés sur la Fig. 2.30.

2.3.4.1 Phase (a) : transfert de charge maximal

La phase de transfert de charge maximal correspond à l’état de pression minimale $p_{\min} = p_{\min}^{\text{brute}} - \gamma_i \delta$ agissant sur la trappe (pression corrigée). L’association, pour cette phase, de très faibles pressions à de très faibles déplacements permet de supposer que cette phase correspond à la décompaction du matériau granulaire situé au voisinage de la trappe. La pression minimale p_{\min} est atteinte pour des déplacements très faibles de la trappe $0.3 \leq \delta \leq 1.6$ mm pour S_f et $2.1 \leq \delta \leq 4.5$ mm pour G_c (Fig. 2.31). La différence de déplacement de la trappe nécessaire à l’obtention de la phase de transfert de charge maximal est probablement liée à la différence de taille entre les particules des deux matériaux.

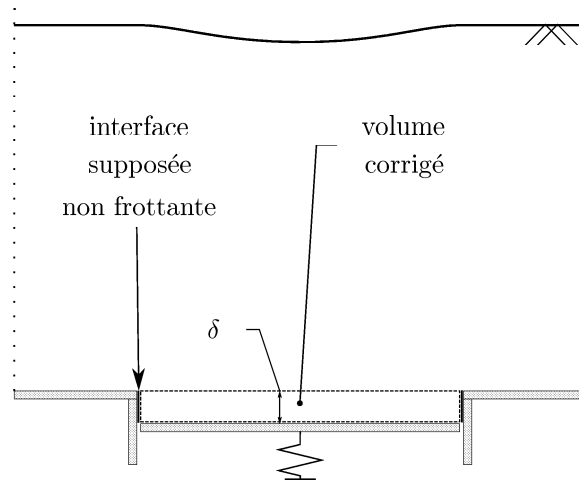


FIG. 2.29 – Correction effectuée sur la pression mesurée durant l’essai en fonction de la part de matériau située sous le niveau initial de la trappe et ne participant plus au transfert de charge.

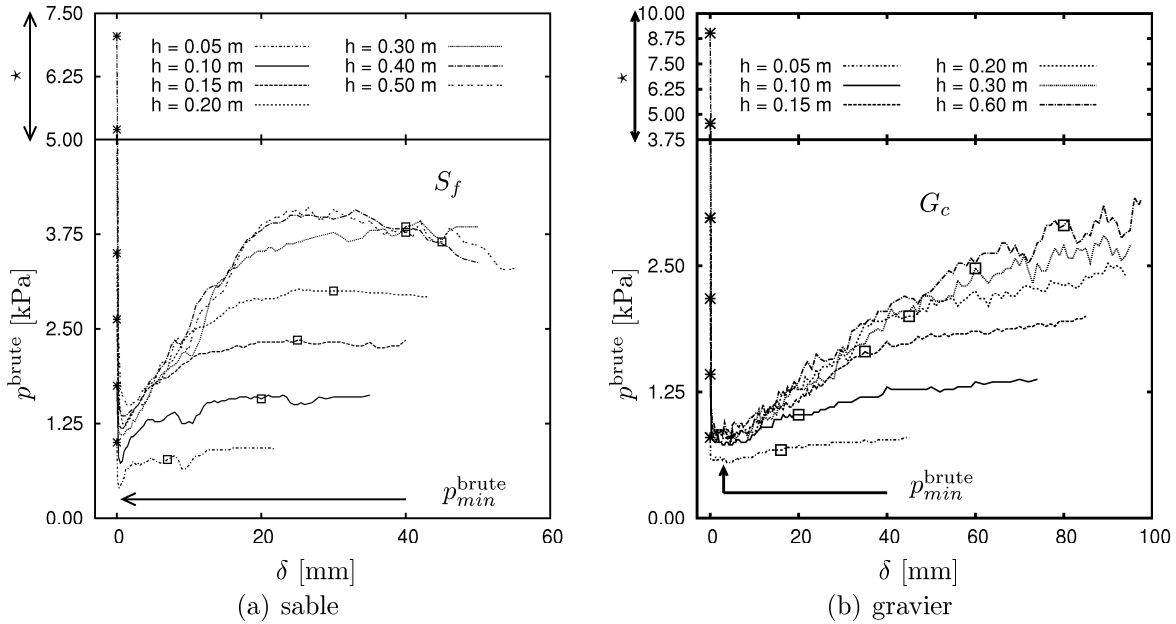


FIG. 2.30 – Évolution de p^{brute} en fonction de δ pour S_f et G_c pour les différentes valeurs de h testées; les symboles \square marquent l’alignement vertical des plans de glissement (le symbole \star signale un changement d’échelle sur l’axe des ordonnées).

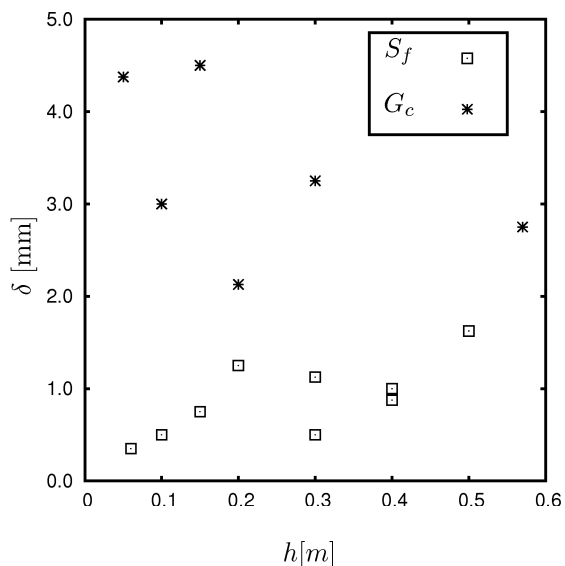


FIG. 2.31 – Déplacement de la trappe δ pour lequel est atteinte la phase de transfert de charge maximal en fonction de h et pour G_c et S_f .

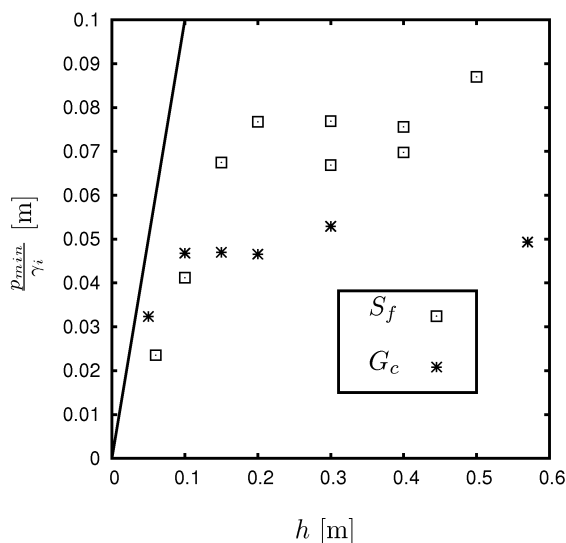


FIG. 2.32 – Évolution de $\frac{p_{min}}{\gamma_i}$ en fonction de h pour S_f et G_c

On remarque, pour G_c comme pour S_f , qu'au-delà d'une certaine hauteur de couche granulaire h^* , la valeur de p_{min} mesurée semble tendre vers une limite pour un matériau donné (Fig. 2.32)

$$h \geq h^* \Rightarrow p_{min} \rightarrow p_{min}^* \quad (2.56)$$

soit

$$\text{pour } S_f, h \geq h^* = 0.15 \text{ m} \Rightarrow \frac{p_{min}}{\gamma_i} \rightarrow 0.075 \pm 0.007 \text{ m}, \quad (2.57)$$

$$\text{pour } G_c, h \geq h^* = 0.10 \text{ m} \Rightarrow \frac{p_{min}}{\gamma_i} \rightarrow 0.048 \pm 0.003 \text{ m}. \quad (2.58)$$

Pour $h \leq h^*$, et en particulier lorsque h tend vers 0, on peut supposer qu'aucun transfert de charge ne s'opère entre la partie de la couche granulaire située au droit de la trappe et le reste du massif. On peut déduire de cette hypothèse la limite de la courbe $\frac{p_{min}}{\gamma_i} = f(h)$ en $h = 0$

$$\lim_{h \rightarrow 0} \frac{p_{min}}{\gamma_i} = h \quad (2.59)$$

La tangente à cette courbe en $h = 0$ a une pente égale à 1 (elle est représentée sur la Fig. 2.32). Les valeurs mesurées de p_{min} sont compatibles avec cette pente initiale.

L'ensemble des modèles analytiques de la trappe présentés dans la Section 2.2 font

intervenir les caractéristiques du matériau granulaire qu'elles considèrent sous la forme d'un angle de frottement, autrement dit d'une résistance au cisaillement. Or si on veut corréler la pression minimale obtenue durant la phase (a) à une résistance au cisaillement du matériau, il ne s'agit probablement pas de son angle de frottement résiduel (ϕ_r) étant donné les faibles déplacements de trappe nécessaires pour atteindre cette phase. La résistance au frottement associée à cette phase est plutôt celle obtenue dans la phase du pic voire la phase précédent le pic.

2.3.4.2 Phase (b) : phase transitoire

La transition entre la phase de transfert de charge maximal et la phase critique se traduit par une augmentation de p . Cette phase coïncide, du point de vue cinématique, à l'orientation progressive dans la direction verticale des plans délimitant la zone d'expansion du reste du massif (Fig. 2.33). Les photos des Fig. 2.34 et 2.35(a) à 2.35(c) présentent une certaine analogie avec la description des mécanismes de transfert de charge présupposant une zone d'influence des inclusions (voir Section 1.2.2, p. 16) proposée par Carlsson [8] et Savnø [48].

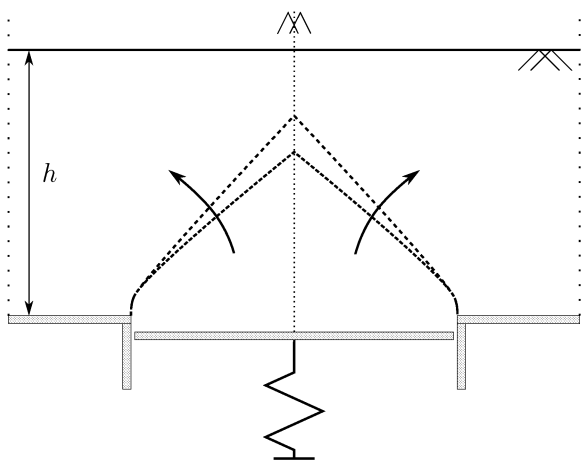


FIG. 2.33 – Phase transitoire : zone d'expansion.



FIG. 2.34 – Photographie de la zone d'expansion du massif glissant durant la phase transitoire (cas S_f , $h = 0.30$ m, $\delta = 40$ mm).

La phase transitoire se produit sur une plage de déplacements de la trappe δ d'autant plus grande que la hauteur la couche granulaire h est importante (Fig. 2.36, p. 60). De

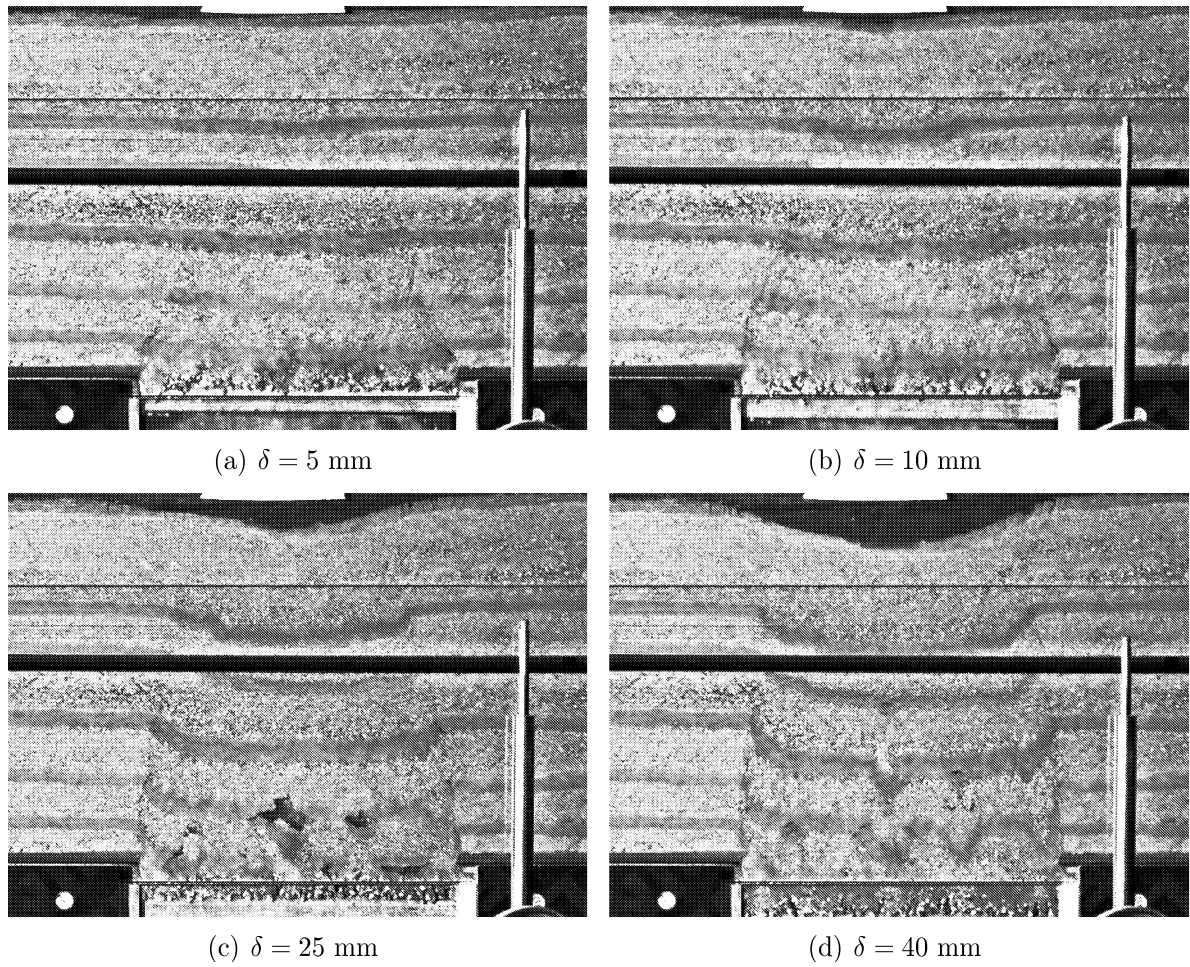


FIG. 2.35 – Photographies de la zone d’expansion du massif glissant durant un essai (cas $S_f, h = 0.20$ m) pour différentes valeurs de δ : pour (d) , $\delta = 40$ mm, la phase transitoire est dépassée.

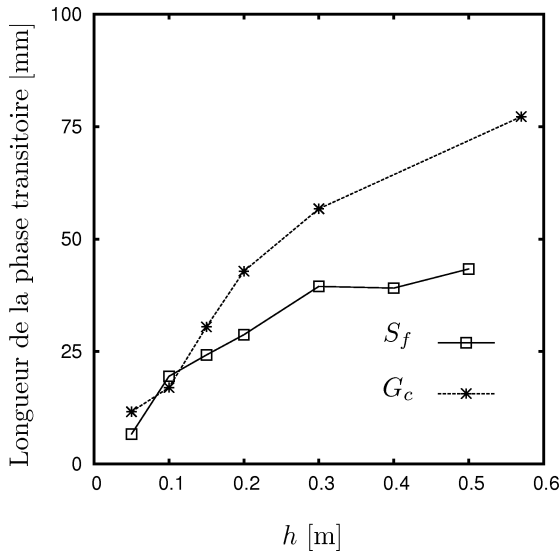


FIG. 2.36 – Longueur de l'intervalle de déplacement δ durant lequel a lieu la phase transitoire en fonction de h pour S_f et G_c .

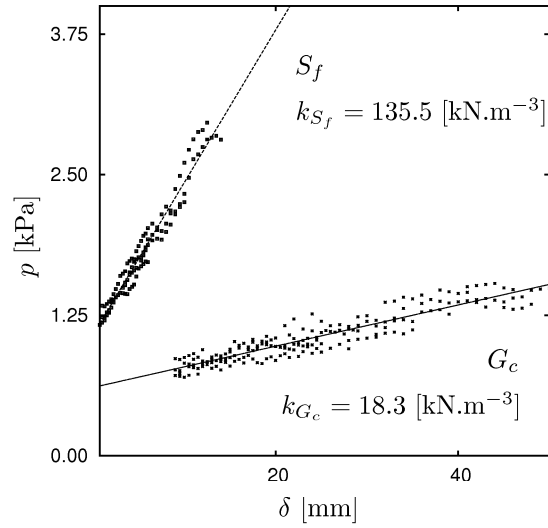


FIG. 2.37 – Points de mesure correspondant à la phase transitoire pour les matériaux S_f et G_c pour $h \geq h^*$.

plus, on constate que l'augmentation de p en fonction de δ est similaire pour un même matériau dès lors que h dépasse h^* (Fig. 2.30, p. 56). Pour chacun des matériaux testés, on peut définir un taux d'augmentation de p avec δ correspondant à la phase transitoire :

$$k = \frac{dp}{d\delta} \quad (2.60)$$

La Figure 2.37 (p. 60) reprend les points de mesures correspondant à la phase transitoire pour les matériaux S_f et G_c pour $h \geq h^*$. Les valeurs de pressions données ici sont les valeurs corrigées. Une régression linéaire a été menée sur ces données par une droite d'équation $p(\delta) = p_0 + k\delta$. Les résultats obtenus pour k sont les suivants :

$$k = \begin{cases} 18.3 \pm 0.5 \text{ kN.m}^{-3} & , \text{ pour } G_c \\ 135.5 \pm 2.6 \text{ kN.m}^{-3} & , \text{ pour } S_f. \end{cases} \quad (2.61)$$

Le coefficient k traduit la capacité du matériau granulaire à générer, pendant la phase transitoire et en fonction du déplacement, des transferts de charge. Des valeurs importantes de k traduisent un faible report d'effort de la zone active vers la zone passive alors que des valeurs faibles dénotent un fort transfert de charge. Pour les deux matériaux testés, les différences entre les valeurs de k obtenues laissent penser que l'amplitude des transferts de charges entre la zone d'expansion et le reste du massif est plus grande dans

le cas de G_c que S_f .

Afin d'évaluer l'influence du report de charge durant la phase transitoire, les valeurs de k trouvées précédemment seront comparées aux valeurs k_w qui traduiraient l'augmentation de pression sur la trappe en fonction de δ s'il n'y avait aucun transfert de charge. Ce taux d'augmentation k_w de p avec δ (k_w) a été évalué à partir de l'analyse des photographies prises durant les essais. Pour se faire, on calcule la pression p_w qu'engendrerait la zone d'expansion au niveau de la trappe en l'absence de transferts de charge, c'est-à-dire si ce volume reposait directement sur la trappe. On applique ici la correction due à la partie de matériau qui ne participe pas aux transferts de charge

$$p_w = \gamma_i \left(\frac{s}{2B} - \delta \right) \quad (2.62)$$

où $2B$ est la largeur de la trappe et γ_i la densité initiale du matériau. La surface d'expansion s (Fig. 2.38), a été évaluée par analyse d'images. On fait l'hypothèse que s est constante dans la direction perpendiculaire au plan d'observation de la cuve d'essai et qu'elle correspond à la surface qu'occupait la zone d'expansion à l'état initial.

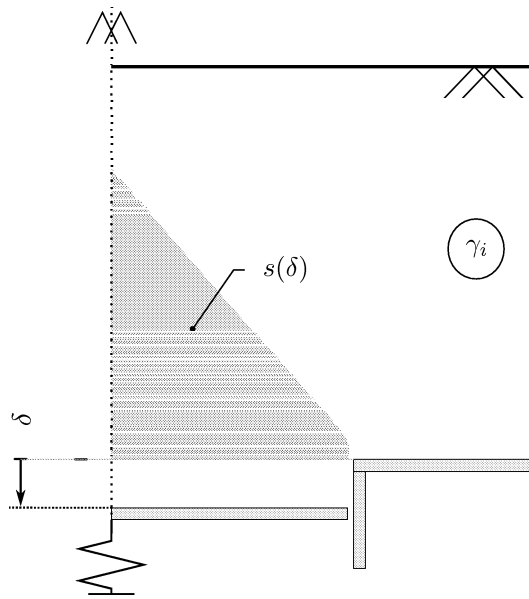


FIG. 2.38 – Surface de la section transversale de la zone d'expansion $s(\delta)$ et section correspondant à ce volume pour $\delta = 0$.

Les variations de p_w avec δ , comparées aux variations de p avec δ sont données sur les Fig. 2.39 et Fig. 2.40 pour plusieurs hauteurs de couche granulaire et pour les deux matériaux S_f et G_c ; les différences entre les courbes p et p_w en fonction de δ permettent d'évaluer les charges transmises de la zone active à la zone passive par transfert de charge.

Enfin, on peut calculer un taux d'augmentation de p_w avec δ qui traduit l'absence de transferts de charges entre la zone d'expansion et le reste du massif.

Les valeurs obtenues à partir de l'analyse de deux essais pour la gravette G_c donnent $k_w = 48.3 \text{ kN.m}^{-3}$ et $k_w = 65.5 \text{ kN.m}^{-3}$ soit une moyenne de $k_w(G_c) = 56.7 \text{ kN.m}^{-3}$. Pour le sable S_f , l'analyse de quatre essais donne une valeur moyenne $k_w(S_f) = 147 \pm 60 \text{ kN.m}^{-3}$. La mesure du taux d'augmentation de p_w avec δ est associée à une certaine dispersion essentiellement due à l'incertitude sur la détermination de la zone d'expansion dans le traitement d'image. Cependant, l'ordre de grandeur des coefficients mesurés permet de confirmer la grande différence de comportement entre les deux matériaux au regard du ratio $\frac{k_w}{k}$

$$\begin{cases} 2.6 \leq \frac{k_w}{k} \leq 3.5 & \text{kN.m}^{-3}, \text{ pour } G_c \\ 0.65 \leq \frac{k_w}{k} \leq 1.55 & \text{kN.m}^{-3}, \text{ pour } S_f. \end{cases} \quad (2.63)$$

Un ratio $\frac{k_w}{k} \approx 1$ correspond à une absence de transferts de charge entre la zone d'expansion et le reste du massif, tandis qu'un ratio $\frac{k_w}{k} \geq 1$ reflète la présence de reports de charges de la zone d'expansion vers le reste du massif. Le fait d'obtenir un ratio $\frac{k_w}{k}$ inférieur à 1 n'est physiquement pas correct et résulte des incertitudes sur la détermination de la surface d'expansion s par analyse des images.

Dans le cas du sable S_f , le rapport $\frac{k_w}{k}$ est centré sur une valeur de 1.08 très proche de 1 et donc du cas où aucun transfert n'existe entre la zone d'expansion et le reste du massif. Inversement pour G_c , ce rapport excède 2.6 et témoigne donc de transferts beaucoup plus importants entre les deux zones. Autrement dit, la capacité du matériau G_c à mobiliser des efforts de cisaillement à la frontière de la zone d'expansion dans la phase transitoire est beaucoup plus importante que celle du matériau S_f .

La phase transitoire de l'essai à la trappe est donc associée dans tous les cas à l'expansion du bas de la couche granulaire vers le haut, d'une zone de matériau délimitée par deux plans partant chacun d'une extrémité de la trappe et se coupant au niveau de l'axe de symétrie de celle-ci. La phase transitoire se termine lorsque ces plans sont verticaux. Bien que cette cinématique ait été observée pour S_f et G_c , l'analyse des transferts de charge durant cette phase montre un comportement différent pour ces deux matériaux. Le niveau de report de charge entre la zone d'expansion et le reste du massif varie selon le matériau, ainsi ce niveau est très faible pour S_f alors qu'il est assez important pour G_c . Cette différence est une des raisons pour laquelle le passage de la phase transitoire à la phase critique est plus marqué pour S_f que pour G_c sur les courbes donnant la variation

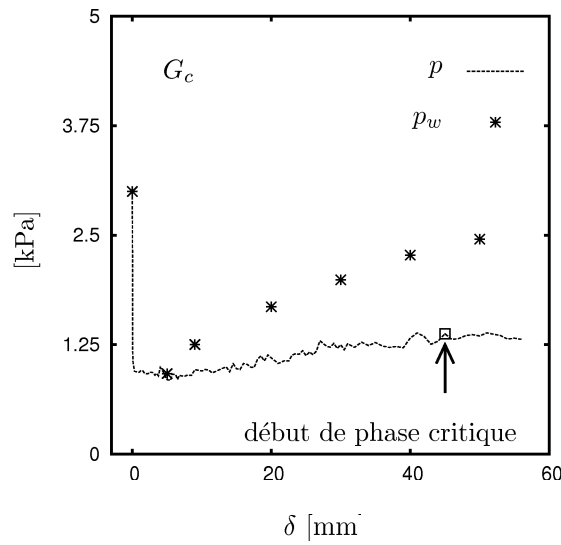


FIG. 2.39 – Évolution de la pression p et de la pression p_w qu'appliquerait le poids de la zone d'expansion sur la trappe sans transferts de charge en fonction de δ dans le cas de G_c pour $h = 0.20$ m.

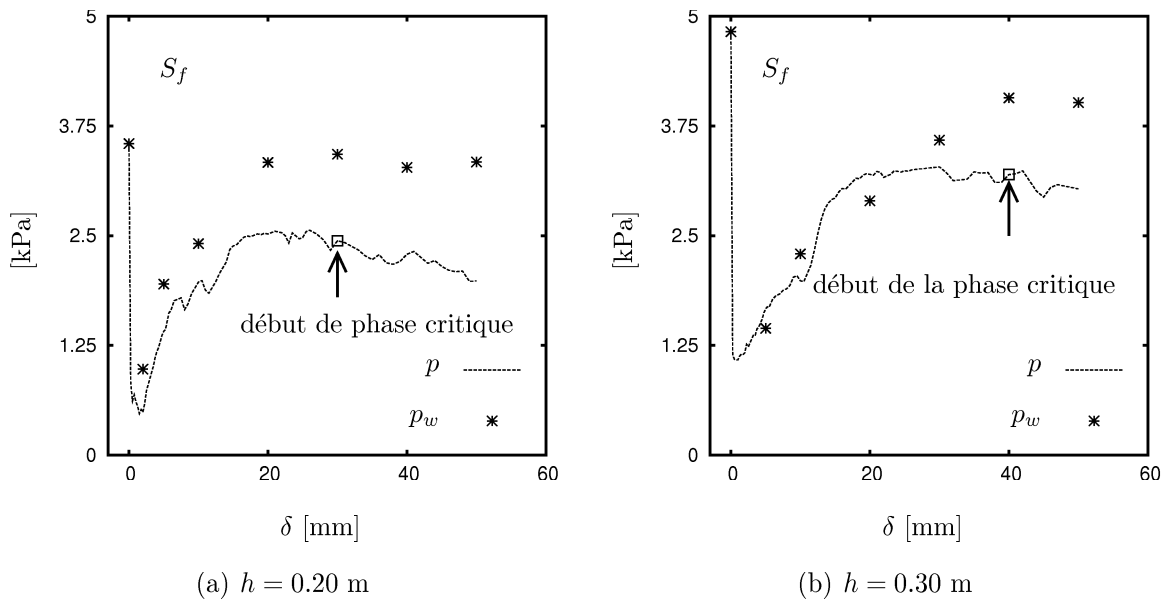


FIG. 2.40 – Évolution de la pression p et de la pression p_w qu'appliquerait le poids de la zone d'expansion sur la trappe sans transferts de charge en fonction de δ pour S_f .

de p avec δ (Fig. 2.30, p. 56).

2.3.4.3 Phase (c) : phase critique

La phase critique est la phase pour laquelle la cinématique observée coïncide avec le schéma classique utilisé pour la description du problème de la trappe. En effet, le massif glissant est compris entre deux plans verticaux situés chacun à une des extrémités de la trappe (Fig. 2.41 et 2.42).

La pression correspondant à la phase critique est donc prise égale à la pression agissant sur la trappe dès que les plans délimitant la zone d'expansion sont alignés verticalement (ces points sont mis en évidence sur les courbes donnant les variations de p avec δ de la Fig. 2.30, p. 56). On remarque sur cette figure que la phase critique est précédée d'une stabilisation de la pression agissant sur la trappe, dans le cas de S_f , alors que la gravette G_c montre une zone moins marquée entre phase transitoire et phase critique. On a vu

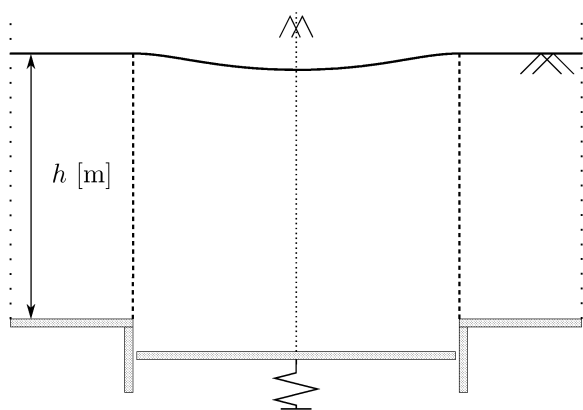


FIG. 2.41 – Phase critique : délimitation du massif glissant par deux plans de glissement verticaux passant par chacune des extrémités de la trappe.

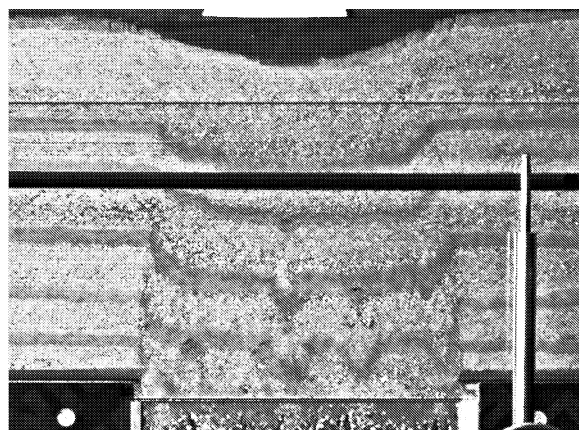


FIG. 2.42 – Photographie du massif glissant durant la phase critique (cas S_f , $h = 0.20$ m et $\delta = 40$ mm).

dans l'étude de la phase transitoire que les transferts de charge entre zone d'expansion et le reste du massif sont beaucoup plus importants dans le cas de G_c que de S_f . Aussi, lors de l'alignement vertical des plans de glissement, on passe, pour le sable, d'un état où le frottement est peu mobilisé entre la zone d'expansion et le reste du massif à un état de forte mobilisation. Pour G_c , un certain niveau de frottement était déjà mobilisé avant le début de la phase critique. Ceci peut être à l'origine de la différence de rupture de pente entre ces deux phases pour les deux matériaux testés.

La pression mesurée en début de phase critique a été corrigée par le poids de matériau « inactif » (car situé sous le niveau du fond de cuve). On obtient ainsi la pression dite

critique p_c . De la même manière que la pression p_c a été corrigée, on peut apporter sur la hauteur de la couche – c'est-à-dire la hauteur effective sur laquelle vont se développer les contraintes de cisaillement – une correction égale au tassement observé en surface pour le déplacement de la trappe correspondant au début de la phase critique (Fig. 2.43). On utilise ainsi la hauteur efficace h' de la couche. Les courbes donnant la variation de p_c en

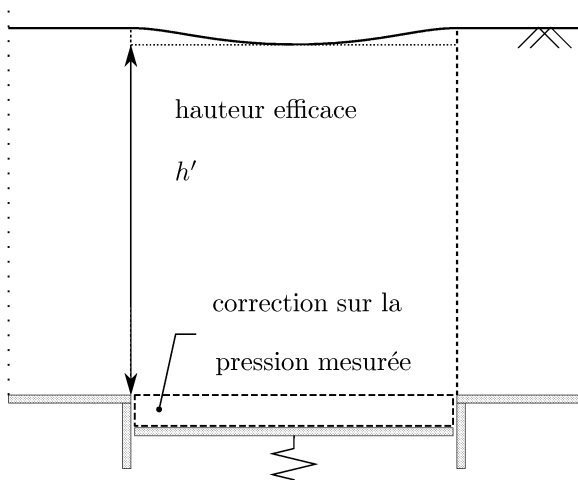


FIG. 2.43 – Corrections apportées à la phase critique : sur le poids de matériau ne participant pas aux transferts ; sur la hauteur efficace de la couche pour la prédiction du modèle de Terzaghi.

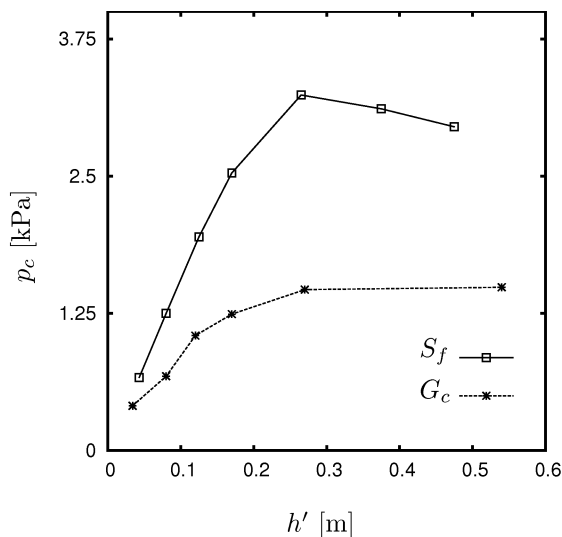


FIG. 2.44 – Pression p_c agissant sur la trappe en fin de phase critique en fonction de h' pour S_f et G_c .

fonction de la hauteur effective h' de couche granulaire h (Fig. 2.44, p. 65) présentent un maximum pour une hauteur $h \geq 0.30$ m. Pour des hauteurs plus importantes, on observe un effet de saturation pour le matériau G_c tandis que pour S_f , la pression critique diminue légèrement. Il faut également noter que malgré la faible différence des angles de frottement résiduels des deux matériaux ($\phi_r = 38.4^\circ$ pour S_f et $\phi_r = 40.1^\circ$ pour G_c), les valeurs de pressions p_c obtenues sont bien plus importantes pour S_f que pour G_c (dans un rapport de 2 environ).

Les pressions p_c peuvent être comparées avec les prédictions données par la formule analytique de Terzaghi traitant du cas d'une couche granulaire non surchargée, constituée d'un matériau non cohésif d'angle de frottement $\phi = \phi_r$

$$p_z(h) = \frac{B\gamma}{K \tan \phi_r} \left(1 - e^{-K \tan \phi_r \frac{h'}{B}} \right) \quad (2.64)$$

où $B = 0.10$ m est la demi-largeur de la trappe. Compte tenu des usages en la matière, on prendra pour K le coefficient de pression active des terres (hypothèse de Marston et Anderson)

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi_r}{1 + \sin \phi_r}. \quad (2.65)$$

La confrontation entre les résultats expérimentaux et la prédiction du modèle de Terzaghi

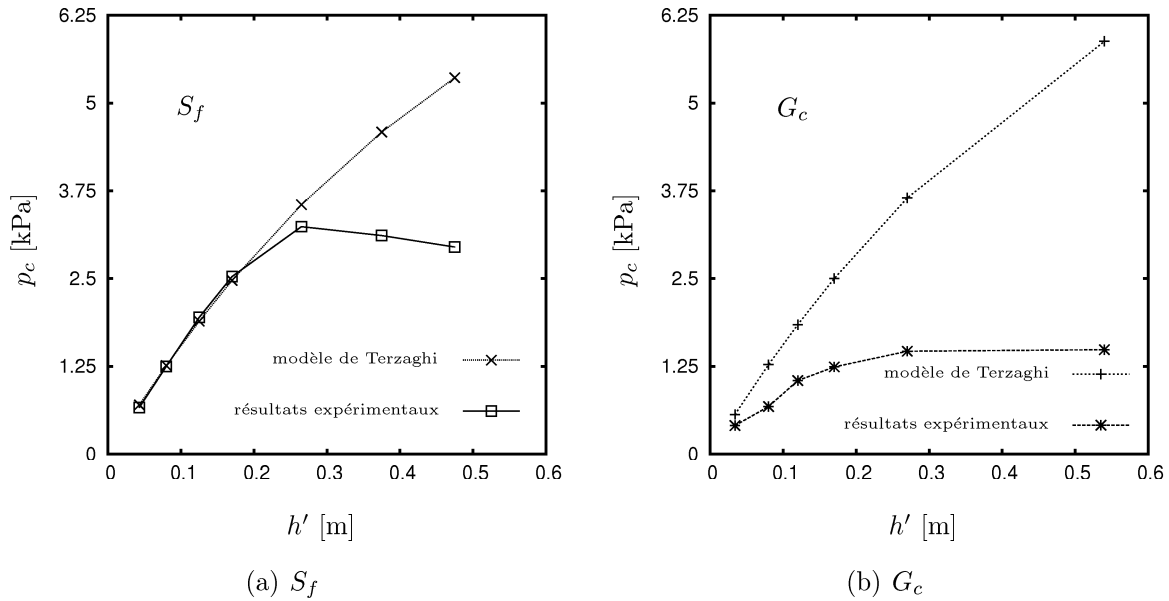


FIG. 2.45 – Comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats issus de la formulation analytique de Terzaghi (hypothèse de Marston et Anderson).

utilisé avec $K = K_a$ (hypothèse de Marston et Anderson) est donnée sur la Fig. 2.45.

Dans le cas de S_f , la confrontation de la formule analytique de Terzaghi (hypothèse de Marston et Anderson) avec les mesures expérimentales (Fig. 2.45(a), p. 66) est bonne pour les faibles hauteurs de couche $h \leq 0.30$ m (soit $h' \leq 0.26$ m). Par contre, pour les hauteurs plus importantes, les mesures expérimentales montrent un palier que le modèle analytique ne reproduit pas.

Dans le cas de G_c , on note une divergence importante entre les mesures expérimentales et les prédictions du modèle quelle que soit la hauteur de couche considérée.

Les comparaisons des coefficients K préconisés par les différents modèles utilisant la formule analytique de Terzaghi entre eux et des pressions de saturation associées entre elles sont présentées dans le Tab. 2.3 (p. 67). La pression de saturation est la pression

s'appliquant sur la trappe pour une hauteur infinie

$$p_{sat} = \frac{\gamma_i B}{K \tan \phi_r} \quad (2.66)$$

À titre indicatif, un calage de l'Eq. 2.64 sur les valeurs expérimentales $p_c = f(h')$ a été réalisé afin de déterminer le coefficient K optimal. Le résultat de ce calage est donné pour les 2 matériaux dans le Tab. 2.3 et sur les Fig. 2.46 et 2.47.

TAB. 2.3 – Comparaisons des différents modèles analytiques avec un calage réalisé sur les données expérimentales.

	S_f		G_c	
	K	p_{sat} [kPa]	K	p_{sat} [kPa]
Marston et Anderson	0.23	9.18	0.22	8.34
Handy	0.40	5.34	0.38	4.79
Coulomb	0.44	4.84	0.41	3.36
Roscoe	1.0	2.74	1.0	2.36
Calage	0.55 ± 0.06	3.91 ± 0.40	1.20 ± 0.04	1.45 ± 0.06

Les résultats obtenus permettent de distinguer clairement la réponse des deux matériaux. En effet, pour G_c , on constate qu'il est possible de trouver un coefficient K qui permet d'approcher de manière très satisfaisante les résultats expérimentaux dans leur globalité. Ce coefficient K a pour valeur 1.20 ± 0.04 , valeur supérieure à l'ensemble des coefficients préconisés par les différents modèles analytiques (dont le maximum est de 1).

Par opposition, pour S_f , on constate que le modèle de Terzaghi utilisé avec l'hypothèse de Marston et Anderson ($K = K_a$) permet de bonnes prédictions uniquement pour les faibles hauteurs de couches granulaires ($h \leq 0.30$ m). Le modèle de Terzaghi tel qu'il est exprimé par l'Eq. 2.64, c'est-à-dire prenant en compte un coefficient K constant sur la hauteur de la couche, ne permet pas de rendre compte de la rupture de pente que l'on observe expérimentalement pour $h = 0.30$ m. Cependant, le coefficient K issu du calage et permettant d'atteindre la pression de saturation expérimentale est égal à 0.55 et se situe donc dans la gamme des coefficients K préconisés par les différents modèles ($0.23 \leq K \leq 1.00$).

Il ressort donc de cette comparaison que l'utilisation d'un modèle analytique tel que celui proposé par Terzaghi permet dans certains cas d'obtenir de bonnes prédictions des

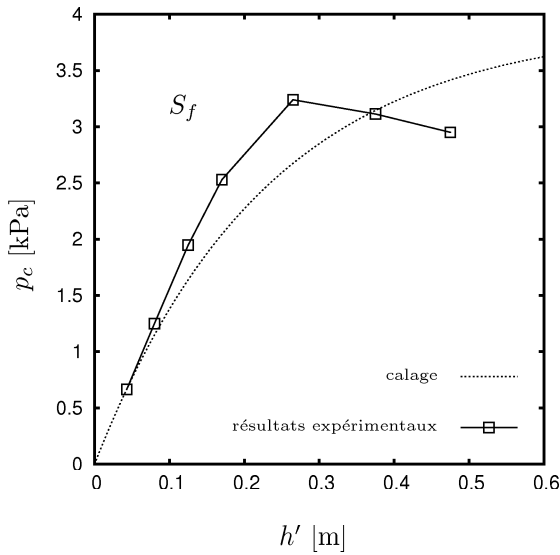


FIG. 2.46 – Comparaison des résultats expérimentaux avec un calage du coefficient K réalisé sur modèle de Terzaghi pour S_f ; $K = 0.55$.

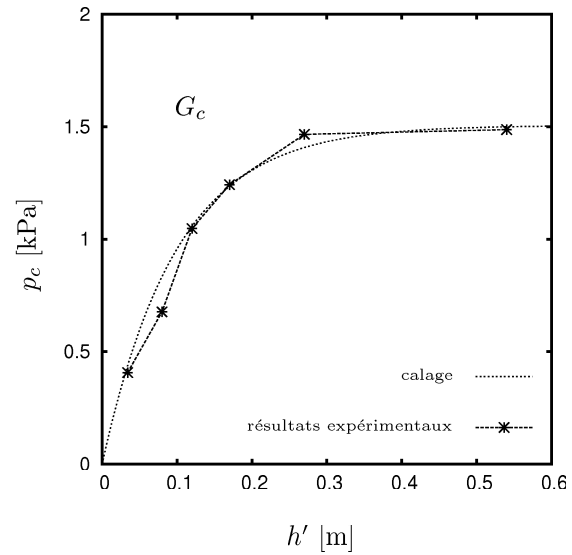


FIG. 2.47 – Comparaison des résultats expérimentaux avec un calage du coefficient K réalisé sur modèle de Terzaghi pour G_c ; $K = 1.20$.

transferts dans la couche. Cependant, et comme le montre l'étude des modèles analytiques, leur point de divergence réside dans le choix du coefficient K . De plus, les résultats obtenus avec le matériau S_f suggèrent que le coefficient K ne peut pas être raisonnablement considéré comme constant sur la hauteur de la couche. Cette observation va d'ailleurs dans le sens des mesures réalisées par Terzaghi [50] mais est en contradiction avec les résultats obtenus avec le matériau G_c . Comme Terzaghi le suggère, le coefficient K est proche de K_a en surface de la couche granulaire, ce qui pourrait expliquer la bonne prédiction obtenue avec $K = K_a$ dans le cas de S_f (pour les faibles hauteurs).

En fait, la grande différence de valeurs de pression critique données par les deux matériaux malgré leurs angles de frottement résiduels très proches montre que les contraintes horizontales au niveau des plans de glissement sont très différentes d'un matériau à l'autre. La différence d'amplitudes des transferts de charge pour les deux matériaux peut être reliée à leur différence de comportement durant la phase transitoire, à savoir que les transferts de charge entre le massif glissant et le reste de la couche durant cette phase sont très faibles pour le matériau S_f et se mettent en place essentiellement durant la phase critique.

La phase critique du problème de la trappe correspond au glissement entre deux plans verticaux du volume de matériau situé au droit de la trappe. Ainsi cette phase coïncide

avec la description usuelle de ce problème qui est adoptée dans l'ensemble des modèles analytiques décrit précédemment. Cette phase ne se produit que pour des valeurs de déplacement de la trappe suffisamment grandes – valeurs qui augmentent avec l'épaisseur de la couche granulaire considérée. Il résulte de cette première remarque que la réduction du problème de la trappe à la seule phase critique n'est pas correcte, d'autant plus que les niveaux de transferts de charge observés au cours des phases la précédant sont de nature très différente.

L'utilisation du modèle de Terzaghi (lui-même dérivé de la solution de Janssen décrivant les problèmes de contraintes dans les silos) ne donne que partiellement satisfaction pour deux raisons :

- (i) ce modèle prend en compte un seul coefficient $K = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}$ constant sur toute la hauteur de la couche granulaire,
- (ii) les valeurs du coefficient K proposées par les différents modèles sont très diverses et malgré cette diversité, il n'est pas toujours possible de trouver parmi ces nombreuses propositions de valeur satisfaisante.

Les résultats expérimentaux obtenus suggèrent que pour des hauteurs faibles de couches granulaires ($h \leq 0.30$ m soit 1.5 fois la largeur de la trappe), la prise en compte d'un seul coefficient K peut donner satisfaction, ce qui n'est plus nécessairement vrai pour des hauteurs plus grandes. Un point de convergence subsiste tout de même dans l'effet de saturation, observé expérimentalement et prévu par les modèles analytiques.

2.3.5 Influence de la granulométrie

Afin de caractériser plus précisément les différences de comportement des matériaux G_c et S_f , deux matériaux supplémentaires (G_f et S_c) ont été étudiés (Tab. 2.1, p. 53). L'objectif de cette partie est de mettre en évidence le rôle éventuel de l'étalement de la granulométrie du matériau sur la réponse obtenue au problème de la trappe, et en particulier pour la phase transitoire.

Le matériau G_f est un gravier dont la forme des particules est allongée et le rapport des diamètres extrêmes est identique à celui de G_c (Fig. 2.22, p. 49). Le diamètre moyen des particules du matériau G_f est $d_{50} = 2.4$ mm contre $d_{50} = 8.0$ mm pour G_c . Les résistances au cisaillement des deux graviers sont très proches pour l'état au pic et l'état résiduel. Le matériau S_c est constitué de la partie grossière du matériau S_f . Son étalement granulaire est identique à celui du matériau G_f , il présente toutefois un coefficient d'uniformité ($C_u = 2.22$) légèrement supérieur à G_f ($C_u = 1.81$).

La réponse des quatre matériaux G_c , G_f , S_c et S_f au problème de la trappe est comparée pour une seule et même hauteur de couche granulaire $h = 0.20$ m. Les courbes de variation de p^{brute} en fonction du déplacement de la trappe δ sont données sur les Fig. 2.48 et 2.49.

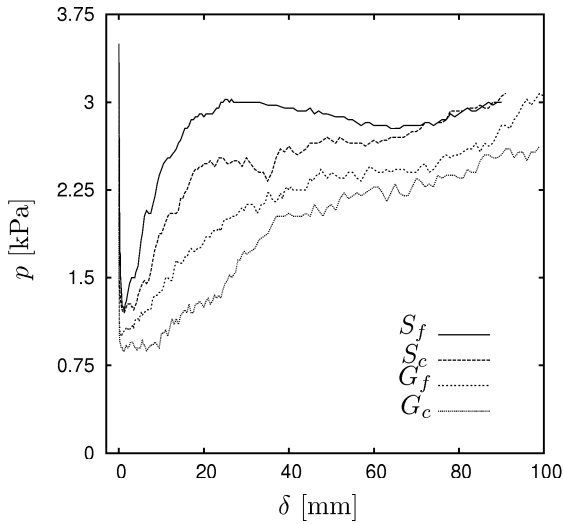


FIG. 2.48 – Évolution de p en fonction de δ pour G_c , G_f , S_c et S_f pour $h = 0.20$ m.

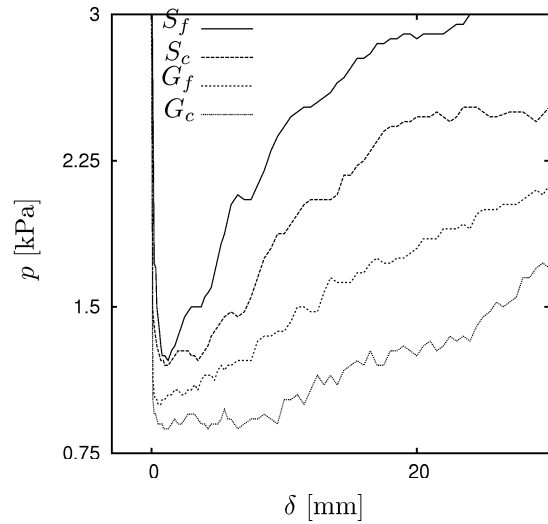


FIG. 2.49 – Évolution de p en fonction de δ pour G_c , G_f , S_c et S_f pour $h = 0.20$ m : zoom sur la phase de transfert de charge maximal et la phase transitoire.

On retrouve les trois phases successives dans le comportement des différentes couches granulaires :

- la phase de transfert de charge maximal, pour $1 \leq \delta \leq 3$ mm pour laquelle la pression minimale sur la trappe est atteinte,
- la phase transitoire caractérisée par une augmentation linéaire de p avec δ ,
- la phase critique pour laquelle p atteint un palier p_c .

D'un point de vue cinématique, chacune de ces phases correspond à la description qui en a été faite dans la Section 2.3.4, p. 53.

Les valeurs remarquables de pressions (corrigées) p_{min} et p_c sont données dans le Tab. 2.4 Les pressions minimales corrigées p_{min} agissant sur la trappe sont très proches pour les deux sables (S_f et S_c). Pour G_f et G_c , la différence est plus grande et la pression minimale obtenue avec G_f est supérieure à celle obtenue avec G_c . Concernant la pression critique p_c (lorsque les plans de glissement sont alignés verticalement), les valeurs obtenues avec les quatre matériaux se répartissent régulièrement sur un intervalle de pression variant entre 1.89 et 2.9 kPa. Il semble difficile ici d'en tirer une conclusion claire, si ce n'est que

la corrélation entre la pression critique et l'angle de frottement critique ϕ_r n'apparaît pas clairement ici.

TAB. 2.4 – Valeurs corrigées de pressions minimales p_{min} et p_c pour les 4 matériaux testés pour une hauteur de couche $h = 0.20$ m.

	p_{min} [kPa]	p_c [kPa]
S_f	1.221	2.906
S_c	1.196	2.426
G_f	0.998	2.206
G_c	0.872	1.894

Concernant la phase transitoire, on peut calculer pour les quatre matériaux un taux d'augmentation de p avec δ (Eq. 2.60). Les résultats des régressions linéaires effectuées sur les couples (δ, p) correspondant à la phase transitoire sont donnés sur la Fig. 2.50.

Les valeurs de k pour les différents matériaux sont très dispersées, mais on constate que la valeur de k augmente lorsque la taille moyenne des particules du matériau diminue (Fig. 2.51) :

$$k_{S_f} \geq k_{S_c} \geq k_{G_f} \geq k_{G_c} \quad (2.67)$$

Au sujet de l'effet de taille des particules sur le problème de la trappe, on peut citer Tanaka et Sakai [49] qui ont observé une absence d'effet de la taille des particules mais pour des déplacements de la trappe très faibles devant sa largeur, c'est-à-dire pour la phase de transfert de charge maximal.

2.3.6 Conclusion

L'étude expérimentale du problème de la trappe réalisée sur un ensemble de matériaux réels révèle une décomposition systématique du comportement de la couche granulaire en trois phases distinctes, observées avec tous les matériaux, malgré les différences qui les caractérisent (forme des particules, étalement de la granulométrie, résistance au cisaillement...). Ces trois phases sont caractérisées par des critères précis, tant du point de la cinématique que du point de vue quantitatif des transferts de charge ; elles se décomposent de la manière suivante :

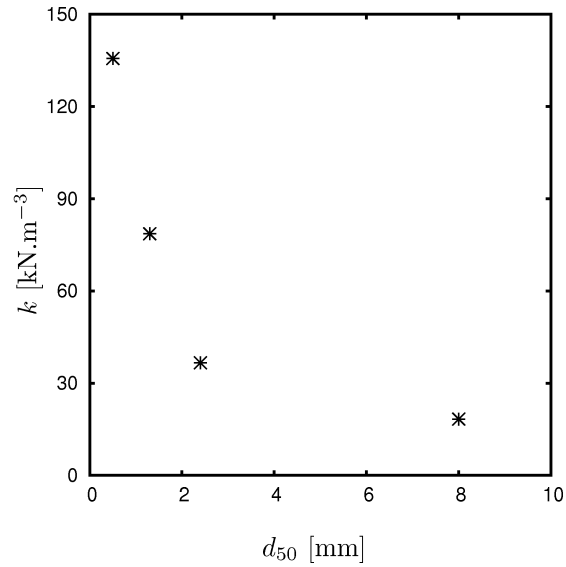
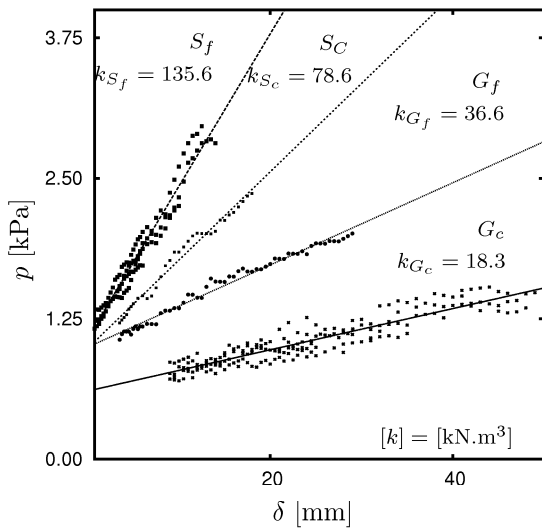


FIG. 2.50 – Points de mesure correspondant à la phase transitoire pour les 4 matériaux : S_f , S_c , G_f et G_c (k représente le taux d’augmentation de p avec δ).

FIG. 2.51 – Taux d’augmentation k de p avec δ en fonction du diamètre moyen d_{50} pour les matériaux (par ordre de d_{50} croissant) : S_f , S_c , G_f et G_c .

- une phase de transfert de charge maximal se produisant pour des déplacements très faibles de la trappe. Elle est associée à une pression minimale appliquée sur la trappe par une zone d’expansion du matériau granulaire située juste au dessus de la trappe,
- une phase transitoire durant laquelle les plans délimitant la zone d’expansion se redressent progressivement jusqu’à la verticale. La pression sur la trappe augmente alors linéairement avec le déplacement de la trappe plus ou moins rapidement selon le matériau testé,
- une phase critique correspondant du point de vue cinématique à la description classique du problème de la trappe. La pression appliquée sur la trappe atteint alors un palier. Cette phase est atteinte pour des valeurs de déplacement de la trappe d’autant plus grandes que l’épaisseur de la couche granulaire est grande.

L’existence de ces trois phases, observées systématiquement pour chaque matériau testé, met en évidence l’influence de la valeur du déplacement relatif auquel est soumise la base de la couche granulaire sur l’amplitude des transferts de charges que l’on peut espérer voir mobilisés. Ce paramètre est un des moins discutés dans la littérature.

Les résultats expérimentaux présentés permettent de supposer un certain nombre d’influences croisées des paramètres physiques et mécaniques des matériaux testés sur les transferts de charge. Le nombre de paramètres à l’origine des différences de comporte-

ment entre les différents matériaux testés est important. De plus, certains d'entre eux sont difficiles à caractériser simplement d'un point de vue expérimental. Afin d'étudier plus précisément l'influence des paramètres du matériau granulaire sur la réponse de celui-ci au problème de la trappe, une étude numérique a été réalisée et est présentée dans la suite de ce rapport.

Chapitre 3

Modélisation numérique des matelas granulaires : cas des déformations planes

La modélisation numérique est un outil complémentaire de l'expérience. Elle présente de nombreux atouts (qui ne permettent bien sûr jamais de s'affranchir de l'expérimentation) comme par exemple le fait qu'elle donne accès, en terme de résultats, à des grandeurs qu'il serait difficile voire impossible de mesurer expérimentalement. De plus, si tant est que les lois constitutives utilisées rendent compte de manière satisfaisante du comportement réel des matériaux que l'on cherche à modéliser, on peut contrôler les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux modèles de manière stricte. Ainsi, il est possible de multiplier les résultats afin de réaliser des études paramétriques précises.

Parmi l'ensemble des méthodes numériques existantes, les Méthodes des Éléments Discrets permettent de rendre compte de manière très satisfaisante du comportement mécanique des matériaux granulaires tels que les géomatériaux. Après avoir présenté la Méthode des Éléments Discrets, elle sera utilisée pour modéliser le comportement des matelas granulaires dans le problème de la trappe et ainsi compléter l'étude expérimentale précédente. Les modélisations présentées dans ce mémoire ont été réalisées à l'aide d'un programme initialement développé par Magnier et Donzé [35] intitulé S.D.E.C. pour *Spherical Discrete Element Code* qui a fait l'objet de nombreux développements au sein du Laboratoire 3S-R.

3.1 La Méthodes aux Éléments Discrets

La modélisation numérique par la Méthode des Éléments Discrets consiste à représenter le milieu étudié par un ensemble de particules indépendantes interagissant les unes avec les autres. Les différences entre ces méthodes peuvent être liées au type de particules choisies pour représenter le milieu, mais aussi au type d'interactions pouvant se produire parmi ces particules. On distingue donc, au sein des méthodes numériques discrètes, deux approches :

- la dynamique des contacts,
- la dynamique moléculaire.

La distinction entre les deux réside dans la déformabilité des particules au niveau de leurs points de contact.

3.1.1 Principe de la dynamique moléculaire

La dynamique moléculaire permet de modéliser un ensemble de particules indéformables mais dont les points de contact sont considérés déformables. La déformabilité des points de contact est matérialisée par une interpénétration possible des particules au

voisinage de ce point de contact (Fig. 3.1).

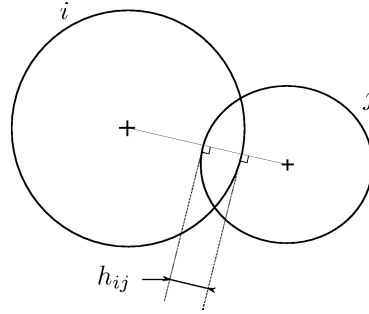


FIG. 3.1 – Contact entre deux particules déformables selon la dynamique moléculaire.

La dynamique moléculaire repose sur la discrétisation dans le temps des équations de la dynamique appliquées à chaque particule. Lors d'un pas de temps, on détecte les particules en contact. On détermine, grâce aux lois de contact, les forces d'interactions agissant au niveau de ces points de contact. Connaissant l'ensemble des forces qui s'applique à chaque particule, les équations de la dynamique peuvent être appliquées à chacune d'entre elles :

$$m\vec{\ddot{x}}_i = \sum_j \vec{F}_{j \rightarrow i} + \vec{r} \quad (3.1)$$

$$\underline{I}\vec{\ddot{\theta}}_i = \sum_j \vec{\Gamma}_{j \rightarrow i} + \vec{m}_r \quad (3.2)$$

où

- m est la masse de la particule i ,
- \underline{I} est la matrice de rigidité de i ,
- $\vec{\ddot{x}}_i$ est l'accélération en translation de i ,
- $\vec{\ddot{\theta}}_i$ est l'accélération en rotation de i ,
- $\vec{F}_{j \rightarrow i}$ est la force appliquée par j sur i ,
- $\vec{\Gamma}_{j \rightarrow i}$ est le moment appliqué par j au centre de gravité de i ,
- \vec{r} est une force extérieure appliquée sur i ,
- \vec{m}_r est un moment extérieur appliqué au centre de gravité de i .

On est alors en mesure d'actualiser les vitesses et les positions de l'ensemble des particules. La liste des contacts est actualisée au début du pas de temps suivant. Le principe de la méthode est schématisé sur le graphe de la Fig.3.2.

Dans le cas d'un choc entre deux particules, par exemple, la dynamique moléculaire doit pouvoir décrire dans le temps l'évolution de l'interpénétration entre les deux particules en collision, de la création du contact à sa perte. Cette condition nécessite donc

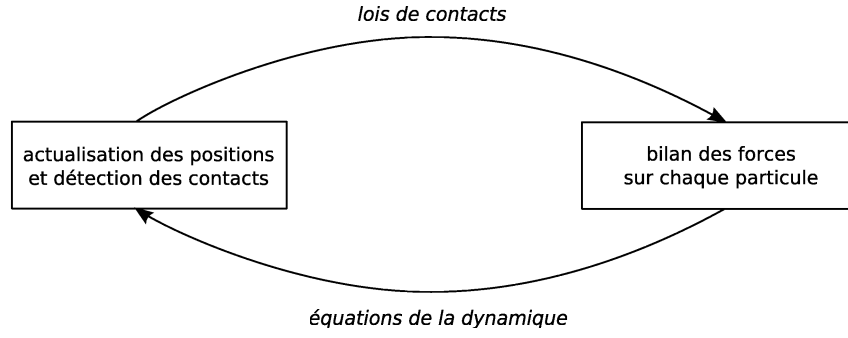


FIG. 3.2 – Schéma de principe de la Dynamique Moléculaire

le choix d'un pas de temps suffisamment petit pour pouvoir décrire raisonnablement ces phénomènes.

Le schéma de discrétisation temporelle utilisé ici pour l'intégration des équations du mouvement est un schéma explicite de type *leap-frog*. De plus un amortissement local analogue à celui proposé par Cundall [15] est utilisé. Cet amortissement se traduit par l'ajout d'un terme aux équations de la dynamique :

$$m\ddot{\vec{x}}_i = \sum_j \vec{F}_{j \rightarrow i} + \vec{r} + \vec{\mathfrak{F}}_i^d \quad (3.3)$$

$$\underline{I}\ddot{\vec{\theta}}_i = \sum_j \vec{\Gamma}_{j \rightarrow i} + \vec{m}_r + \vec{\mathfrak{M}}_i^d \quad (3.4)$$

avec

$$\vec{\mathfrak{F}}_i^d \cdot \vec{e}_k = -\alpha \left| \left(\sum_j \vec{F}_{j \rightarrow i} + \vec{r} \right) \cdot \vec{e}_k \right| \text{signe} \left(\vec{x}_i \cdot \vec{e}_k \right) \quad (3.5)$$

$$\vec{\mathfrak{M}}_i^d \cdot \vec{e}_k = -\alpha \left| \left(\sum_j \vec{\Gamma}_{j \rightarrow i} + \vec{m}_r \right) \cdot \vec{e}_k \right| \text{signe} \left(\vec{\theta}_i \cdot \vec{e}_k \right) \quad (3.6)$$

avec $\vec{e}_k = \vec{e}_1, \vec{e}_2$ ou \vec{e}_3 vecteur unitaire d'une des trois directions de l'espace.

L'avantage de ce type d'amortissement est qu'il n'a d'effet que sur les mouvements d'accélération et s'exprime par un paramètre adimensionnel α . Dans les modélisations numériques discrètes présentées ici, le coefficient d'amortissement a été pris égal à $\alpha = 0.75$.

3.2 Lois de contact

Les lois de contact pouvant être mise en œuvre dans les différentes MED et plus particulièrement la dynamique moléculaire sont nombreuses et présentent divers degrés de complexité. Cependant, il est intéressant de constater que même les lois les plus simples (linéaires par exemple) permettent de rendre compte de manière très satisfaisante du comportement des géomatériaux. On présentera ici les lois de contact ayant été effectivement utilisées.

La force de contact \vec{F} entre deux particules est décomposée selon une composante normale F_n dont la direction est donnée par la perpendiculaire au plan de contact et une composante tangentielle F_t dont la direction, comprise dans le plan de contact, est celle de la vitesse relative tangentielle du point de contact. Le schéma rhéologique d'un contact entre 2 particules i et j est donné sur la Fig. 3.3.

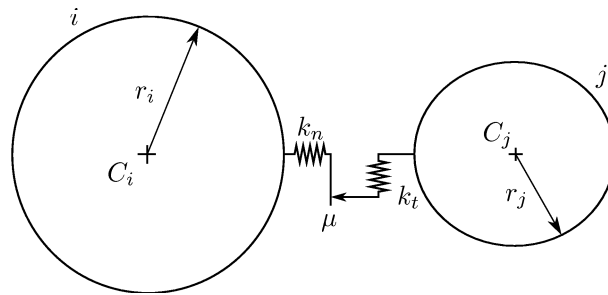


FIG. 3.3 – Schéma rhéologique d'un contact frottant entre deux particules i et j .

La composante normale F_n de la force de contact est reliée à l'interpénétration h_{ij} des deux particules en contact par l'intermédiaire de la rigidité normale k_n (Fig. 3.3) par la relation :

$$F_n = \max(-k_n h_{ij}, 0) \quad (3.7)$$

avec

$$h_{ij} = \|\vec{C}_i \vec{C}_j\| - r_i - r_j \quad (3.8)$$

où C_i et C_j sont les centres des sphères en contact et r_i et r_j leurs rayons respectifs. Lorsque les particules ne s'interpénètrent plus, le contact est alors perdu et la force normale de contact s'annule.

La rigidité normale k_n d'un contact est définie à partir d'un module de rigidité des sphères en contact K_n [N.m^{-2}] et de leurs rayons respectifs r_i et r_j par

$$k_n = K_n \frac{r_i r_j}{r_i + r_j}. \quad (3.9)$$

La composante tangentielle est définie de manière incrémentale entre l'instant t et $t + \delta t$ par rapport au déplacement relatif tangentiel des deux particules par la relation suivante

$$F_t^{t+\delta t} = F_t^t + k_t \delta U_t \quad (3.10)$$

où k_t est la rigidité tangentielle du contact et δU_t l'incrément de déplacement relatif correspondant au pas de temps δt . La rigidité tangentielle k_t du contact entre deux sphères est définie proportionnellement à k_n . Concernant le rapport $\frac{k_t}{k_n}$ Schäfer [44] préconise une valeur de 0.75. De plus, Combe [13] observe que si $0.5 \leq \frac{k_t}{k_n} \leq 1$, le comportement quasi-statique d'assemblage granulaire sous chargement biaxial reste inchangé. Nous avons donc considéré une valeur de $\frac{k_t}{k_n} = 0.75$. Une condition de Coulomb de coefficient μ est imposée entre F_n et F_t par la relation

$$|F_t| \leq \mu F_n. \quad (3.11)$$

Le coefficient μ est appelé par la suite coefficient de frottement local.

3.3 Morphologie des particules

La Méthode aux Éléments Discrets repose sur la discrétisation du milieu étudié en un ensemble de particules interagissant entre elles. Or, le choix de la forme des particules n'est pas anodin sur la réponse mécanique que peut produire un assemblage de particules à une sollicitation donnée.

Les lois de contacts présentées dans la Section 3.2 font référence à des particules sphériques. Cependant, l'utilisation exclusive de particules sphériques implique une limitation, de fait, des propriétés macromécaniques que l'on peut espérer obtenir d'un assemblage donné tout en conservant les lois de contact simples définies précédemment et notamment du point de vue de la résistance au cisaillement (notamment à cause de l'importance du roulement entre particules). Plusieurs solutions existent pour s'affranchir de cette contrainte comme par exemple la complexification des lois de contacts dans lesquels une résistance au roulement peut par exemple être introduite [25]. Le choix a été porté préférentiellement sur la mise en œuvre de particules de forme plus complexes constituées d'assemblages non sécables de deux sphères appelées clusters [42]. Cette solution a plusieurs avantages dont la conservation de lois de contact simples mais aussi la prise en compte d'une forme nécessairement plus proche de celle des particules des géomatériaux réels tels que les sols.

Les assemblages non sécables – ou clusters – sont réalisés dans le cadre de cette étude à partir de deux sphères de même diamètre d dont la distance séparant les centres est plus ou

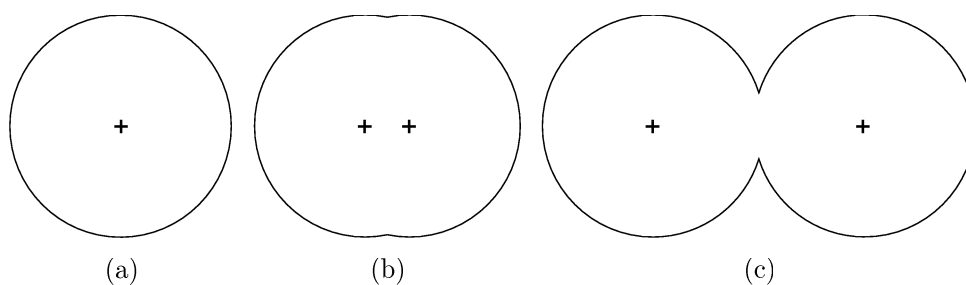


FIG. 3.4 – Types de particules utilisés : (a) sphérique, (b) cluster $0.20d$, (c) cluster $0.95d$.

moins grande. En plus de particules sphériques, deux types de clusters ont été utilisés dans ce rapport (Fig. 3.4), que l'on peut définir par la distance séparant le centre des sphères qui les constitue : $0.20d$ dans un cas et $0.95d$ dans l'autre. De par leur concavité, les particules de types clusters permettent de former des assemblages présentant des nombres de contacts plus élevés et ainsi d'atteindre des niveaux de résistance macromécanique au cisaillement du même ordre que les matériaux que l'on cherchera à modéliser dans cette étude.

3.4 Comportement macromécanique des assemblages numériques

Afin de réaliser des modélisations numériques pertinentes, nous avons besoin de caractériser le comportement mécanique des assemblages de particules que les modélisations mettent en jeu.

Les conditions réelles de contacts entre particules de matériaux tels que les géomatériaux sont assez mal connues et mettent en jeu des topologies et des propriétés mécaniques de surface qui ne peuvent raisonnablement pas être reproduites ici. De plus, la discrétisation du milieu à modéliser ne consiste pas à associer à un élément discret une particule du matériau réel. Le principe retenu pour déterminer les valeurs à attribuer aux différents paramètres micromécaniques de contact est donc de se baser sur la réponse macroscopique d'un l'assemblage numérique de particules issue de la modélisation d'un essai de caractérisation usuel pour les géomatériaux : l'essai triaxial. Ainsi, à partir des caractéristiques mécaniques d'un assemblage que l'on souhaite reproduire, on modélise une série d'essais triaxiaux pour lesquelles on fait varier les paramètres géométriques et micromécaniques jusqu'à obtenir un assemblage dont les caractéristiques mécaniques sont conformes à celles souhaitées.

Ces essais triaxiaux, réalisés sur des échantillons de particules représentatifs de forme

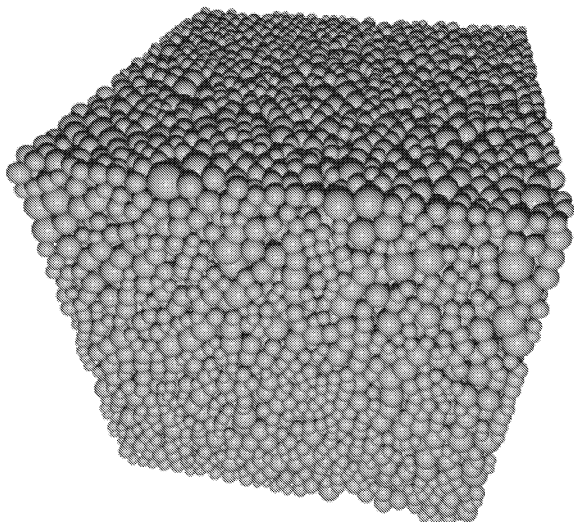


FIG. 3.5 – Exemple d’un assemblage de 8000 clusters $0.95d$ utilisé pour la réalisation d’un triaxial.

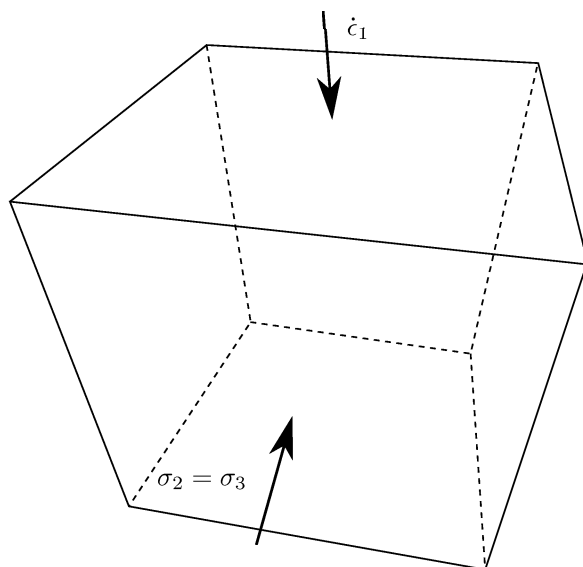


FIG. 3.6 – Schéma de principe de la modélisation d’un essai triaxial sous pression de confinement constante $\sigma_2 = \sigma_3$ et écrasement à vitesse constante $\dot{\epsilon}_1$.

cubique, consiste à appliquer à ces échantillons (Fig. 3.5, Fig. 3.6) une vitesse de déformation $\dot{\epsilon}_1$ constante dans une direction tout en maintenant une contrainte constante $\sigma_2 = \sigma_3$ dans les deux autres directions. La mesure du déviateur q ainsi que la déformation volumique ϵ_v en fonction de la déformation de l’assemblage dans cette même direction ϵ_1 permet de déduire les caractéristiques macromécaniques de l’assemblage.

La Fig. 3.7 montre un jeu de courbes typiques de q et ϵ_v en fonction de ϵ_1 . Les principales caractéristiques (dont certaines sont représentées dans le plan de Mohr-Coulomb sur la Fig. 3.8) que l’on peut déduire de ce type d’essais sont ¹ :

- les caractéristiques du comportement élastique : le module d’Young tangent initial E et le coefficient de Poisson ν ,
- les caractéristiques du comportement en cisaillement au pic : l’angle de frottement au pic ϕ_p et l’angle de dilatance ψ ,
- les caractéristiques du comportement en cisaillement à l’état résiduel : l’angle de frottement résiduel ϕ_r .

Les modélisations présentées ici ne font pas toutes l’objet d’une confrontation à des résultats expérimentaux réels. Cependant, on cherche autant que possible à reproduire avec les assemblages de particules modélisés un comportement macromécanique le plus proche des matériaux habituellement utilisés pour chacune des applications traitées.

¹ aucune cohésion n’a été considérée dans les différentes modélisations présentées ici

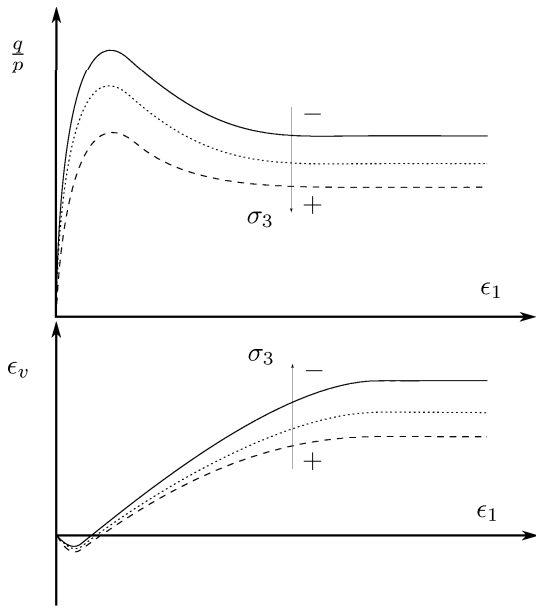


FIG. 3.7 – Courbes réponses typiques d'un assemblage de particules à un essai triaxial pour 3 contraintes de confinement différentes.

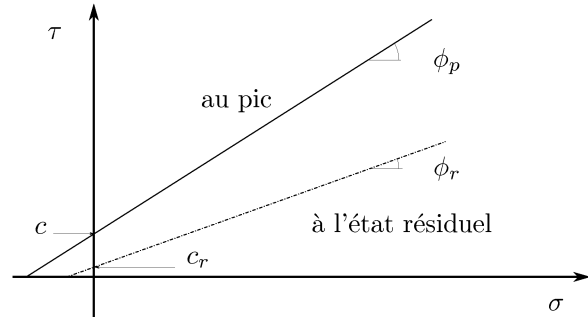


FIG. 3.8 – Droites intrinsèques dans le plan de Mohr-Coulomb caractérisant le comportement au pic et à l'état résiduel d'un assemblage de particules.

Le jeu de paramètres caractérisant l'assemblage est vaste et constitué :

- des paramètres géométriques : forme, distribution de taille des particules, porosité de l'assemblage,
- des paramètres micromécaniques régissant les lois de contact : k_n , k_t , μ .

qu'il faut donc mettre en parallèle avec un jeu de paramètres macromécaniques tout aussi vaste.

Les relations qui existent entre les paramètres de l'assemblage et les paramètres macromécaniques sont très nombreuses. D'une manière générale, les forme et distribution des tailles de particules ainsi que la porosité des assemblages ont été fixés *a priori*. Le calage a donc essentiellement porté sur les paramètres micromécaniques.

3.5 Étude numérique du problème de la trappe

L'objectif de l'étude numérique présentée ici est double :

- s'assurer de la capacité du modèle numérique à reproduire les phénomènes de transfert de charge observés expérimentalement,
- préciser l'influence des paramètres physiques et mécaniques des matériaux granulaires sur les transferts de charge observés dans la configuration du problème de la trappe.

Les simulations numériques sont réalisées par la Méthode des Éléments Discrets et plus particulièrement la dynamique moléculaire (cf. Section 3.1.1).

3.5.1 Principe de l'étude

3.5.1.1 Géométrie du problème

Afin de valider le modèle numérique discret par rapport à l'étude des transferts de charge dans les couches granulaires, on a cherché à reproduire sur des assemblages de particules les mêmes sollicitations que celles développées dans le problème de la trappe étudié précédemment de manière expérimentale. Ainsi, un ensemble de particules formant une couche granulaire est généré et mis en place dans une boîte-test (Fig. 3.9) analogue à la cuve d'essai expérimental (cf Section 2.3). La profondeur de la trappe est de $L = 0.10$ m et sa largeur de $2B = 0.20$ m. Les parois de la boîte-test sont supposées non frottantes, hormis les parois horizontales constituant les parties fixes du fond de la boîte-test qui sont frottantes.

3.5.1.2 Génération des couches granulaires

Les couches granulaires sont générées dans la boîte-test à une porosité donnée par la méthode *Radius Expansion with Decreasing Friction* [9] en l'absence de gravité. Cette méthode consiste à générer, dans un volume donné délimité par six parois fixes non frottantes, un ensemble de particules à tailles réduites. Le diamètre des particules est alors progressivement augmenté jusqu'à ce que la contrainte sur les parois atteigne une valeur limite fixée à $\sigma_{grow} = 500$ Pa. Le coefficient de frottement intergranulaire mis en œuvre dans la procédure de grossissement est celui qui permet de rendre compte du comportement macroscopique réel du matériau à modéliser, soit $\mu_{grow} = \mu = 1.466$. Une fois la contrainte σ_{grow} atteinte sur les parois, l'assemblage est considéré comme ayant sa porosité maximale η_{max} (associé à la valeur μ_{grow}). Le coefficient de frottement intergranulaire est

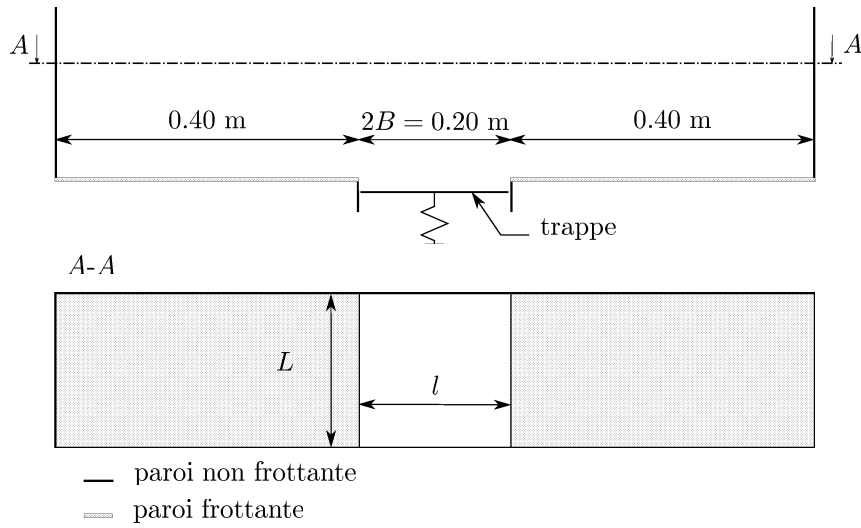


FIG. 3.9 – Description de la boîte-test utilisée pour les modélisations numériques du problème de la trappe (haut : vue en coupe ; bas : vue en plan).

alors progressivement diminué jusqu'à atteindre 0. L'assemblage a alors atteint sa porosité minimale η_{min} .

L'arrêt de la procédure de grossissement des particules à une étape intermédiaire du calcul permet de choisir la porosité η de la couche granulaire à tester dans l'intervalle $[\eta_{min}, \eta_{max}]$. Aucune force de gravité n'est appliquée à l'échantillon durant cette phase. Les couches granulaires testées comptent $N = 23000$ particules.

3.5.1.3 Test des couches granulaires

Une fois la couche granulaire générée, la gravité est appliquée à l'assemblage. On stabilise alors la couche granulaire selon le critère d'équilibre décrit ci-après. Une fois l'état d'équilibre atteint, la trappe est déplacée verticalement vers le bas par incréments de 1 mm. La couche granulaire est stabilisée entre chacun de ces incréments.

Le critère d'équilibre pour chaque incrément de calcul est déterminé par le rapport de l'effort vertical F_z mesuré sur l'ensemble des parois horizontales (constitué du fond de la cuve et de la trappe) au poids total des particules W par

$$\left| 1 - \frac{F_z}{W} \right| \leq 10^{-3} \quad (3.12)$$

3.5.2 Caractérisation des couches granulaires

Forme des particules et granulométrie

Trois types de particules ont été testés (Fig. 3.10) :

- sphériques,
- clusters $0.20d$ de forme légèrement allongée et constitués de deux sphères de même diamètre d dont les centres sont espacés de $0.20d$,
- clusters $0.95d$ constitués de deux sphères de même diamètre d dont les centres sont espacés de $0.95d$ et qui présentent par rapport aux autres une concavité marquée.

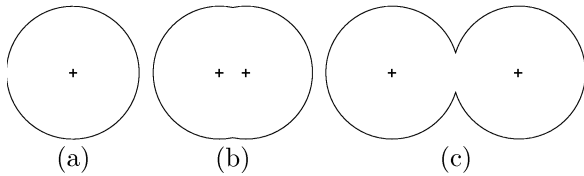


FIG. 3.10 – Types de particules testés : (a) sphérique, (b) cluster $0.20d$, (c) cluster $0.95d$.

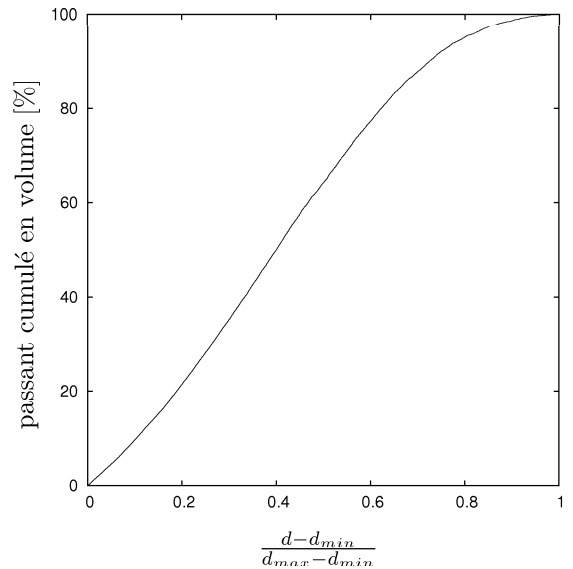


FIG. 3.11 – Courbe granulométrique type des couches granulaires modélisées.

Tous les assemblages numériques sont caractérisés par un ensemble de particules de diamètres compris entre un diamètre minimal d_{min} et un diamètre maximal d_{max} tel que

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} = 2.66 \quad (3.13)$$

La distribution des diamètres des particules dans la plage $[d_{min}, d_{max}]$ est équiprobable, ce qui donne un coefficient d'uniformité $C_u = 1.52$ (proche de celui mesuré sur le gravier G_c utilisé pour l'étude expérimentale pour lequel $C_u = 1.61$). La courbe granulométrique type associée aux assemblages étudiés est donnée sur la Fig. 3.11.

Paramètres du modèle numérique

On a cherché ici à faire la lumière sur l'influence des paramètres macromécaniques des couches granulaires sur les transferts de charge que l'on peut observer dans le problème de la trappe. L'étude expérimentale révèle plusieurs amplitudes de transfert de charge qui suggère une corrélation de cette amplitude avec l'évolution de la résistance au cisaillement d'un assemblage granulaire avec les déformations qu'il subit (pic, état résiduel). Des modélisations numériques d'assemblages présentant des angles de frottement au pic et résiduels différents sont présentées ici.

Les assemblages étudiés peuvent être classés en deux familles se différenciant par les valeurs des modules de rigidité caractéristiques des lois de contact entre particules. Le module de rigidité normale du contact influence directement le module d'Young d'un assemblage donné de particules. Ainsi, la comparaison entre le comportement des couches granulaires des deux familles permettra l'étude de l'influence du module d'Young sur les transferts de charge.

Le niveau de rigidité κ des particules est un paramètre adimensionnel qui permet de quantifier l'interpénétration moyenne $\langle h \rangle$ des particules d'un assemblage rapportée au diamètre moyen $\langle d \rangle$ de ces particules [13, 14]. On peut ainsi à l'aide de ce paramètre comparer entre eux des assemblages de particules aussi bien réels qu'issus de la modélisation. Dans le cas de loi de contact linéaire, le niveau de rigidité est défini par

$$\kappa = \frac{\langle k_n \rangle}{\langle d \rangle P} = \frac{\langle d \rangle}{\langle h \rangle} \quad (3.14)$$

où $\langle k_n \rangle$ est la rigidité moyenne des contacts, P est la pression isotrope équivalente à la sollicitation subie par les particules. Ainsi Combe [13] a répertorié un certain nombre de valeurs de κ déduites de résultats expérimentaux dont on peut citer ici quelques exemples à titre de comparaison avec les valeurs adoptées pour les modélisations qui suivront. Ainsi un assemblage de cylindres de bois de 6 cm de longueur sous une pression de confinement de 50 kPa ont conduit à un coefficient $\kappa = 500$ [32, 7]. L'étude d'un assemblage de sphères aux propriétés proches de celles du verre ont permis d'estimer le coefficient à $\kappa = 5600$ avec une pression de confinement de 100 kPa [53].

Concernant l'étude numérique proposée, la première famille de particules se caractérise par un niveau de rigidité des grains $\kappa = 3125$. Le module de rigidité normal est égal à $K_n = 40.10^6 \text{ N.m}^{-2}$ et la rigidité tangentielle à $k_t = 0.75k_n$.

La seconde famille de particules se caractérise par un niveau de rigidité des grains $\kappa = 500$. Le module de rigidité normal est égal à $K_n = 6,4.10^6 \text{ N.m}^{-2}$ et la rigidité tangentielle à $k_t = 0.75k_n$.

Pour chacune des familles, plusieurs jeux de paramètres géométriques (forme, porosité) ou micromécaniques (μ) ont été utilisés. Ils sont répertoriés dans le Tab. 3.1 pour la première famille de particules et dans le Tab. 3.2 pour la seconde.

Méthode de caractérisation des assemblages granulaires

Il s'agit ici de caractériser la résistance au cisaillement des assemblages de particules et ce par simulation numérique discrète d'essai triaxiaux. Les essais triaxiaux ont été réalisés avec une contrainte de confinement $\sigma_2 = \sigma_3 = 5$ kPa sur des échantillons de $N = 8000$ particules. Deux angles de frottement ont pu être extraits de ces modélisations :

- l'angle de frottement au pic ϕ_p correspondant à des niveaux de déformation faibles,
- l'angle de frottement critique ϕ_r correspondant à des niveaux élevés de déformation.

Les courbes réponses des modélisations d'essais triaxiaux relatives à chaque jeu de paramètres de la première famille de particules ($\kappa = 3125$) sont données sur les Fig. 3.12, 3.14 et 3.13 (p. 91). Les ensembles de paramètres macromécaniques issus des modélisations effectuées sont récapitulés dans les Tab. 3.1 pour la première famille de particules ($\kappa = 3125$) et Tab.3.2 pour la seconde ($\kappa = 500$).

Les angles de frottement au pic ϕ_p de l'ensemble des assemblages modélisés couvrent une plage variant de 24.5° à 49.0° . De plus, une même forme de particule est associée à une valeur d'angle de frottement à l'état résiduel ϕ_r (variant entre 21.7° et 31.3°).

Exploitation des résultats

De manière analogue à l'étude expérimentale, les mesures de la pression agissant sur la trappe p^{brute} seront corrigées en fonction de la quantité de matériaux située sous le niveau initial de la trappe afin d'obtenir une pression corrigée p .

Concernant les tassements de surface de la couche granulaire, on a considéré ici la surface s comprise entre l'arase supérieure de la couche à l'état considéré et l'arase à l'état initial, projetée dans le plan vertical (Fig. 3.15). Dans la suite, et par souci de simplification, on appellera s le tassement de surface.

3.5.3 Confrontation aux résultats expérimentaux

L'aptitude de la Méthode des Éléments Discrets et plus précisément de la dynamique moléculaire à reproduire les phénomènes observés expérimentalement dans le problème de la trappe doit être vérifiée. Cette validation est possible si les simulations numériques du problème de la trappe permettent de reproduire, au travers notamment des trois phases caractéristiques du problème de la trappe qui ont été décrites dans la partie précédente :

TAB. 3.1 – Propriétés mécaniques des différents jeux de paramètres de la première famille de particules dont le niveau de rigidité $\kappa = 3125$.

dénomination	S_1	S_2	S_3	C_1^{20}	C_2^{20}	C_1^{95}	C_2^{95}
forme de particule	sphère			cluster 0.20d		cluster 0.95d	
η [-]	0.4010	0.3790	0.3550	0.354	0.300	0.4050	
η_{min} [-]		0.3474		0.2950		0.3466	
η_{max} [-]		0.4015		0.3940		0.4444	
μ [-]		1.466		1.466		0.521	1.466
E [MPa]	3.39	5.79	7.25	7.09	13.78	4.95	5.88
ν [-]	0.220	0.157	0.133	0.131	0.086	0.126	0.124
ϕ_p [°]	24.5	30.7	37.1	37.2	49.0	35.2	46.2
ϕ_r [°]	21.7	22.4	22.2	24.6	24.5	31.3	31.3
ψ [°]	7.6	13.0	17.0	21.8	31.2	8.3	24.3

TAB. 3.2 – Propriétés mécaniques des différents jeux de paramètres de la seconde famille de particules dont le niveau de rigidité $\kappa = 500$.

dénomination	S_4	C_3^{20}	C_3^{95}
forme de particule	sphère	cluster 0.20d	cluster 0.95d
η [-]	0.3550	0.354	0.4050
η_{min} [-]	0.3474	0.2950	0.3466
η_{max} [-]	0.4015	0.3940	0.4444
μ [-]	1.466	1.466	0.521
E [MPa]	0.71	0.71	1.00
ν [-]	0.275	0.208	0.108
ϕ_p [°]	37.1	37.2	35.2
ϕ_r [°]	22.9	24.6	31.3
ψ [°]	16.7	24.3	14.8

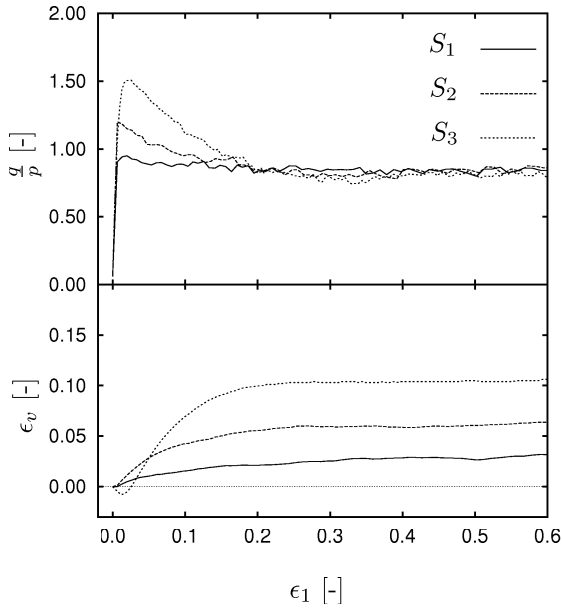


FIG. 3.12 – Courbes réponses des modélisations d’essais triaxiaux sur les assemblages de sphères pour les jeux de paramètres S_1 , S_2 et S_3 .

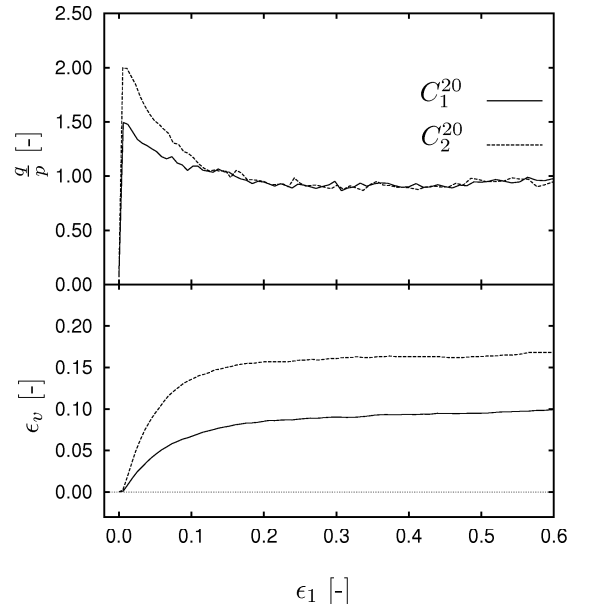


FIG. 3.13 – Courbes réponses des modélisations d’essais triaxiaux sur les assemblages de clusters $0.20d$ pour les jeux de paramètres C_1^{20} et C_2^{20} .

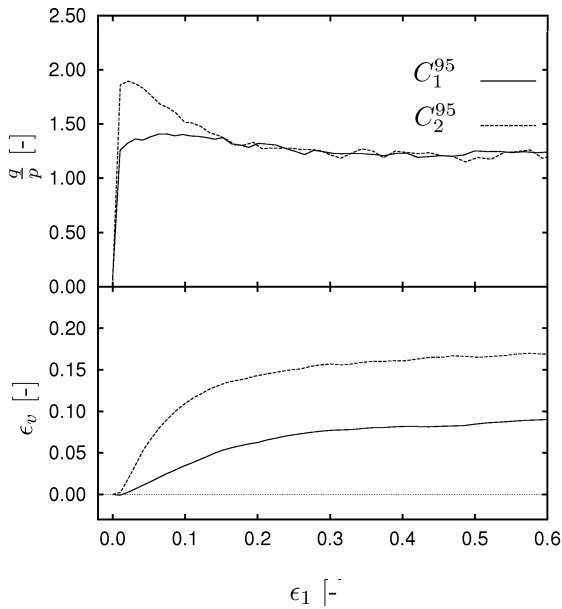


FIG. 3.14 – Courbes réponses des modélisations d’essais triaxiaux sur les assemblages de clusters $0.95d$ pour les jeux de paramètres C_1^{95} , et C_2^{95} .

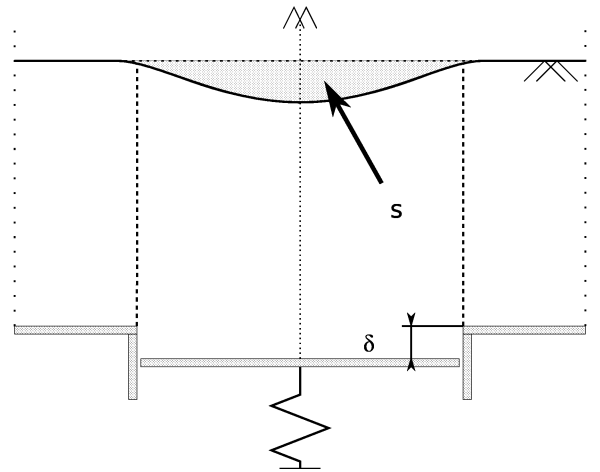


FIG. 3.15 – Définition de la surface s utilisée pour quantifier le tassement de surface des couches granulaires.

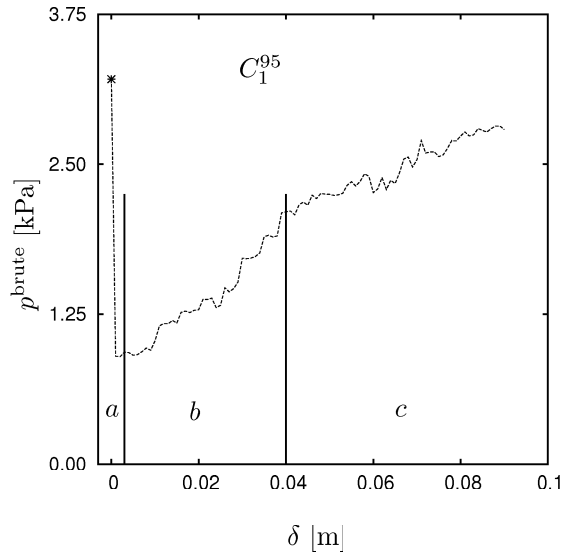


FIG. 3.16 – Variations de la pression non corrigée p_{brute} agissant sur la trappe en fonction du déplacement δ de la trappe pour le matériau C_1^{95} .

- la cinématique observée au cours des essais expérimentaux,
- les transferts de charge de manière quantitative.

La comparaison des résultats issus du modèle numérique avec les résultats expérimentaux se fera donc ici essentiellement au travers de l'identification de ces phases. L'identification de la cinématique des phases du comportement des couches granulaires au problème de la trappe a été faite à partir des déplacements verticaux observés dans l'épaisseur du massif. Un exemple de résultats donnant la pression brute p_{brute} agissant sur la trappe en fonction du déplacement de la trappe δ est donné sur la Fig. 3.16 pour le matériau C_1^{95} et pour lequel on retrouve les 3 phases observées dans l'étude expérimentale.

Phase de transfert de charge maximal

Au même titre que pour les essais expérimentaux, la pression agissant sur la trappe chute à une valeur $p_{\text{min}}^{\text{brute}}$ dès les premiers millimètres de déplacement de la trappe (Fig 3.16 phase (a)). Ce niveau de pression correspond au niveau minimal atteint. On peut donc identifier cette phase à la phase de transfert de charge maximal observée expérimentalement.

Pour expliciter la cinématique mise en jeu durant cette phase, le champ de déplacements dans la section verticale (plan (O, \vec{x}, \vec{z})) de la couche granulaire est présentée en Fig. 3.17(a) pour le matériau C_1^{95} pour un déplacement de la trappe $\delta = 0.001$ m. On

constate dans la section transversale de la couche granulaire une zone d'expansion de section triangulaire ayant comme base la trappe et dans laquelle les particules se déplacent beaucoup plus que dans le reste de la couche.

Phase transitoire

Une fois la valeur minimale p_{min}^{brute} atteinte, la pression p^{brute} augmente régulièrement avec δ et ce selon une première pente relativement importante (Fig 3.16.b). Cette augmentation a également été observée expérimentalement.

Du point de vue de la cinématique, cette phase correspond à une inclinaison progressive des plans délimitant la zone expansion vers la verticale (Fig. 3.17(b) et Fig. 3.17(c)).

Phase critique

Enfin, et de manière analogue aux observations expérimentales, on constate que l'alignement vertical des plans délimitant le massif glissant (Fig. 3.17(d)) coïncide avec une rupture de pente dans l'évolution de la pression p^{brute} en fonction de δ (Fig 3.16.c), ce qui permet de définir la valeur de la pression critique. Au-delà de la pression critique, la pression corrigée p agissant sur la trappe atteint un palier durant cette phase (Fig. 3.18).

La décomposition de la réponse de la couche granulaire en fonction du déplacement δ selon les trois phases décrites précédemment a été illustrée ici avec le cas d'une couche granulaire de type C_1^{95} . À noter que cette décomposition reste valable pour toutes les autres couches granulaires étudiées. La Fig. 3.18 montre la variation des pressions brutes p^{brute} et corrigées p en fonction de δ pour l'ensemble des jeux de paramètres de la première famille de particules ($\kappa = 3125$).

L'adéquation entre les résultats expérimentaux et numériques relatifs aux phénomènes mis en jeu du point de vue cinématique mais aussi du point de vue de l'évolution des pressions permet de valider l'aptitude de l'outil numérique utilisé à reproduire correctement les mécanismes de transferts de charge dans les couches granulaires soumises à un déplacement relatif à leur base.

3.5.4 Effet des paramètres mécaniques

La réponse d'un matériau granulaire à une sollicitation telle que celle du problème de la trappe est reliée essentiellement au comportement de ce matériau vis-à-vis du cisaillement. Les modèles analytiques présentés dans la Section 2.2 prennent en compte cette résistance au cisaillement au travers de l'angle de frottement du matériau ; à ce propos, certaines

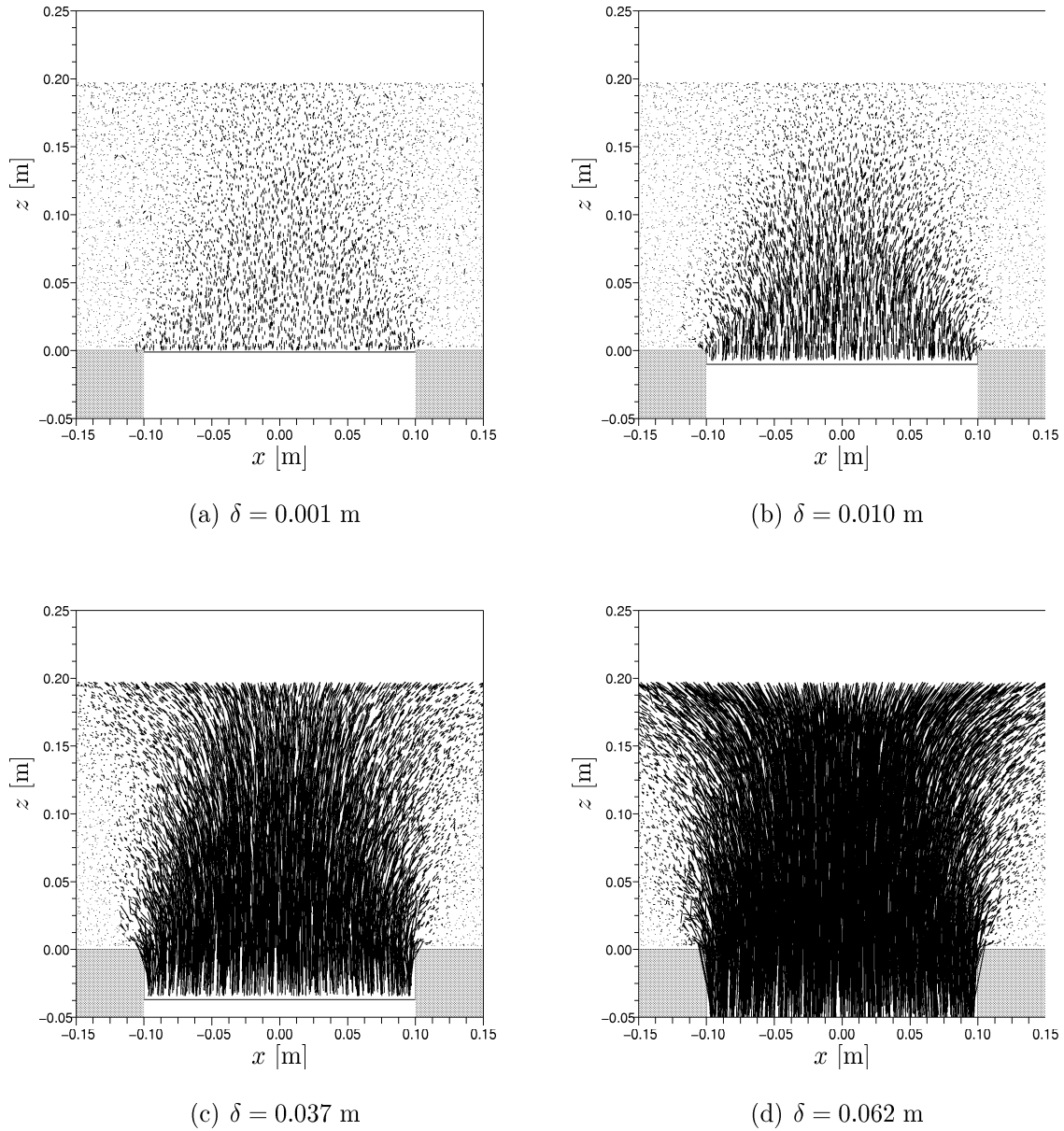


FIG. 3.17 – Champ de déplacements de l’ensemble des particules du massif pour la couche C_1^{95} , pour différentes valeurs de δ dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (pour $\delta = 0.001$ m, la norme des vecteurs est équivalente à 2.5 fois le déplacement de la particule considérée).

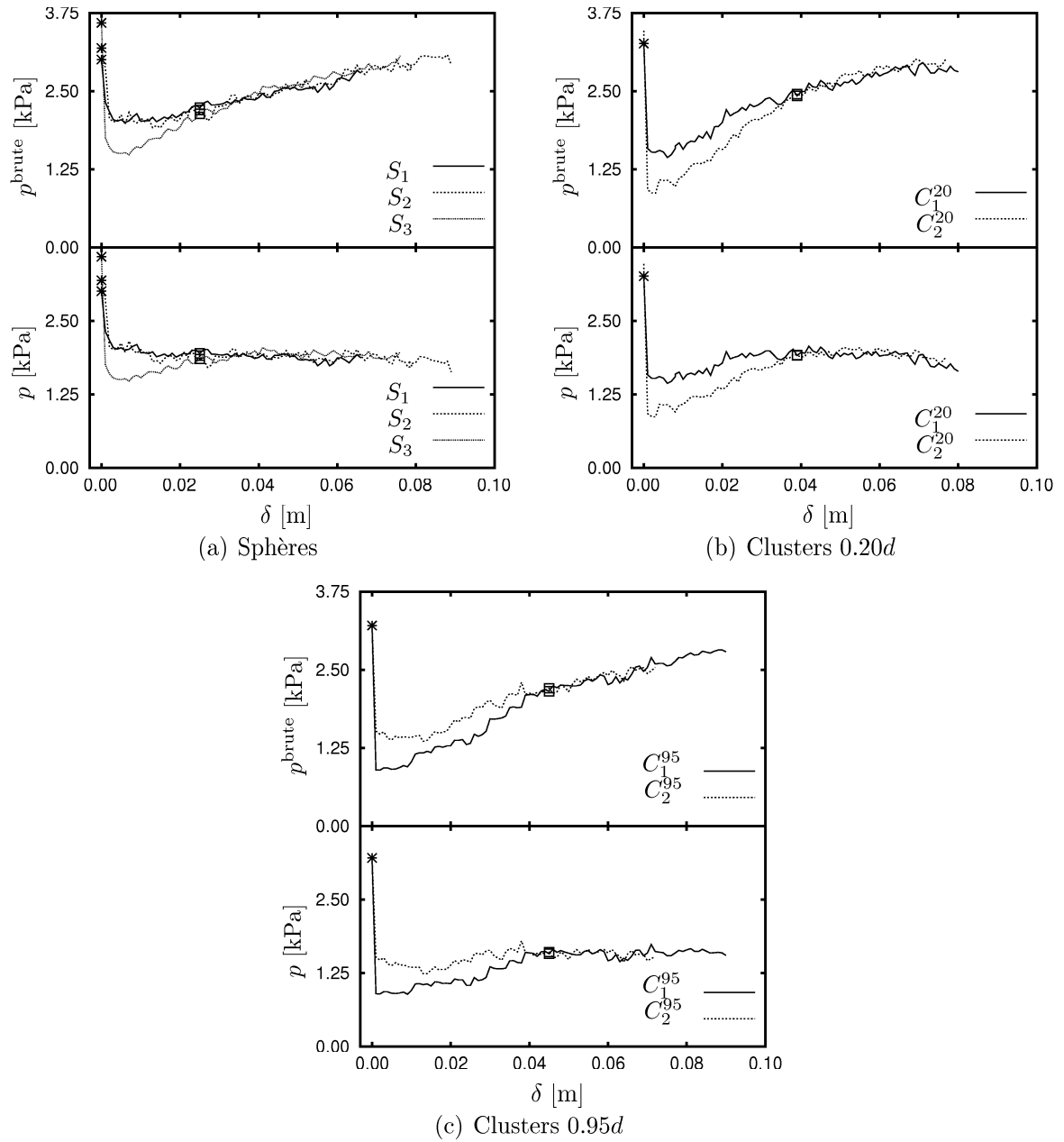


FIG. 3.18 – Variations de la pression (brute et corrigée) en fonction de δ pour les couches granulaires de la première famille ($\kappa = 3125$).

méthodes [55] sont plus explicites que d'autres [36, 23] sur l'angle de frottement qu'elles considèrent à savoir l'angle de frottement au pic ϕ_p ou l'angle de frottement résiduel ϕ_r .

L'objectif de cette section est de tirer parti de la capacité du modèle numérique à contrôler parfaitement les paramètres micro- comme macro-mécaniques des assemblages pour en étudier l'influence sur la réponse des couches granulaires au problème de la trappe. On étudiera successivement l'influence :

- du module d'Young tangent initial,
- de l'angle de frottement au pic ϕ_p ,
- de l'angle de frottement résiduel ϕ_r .

Module d'élasticité

Il est vrai qu'aucune méthode analytique de prédiction des transferts de charges ne prend en compte le module d'élasticité du matériau. On peut cependant remarquer que certaines méthodes numériques (aux éléments finis notamment) montrent des transferts de charge sensibles à ce paramètre.

Les deux familles de jeux de paramètres considérées dans cette étude (Tab. 3.1 et 3.2) permettent d'isoler des couples d'assemblages ne variant que par le niveau de rigidité de leurs particules ($\kappa = 3125$ pour la première famille et $\kappa = 500$ pour la seconde). Ainsi, ces assemblages présentent des caractéristiques mécaniques en élasticité différentes tout en conservant des caractéristiques de résistance au cisaillement similaires.

Comme le montre la Fig. 3.19, l'influence du module d'Young tangent initial sur la réponse de la couche granulaire tant sur le plan des transferts de charge que sur les tassements de surface n'est pas manifeste. Les valeurs remarquables de la courbe réponse (p_{min} et p_c) qui figurent dans le Tab. 3.3 montrent peu de différences pour un même type de particule. De plus, ces différences, en fonction du module d'élasticité, n'agissent pas systématiquement dans le même sens. Il faut donc plus les attribuer à une dispersion des résultats qu'à une réelle influence du module d'Young tangent initial.

Angle de frottement au pic

Même si les résultats expérimentaux ont permis de constater que la pression minimale p_{min} diminue lorsque l'angle de frottement au pic ϕ_p augmente, le contrôle des caractéristiques mécaniques qu'autorisent les méthodes numériques et plus particulièrement le modèle utilisé va permettre de préciser les observations expérimentales. Cette partie de l'étude numérique s'attache donc à identifier et confirmer l'influence des paramètres de résistance en cisaillement usuels (ϕ_p, ϕ_r) sur la réponse mécanique d'une couche granulaire

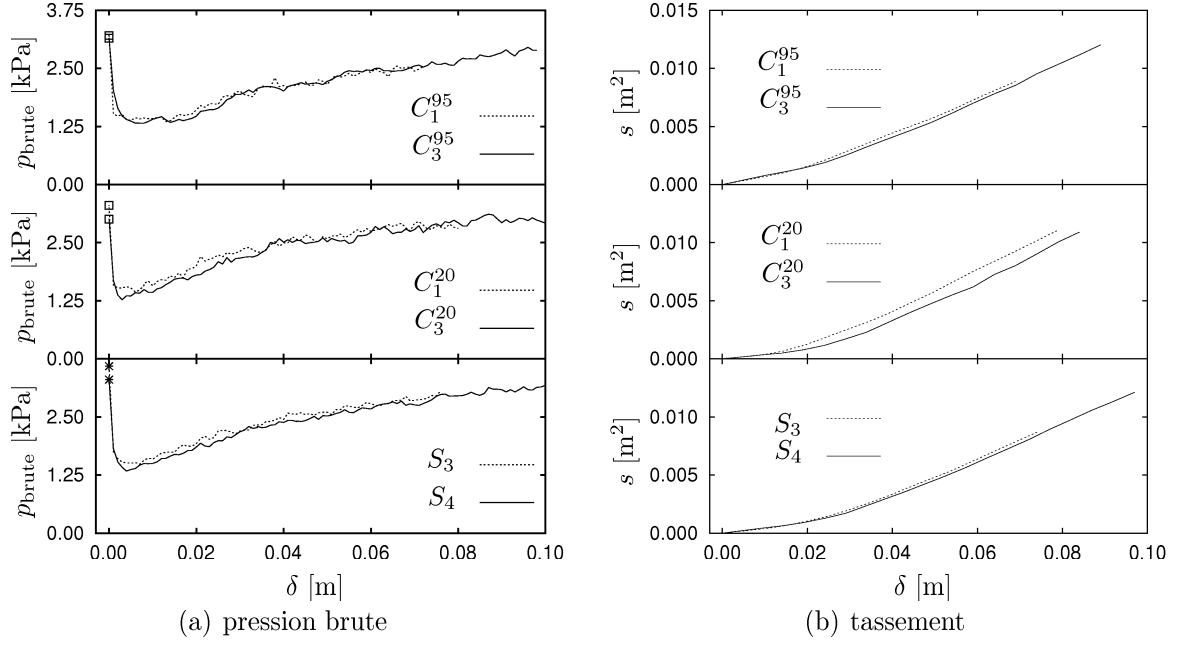


FIG. 3.19 – Pression p et tassement de surface s en fonction de δ pour deux niveaux de rigidité de particules κ pour les sphères, clusters $0.20d$ et $0.95d$.

TAB. 3.3 – Valeurs remarquables de la pression corrigée p pour 2 niveaux de rigidité $\kappa = 3125$ et $\kappa = 500$.

	S		C^{20}		C^{95}	
	S_3	S_4	C_1^{20}	C_3^{20}	C_1^{95}	C_3^{95}
κ	3125	500	3125	500	3125	500
E MPa	7.25	0.71	7.09	0.71	4.95	1.00
p_{min} [kPa]	1.479	1.336	1.439	1.273	1.242	1.279
p_c [kPa]	1.911	1.701	1.913	2.068	1.579	1.558

soumise au problème de la trappe.

Plusieurs couches granulaires ont été testées afin de répondre à cette question. Comme le montrent les Tab. 3.1 et 3.2, à chaque type de particule (sphères, clusters $0.20d$ et clusters $0.95d$) peut être associé un angle de frottement résiduel ϕ_r . Pour des assemblages granulaires constitués de particules de même type, une variation de la porosité η ou du coefficient de frottement de contact μ permet d'obtenir des couches granulaires présentant des angles de frottement au pic ϕ_p différents.

On comparera ici les résultats obtenus pour les couches granulaires suivantes :

- pour les sphères : les jeux de paramètres S_1 , S_2 et S_3 ,
- pour les clusters $0.20d$: les jeux de paramètres C_2^{20} et C_3^{20} ,
- pour les clusters $0.95d$: les jeux de paramètres C_2^{95} et C_3^{95} ,

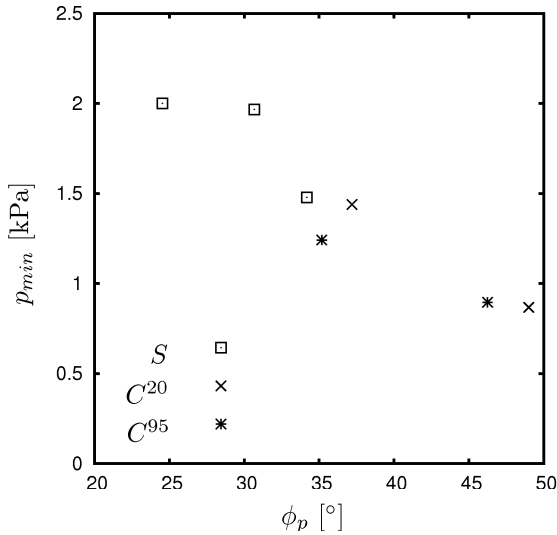


FIG. 3.20 – Influence de l'angle de frottement au pic ϕ_p sur la pression minimale p_{min} mesurée sur la trappe pour les différents échantillons testés.

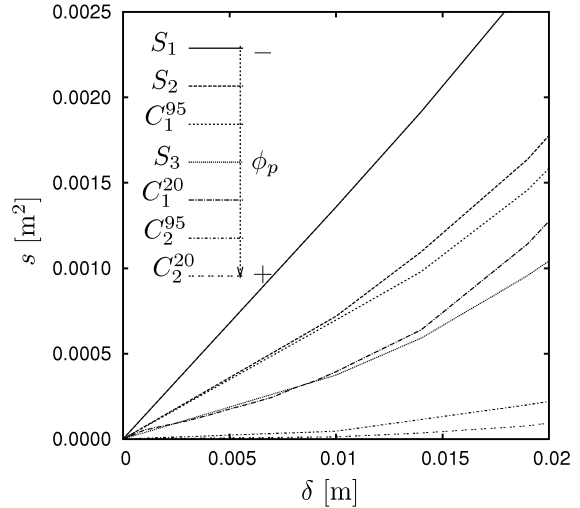


FIG. 3.21 – Tassement de surface s en fonction de δ pour la phase de transfert de charge maximal.

L'évolution de p_{min} en fonction de ϕ_p est donnée sur la Fig. 3.20 pour l'ensemble des géométries de particules étudiées. On constate que la relation entre la pression minimale mesurée sur la trappe p_{min} et l'angle de frottement au pic ϕ_p est conforme aux observations expérimentales : p_{min} diminue lorsque ϕ_p augmente. De plus, la diminution de p_{min} avec δ semble n'être liée qu'à la valeur de l'angle de frottement au pic ϕ_p et ce indifféremment de la forme des particules. En effet l'alignement des points de mesures de la Fig. 3.20 ne permettent pas de mettre en évidence un quelconque effet de forme. Par exemple, les assemblages S_3 , C_1^{20} et C_1^{95} donnent des pressions minimales très proches en dépit des

formes de particules très différentes qui les constituent : ces assemblages présentent des angles de frottement au pic très proches.

De plus, le fait que les couches granulaires constituées de particules de forme identique présentent un même angle de frottement résiduel ϕ_r discrimine l'hypothèse de l'influence de ϕ_r sur p_{min} .

Angle de frottement résiduel

De la même manière que l'angle de frottement au pic peut être relié à la phase de transfert de charge maximal du fait des très faibles déplacements mis en jeu au cours de cette phase, on s'intéresse ici à la relation entre la pression p_c agissant sur la trappe au cours de la phase critique et l'angle de frottement résiduel ϕ_r . On a retenu pour valeur de p_c la valeur de la pression p obtenue au début du palier de la courbe p en fonction de δ .

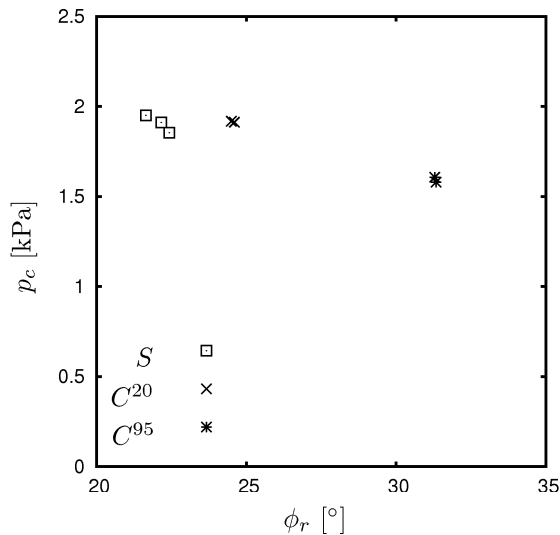


FIG. 3.22 – Influence de l'angle de frottement résiduel ϕ_r sur la pression p_c mesurée pour $\delta \in [0.05, 0.06]$ (m).

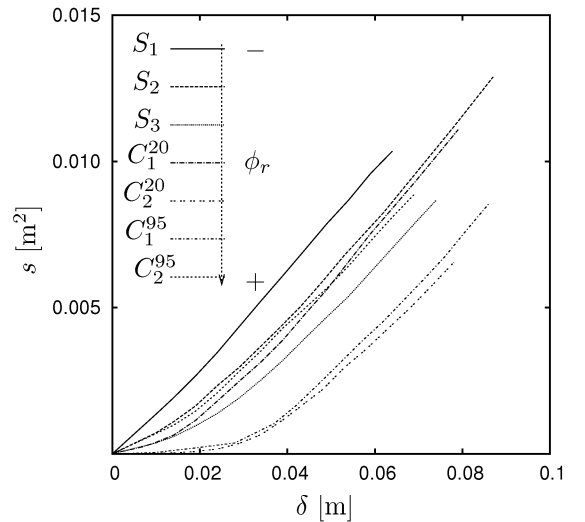


FIG. 3.23 – Tassement de surface s en fonction de δ .

Parmi tous les assemblages de la première famille granulaire, on remarque (Tab. 3.1 et Tab. 3.2) qu'à chaque forme de particule correspond un angle de frottement résiduel ϕ_r :

- pour les sphères : $\phi_r = 22.1^\circ$,
- pour les clusters $0.20d$: $\phi_r = 24.5^\circ$,
- pour les clusters $0.95d$: $\phi_r = 31.3^\circ$.

Les variations de p_c en fonction de ϕ_r et l'évolution des tassements de surface s en fonction de δ sont données respectivement sur les Fig. 3.22 et Fig. 3.23 pour les différents matériaux

modélisés. Les résultats obtenus permettent de dégager un seuil d'angle de frottement résiduel $\phi_r = 25^\circ$, en deçà duquel p_c semble quasiment constante. Au-delà de ce seuil, p_c diminue lorsque ϕ_r augmente.

En comparant les résultats des Fig. 3.20 et Fig. 3.22, on peut remarquer que p_c varie beaucoup moins avec ϕ_r que p_{min} avec ϕ_p , en effet,

$$\frac{\max(p_c)}{\min(p_c)} = 1.21 \quad (3.15)$$

alors que pour la phase de transfert de charge maximal :

$$\frac{\max(p_{min})}{\min(p_{min})} = 2.31. \quad (3.16)$$

En règle générale, pour un déplacement de la trappe donné, le tassement de surface diminue lorsque l'angle de frottement ϕ_p ou ϕ_r augmente.

3.5.5 Aspects micro-mécaniques

Au-delà de sa capacité à rendre compte du comportement mécanique global des matériaux granulaires, la Méthode des Éléments Discrets permet d'étudier les mécanismes aussi bien à l'échelle de l'assemblage qu'à l'échelle locale du contact. L'échelle locale porte souvent l'explication macroscopique des phénomènes observés. Ainsi par exemple, il a été montré [38, 46, 1] que le réseau des forces de contact associé à un assemblage de particules sphériques peut se décomposer en deux sous-réseaux complémentaires :

- un réseau des forces d'intensité supérieure à la force moyenne, supportant la sollicitation déviatorique appliquée à l'assemblage,
- un réseau des forces faibles, contribuant à la pression moyenne dans l'assemblage.

L'étude expérimentale dont les résultats sont présentés dans la section 2.3 a montré une différence de comportement entre les matériaux de type sable (S_f et S_c) et les matériaux de type gravier (G_f et G_c). Les caractéristiques mécaniques de chacun de ces matériaux sont différentes, ce qui peut expliquer, à la lumière de l'étude numérique qui précède, les réponses différentes qu'ils permettent d'obtenir. Cependant, le paramètre de forme des particules ne doit pas être écarté, c'est donc l'objet de cette partie que d'essayer de mettre en évidence le rôle de la forme des particules sur la réponse de la couche granulaire au problème de la trappe.

D'un point de vue de la modélisation numérique discrète, l'utilisation de particules de formes complexes telles que les clusters est primordiale. Sans elles, la résistance au

cisaillement que l'on peut espérer atteindre avec des sphères en conservant un ensemble de lois de contacts simples ne suffirait pas pour rendre compte des caractéristiques mécaniques des matériaux réels. Même s'il existe des moyens artificiels pour augmenter la résistance au cisaillement d'un ensemble de particules en introduisant par exemple une résistance au roulement [25] voire même un blocage complet des rotations des particules, la complexification de la forme demeure un des moyens le plus naturel.

La concavité des particules telles que les clusters engendre un nombre de contacts plus important et une certaine imbrication des particules [42] qui a pour conséquence d'augmenter les caractéristiques mécaniques des assemblages (et en particulier leur résistance au cisaillement). En effet, la concavité des particules autorise plus d'un contact entre deux particules : par exemple pour des clusters constitués de deux sphères, 4 contacts peuvent exister entre deux particules. Alors que l'étude macromécanique des résultats numériques invite à penser que seuls les paramètres macromécaniques des assemblages (ϕ_p et ϕ_r) pilotent la réponse des couches granulaires au problème de la trappe, ceci doit être également étudié au niveau micromécanique.

Analyse locale des contraintes

Afin de quantifier un éventuel effet de forme des particules sur les mécanismes locaux, nous allons nous intéresser à la répartition et à la direction des contraintes principales au sein des couches granulaires. Des tenseurs locaux de contraintes ont donc été calculés à l'aide de la formule de Cauchy-Poisson qui donne

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{N_c} F^i l^j \quad (3.17)$$

avec N_c le nombre de contact dans le volume V , F^i la projection de la force de contact \mathbf{F} sur l'axe i et l^j la projection du vecteur-branche \mathbf{l} sur l'axe j avec $i = x, y, z$ et $j = x, y, z$. Le vecteur-branche \mathbf{l} est défini comme reliant les centres de masse des éléments en contact.

L'ensemble de la couche granulaire a été divisé en volumes V parallélépipédiques de section carrée 2.5×2.5 mm dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) et de longueur égale à la profondeur de la boîte-test (L). Chacun de ces volumes contient entre 170 et 320 contacts selon la forme des particules et la porosité considérée. Par ailleurs, l'application de cette formule au volume total de la cuve a permis de retrouver les contraintes sur les différentes faces de la cuve et donc de vérifier la pertinence de son utilisation.

Analyse locale des déformations

L'objectif de l'étude des déformations est de détecter d'éventuelles différences entre les

matériaux concernant leurs schémas de localisation de la déformation. Une tessellation de Delaunay a été réalisée sur la couche granulaire ; on en a déduit un ensemble de tétraèdres dont les vecteurs-branches en constituent les arêtes.

Le champ de déplacements d'un tétraèdre entre deux configurations données permet de calculer le tenseur de déformations associé [16, 43]. On peut ainsi écrire

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\left\langle \frac{\partial u_i}{\partial j} \right\rangle + \left\langle \frac{\partial u_j}{\partial i} \right\rangle \right), \text{ avec } i = x, y, z \text{ et } j = x, y, z, \quad (3.18)$$

où \mathbf{u} est le champ de déplacements du tétraèdre entre les configurations considérées. Le gradient moyen du champ de déplacements \mathbf{u} du tétraèdre peut être calculé par

$$\left\langle \frac{\partial u_i}{\partial j} \right\rangle = \frac{1}{V} \int_V \frac{\partial u_i}{\partial j} dv \quad (3.19)$$

où V est le volume du tétraèdre. D'après le théorème de Green-Gauss, on a

$$\int_V \frac{\partial u_i}{\partial j} dv = \int_{\partial V} u_i n_j ds \quad (3.20)$$

avec n_j la normale extérieure au contour fermé ∂V de V . En faisant l'hypothèse d'un champ de déplacements \mathbf{u} linéaire entre les sommets du tétraèdre, le tenseur de déformation associé au tétraèdre peut s'écrire

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2V} \sum_{\text{faces}} \left[\left(\int_S u_i ds \right) n_j + \left(\int_S u_j ds \right) n_i \right] \quad (3.21)$$

De ce tenseur est extrait le premier invariant $I_{1\epsilon}$ donnant la déformation volumique et défini par

$$I_{1\epsilon} = Tr(\underline{\underline{\epsilon}}) \quad (3.22)$$

et le second invariant $I_{2\epsilon}$ donnant l'intensité de la déformation de cisaillement et défini par

$$I_{2\epsilon} = \frac{1}{2} \left(Tr(\underline{\underline{\epsilon}})^2 + Tr(\underline{\underline{\epsilon}}^2) \right). \quad (3.23)$$

Étant donné la distinction fondamentale qui a été observée au niveau macroscopique entre la phase de transfert de charge maximal et la phase critique sur le plan des transferts de charge mais également au niveau des caractéristiques mécaniques reliées à chacune de ces phases, elle sont étudiées séparément.

3.5.5.1 Étude de la phase de transfert de charge maximal

Influence de la forme sur le faciès de transfert de charge

Afin de dégager une éventuelle influence de la forme des particules sur les schémas de localisation de la déformation et sur la répartition des contraintes dans la couche granulaire, indépendamment de la valeur de l'angle de frottement ϕ_p du matériau, une comparaison est réalisée pour les matériaux S_3 , C_1^{20} et C_1^{95} qui présentent à la fois des valeurs de ϕ_p et de pression minimale p_{min} très proches.

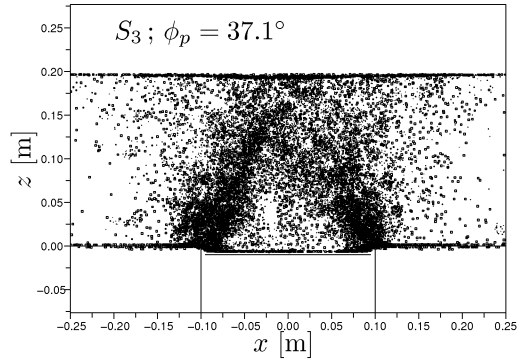
On a représenté sur les Fig. 3.24 la distribution des valeurs de la déformation de cisaillement $I_{2\epsilon}$ et sur la Fig. 3.25 l'orientation des directions principales, dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) , pour les matériaux S_3 , C_1^{20} et C_1^{95} . Concernant la distribution de la déformation de cisaillement (Fig. 3.24), on remarque, pour chaque matériau, qu'elle est localisée dans deux bandes partant chacune d'une extrémité de la trappe. Ces deux bandes sont plus ou moins inclinées et orientées vers l'axe de symétrie de la trappe. Elles forment ainsi un schéma apparenté à une voûte. Bien que de très légères différences dans l'inclinaison des bandes mais aussi sur leur largeur existent, on peut difficilement mettre en évidence ici une tendance nette permettant de différencier les trois matériaux.

La distribution des directions principales de contraintes (Fig. 3.25) ne permet pas non plus de dégager un effet de la forme des particules. Les variations d'inclinaisons des directions principales pour les trois matériaux marquent une nouvelle fois le motif de la voûte : de part et d'autre de la trappe, les directions principales majeures de contraintes sont subverticales et horizontales au niveau du sommet de la voûte.

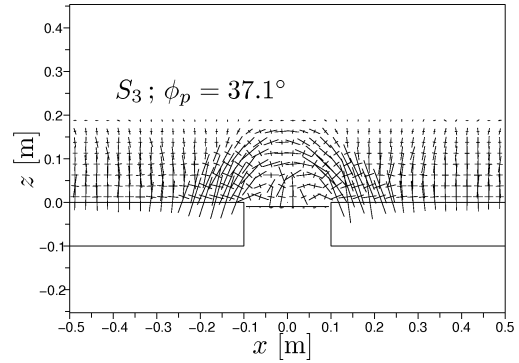
L'absence d'effet de forme des particules pour des assemblages présentant un même angle de frottement au pic ϕ_p confirme l'hypothèse selon laquelle, à géométrie donnée, seul l'angle de frottement au pic ϕ_p pilote la phase de transfert de charge maximal. De plus, on peut également souligner ici que les plans de glissement tels qu'ils sont définis dans l'ensemble des méthodes analytiques ne constituent en aucun cas des plans principaux de contraintes pour la phase de transfert de charge maximal.

Influence de l'angle de frottement sur le faciès de transfert de charge

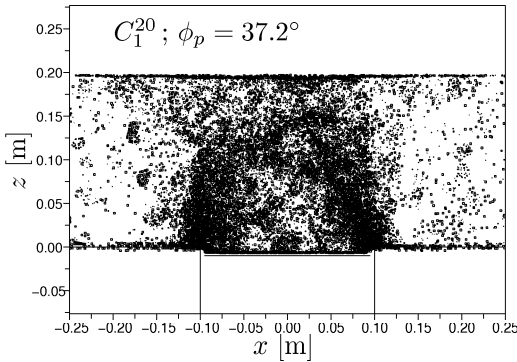
Le paramètre que constitue l'angle de frottement au pic ϕ_p du matériau s'avère être le pilote des phénomènes de transfert de charge dans une couche granulaire, au moins pour ce qui est de la première phase. On s'intéresse ici à l'influence de l'angle de frottement au pic ϕ_p sur le faciès des transferts de charge tels qu'ils se manifestent au niveau micromécanique. Les Fig. 3.24 et 3.25 mettaient en évidence un faciès du transfert de charge dont la forme s'apparente à une voûte, et ce pour un même angle de frottement. Les Fig. 3.26 et 3.27 montrent la distribution de la déformation de cisaillement $I_{2\epsilon}$ d'une part et l'évo-



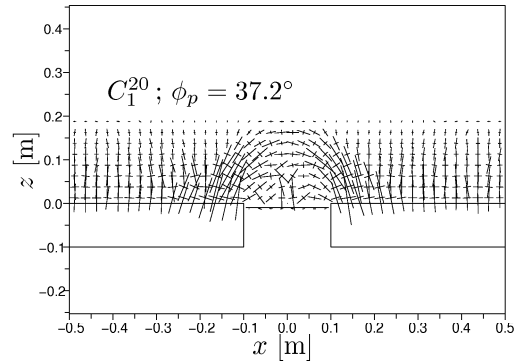
(a) S_3



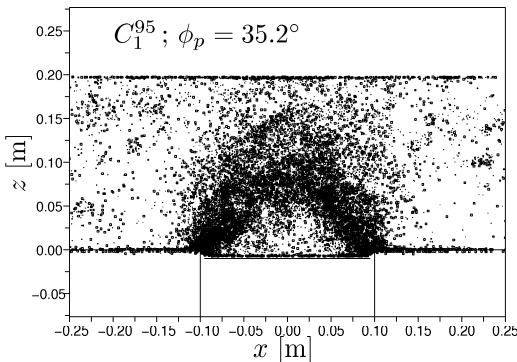
(a) S_3



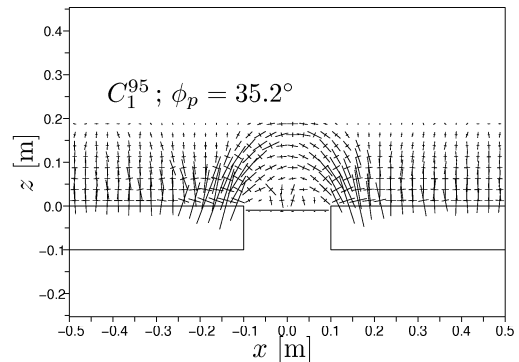
(b) C_1^{20}



(b) C_1^{20}



(c) C_1^{95}



(c) C_1^{95}

FIG. 3.24 – Influence de la forme des particules sur la distribution du second invariant du tenseur de déformation $I_{2\epsilon} \geq 0.015$ dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (phase de transfert de charge maximal).

FIG. 3.25 – Influence de la forme sur les directions principales des contraintes dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (phase de transfert de charge maximal).

lution des directions principales de contraintes d'autre part pour 3 angles de frottement au pic ϕ_p couvrant la plage étudiée :

- S_1 avec un angle de frottement $\phi_p = 24.5^\circ$,
- C_1^{95} avec un angle de frottement $\phi_p = 35.2^\circ$,
- C_2^{20} avec un angle de frottement $\phi_p = 49.0^\circ$.

On note, sur les Fig. 3.26 et 3.27, une nette influence de l'angle de frottement au pic ϕ_p sur le faciès des transferts de charge dans la section verticale de la couche granulaire. Plus l'angle de frottement au pic est important, plus la déformation de cisaillement est localisée dans la partie basse de la couche (Fig. 3.26) : la perturbation de l'assemblage granulaire par le déplacement de la trappe est donc d'autant plus faible que ϕ_p est grand. Ainsi, pour l'angle de frottement au pic le plus faible, le motif de voûte observé précédemment n'est plus présent.

D'autre part, les directions principales de contrainte sont également marquées par la variation d'angle de frottement au pic. Pour $\phi_p = 49^\circ$ (Fig. 3.27(c)), on retrouve un motif de voûte très marqué avec, au niveau de l'axe de symétrie de la trappe, une direction principale majeure orientée horizontalement, et ce sur toute la hauteur de la couche. Au contraire on note pour $\phi_p = 24.5^\circ$ (Fig. 3.27(a)), un désordre important dans les directions principales de contraintes au droit de la trappe, si bien que le motif de voûte est beaucoup moins marqué. Pour l'angle de frottement intermédiaire $\phi_p = 35.2^\circ$ (Fig. 3.27(b)), le motif de voûte est clairement identifié. On note cependant que la direction principale majeure de contrainte immédiatement au-dessus de la trappe est verticale.

3.5.5.2 Étude de la phase critique

La phase critique telle que nous l'avons définie précédemment correspond d'un point de vue cinématique au glissement vertical de la partie de la couche granulaire située au droit de la trappe. Le paramètre influençant le comportement des couches granulaires dans cette phase est l'angle de frottement à l'état résiduel ϕ_r , même s'il est vrai que ce dernier couvre une plage beaucoup moins grande que ϕ_p .

Parmi l'ensemble des assemblages testés, nous avons vu que chacune des formes de particules est dans notre cas associée à une valeur d'angle de frottement résiduel donné ϕ_r . Nous allons donc comparer les faciès de transfert de charge obtenus pour chaque forme de particules en comparant les assemblages :

- S_1 et S_3 ($\phi_r = 21.7^\circ$ et $\phi_r = 22.2^\circ$),
- C_1^{20} et C_2^{20} ($\phi_r = 24.6^\circ$ et $\phi_r = 24.5^\circ$),
- C_1^{95} et C_2^{95} ($\phi_r = 31.3^\circ$).

La Figure 3.28 montre pour chacun de ces assemblages la distribution de la déformation

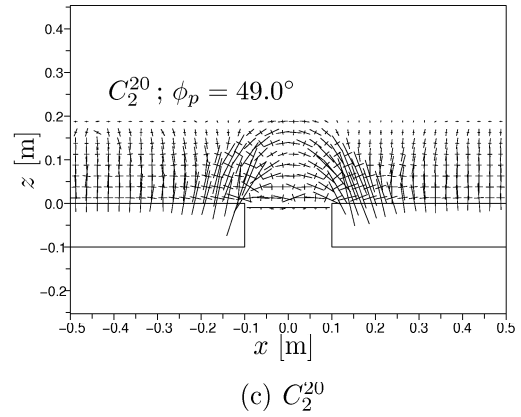
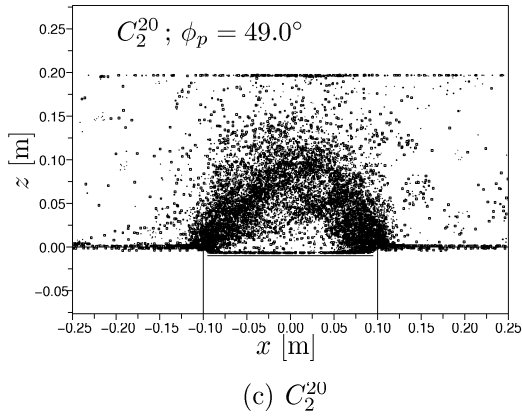
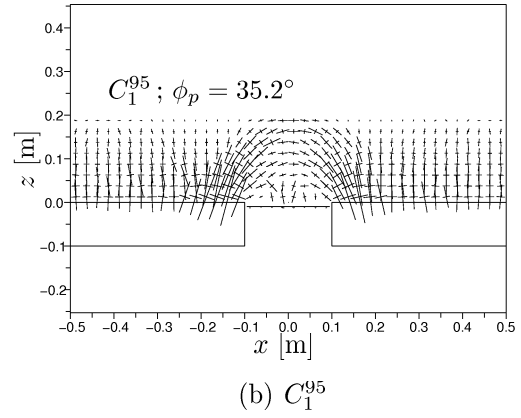
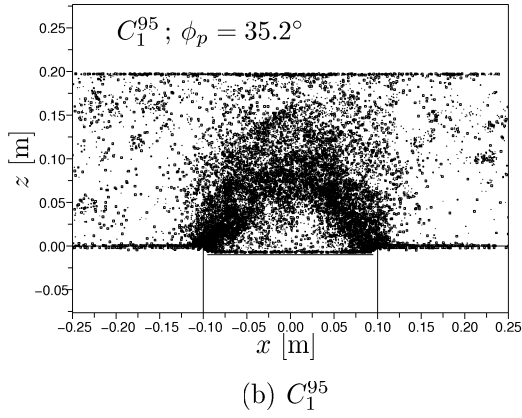
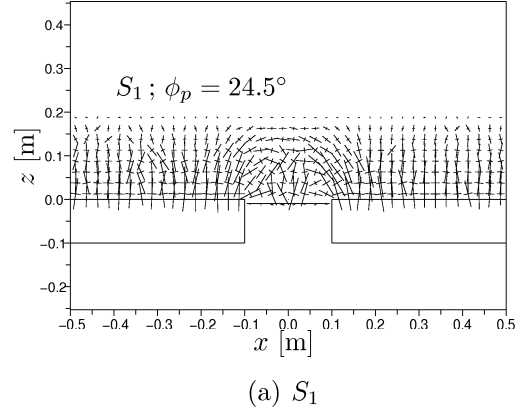
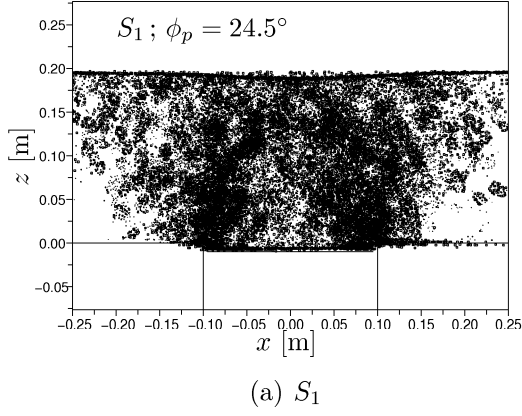


FIG. 3.26 – Influence de ϕ_p sur la distribution du second invariant du tenseur de déformation $I_{2\epsilon} \geq 0.015$ dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (phase de transfert de charge maximal).

FIG. 3.27 – Influence de ϕ_p sur les directions principales des contraintes dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) (phase de transfert de charge maximal).

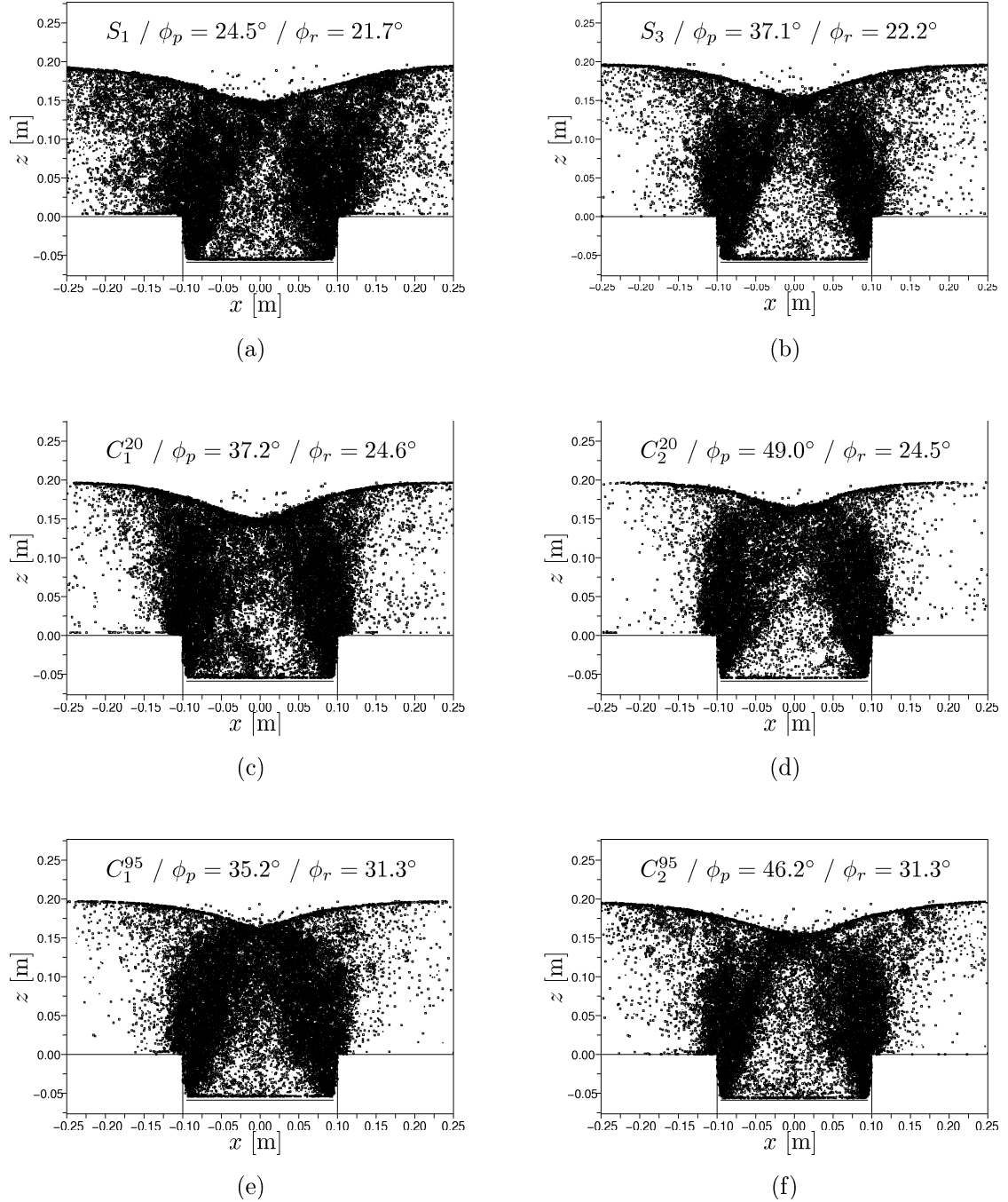


FIG. 3.28 – Influence des angles de frottement ϕ_p et ϕ_r sur la distribution du second invariant du tenseur de déformation $I_{2\epsilon} \geq 0.15$ dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) pour un déplacement de la trappe $\delta = 59$ mm (phase critique).

de cisaillement ($I_{2\epsilon} \geq 0.15$) dans le plan (O, \vec{x}, \vec{z}) pour un déplacement de la trappe $\delta = 59$ mm. Lors de la phase critique, les zones dans lesquelles les déformations de cisaillement étaient concentrées voient leurs orientations modifiées. En effet, ces zones ne coïncident plus avec le schéma de voûte obtenu durant la phase de transfert de charge maximal. Une bande de cisaillement part de chaque extrémité de la trappe pour rejoindre la surface avec une inclinaison subverticale. Ces deux bandes délimitent trois zones au sein desquelles la déformation de cisaillement est faible (Fig. 3.29, p. 108) et pour lesquelles les directions principales de contraintes majeure et mineure sont respectivement verticales et horizontales (Fig. 3.30, p.109).

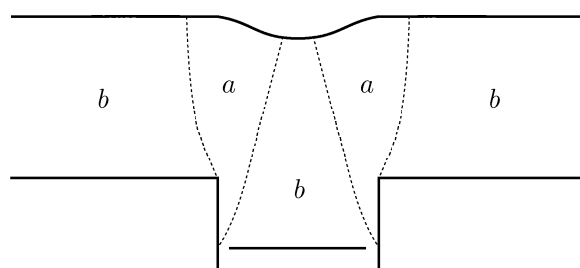


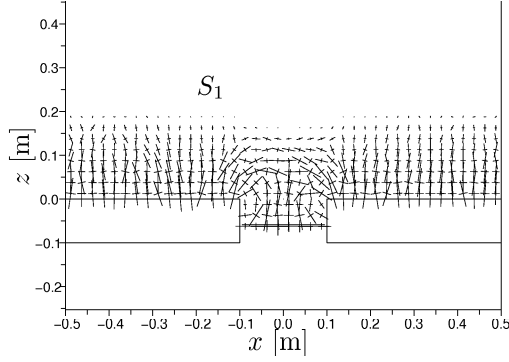
FIG. 3.29 – Délimitation des zones de localisation de la déformation de cisaillement : (a) zones fortement cisailées, (b) zone très peu cisailée (phase critique).

Sur la Fig. 3.28, on remarque que pour un même angle de frottement critique ϕ_c , les zones peu perturbées sont d'autant plus marquées que l'angle de frottement au pic ϕ_p est important. Outre ces observations, l'influence de ϕ_p sur le faciès de transfert de charge demeure minime.

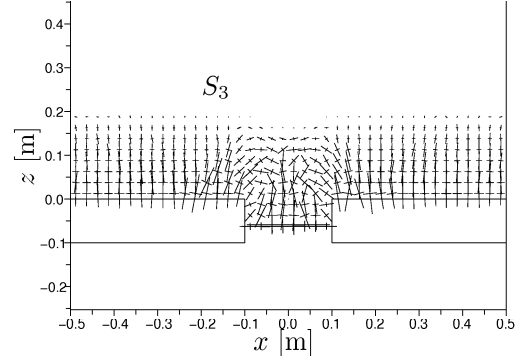
En règle générale, les observations du comportement micromécanique des couches granulaires modélisées sont en accord avec les observations issues de la cinématique observée expérimentalement. Ainsi, le schéma classique adopté pour décrire le problème de la trappe est donc bien valable pour la phase critique mais en aucun cas pour la phase de transfert de charge maximal, pour laquelle un véritable effet voûte peut être mobilisé, moyennant un angle de frottement au pic ϕ_p suffisant. De plus, assez peu de différences ont été observées durant la phase critique en terme de faciès de transfert de charge en fonction de l'angle de frottement résiduel ϕ_r .

3.5.6 Bilan de l'étude numérique

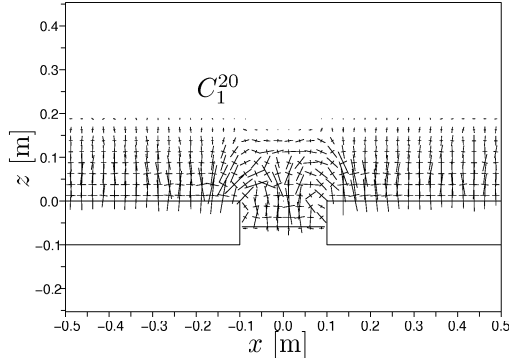
La modélisation numérique du problème de la trappe pour une configuration géométrique analogue à celle adoptée pour les essais expérimentaux apporte de nombreuses réponses. Tout d'abord, même si l'objectif n'était pas de reproduire quantitativement les



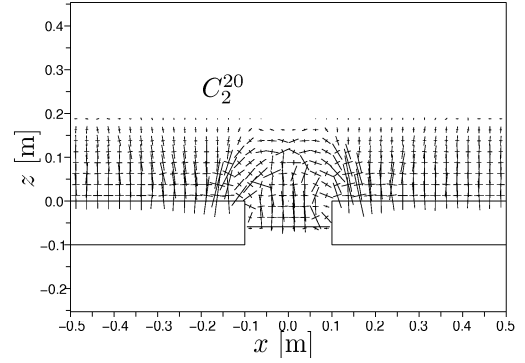
(a) $S_1 / \phi_p = 24.5^\circ / \phi_r = 21.7^\circ$



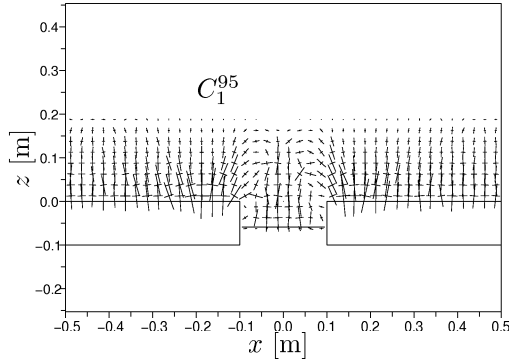
(b) $S_3 / \phi_p = 37.1^\circ / \phi_r = 22.2^\circ$



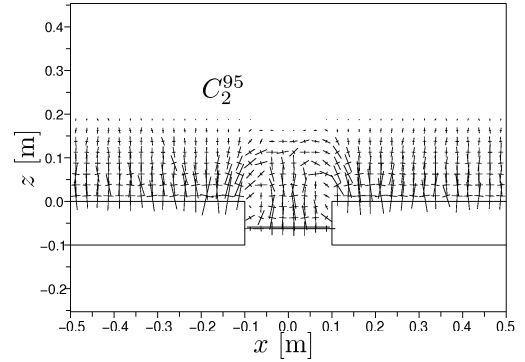
(c) $C_1^{20} / \phi_p = 37.2^\circ / \phi_r = 24.6^\circ$



(d) $C_2^{20} / \phi_p = 49.0^\circ / \phi_r = 24.5^\circ$



(e) $C_1^{95} / \phi_p = 35.2^\circ / \phi_r = 31.3^\circ$



(f) $C_2^{95} / \phi_p = 46.2^\circ / \phi_r = 31.3^\circ$

FIG. 3.30 – Influence des angles de frottement ϕ_p et ϕ_r sur les directions principales de contraintes dans la couche granulaire, pour la phase critique.

essais expérimentaux, on peut tout de même souligner que les caractéristiques d'un essai à la trappe (évolution de la pression sur la trappe, cinématique du problème) sont conformes aux observations expérimentales.

La réponse au problème de la trappe des différents matériaux modélisés permet de préciser l'influence ou non des paramètres mécaniques de l'assemblage. On a constaté que :

- le module d'élasticité du matériau granulaire n'influence pas le comportement de la couche,
- la pression minimale mesurée sur la trappe (durant la phase de transfert de charge maximal) est clairement et de manière sensible dépendante de l'angle de frottement au pic ϕ_p du matériau granulaire testé,
- la forme des particules n'influence la pression minimale mesurée sur la trappe qu'au travers de l'augmentation de résistance au cisaillement que cette forme de particule procure (l'influence de ϕ_p sur la phase de transfert de charge maximal est donc doublement confirmée),
- la pression sur la trappe est très sensible au déplacement de la trappe, ainsi la prédiction des transferts de charge au sein d'une couche granulaire uniquement à partir de sa seule résistance au cisaillement du matériau (comme c'est le cas dans beaucoup de modèles) est discutable,
- en contre-partie, la pression agissant sur la trappe pour la phase critique varie assez peu d'un matériau à l'autre et ce malgré des variations certaines de l'angle de frottement résiduel ϕ_r .

Au niveau micromécanique, la modélisation numérique a apporté la confirmation de ce que la cinématique observée expérimentalement laissait penser. En effet, la phase de transfert de charge maximal est associée à un véritable effet de voûte. La phase critique correspond au schéma traditionnel de description du problème de la trappe, à savoir l'existence de deux plans cisaillement partant chacun d'une extrémité de la trappe. Cependant, il est important de noter que les zones affectées par le report de charge ne se limitent pas à ces plans verticaux mais concernent une zone beaucoup plus large.

3.6 Conclusion

L'étude du problème de la trappe, tant expérimentale que numérique apporte un certain nombre d'éclairages relatifs à la nature des transferts de charges agissant dans une couche granulaire mais aussi aux paramètres qui les influencent (ou pas). Pour contraster avec l'étude bibliographique présentée précédemment, on peut tout d'abord souligner que

les transferts de charge agissant dans une couche granulaire soumise à un déplacement relatif de sa base ne dépendent pas du module d'Young mais est très étroitement lié à la valeur de ce déplacement relatif en base. Ainsi, on peut décomposer le comportement d'une telle couche en trois phases.

La première est une phase de transfert de charge maximal, intervenant pour des déplacements relatifs en base très faibles et durant laquelle le report de charge est le plus important. Directement reliée à l'angle de frottement au pic (le cas échéant) du matériau granulaire, l'intensité du report de charge durant cette phase est indépendante de l'épaisseur de la couche granulaire, si celle-ci est suffisamment grande. De plus, aucun effet de forme (dans la gamme étudiée) n'a été décelé. Le faciès de transferts de charge associé à cette phase se présente comme une voûte.

La seconde phase est une phase de transition durant laquelle la voûte précédemment formée se déploie progressivement en gagnant la surface de la couche granulaire. Cette phase prend fin lorsque deux plans de glissement verticaux sont identifiés. Cette phase s'étend sur une plage de déplacements en base de la couche d'autant plus grande que la couche est épaisse. Cette phase se caractérise par une diminution progressive du report de charge.

Enfin, la dernière phase est analogue à celle adoptée dans l'ensemble des modèles analytiques présentés plus haut : une masse de matériau délimitée par deux plans verticaux glisse entre ceux-ci. L'intensité du report de charge durant cette phase est reliée à l'angle de frottement résiduel mais varie peu avec celui-ci, contrairement à la phase de transfert de charge maximal avec l'angle de frottement au pic. Le faciès des transferts de charge n'est donc plus apparenté ici à une voûte. La couche se différencie alors en trois zones :

- des zones peu perturbées situées de part et d'autre de la trappe,
- des zones de cisaillement intense situées au droit de chaque extrémité de la trappe et qui s'élargissent lorsque l'on s'approche de la surface de la couche. Elles constituent le siège des transferts de charge,
- une zone peu perturbée située au droit de la trappe.

Chapitre 4

Modélisation numérique des matelas granulaires sur inclusions rigides : cas tridimensionnel

Après avoir étudié de manière expérimentale et par la modélisation numérique discrète les transferts de charge dans les matelas granulaires en déformations planes, ce chapitre est consacré à la problématique des renforcements de sols par inclusions rigides et plus particulièrement à l'étude des transferts de charge mis en jeu dans les matelas granulaires. Dans ce cas, la sollicitation ne se fait plus en conditions de déformations planes mais revêt un aspect tridimensionnel. Deux types d'utilisations de ces renforcements de sols existent : la première pour la fondation de bâtiments industriels et/ou de grandes dimensions pour laquelle un matelas de transfert de charge est mis en œuvre sous un dallage. La seconde application correspond aux ouvrages routiers et ferroviaires pour lesquels le matelas de transfert de charge est mis en œuvre sous un remblai.

Cette partie de la thèse s'intègre dans le cadre général du projet national ASIRi (pour Amélioration de Sols par Inclusions Rigides) tout en restant centrée sur la problématique des transferts de charge. Après avoir décrit les enjeux de ce projet et ses différents aspects, un aperçu de l'ensemble des contributions en cours permet de situer d'une part l'intégration de ce travail dans le projet et d'autre part de dégager les perspectives de l'utilisation de la Méthode des Éléments Discrets pour la modélisation de ce type de renforcement. Dans ce contexte, une étude paramétrique par simulation numérique discrète a été réalisée à partir d'une configuration d'un ouvrage courant. L'objectif est d'appréhender l'influence sur les mécanismes de transfert de charge de :

- la hauteur du matelas granulaire,
- la présence d'un dallage,
- l'utilisation d'un renfort géosynthétique,
- la compressibilité du sol support.

4.1 Contexte du projet national ASIRI

Le projet national ASIRi a été initié par l'Institut pour la Recherche Expérimentale en Génie Civil (IREX) en 2004. Il regroupe de nombreux acteurs du monde du Génie Civil (industriels, universitaires, institutionnels) et vise plusieurs objectifs de recherche et de développement relatifs aux ouvrages de renforcement de sols par inclusions rigides.

Les objectifs du projet national sont regroupés en trois points :

- améliorer la connaissance des mécanismes mis en jeu dans les renforcements de sols par inclusions rigides,
- évaluer les méthodes de dimensionnement existantes,
- proposer, au travers de la rédaction de recommandations spécifiques, des méthodes de dimensionnement pouvant présenter divers niveaux de complexité.

Les moyens mis en œuvre pour atteindre ces objectifs sont nombreux et balayent tout le spectre des méthodes disponibles dans la recherche et le développement en Génie Civil :

- réalisation d’essais expérimentaux en vraie grandeur d’ouvrages types,
- réalisation d’essais expérimentaux en laboratoire (en chambre d’étalonnage, en centrifugeuse...),
- réalisation d’études numériques prenant en compte des configurations d’ouvrages et de sollicitations les plus réalistes possibles avec confrontation aux résultats expérimentaux,
- développement, validation et rédaction de recommandations pratiques destinées à fournir un cadre de référence pour ce type d’ouvrage faisant défaut actuellement.

Les travaux relatifs à ces différents axes de recherche sont actuellement à divers degrés d’achèvement. Il s’agit donc ici de présenter rapidement les objectifs de chacun de ces axes afin de mieux appréhender la façon dont ils s’articulent et ainsi situer l’apport de l’étude numérique dont ce chapitre est l’objet.

4.1.1 Essais expérimentaux en vraie grandeur

On recense en France de nombreux exemples de renforcement de sol par inclusions rigides. Cependant, le retour d’expérience de ces ouvrages ne suffit pas à la bonne compréhension de leur fonctionnement qui nécessite :

- de connaître le mieux possible l’environnement dans lequel ils sont mis en œuvre,
- de connaître les sollicitations qu’ils subissent,
- de disposer d’une instrumentation importante.

C’est pour ces raisons que des expérimentations en vraie grandeur instrumentées ont été réalisées. Elles correspondent à des géométries et des techniques de mises en œuvre couramment utilisées. Une instrumentation très complète des sites expérimentaux a permis d’observer le comportement de l’ouvrage du point de vue des efforts qui s’y sont développés mais aussi des déplacements.

Deux séries (ou tranches) d’expérimentations en vraie grandeur et correspondant chacune à une des applications des renforcements de sols par inclusions rigides ont été réalisées :

- la Tranche 1 : ouvrages sous dallage (application aux bâtiments industriels ou de grandes dimensions),
- la Tranche 2 : ouvrages sous remblai (application aux ouvrages routiers ou ferroviaires).

La sollicitation appliquée à ces ouvrages de renforcement de sol est réalisée par un remblai de chargement. La présentation détaillée des plots expérimentaux (technologies utilisées pour les inclusions, instrumentation des ouvrages, caractérisation des différents éléments de l'ouvrage...) est disponible dans les rapports 1 – 07 – 1 – 02 [4] et 2 – 07 – 1 – 01 [5] relatifs à la partie « Plots expérimentaux » du projet national ASIRI.

Tranche 1 : sous dallage

La première tranche des plots expérimentaux consiste à réaliser à titre de comparaison des ouvrages de renforcement de sols par inclusions rigides comprenant un réseau d'inclusions, un matelas granulaire de transfert de charge et éventuellement un dallage. Les ouvrages sont ensuite chargés par un remblai d'une hauteur de 4 m (soit une surcharge équivalente à 68 kPa). En plan, le réseau d'inclusions est à maille carrée de côté $s = 2.50$ m. Le matelas granulaire a une épaisseur $h_m = 0.50$ m et son emprise est de $L = 10$ m (Fig. 4.1). Les inclusions sont de section circulaire de diamètre 420 mm. Le dallage a une épaisseur

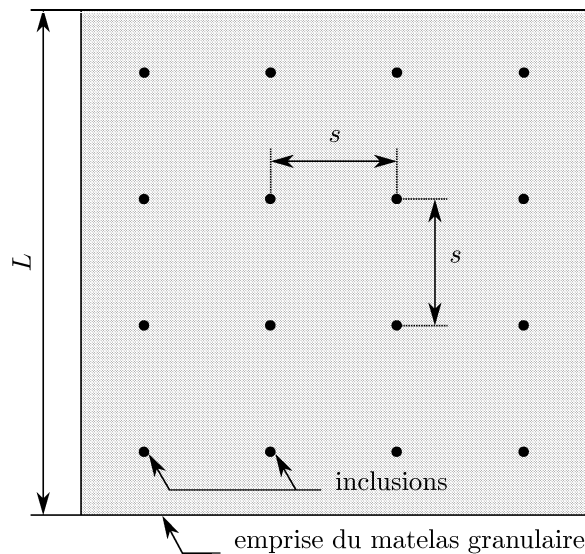


FIG. 4.1 – Vue en plan du réseau d'inclusions et de l'emprise du matelas granulaire pour les plots expérimentaux (Projet National A.S.I.R.I).

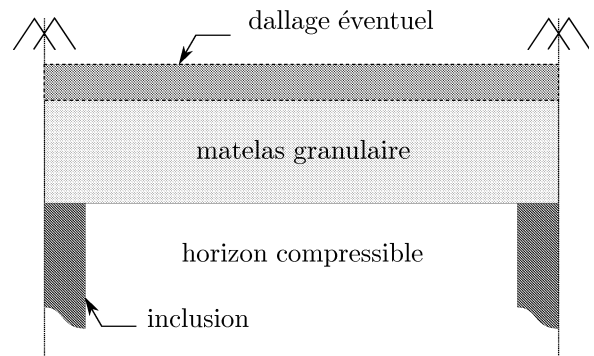


FIG. 4.2 – Vue en coupe de la maille courante d'un plot de la tranche 1 (Projet National A.S.I.R.I).

$e_d = 0.17$ m. La géométrie d'une maille courante équivaut à un taux de recouvrement $\alpha = 2.2$ %, correspondant au rapport de la surface d'inclusions rapportée à la surface de la maille élémentaire. Le matériau granulaire utilisé pour le matelas de transfert de charge est caractérisé par un module d'Young variant entre 200 et 400 MPa (pour des contraintes de confinement variant entre 25 et 100 kPa), un angle de frottement au pic

$\phi_p = 46.9^\circ$ et une cohésion $c = 50$ kPa. Des mesures de contraintes ont été effectuées au niveau des têtes d'inclusions, à l'interface entre le matelas et le sol compressible et également sous le dallage. Les déplacements de l'ouvrage ont été mesurés par le biais de piges tassométriques et d'inclinomètres horizontaux. Des extensomètres ont permis de connaître les déformations dans les inclusions.

Malgré le nombre important d'essais de reconnaissance qui a été réalisé sur ce site, les mesures de tassements et de reports de charge ont mis en évidence une forte variabilité du profil géotechnique (position du substratum, épaisseur des strates les plus médiocres) rendant l'exploitation de certains résultats issus de cette tranche est assez délicate. L'ensemble des résultats relatifs aux essais expérimentaux en vraie grandeur de la Tranche 1 sont rassemblés dans le rapport [4]. On a pu noter que la mise en œuvre d'un dallage sur le matelas granulaire de transfert de charge a conduit à une augmentation des transferts de charge vers les inclusions rigides.

Tranche 2 : sous remblai

Le but des plots de la tranche 2 est de tester l'influence sous remblai de la présence d'un matelas de transfert de charge renforcé par des géotextiles. Le réseau d'inclusions est également carré mais de côté $s = 2.00$ m et le diamètre des inclusions circulaires est de 360 mm, ce qui représente un taux de recouvrement $\alpha = 2.54$ %. L'ouvrage est chargé par un remblai s'élevant jusqu'à 5 m au-dessus du niveau de la tête des inclusions. Différents types de plots ont permis d'évaluer l'effet de l'utilisation d'un matelas renforcé d'une nappe de géotextile ou de deux nappes de géogrilles intercalées dans le matelas de transfert de charge. Les réponses de ces plots renforcés ont été comparées à celle d'un plot sur lequel le remblai a été mis en œuvre directement sur les inclusions rigides. Le matériau granulaire constituant le matelas granulaire de transfert de charge a un angle de frottement au pic $\phi_p = 36^\circ$ et une cohésion $c = 61$ kPa.

La conclusion de cette série d'essais (disponible depuis peu) est que l'utilisation de matelas de transferts de charge renforcés pas des géotextiles permet d'améliorer de manière très significative l'effort reporté vers les inclusions. En effet, l'efficacité E (définie comme l'effort repris par les inclusions rapporté à l'effort total appliqué à l'ouvrage) passe de 18 % sans matelas renforcé à 75 % dans le cas d'un matelas renforcé par deux nappes de géogrilles, et à 89 % dans le cas d'un matelas renforcé par une nappe géosynthétique (efficacités mesurées 4 mois après la fin du chargement de la structure). Cependant, la différenciation des rôles respectifs du matelas de transfert de charge d'une part et du géotextile d'autre part n'a pu être réalisée du fait de l'absence d'un plot expérimental présentant un matelas de transfert de charge seul. De plus, la mesure de la contrainte

agissant dans l'inclusion à une profondeur de 0.5 m sous la tête de l'inclusion a permis de mettre en évidence un effet d'accrochage important du sol compressible sur les inclusions à proximité de la surface du sol compressible. Ce phénomène, illustré sur la Fig. 4.3, participe à l'augmentation de l'efficacité de l'ouvrage.

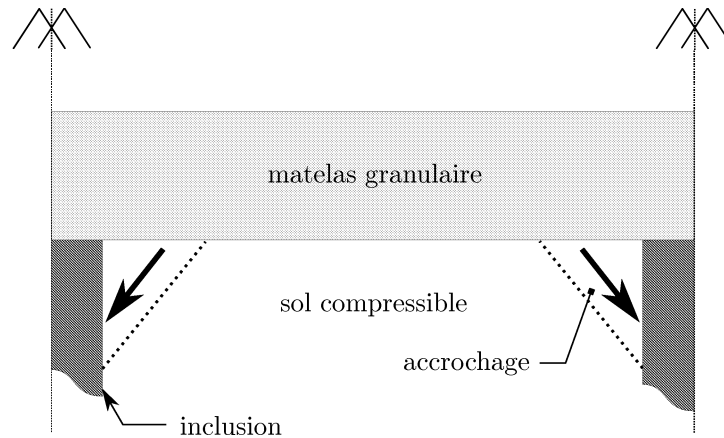


FIG. 4.3 – Effet d'accrochage du sol compressible sur les inclusions rigides.

4.1.2 Essais de laboratoire

Plusieurs campagnes d'essais expérimentaux sur modèles réduits sont menées au travers d'essais en chambre d'étalonnage (CERMES) et d'essais en centrifugeuse (LCPC). L'objectif de ces essais est d'étudier les mécanismes de transferts de charge dans les matelas granulaires sur des configurations simplifiées mais prenant en compte l'aspect tri-dimensionnel de la sollicitation (par opposition au problème de la trappe). Des études paramétriques en cours sur ces modèles réduits permettent de déterminer l'influence sur les mécanismes de transferts de charge de la hauteur du matelas granulaire, de sa nature et du taux de recouvrement des inclusions.

Essais en chambre d'étalonnage (CERMES)

Les essais en chambre d'étalonnage consistent à solliciter une seule inclusion mise en place au sein d'un sol analogue (constitué d'un mélange de billes de polystyrène et de sable) représentant le sol compressible. L'inclusion se compose d'un tube d'acier sur lequel est positionné un palet cylindrique muni d'un capteur d'effort. Le taux de recouvrement équivalent du dispositif est de $\alpha = 2.22 \%$. Au-dessus du sol analogue est mis en place une épaisseur variable de matelas granulaire composé de matériaux non cohésifs de types micro-ballasts ou gravier d'Hostun. L'ensemble est surmonté d'une baudruche permettant

d'appliquer à l'ensemble une surcharge uniforme, un piston permet également de solliciter l'ensemble sous déplacement contrôlé. À ce jour, ces essais ont montré que l'efficacité du report de charge augmente avec la hauteur de matelas granulaire, mais aussi avec le diamètre moyen des particules le constituant.

Essais en centrifugeuse (LCPC)

Les essais en centrifugeuse ont été réalisés avec des réseaux d'inclusions disposés dans une cuve d'essai. Chaque réseau est à maille carrée et constitué de 9 inclusions (deux valeurs de distances entre axes d'inclusions sont utilisées). Le sol compressible est constitué d'un mélange de kaolinite et de sable de Fontainebleau. Les inclusions sont des tiges d'acier équipées d'un capteur d'effort faisant office de tête d'inclusion. Les résultats de ces essais ne sont pas encore disponibles mais on peut se référer à [52, 2] pour une description détaillée du dispositif d'essai.

Les conditions de réalisation et le contrôle des paramètres de ces essais expérimentaux de laboratoire sont proches de ce que l'on peut modéliser avec la Méthode aux Éléments Discrets. L'étude que nous présentons dans la suite est donc complémentaire à ces essais de laboratoire.

4.1.3 Modélisations numériques

L'objectif de la thématique modélisation numérique du projet national est multiple :

- tester les modèles numériques existants grâce aux résultats obtenus sur les expérimentations en vraie grandeur (benchmarks),
- réaliser des études paramétriques des ouvrages de renforcement de sols par inclusions rigides pour compléter les études expérimentales menées par ailleurs,
- apporter des conclusions exploitables dans l'optique de la mise au point d'une méthode de dimensionnement.

Des méthodes numériques très diverses sont représentées dans ce groupe de travail : méthodes continues (éléments finis, différences finies) et méthodes discrètes (basée sur la dynamique moléculaire).

Benchmarks

Chacune des tranches des essais expérimentaux en vraie grandeur a fait l'objet d'un benchmark (on peut se référer au rapport de synthèse du benchmark relatif à la tranche 1 [30] pour plus de détails ; les résultats du benchmark relatifs à la seconde tranche ne sont pas publiés à ce jour). Globalement, les résultats des deux benchmarks sont hétérogènes dans

la mesure où une très importante dispersion a été obtenue sur la prédiction des efficacités mais aussi des tassements de la structure. Cette variabilité montre la diversité des pratiques et approches des « modélisateurs » mais également la difficulté actuelle de prédire le comportement d'ouvrages qui sont complexes tant par les mécanismes qu'ils mettent en jeu que par l'environnement dans lequel ils sont mis en œuvre (profils géotechniques, incertitudes d'exécution. . .).

Deux raisons peuvent expliquer cette difficulté à prédire le comportement de l'ouvrage : la première raison provient de l'hétérogénéité du profil géotechnique des sites choisis pour la réalisation des plots : pour la tranche 1, et malgré les nombreux essais de reconnaissance effectués, les résultats expérimentaux ont révélé une forte variabilité de la stratification du sol compressible mais également de la cote à laquelle se situe le substratum sous le sol compressible. La seconde raison peut provenir des méthodes numériques elles-mêmes. Certaines parties de l'ouvrage sont caractérisées par un milieu plutôt continu (inclusion, dallage, voire sol compressible), d'autres par un milieu plutôt discret (matelas granulaire de transfert de charge). De plus, ce type d'ouvrage comprend un nombre important d'interfaces sol-sol et sol-structure dont le comportement est soit assez mal connu (accrochage du sol compressible sur l'inclusion par exemple) soit difficile à modéliser (nappes géosynthétiques par exemple). La modélisation de l'ensemble de l'ouvrage par une méthode donnée (qu'elle soit elle-même continue ou discrète) conduit nécessairement à des imprécisions ou à des simplifications.

À l'heure actuelle, les deux benchmarks n'ont pas permis de mettre en lumière une méthode plus performante que les autres vis-à-vis de la prédiction du comportement de l'ouvrage de renforcement de sols par inclusions rigides. Des études complémentaires vont être menées.

Études paramétriques

Afin d'appréhender le comportement des ouvrages et les mécanismes mis en jeu, les différentes équipes participant à ce groupe ont réalisé différentes études paramétriques. Certaines ont pris en compte l'ouvrage dans sa globalité, d'autres se sont focalisées sur un point particulier de l'ouvrage : les modélisations numériques discrètes présentées dans la suite de ce rapport s'intègrent donc dans ce cadre et ont permis d'étudier les mécanismes de transferts de charge qui agissent *dans le matelas granulaire*.

Notre contribution à ce projet réside donc dans l'utilisation de la méthode numérique par éléments discrets pour modéliser le matelas granulaire et les mécanismes dont il est le siège (avec un couplage possible entre éléments discrets et éléments finis utilisé pour

modéliser des géotextiles). Ces résultats pourront être confrontés tout aussi bien aux résultats des autres modélisations numériques qu'aux résultats expérimentaux de laboratoire (chambre d'étalonnage et centrifugeuse) qui visent eux aussi à déterminer l'influence du matelas granulaire dans les mécanismes de transfert de charge. Des simulations complémentaires à celles présentées dans l'étude paramétrique suivante seront nécessaires pour une analyse globale et approfondie des mécanismes de transfert de charge.

4.2 Étude paramétrique par modélisation numérique discrète

Il s'agit ici de se focaliser sur les mécanismes de transfert de charge se produisant dans les matelas granulaires mis en œuvre dans les renforcements de sols par inclusions rigides. On s'intéresse plus particulièrement à l'influence sur ces mécanismes de différentes solutions techniques qui permettent d'augmenter le report de charge vers les inclusions rigides et donc de limiter les tassements différentiels de surface. Les trois solutions envisagées ici sont :

- l'augmentation de l'épaisseur du matelas de transfert de charge,
- la mise en œuvre du matelas granulaire sous un dallage,
- l'utilisation d'un géotextile de renforcement en base du matelas granulaire.

Pour chacune de ces solutions, plusieurs compressibilités équivalentes du sol support ont été utilisées. Afin de comparer entre elles les trois solutions techniques proposées, une configuration de base servant de point de comparaison a été retenue.

Après avoir décrit les caractéristiques géométriques de la configuration de base et explicité le mode de discrétisation de chacun des éléments de l'ouvrage, un résultat type sera présenté. Enfin, une étude paramétrique relative à chaque solution technique est présentée pour détailler et expliciter les mécanismes observés.

4.2.1 Description de la configuration de base

On considère ici un réseau carré d'inclusions rigides caractérisé par un entraxe entre inclusions de $s = 2.50$ m. Les inclusions sont de section carrée de côté $a = 0.37$ m. Le taux de recouvrement des inclusions est donc $\alpha = 2.22$ % (valeur identique à celles de la première tranche des essais expérimentaux en vraie grandeur et des essais expérimentaux sur modèle réduit).

Le réseau d'inclusions est supposé infini dans le plan horizontal, ce qui a pour conséquence qu'aucun effet de bord n'est pris en compte. Compte tenu de la symétrie du maillage, seule une maille élémentaire est modélisée (Fig. 4.4). Dans le plan horizontal, la maille élémentaire est un carré de côté $s = 2.50$ m. À chacun de ses angles se trouve $\frac{1}{4}$ d'inclusion. Les déformations obtenues à la base du matelas granulaire sont issues du tassement du sol compressible sous-jacent. L'ensemble formé par les inclusions et la surface du sol compressible est surmonté par un matelas granulaire de hauteur $h_m = 0.5$ m ou 1.0 m. La discrétisation et les caractéristiques mécaniques de chacun des éléments de l'ouvrage sont décrites ci-dessous : matelas granulaire, dallage, géotextile, sol support,

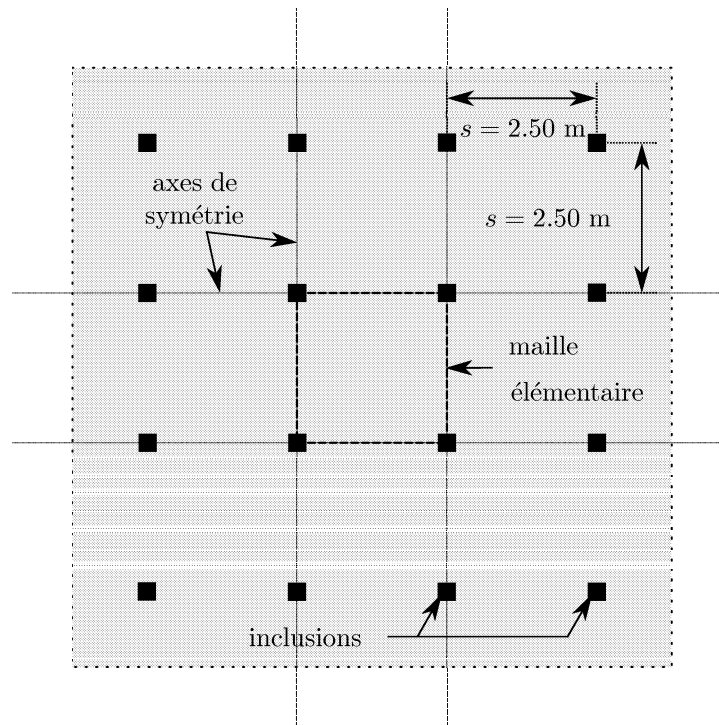


FIG. 4.4 – Schéma du réseau d'inclusions et de la maille élémentaire modélisée.

inclusions.

Matelas granulaire

Le matelas granulaire est constitué de clusters de 2 sphères de même diamètre d , dont les centres sont distants de $0.95d$ (Fig. 3.10, p. 87). La granulométrie considérée est telle que le rapport $\frac{d_{max}}{d_{min}} = 4$; au sein de cet intervalle, la distribution des diamètres des particules est équiprobable (la granulométrie correspondante est donnée sur la Fig. 3.11, p. 87). Le matelas est constitué de 16000 clusters pour la hauteur $h_m = 0.5 \text{ m}$ (soit un total de 32000 sphères) et de 32000 clusters pour la hauteur $h_m = 1.0 \text{ m}$ (soit un total de 64000 sphères).

Les particules constituant le matelas sont mises en place sans frottement et en l'absence de gravité par la méthode *Radius Expansion with Decreasing Friction* [9] jusqu'à atteindre une porosité de l'assemblage égale à la porosité minimale $\eta_{min} = 0.355$ ce qui correspond à un poids volumique apparent du matelas granulaire $\gamma = 17.7 \text{ kN.m}^{-3}$. Le choix de la porosité minimale comme porosité du matelas est arbitraire. Cependant, on peut relier ce choix au fort niveau de compactage dont font l'objet les matelas granulaires mis en œuvre dans les ouvrages de renforcement de sols par inclusions rigides mais également à

l'importante résistance au cisaillement que l'on cherche à reproduire et qui caractérise les matelas de transfert de charge. Aucune cohésion n'a été considérée dans cette étude (le matelas granulaire utilisé dans les essais expérimentaux en vraie grandeur présenté une cohésion de 50 kPa pour la Tranche 1 et de 60 kPa pour la Tranche 2).

Les paramètres des lois de contact ont été choisis pour garantir un niveau de rigidité κ suffisant (Eq. 3.14, p. 88) et pour obtenir, par modélisation numérique d'essais triaxiaux un angle de frottement au pic $\phi_p = 44.8^\circ$ (l'angle de frottement ainsi obtenu à l'état résiduel est $\phi_r = 30.1^\circ$). Ces paramètres ainsi que les caractéristiques macromécaniques de l'assemblage sont récapitulés dans le Tab. 4.1. La Fig. 4.5 montre la courbe réponse à la modélisation d'un essai triaxial d'un échantillon de 8000 clusters réalisé pour un confinement de 50 kPa et pour les paramètres micromécaniques donnés dans le Tab. 4.1.

TAB. 4.1 – Paramètres des lois de contact associés aux particules du matelas granulaire.

module de rigidité	K_n	$1.06 \times 10^9 \text{ N.m}^{-2}$
niveau de rigidité	κ	2650 sous 100 kPa ^a
rapport des modules de rigidité	$\frac{K_t}{K_n}$	0.75
coefficient de frottement	μ	0.577
module d'Young tangent initial	E	257 MPa ^b
coefficient de Poisson	ν	0.08
angle de frottement au pic	ϕ_p	43.7°
coefficient de frottement	μ	39.6°

^aborne supérieure du chargement uniforme appliqué

^bmême module que pour le matelas utilisé dans la tranche 1 des essais expérimentaux en vraie grandeur

4.2.1.1 Dallage

La mise en œuvre d'un dallage surmontant le matelas granulaire est fréquente, en pratique. Nous avons également considéré ce cas dans cette étude paramétrique. Étant donné que l'étude se focalise sur les transferts de charge se produisant dans le matelas granulaire, la reproduction à l'identique des sollicitations agissant au sein du dallage (moments fléchissants par exemple) n'est pas une préoccupation majeure ici. Cependant, il est important de pouvoir reproduire correctement la réponse du dallage en terme de déplacements (ou de déformée) sous un cas de chargement donné.

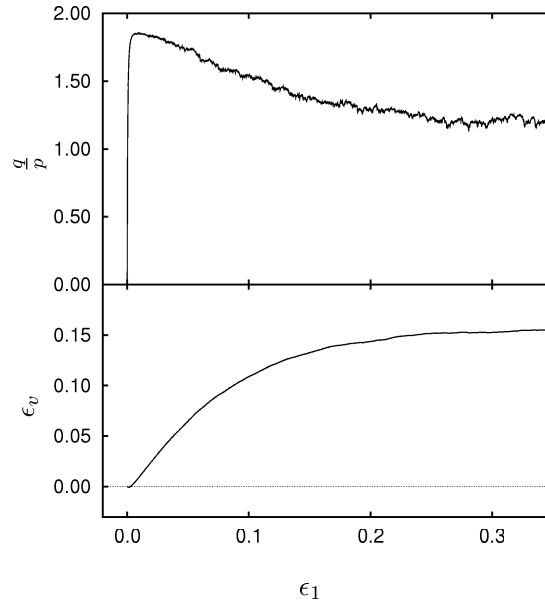


FIG. 4.5 – Courbe réponse à l’essai triaxial d’un échantillon de 8000 clusters présentant les mêmes paramètres micromécaniques que le matelas granulaire modélisé (sous un confinement $\sigma_3 = 50$ kPa).

La modélisation d’un tel comportement par un ensemble de sphères est décrite dans l’Annexe A. Le dallage est constitué de deux couches de sphères de même rayon r régulièrement agencées au droit l’une de l’autre (Fig. 4.6). Chaque couche est constituée de $k \times m$ sphères. Ces sphères sont liées entre elles par une résistance en traction et au cisaillement du contact qui assure la cohésion de l’ensemble. Les rigidités de contacts ont été calées afin que l’ensemble de ces sphères ait un comportement en flexion proche de celui d’un plaque mince (en terme de flèche).

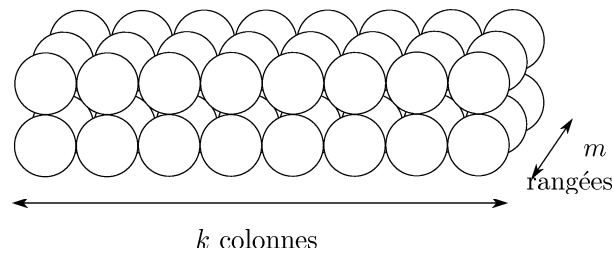


FIG. 4.6 – Arrangement des sphères constituant le dallage.

Le dallage que l’on souhaite modéliser est carré de côté $b = 2.5$ m, d’épaisseur $e_d = 0.17$ m, et de module d’élasticité $E_d = 38$ GPa. Les paramètres de contact entre sphères de rayon r constituant le dallage sont les suivants (voir Annexe A) :

- le module de contact normal : $K_n = \frac{E_d b e_d^2}{6 m r^3}$, avec $m = 24$,
- le rapport entre les rigidités tangentielle et normale est $\frac{k_t}{k_n} = 1.4$,
- les résistances en traction et en cisaillement des contacts $R_n = R_t = 10^9$ N sont importantes et garantissent la non rupture de la dalle,
- le coefficient de frottement μ indifférent (en pratique $\mu = 0^\circ$).

Le frottement de la dalle sur le matelas granulaire est la conséquence de la rugosité qui caractérise l'arrangement des sphères de la dalle.

Géotextile de renforcement

La modélisation des géosynthétiques par un ensemble d'éléments finis interagissant avec les éléments discrets a pu être pris en compte dans le code de dynamique moléculaire utilisé grâce à un couplage réalisé entre les méthodes éléments finis et éléments discrets [33]. La prise en compte de ces éléments finis en fait un outil dédié à la modélisation des ouvrages renforcés par géosynthétiques (géotextiles, géogrilles...).

Les éléments finis considérés (décrits dans [56]) sont des éléments triangulaires à trois nœuds qui permettent de tenir compte de la nature fibreuse des géotextiles en considérant la densité de la distribution des fibres dans le plan de l'élément. Ainsi, les comportements en tension et en membrane sont reproduits et ont été validés par comparaison aux résultats issus de méthodes analytiques appliquées à des cas simples [57] mais aussi à des expérimentations en vraie grandeur [21].

La relation entre les efforts extérieurs appliqués à un élément triangulaire et les déplacements de ses nœuds permet de déterminer l'état de tension dans l'élément ainsi que l'état de déformation [56]. Ainsi les paramètres caractérisant les propriétés de l'élément triangulaire sont :

- la distribution des fibres le constituant,
- la rigidité en tension des fibres associées à chacune de ses directions, notée J .

Ce couplage permet en outre de prendre en compte la nature fibreuse du géotextile : ainsi, il est possible, selon les besoins, de modéliser l'ensemble des directions de fibres du géotextile, chaque direction de fibre pouvant être associée à un type de comportement propre. Dans chacune des directions de fibres de renforcement, la tension T dans le géosynthétique est reliée à sa rigidité en tension par l'intermédiaire de la déformations des fibres dans cette direction ϵ par la relation $T = J\epsilon$.

L'interaction entre les éléments finis et les éléments discrets se fait par l'intermédiaire de lois de contact spécifiques mettant en jeu une rigidité normale k_n^g et tangentielle k_t^g ainsi qu'un coefficient de frottement μ^g spécifique. La loi de contact normale relie la composante

normale F_n^g de la force de contact sphère/triangle par la relation

$$F_n^g = k_n^g u_n \pi r_i^2 \quad (4.1)$$

où u_n est l'interpénétration sphère/triangle et r_i le rayon de la sphère. La valeur de la rigidité k_n^g garantit une interpénétration u_n très faible devant l'épaisseur de la membrane.

La loi de contact tangentielle relie la composante tangentielle F_t^g de la force de contact sphère/triangle à l'incrément de déplacement relatif tangential sphère/triangle du_t par la relation

$$\frac{dF_t^g}{du_t} = k_t^g \pi r_i^2 \quad (4.2)$$

avec la condition de Coulomb de coefficient μ_g donnant $|F_t^g| \leq \mu^g F_n^g$.

Ce critère de frottement local se traduit à l'échelle globale par un critère reliant la contrainte tangentielle τ à l'interface particules/membrane au déplacement relatif global U de la membrane par rapport à l'assemblage de particules (Fig. 4.7). Le seuil de frottement est alors atteint pour un couple $\{U_0, \tau_{max}\}$. Si on considère que le roulement des particules sur la membrane est négligeable, alors la pente du critère $\tau = f(U)$ pour $U \leq U_0$ est égale à la rigidité tangentielle k_t^g . Afin que les éléments discrets situés de part et d'autre d'un élément de type membrane ne s'interpénètrent, une épaisseur e est donnée à la membrane (Fig. 4.8).

Les paramètres régissant le comportement des géotextiles se résument en deux types :

- les paramètres des lois de comportement associés à chaque type de fibre,
- l'angle de frottement sol/nappe ϕ_g ainsi que le déplacement relatif sol/nappe nécessaire pour mobiliser ce frottement.

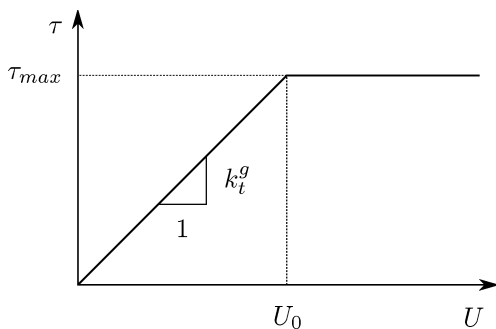


FIG. 4.7 – Représentation à l'échelle globale du critère de frottement particules/membrane avec τ la contrainte tangentielle et U le déplacement relatif à l'interface particules/membrane.

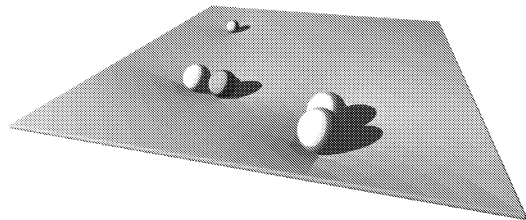


FIG. 4.8 – Aperçu de la modélisation d'une membrane géotextile par un ensemble d'éléments triangulaires à 3 nœuds retenant quelques éléments discrets.

Dans l'étude paramétrique présentée ici, les géotextiles modélisés sont caractérisés par deux directions perpendiculaires de fibres de renforcement. Ils diffèrent par la rigidité en traction des fibres de renforcement qui vaut dans un cas $J = 750 \text{ kN.m}^{-1}$ et dans l'autre cas $J = 1500 \text{ kN.m}^{-1}$. L'angle de frottement sol/nappe est $\phi_g = 30^\circ$ et le déplacement relatif sol/nappe nécessaire à la mobilisation du frottement est évalué à $U_0 = 5 \text{ mm}$ dans les deux cas.

Sol support et condition aux limites

L'intérêt de cette étude paramétrique est de focaliser sur les reports de charge dans le matelas granulaire. Comme on a pu le constater jusqu'à présent, les transferts de charge dans un matelas granulaire sont influencés par le déplacement relatif auquel est soumise une partie de la base de ce matelas. On ne cherche pas à modéliser le frottement négatif à l'origine de l'effet d'accrochage évoqué précédemment. Le sol support, supposé compressible, est modélisé ici par un ensemble de ressorts élastiques indépendants agissant verticalement au niveau de l'interface entre l'horizon compressible et le matelas granulaire (modèle de Winckler). Cette interface est matérialisée par des éléments finis plans à 3 nœuds similaires à ceux utilisés pour décrire le comportement des nappes de géotextile. Le contact entre les particules du matelas granulaire et l'interface est frottant et suit une loi de Coulomb dont le coefficient de frottement vaut $\mu_i = 0.577 = \tan 30^\circ$. La rigidité des ressorts rend compte de l'aspect plus ou moins raide du sol compressible. Le comportement des ressorts est élastique linéaire. Le raccourcissement du ressort δ est lié à la contrainte verticale σ_z appliquée sur un élément de l'interface par la relation

$$\sigma_z = \delta K_c \quad (4.3)$$

où K_c est un équivalent du module de réaction du sol compressible (en Pa.m^{-1}). Plus le module K_c est grand, moins le sol support est compressible. Le module de réaction K_c représente la contrainte uniforme qu'il faut appliquer sur la membrane interface pour que celle-ci se tasse d'une valeur de 1 m. Ce module représente la compressibilité d'une couche homogène de sol d'épaisseur h_c et de module œdométrique $E_{\text{œd}}$

$$K_c = \frac{E_{\text{œd}}}{h_c} \quad (4.4)$$

Étant donné que nous ne nous intéressons ici seulement aux transferts de charge agissant au sein du matelas granulaire, une telle loi de comportement pour la modélisation du sol compressible est suffisante. Seule importe ici la capacité du modèle à reproduire un

tassement de l'interface dépendant de la valeur de la contrainte qui s'y applique. Quatre valeurs de modules de réaction ont été utilisées rendant compte d'un sol support plus ou moins compressible : $K_c = 0.25, 0.50, 0.75, 1.0$ MPa.m⁻¹ (le site sur lequel ont eu lieu les essais expérimentaux en vraie grandeur est caractérisé par un module de réaction $K_c = 1.10$ MPa.m⁻¹).

La totalité de la surface de la maille (en plan) à la base inférieure du matelas granulaire est recouverte d'une membrane caractérisant l'interface avec l'horizon compressible. Celle-ci a une rigidité très faible et à donc une influence négligeable sur les résultats obtenus. Les têtes d'inclusions sont traitées comme des conditions aux limites et les nœuds des éléments de la membrane situés au droit des inclusions sont fixés.

4.2.2 Procédure d'un essai de chargement

Une fois le matelas granulaire généré à la porosité souhaitée, les éléments de l'ouvrage sont assemblés sans force de gravité entre quatre parois verticales non frottantes (membrane interface et matelas granulaire). L'ensemble est ensuite soumis à son propre poids jusqu'à atteindre un état d'équilibre déterminé par le critère suivant

$$\left| 1 - \frac{F_z}{W + Q} \right| \leq 10^{-3} \quad (4.5)$$

où F_z est l'effort vertical résultant sur la membrane interface (ou sur le géotextile), W est le poids propre de l'ouvrage et Q est l'effort de surcharge. Lorsqu'un dallage est nécessaire, il est mis en place au-dessus du matelas de transfert de charge puis soumis à son propre poids jusqu'à atteindre un nouvel état d'équilibre qui caractérise la phase 0. Ensuite, un chargement uniformément réparti est appliqué sur l'ouvrage par paliers successifs. Dans le cas où un dallage est considéré, la surcharge est appliquée artificiellement par augmentation de la masse des sphères le constituant. Dans le cas sans dallage, un ensemble de sphères analogue à celui utilisé pour modéliser le dallage (mais sans liaisons entre elles) vient appliquer la surcharge sur le matelas granulaire. Un état d'équilibre est alors recherché après chaque palier de chargement et avant l'application du palier suivant. Comme le montre la Figure 4.9, les phases de chargement se composent de deux paliers de 12.75 kPa puis de deux paliers de 21.25 kPa pour évaluer la réponse de l'ouvrage pour différents niveaux de sollicitation. La contrainte verticale uniforme équivalente à laquelle est soumis l'ensemble sols support + inclusions est donc égale à

$$q_t = \gamma h + q \quad (4.6)$$

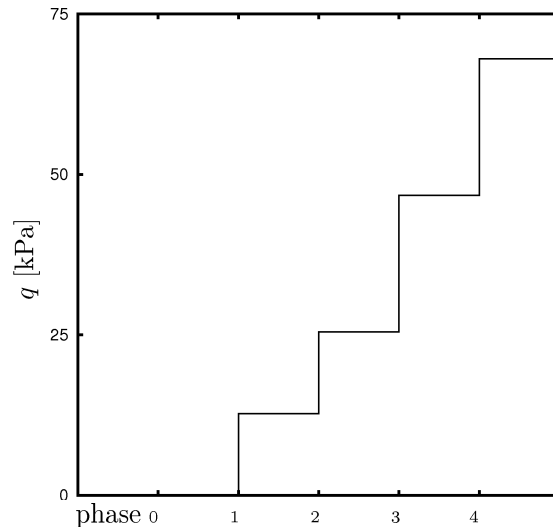


FIG. 4.9 – Phases successives du chargement uniforme q appliqué sur le dispositif modélisé.

où γh représente le poids propre de l'ouvrage (matelas de transfert de charge et éventuellement le dallage) et q la surcharge uniforme.

4.2.3 Résultat type sur la configuration de base

L'étude paramétrique présentée permet d'évaluer l'apport de différentes solutions techniques sur les mécanismes de transferts de charge, et ce par rapport à une configuration dite de base. Cette configuration de base se caractérise par une hauteur de matelas $h_m = 0.5$ m et ne comprend ni dallage ni géotextile en base du matelas granulaire. Le comportement de cette configuration sous chargement est présenté ici avec une compressibilité correspondant à un module de réaction $K_c = 0.75$ MPa.m⁻¹.

On a coutume de quantifier le report de charge dans les matelas granulaire sur inclusions rigides par l'efficacité E définie comme l'effort vertical repris par les inclusions rapporté à l'effort vertical total appliqué à l'ouvrage (poids propre W et surcharge Q). La Fig. 4.10 montre l'évolution de l'efficacité E en fonction du chargement total appliqué q_t (exprimé en contrainte) pour la configuration courante. L'efficacité E augmente avec le chargement appliqué puis se stabilise vers une valeur seuil de 30 %.

En terme de déplacements, on s'intéressera d'une part aux tassements différentiels en base du matelas granulaire noté δ_{inf} et en surface du matelas granulaire δ_{sup} . Pour la configuration de base, l'évolution du tassement est donnée sur la Fig. 4.11.

Sur la Fig. 4.11, on note une légère compaction du matelas granulaire qui fait suite à

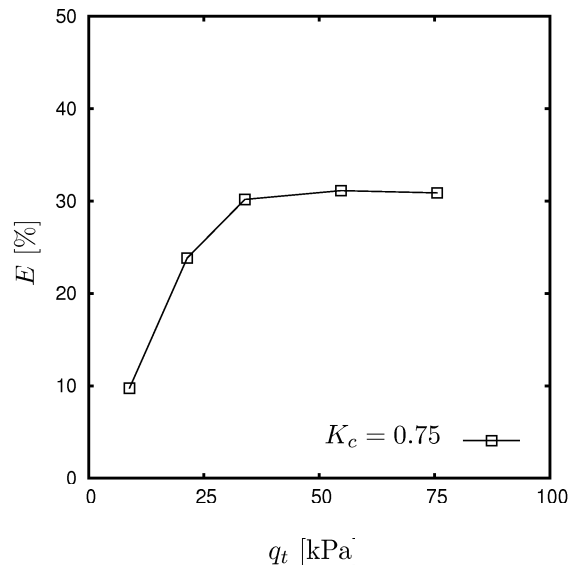


FIG. 4.10 – Efficacité E du matelas granulaire d'épaisseur $h_m = 0.5$ m en fonction de q_t pour $K_c = 0.75$ MPa.m⁻¹ ; sans géotextile, sans dallage.

l'application de la surcharge et qui explique le fait que la valeur de tassement différentiel en surface soit très légèrement supérieur à la valeur obtenue en base du matelas. Cependant, les valeurs obtenues en surface et en base du matelas sont très proches, ce qui signifie que dans cette configuration, le matelas granulaire ne permet pas d'atténuer le tassement différentiel.

Pour connaître la cinématique des particules du matelas granulaire au cours du chargement, on représente le déplacement des particules dans une section verticale du matelas granulaire située entre deux inclusions, comme indiqué sur la Fig. 4.12. Les champs de déplacements des particules dans la section verticale entre deux inclusions sont représentés pour les différentes phases du chargement sur la Fig. 4.13. Ceux-ci montrent qu'il existe deux zones distinctes dans le matelas granulaire :

- une zone du matelas dans laquelle les particules se déplacent peu : cette zone est située au dessus de chaque inclusion. Elle part de la tête de l'inclusion et s'évase au fur et à mesure que l'on s'approche de la surface du matelas granulaire,
- une zone du matelas où les particules se déplacent verticalement avec la membrane interface.

Cette cinématique est comparable à la description des mécanismes de transfert de charge que proposent Carlsson [8] et Svanø [48]. À partir de l'angle θ que fait la frontière entre les deux zones du matelas avec la direction verticale (Fig. 4.14), on peut évaluer le report de charge vers les inclusions à partir des hypothèses proposées par ces auteurs

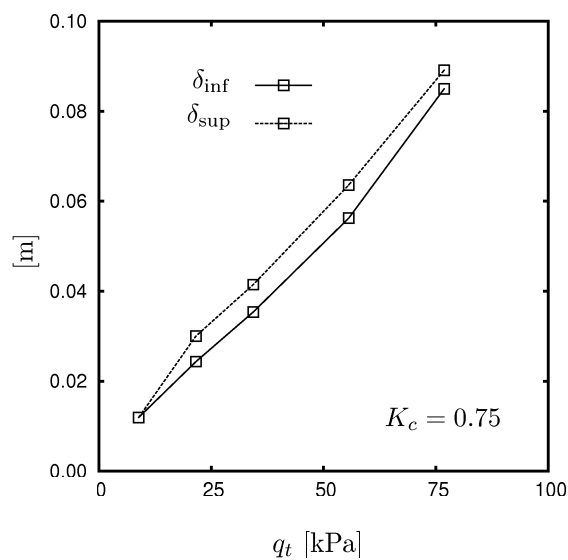


FIG. 4.11 – Tassements différentiels en base et en surface du matelas granulaire en fonction de q_t pour $K_c = 0.75 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{-1}$; $h_m = 0.5 \text{ m}$, sans géotextile, sans dallage.

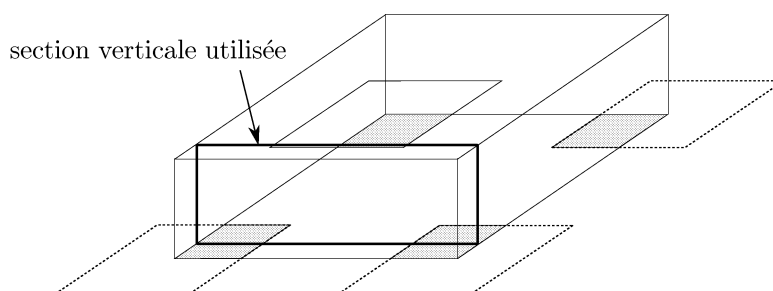
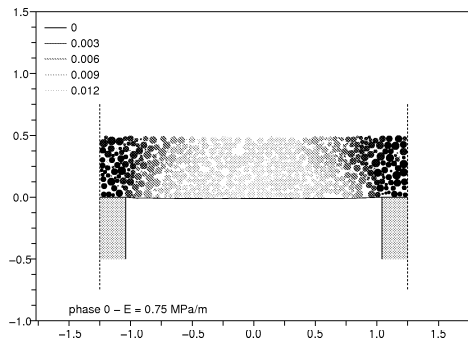
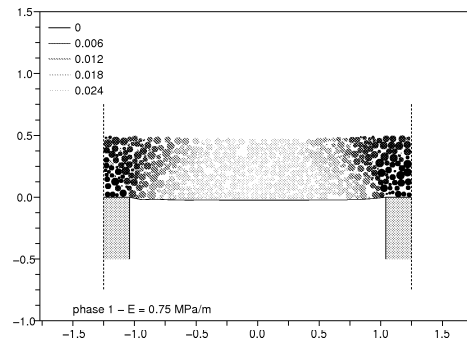


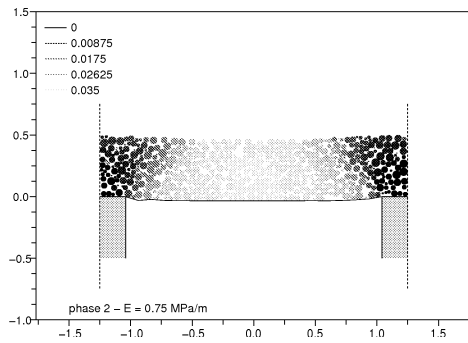
FIG. 4.12 – Schéma de la section verticale dans laquelle sont représentés les champs de déplacements des particules du matelas granulaire.



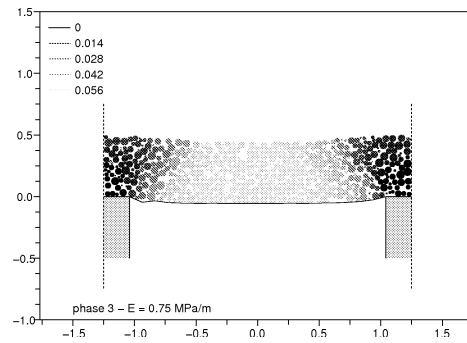
(a) phase 0 ; $q_t = 8.9$ kPa



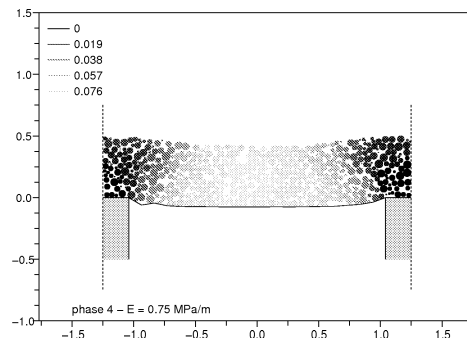
(b) phase 1 ; $q_t = 21.4$ kPa



(c) phase 2 ; $q_t = 33.9$ kPa



(d) phase 3 ; $q_t = 54.7$ kPa



(e) phase 4 ; $q_t = 75.6$ kPa

FIG. 4.13 – Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale pour la configuration de base et pour un module de réaction du sol support $K_c = 0.75 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{-1}$; la valeur du déplacement des particules est représenté par une échelle de niveaux de gris dont l'échelle est donnée en mètre sur le graphique.

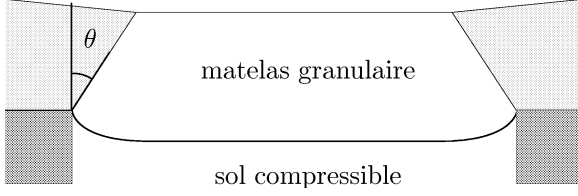


FIG. 4.14 – Cinématique observée dans la section verticale entre deux inclusions les plus proches.

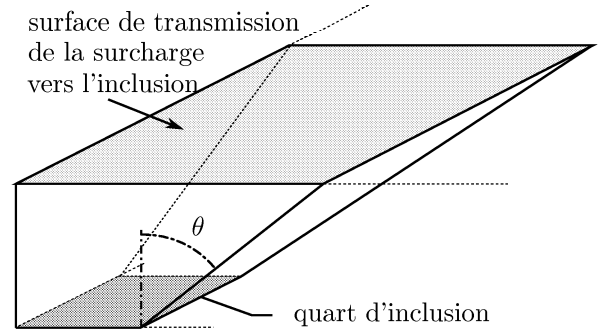


FIG. 4.15 – Schéma de transmission de la surcharge vers les inclusions au travers de cônes de diffusion (à partir de [8]).

en considérant que la zone mobile transmet directement au sol support son propre poids et la charge qu'elle reçoit. La description du cône de diffusion proposée sur la Fig. 4.14 constitue une hypothèse forte, notamment par rapport à la forme du cône retenue qui est très simplifiée ; l'objectif est d'apporter une première estimation du report de charge se produisant dans le matelas granulaire.

En prenant comme valeur d'inclinaison θ , l'angle de frottement ϕ du matériau, on obtient que la composante verticale de la résultante des efforts de frottement au niveau de la frontière entre la zone mobile et zone fixe est nulle. Ainsi, le calcul du report de charge vertical peut être calculé à partir du poids de la zone mobile et de la surcharge qu'elle supporte. L'évaluation de l'efficacité se fait sur la base du schéma de la Fig. 4.15. Ainsi le poids du matelas qui est transmis directement aux inclusions vaut

$$W_p = \frac{\gamma}{6 \tan \theta} [(a + 2h_m \tan \theta)^3 - a^3] \quad (4.7)$$

où γ est le poids volumique du matelas, h_m sa hauteur et a la largeur de l'inclusion. La part de la surcharge q dirigée de la surface du matelas vers les inclusions vaut quant à elle

$$Q_p = q (a + 2h_m \tan \theta)^2 \quad (4.8)$$

On peut en déduire l'efficacité maximale estimée E' du report de charge

$$E' = \frac{W_p + Q_p}{s^2 (\gamma h_m + q)} \quad (4.9)$$

Cette expression reste valable uniquement pour $h_m \leq \frac{s-a}{2 \tan \theta}$.

Lorsque la surcharge uniforme q devient très grande devant le poids propre, l'Eq. 4.9 donnant l'efficacité estimée tend vers une limite qui ne dépend plus que de la géométrie

de l'ouvrage et de l'angle θ

$$E'_{q \rightarrow \infty} = \frac{(a + 2h_m \tan \theta)^2}{s^2} \quad (4.10)$$

Ce raisonnement est équivalent à considérer que les cônes de diffusion entraînent une augmentation fictive du taux de recouvrement des inclusions. Dans le cas présent, cette efficacité limite vaut

$$E'_{q \rightarrow \infty} = \begin{cases} 29.8\% & \text{pour } \theta = \phi_p = 44.8^\circ \\ 14.5\% & \text{pour } \theta = \phi_r = 30.1^\circ \end{cases} \quad (4.11)$$

Pour comparer les résultats numériques à ceux de la formule analytique, l'angle θ a été pris égal à l'angle de frottement au pic du matériau ϕ_p et ce afin d'évaluer l'efficacité maximale qui peut être mobilisée pour un chargement donné. La Fig. 4.16 montre l'évolution de l'efficacité estimée E' en fonction du chargement total $q_t = \gamma h + q$. Étant donné que l'expression de l'Eq. 4.9 est sensible à la valeur de θ , on a également représenté les efficacités estimées obtenues pour $\theta = \phi_p \pm 3^\circ$.

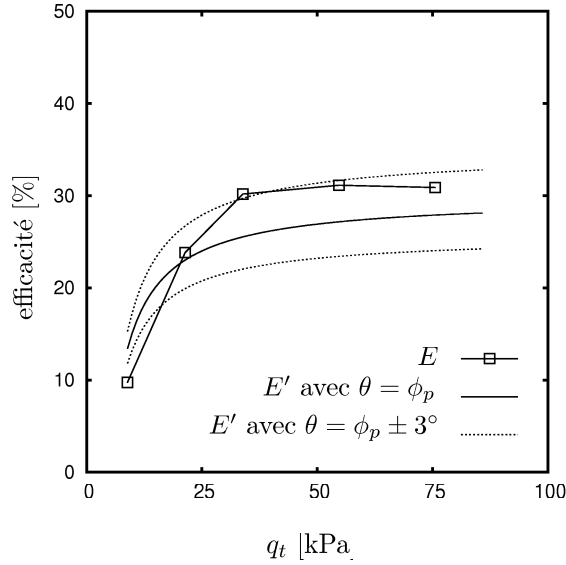


FIG. 4.16 – Comparaison de l'efficacité E avec l'efficacité estimée à partir de l'Eq. 4.9 avec $\theta = \phi_p$ et avec $\theta = \phi_p \pm 3^\circ$.

La prédiction de l'efficacité E' sous-estime le résultat de la modélisation, tout en en restant assez peu éloignée : l'ordre de grandeur est respecté que ce soit sous poids propre ou lorsque la surcharge uniforme est appliquée. Cependant, il est important de noter que l'efficacité E' estimée par l'Eq. 4.9 est très sensible à la valeur de θ que l'on considère.

Après avoir présenté un résultat type obtenu par modélisation numérique discrète, la section suivante présente l'influence des différents paramètres choisis pour l'étude sur les mécanismes de transfert de charge :

- la hauteur du matelas,
- l'utilisation d'un dallage,
- la mise en œuvre d'un géotextile de renforcement en base du matelas granulaire.

Un paramètre supplémentaire a été étudié : il s'agit de la compressibilité du sol support. Étant donné que ce paramètre est transversal, son influence sera étudiée à la fin de l'étude paramétrique.

4.2.4 Effet de la hauteur du matelas

Cette configuration ne comporte aucun géotextile de renforcement ni dallage et met en œuvre un matelas granulaire de transfert de charge d'épaisseurs $h_m = 0.5$ m et $h_m = 1.0$ m (et ce pour 4 modules de réaction différents).

La Fig. 4.17 donne l'évolution de l'efficacité E en fonction du chargement q_t pour les deux hauteurs h_m .

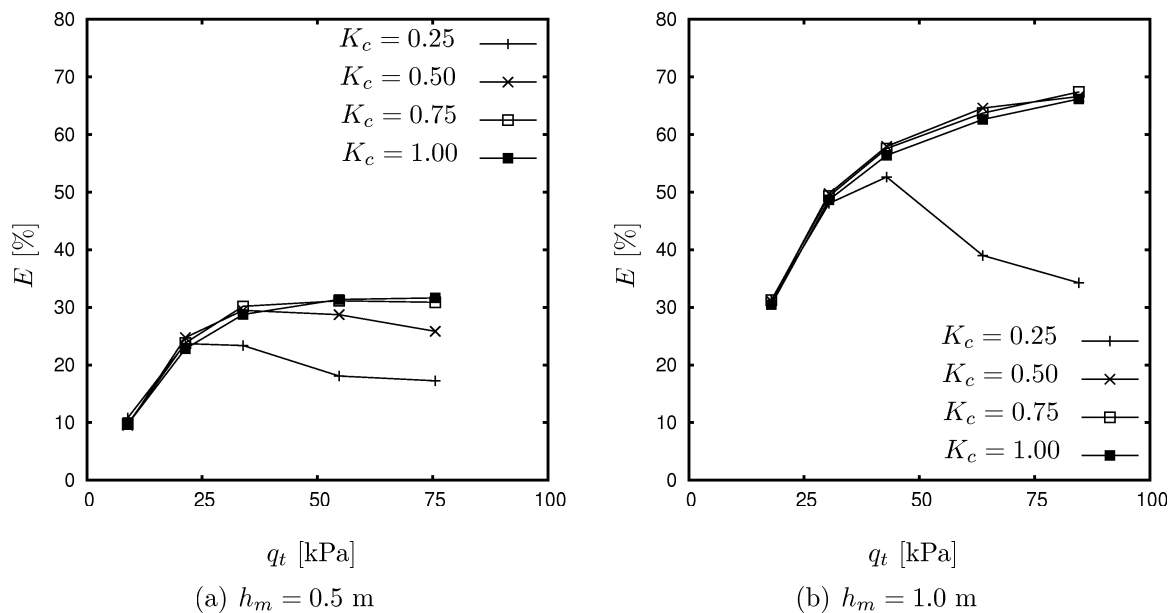


FIG. 4.17 – Efficacité du matelas granulaire E en fonction de q_t pour deux hauteurs de matelas granulaire h_m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en $\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$ (sans géotextile, sans dallage).

L'efficacité augmente de manière très significative avec la hauteur du matelas granu-

laire. Lorsque l'ouvrage n'est soumis qu'à son poids propre, l'efficacité passe de $E = 10.8\%$ pour $h_m = 0.5$ m à $E = 31.1\%$ pour $h_m = 1.0$ m. Lorsqu'une surcharge est appliquée sur le matelas granulaire, l'efficacité augmente avec la surcharge pour tendre vers un palier E_{\max} qui vaut

$$\begin{cases} E_{\max} = 31.6\% & \text{pour } h_m = 0.5 \text{ m} \\ E_{\max} = 67.4\% & \text{pour } h_m = 1.0 \text{ m.} \end{cases} \quad (4.12)$$

Le palier est un peu moins marqué pour $h_m = 1.0$ m.

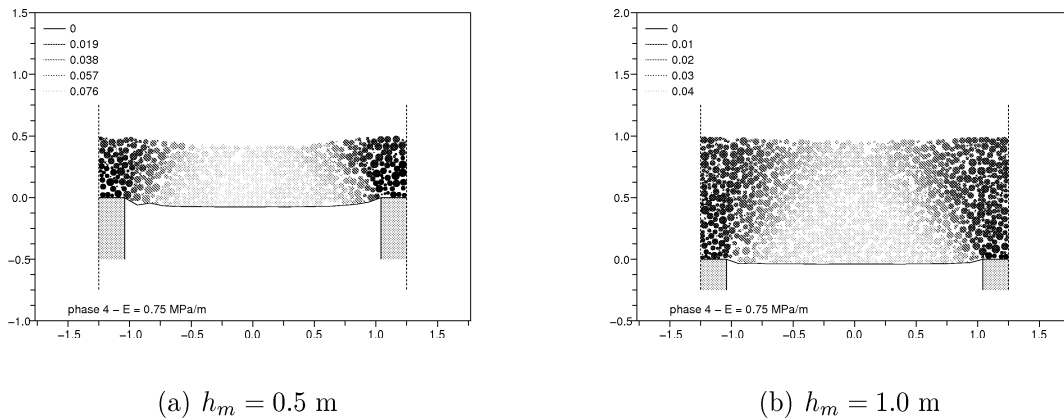


FIG. 4.18 – Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale pour deux hauteurs de matelas granulaire : $h_m = 0.5$ m et $h_m = 1.0$ m pour la phase 4 du chargement (module de réaction du sol support $K_c = 0.75$ MPa.m⁻¹).

La Fig. 4.18 montre les champs de déplacements obtenus dans une section verticale entre 2 inclusions pour la dernière phase du chargement (phase 4; $q = 68$ kPa) et pour un module de réaction $K_c = 0.75$ MPa.m⁻¹. On retrouve pour $h_m = 1.0$ m les cônes de diffusion observés pour $h_m = 0.5$ m. On peut donc tenter d'utiliser l'Eq. 4.9 pour estimer l'efficacité correspondant à une hauteur de matelas de 1 m. Pour cela, on a utilisé $\theta = \phi_p$. Les résultats de la comparaison obtenus sont représentés sur la Fig. 4.19 pour $h_m = 1.0$ m (pour $h_m = 0.5$ m, la prédiction de l'efficacité est donnée sur la Fig. 4.16, p. 136). On constate que l'estimation de l'efficacité est satisfaisante pour $h_m = 1.0$ m même si elle est légèrement supérieure à celle obtenue par la modélisation numérique. Mis à part le cas d'un sol support très compressible, les courbes obtenues sont incluses dans le fuseau estimé avec $\theta = \phi_p \pm 3^\circ$.

Concernant les déplacements du matelas granulaire, la Fig. 4.20 montre que les tassements différentiels maximum en base et en surface du matelas granulaire ont des valeurs très proches malgré l'augmentation de la hauteur du matelas. Cependant, on remarque

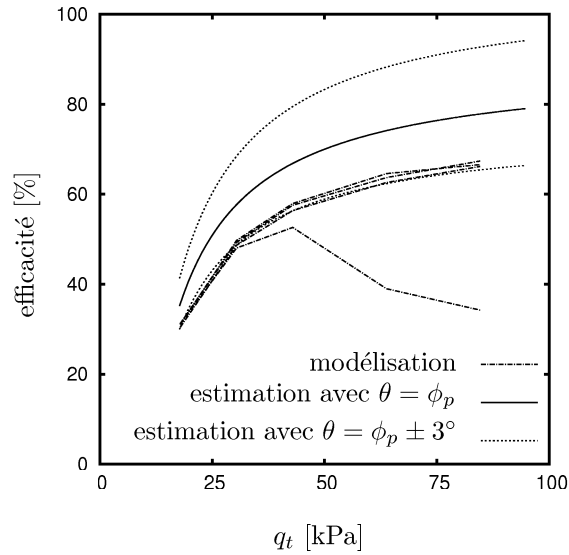


FIG. 4.19 – Comparaison de l’efficacité obtenue avec la modélisation avec l’efficacité estimée (Eq. 4.9) pour $h_m = 1.0$ m.

que l’amplitude des tassements différentiels diminue lorsque la hauteur de matelas augmente. Cette tendance est prévisible étant donné que la charge agissant sur le sol support diminue également lorsque la hauteur de matelas augmente.

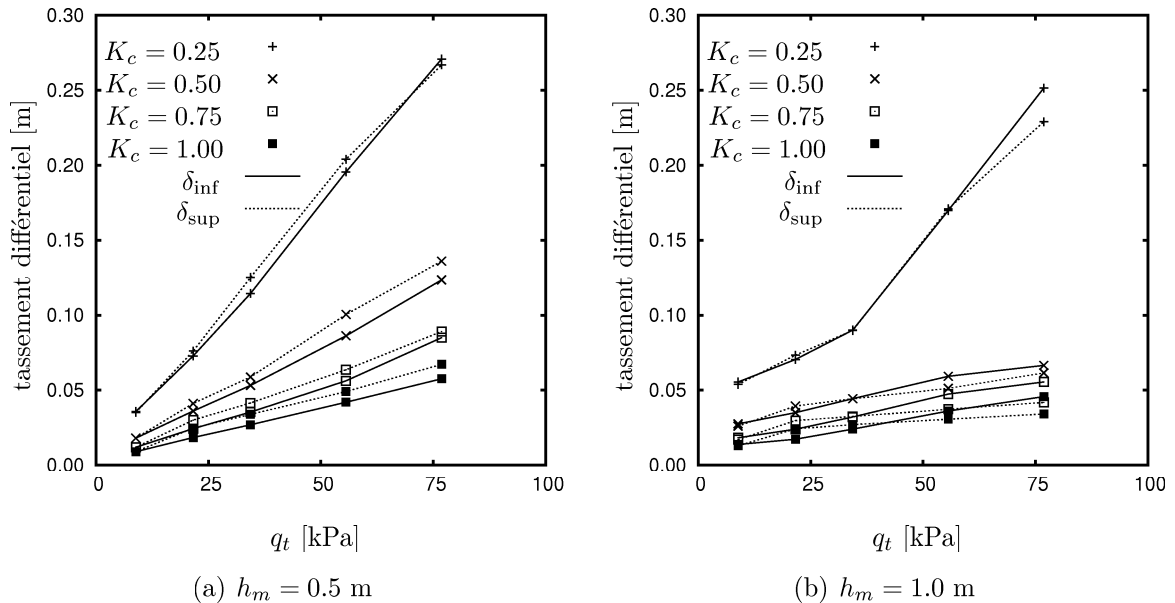


FIG. 4.20 – Tassements différentiels du matelas granulaire en fonction du chargement appliqué pour différents modules de réaction du sol support (en $\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$).

Pour expliquer que l'augmentation de la hauteur du matelas n'engendre pas de réduction du tassement, on peut se référer à la notion de plan d'égal tassement. Le plan d'égal tassement correspond à la section horizontale du matelas pour laquelle il n'y a plus de tassement différentiel. Si on considère le mécanisme des cônes de diffusion représenté sur la Fig. 4.14 p. 135, la hauteur de matelas h_e nécessaire pour obtenir un plan d'égal tassement serait égale à

$$h_e = \frac{s - a}{2 \tan \theta} \quad (4.13)$$

Si on considère que $\theta = \phi_p$, alors h_e vaut 1.07 m. Une hauteur de matelas granulaire $h_m = 1.0$ m n'est donc pas suffisante pour qu'un plan d'égal tassement se forme. Aussi, la zone du matelas la plus mobile affleure en surface ; cela explique la faible réduction du tassement maximal entre la base et la surface.

En conclusion, l'étude de ce premier paramètre confirme les mécanismes observés pour $h_m = 0.5$ m et l'utilisation de l'Eq. 4.9 pour la prédiction de l'efficacité, et ce tant que le sol support n'engendre pas de déplacements trop importants du matelas granulaire de transfert de charge. L'effet de la compressibilité est présenté en synthèse de cette étude paramétrique.

4.2.5 Effet de la mise en œuvre d'un dallage

En partant une nouvelle fois de la configuration de base comme point de comparaison, la solution du matelas de transfert mis en œuvre sous dallage a été étudiée. Cette solution paraît intéressante dans la mesure où le dallage constitue par lui-même un plan d'égal tassement. On peut donc artificiellement imposer un plan d'égal tassement alors que la hauteur de matériau granulaire seule ne le permet pas. La configuration de base est ici comparée à la configuration avec dallage, pour laquelle la hauteur de matelas granulaire est de 0.5 m. Il faut souligner que l'objectif est ici d'étudier les reports de charge dans le matelas granulaire, c'est pourquoi les sollicitations induites dans le dallage ne sont pas évoquées.

L'évolution de l'efficacité E obtenue en fonction du chargement vertical total q_t est donnée sur la Fig. 4.21. Avec un dallage, l'efficacité augmente systématiquement avec la charge appliquée mais sans tendre vers un palier, contrairement au cas sans dallage. De plus, pour un chargement donné, l'efficacité obtenue avec dallage est plus importante que pour la configuration de base ; pour la dernière phase du chargement par exemple

$$\begin{cases} E_{\max} = 31.6\% & \text{sans dallage} \\ E_{\max} = 72.3\% & \text{avec dallage.} \end{cases} \quad (4.14)$$

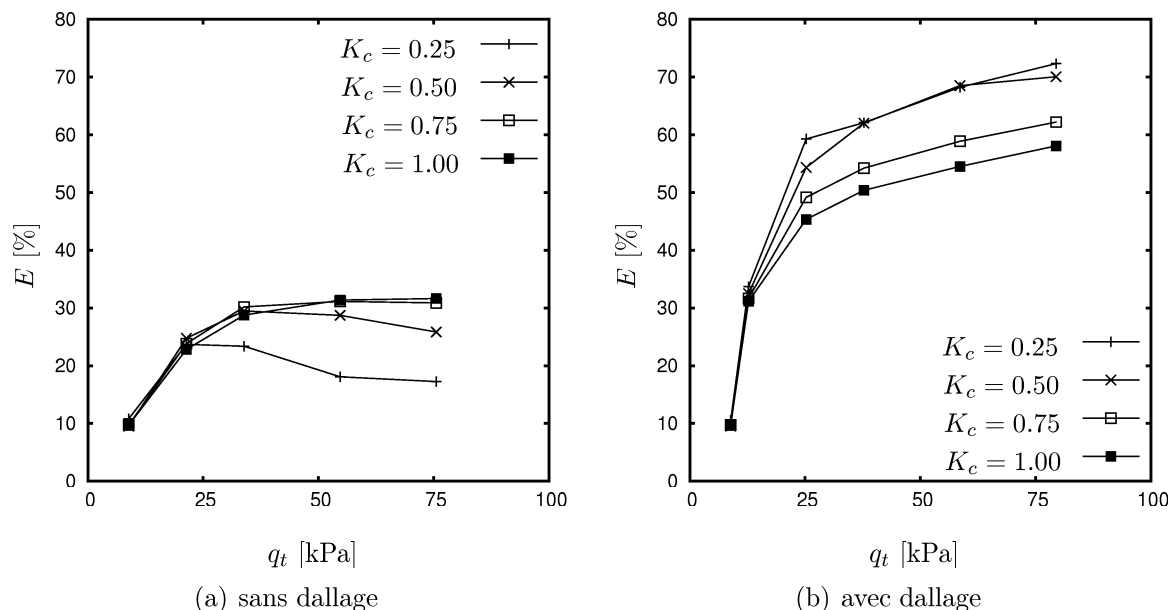


FIG. 4.21 – Efficacité du matelas granulaire E en fonction de q_t pour une hauteur de matelas granulaire $h_m = 0.5$ m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en $\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$ (sans géotextile).

La Fig. 4.22 montre le champ de déplacements dans une section verticale entre deux inclusions dans la dernière phase du chargement pour un module de réaction $K_c = 0.75 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{-1}$. Sur cette figure, on constate que contrairement à la configuration de base, l'utilisation du dallage ne permet pas de conserver les cônes de diffusion au cours du chargement.

L'utilisation de l'Eq. 4.9 n'est donc pas possible avec le dallage du fait de l'absence de ces cônes de diffusion. Le mécanisme observé ici correspond à un poinçonnement par la tête de l'inclusion de la partie du matelas granulaire qui se situe au droit de l'inclusion. Cette zone de matelas granulaire subit un écrasement qui entraîne son raccourcissement. La valeur de ce raccourcissement est nécessairement égale au tassement différentiel en base du matelas, étant donné que le dallage constitue un plan d'égal tassement (Fig. 4.23). Le poinçonnement du matelas de transfert par la tête de l'inclusion n'empêche pas une légère diffusion des efforts sous le dallage. En effet, le calcul de la contrainte verticale σ_{sup} sous le dallage dans une zone située au droit de la tête de l'inclusion est plus faible que celle que l'on mesure au niveau de la tête de l'inclusion σ_{inf} (Fig. 4.24). Le rapport de ces deux contraintes $\frac{\sigma_{\text{sup}}}{\sigma_{\text{inf}}}$ varie selon la compressibilité du sol support entre 30 et 43 % pour la dernière phase du chargement (phase 4, $q = 68$ kPa). À titre de comparaison, les mesures effectuées dans le cadre de la tranche 1 des essais expérimentaux en vraie grandeur ont

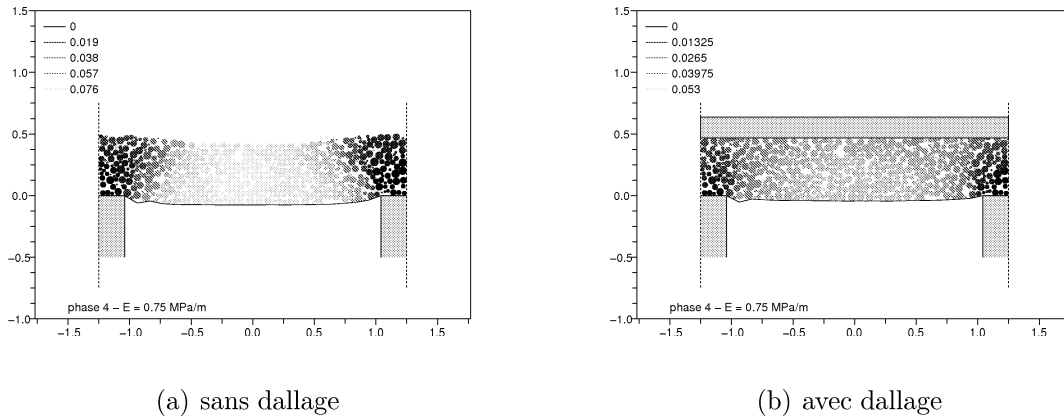


FIG. 4.22 – Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale pour une hauteur de matelas granulaire $h_m = 0.5$ m pour la dernière phase du chargement (phase 4, $q = 68$ kPa) ; module de réaction du sol support $K_c = 0.75$ MPa.m⁻¹.

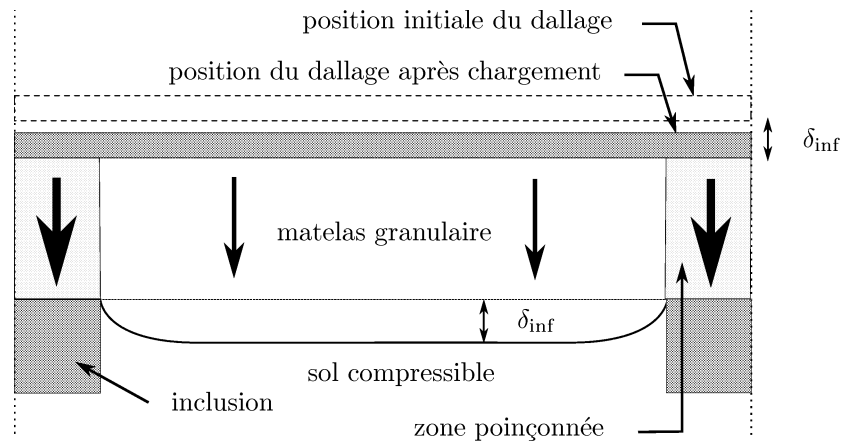


FIG. 4.23 – Mécanisme de transmission des efforts dans le matelas granulaire avec dallage.

montré en revanche que les valeurs de contraintes en ces deux points étaient très proches.

Les valeurs de tassements différentiels sont comparées sur la Fig. 4.25 dans les cas sans et avec dallage et montrent que l'utilisation du dallage entraîne une diminution du tassement différentiel en base du matelas (diminution d'autant plus importante que le sol support est compressible).

L'effet de la compressibilité sur ce mécanisme et notamment sur la répartition de la contrainte sous le dallage est étudiée dans la section consacrée à l'effet de la compressibilité.

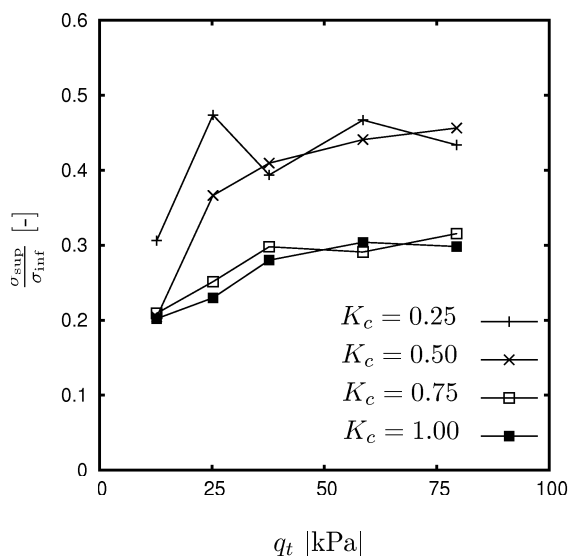


FIG. 4.24 – Contrainte verticale σ_{sup} sous le dallage dans une zone située au droit de la tête de l’inclusion à la contrainte mesurée au niveau de la tête de l’inclusion σ_{inf} en fonction du chargement appliqué q_t pour une hauteur de matelas granulaire $h_m = 0.5$ m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en $\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$ (sans géotextile).

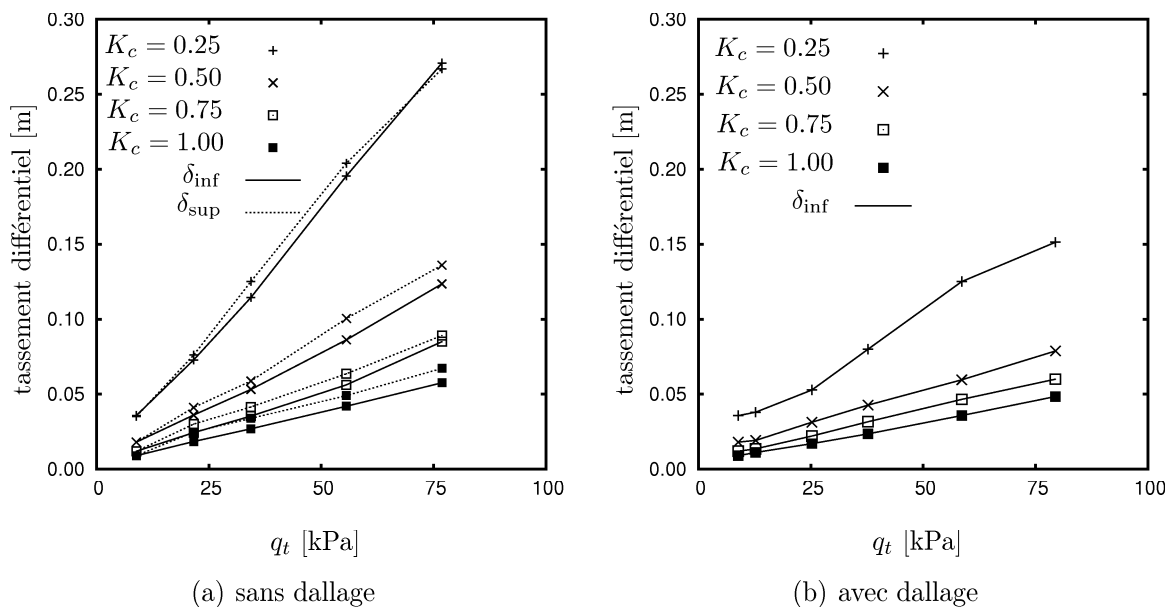


FIG. 4.25 – Tassements différentiels du matelas granulaire en fonction du chargement appliqué pour différents modules de réaction du sol support (en $\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$).

4.2.6 Effet d'un géotextile de renforcement

La configuration étudiée ici est celle d'un matelas granulaire d'épaisseur $h_m = 0.50$ m. Les géotextiles de renforcement considérés ici comportent deux directions de fibres perpendiculaires coïncidant avec les directions du maillage des inclusions. Deux rigidités différentes de fibres ont été testées :

$$J = \begin{cases} 750 & \text{kN.m}^{-1} \\ 1500 & \text{kN.m}^{-1} \end{cases} \quad (4.15)$$

Pour chacune de ces rigidités, plusieurs modules de réaction du sol support ont été utilisés $K_c = 0.25, 0.50, 0.75, 1.00$ MPa.m⁻¹. Dans la tranche 2 des essais expérimentaux en vraie grandeur, le géotextile mis en œuvre présente une rigidité de 750 kN.m⁻¹ pour deux directions perpendiculaires de fibres de renforcement. Cette rigidité en tension représente une valeur relativement faible pour un géotextile dit de renforcement.

L'évolution de l'efficacité E en fonction du chargement appliqué q_t pour les deux géosynthétiques est donnée sur la Fig. 4.26. L'efficacité est définie comme l'effort vertical total que reprennent les inclusions rapporté à l'effort vertical total. Comme le géotextile repose sur les inclusions, l'efficacité intègre donc la part d'effort transmis par effet membrane du géotextile vers les inclusions.

La comparaison des efficacités obtenues avec les matelas granulaires renforcés à la base par un géotextile montre qu'une nappe de géotextile apporte pour la géométrie testée (recouvrement de 2.2 %) et pour le type de renfort utilisé ($J = 750$ kN.m⁻¹) une légère augmentation de l'efficacité maximale. De plus, lorsque la rigidité en tension du géotextile augmente, l'efficacité augmente. Ainsi, pour la dernière phase du chargement (phase 4, $q = 68$ kPa), on a

$$E_{\max} = \begin{cases} 31.6 \% & \text{sans géotextile} \\ 34.9 \% & \text{avec } J = 750 \text{ kN.m}^{-1} \\ 40.5 \% & \text{avec } J = 1500 \text{ kN.m}^{-1} \end{cases} \quad (4.16)$$

Cependant, l'apport essentiel du géotextile se fait dans les cas des sols supports présentant les plus faibles modules de réactions K_c , du fait des tassements plus importants que l'on obtient pour ces modules, qui permettent une plus grande mobilisation de la tension dans le géotextile. Les tassements différentiels obtenus en base et en surface du matelas de transfert de charge sont donnés sur la Fig. 4.27.

De la même manière que pour les matelas de transfert de charge non renforcé, on constate que les tassements différentiels en base et en surface sont très proches. L'épais-

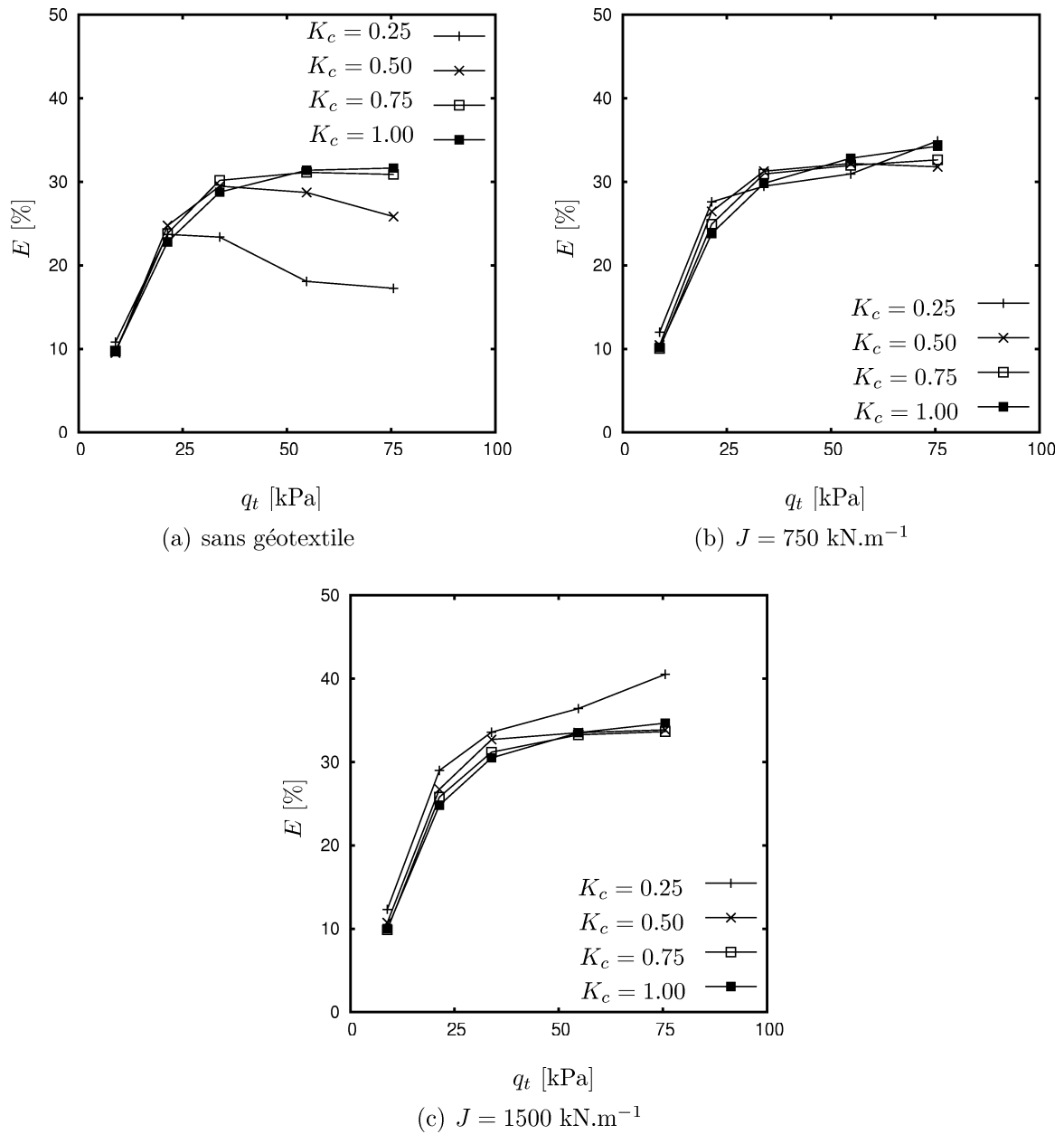


FIG. 4.26 – Efficacité du matelas granulaire E en fonction de q_t pour différents modules de réaction K_c (MPa.m^{-1}); $h_m = 0.5 \text{ m}$ sans dallage.

seur du matelas granulaire n'est pas suffisante pour entraîner une réduction du tassement différentiel. De plus on constate que l'amplitude de ces tassements différentiels est légèrement diminuée lorsqu'un géotextile est mis en œuvre (encore une fois d'autant plus que le sol support est très compressible). Cette réduction des tassements différentiels augmente avec la rigidité du géotextile.

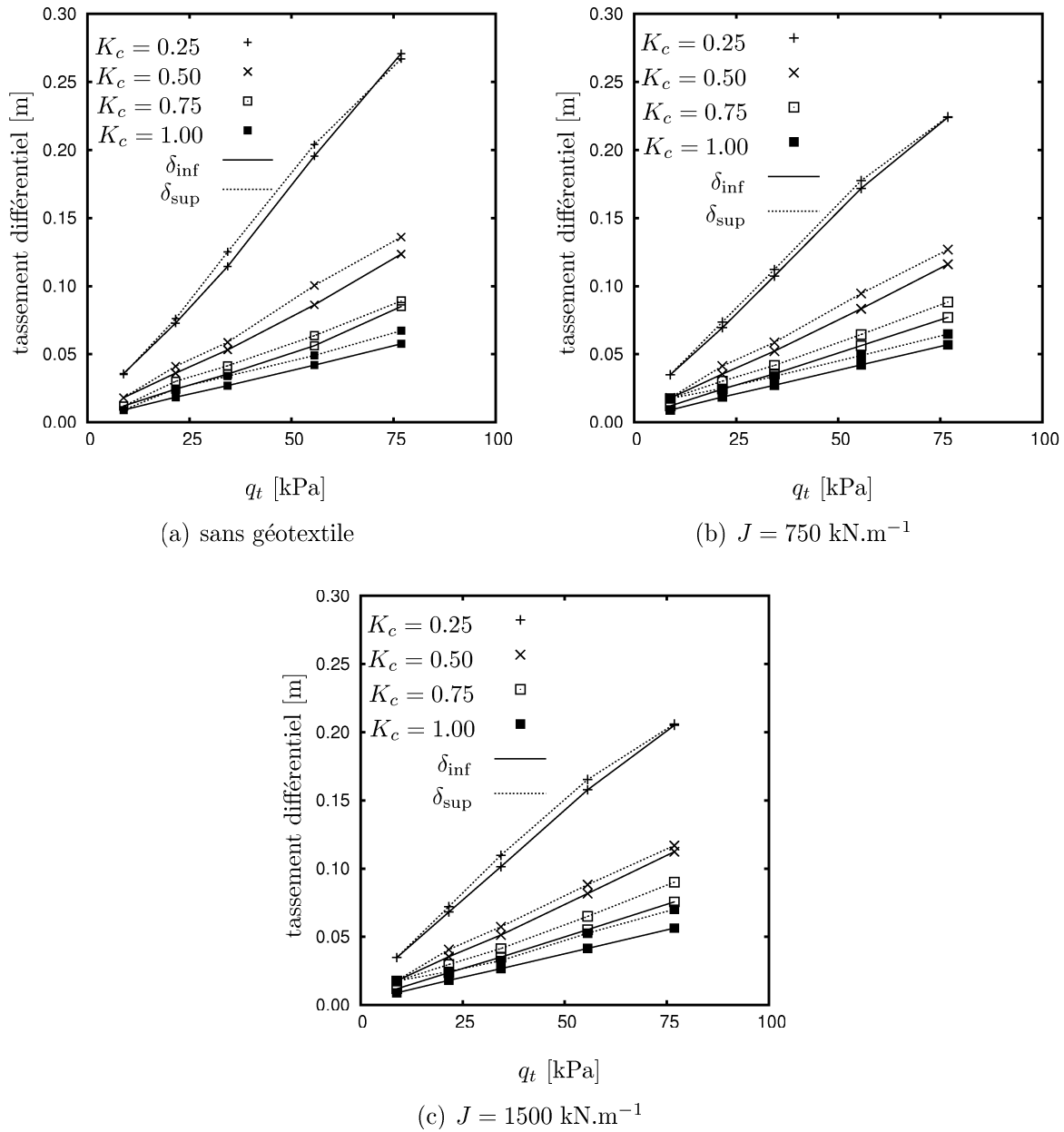


FIG. 4.27 – Tassements différentiels en base et en surface du matelas en fonction de q_t pour différents modules de réaction K_c (MPa.m^{-1}); $h_m = 0.5 \text{ m}$, avec géotextile de renforcement, sans dallage.

Comme pour l'efficacité, on remarque que l'effet du géotextile sur les tassements différentiels est plus significatif lorsque le module de réaction du sol support est grand. Pour le module de réaction le plus faible ($K_c = 0.25 \text{ MPa.m}^{-1}$), la valeur du tassement différentiel en base du matelas pour la dernière phase de chargement est (phase 4, $q = 68 \text{ kPa}$) :

$$\delta_{\text{inf}} = \begin{cases} 0.27 \text{ m} & \text{sans géotextile} \\ 0.22 \text{ m} & \text{avec } J = 750 \text{ kN.m}^{-1} \\ 0.20 \text{ m} & \text{avec } J = 1500 \text{ kN.m}^{-1} \end{cases} \quad (4.17)$$

Les Fig. 4.28 et 4.29 montrent la répartition des déformations du géotextile pour un module de réaction $K_c = 0.25 \text{ MPa.m}^{-1}$ et pour la dernière phase de chargement (phase 4, $q = 68 \text{ kPa}$). Ces figures montrent que le géosynthétique est sollicité essentiellement sur des bandes rectilignes qui relient les inclusions et dans la direction de ces bandes. En dehors de ces zones, les déformations sont négligeables. Les valeurs de déformations obtenues dans les bandes de nappe entre les pieux sont assez importantes et pourtant, l'effet membrane conduit à une augmentation limitée de l'efficacité. La rigidité en tension à utiliser pour obtenir un effet membrane significatif pour le taux de recouvrement retenu doit être plus importante. Avec un géotextile et une géométrie comparables, les expérimentations en vraie grandeur de la tranche 2 ont montré des déformations dans le géotextile bien inférieures à celle obtenues par la modélisation ($10\times$ moins environ), ce qui laisse penser que l'effet membrane a dû être très peu prépondérant dans le report de charge qui a été obtenu. De plus, en pratique, le phénomène d'accrochage du sol compressible sur les inclusions, à proximité de ces dernières, limite le tassement du sol compressible dans cette zone. Ainsi, on peut penser que les déformations dans le géosynthétique à proximité des inclusions sont limitées. Le fait de modéliser le sol compressible par un ensemble de ressort verticaux linéaires indépendants ne permet pas de reproduire le phénomène d'accrochage et, par conséquent, conduit à une surestimation par la modélisation numérique proposée des déformations du géosynthétique à proximité des inclusions.

Le couplage de l'effet de la compressibilité et du géotextile de renforcement est développé dans la section suivante consacrée à l'effet de la compressibilité.

4.2.7 Effet de la compressibilité

Les résultats précédents relatifs à l'effet de la hauteur, de l'utilisation d'un dallage ou d'un renforcement de type géotextile montrent une influence transversale de la compressibilité du sol support. Cette influence, présentée dans cette section, est différente selon

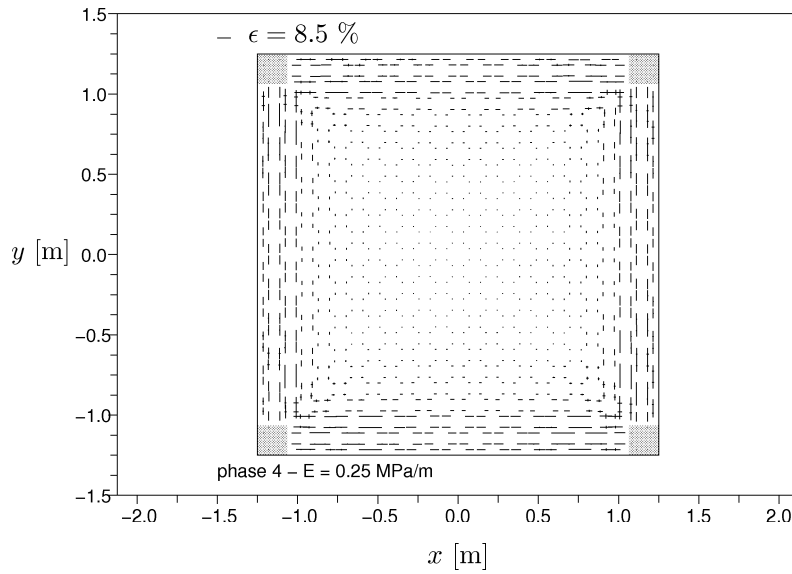


FIG. 4.28 – Répartition dans le plan horizontal des déformations dans le géotextile selon les deux directions de fibres de renforcement ($J = 750 \text{ kN.m}^{-1}$) et pour un module de réaction du sol support $K_c = 0.25 \text{ MPa.m}^{-1}$.

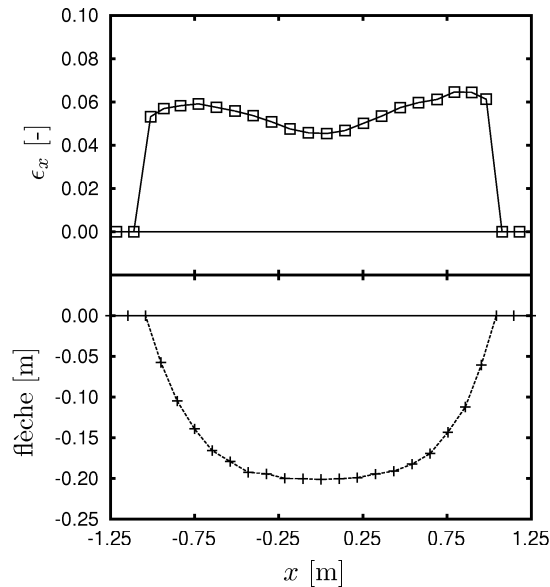


FIG. 4.29 – Évolution de la déformation et de la flèche du géotextile entre deux inclusions pour $J = 750 \text{ kN.m}^{-1}$ et au cours de la dernière phase de chargement (phase 4, $q = 68 \text{ kPa}$) et pour un module de réaction du sol support $K_c = 0.25 \text{ MPa.m}^{-1}$.

les différentes solutions techniques étudiées.

Couplage avec l'effet de la hauteur

On a vu que l'efficacité maximale pouvant être mobilisée par le matelas granulaire augmente avec son épaisseur. En revanche, on remarque que pour une hauteur donnée de matelas, l'efficacité varie en fonction de la compressibilité du sol support (Fig. 4.30).

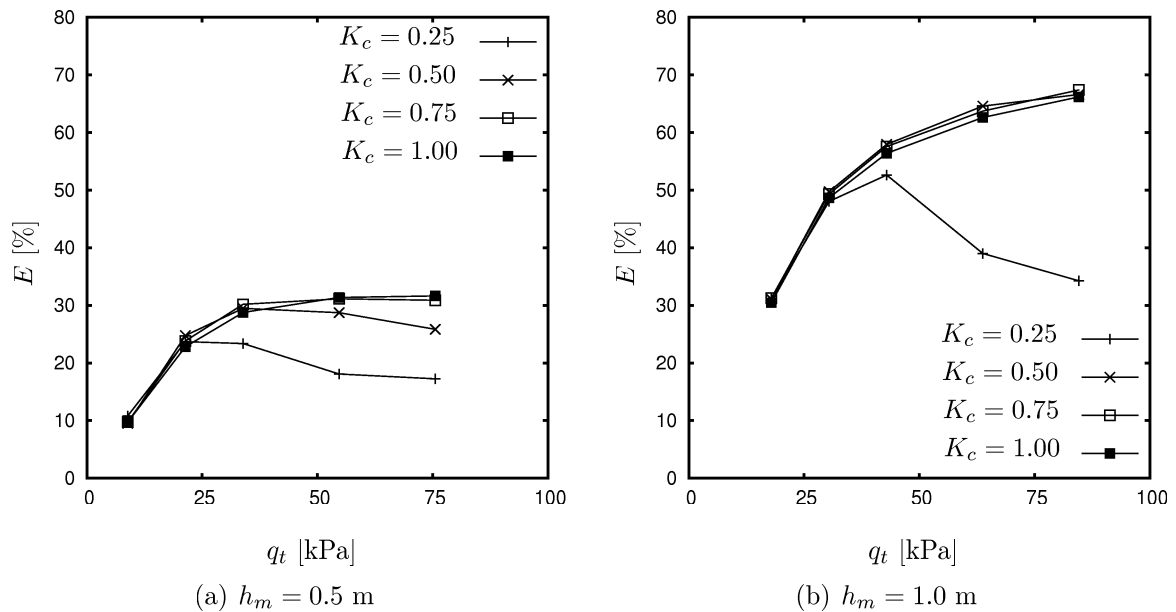


FIG. 4.30 – Efficacité du matelas granulaire E en fonction de q_t pour deux hauteurs de matelas granulaire h_m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en $\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$ (sans géotextile, sans dallage).

Or l'étude du problème de la trappe (Chapitre 2 et 3) a permis de mettre en évidence le lien qui existe entre transfert de charge et tassement différentiel en base du matelas granulaire. La Fig. 4.31 montre l'évolution de l'efficacité E en fonction du tassement différentiel en base du matelas granulaire δ_{inf} pour les deux hauteurs de matelas granulaire.

L'efficacité E du report de charge présente une évolution en fonction de δ_{inf} qui rappelle celle obtenue dans le cas des reports de charge en déformation plane. Lorsque δ_{inf} augmente, l'efficacité augmente dans un premier temps pour atteindre un maximum lorsque $0.05 \leq \delta_{\text{inf}} \leq 0.10$ m. Pour des valeurs supérieures de δ_{inf} , l'efficacité diminue. Cette relation montre que la compressibilité a un rôle non négligeable dans les mécanismes de report de charge.

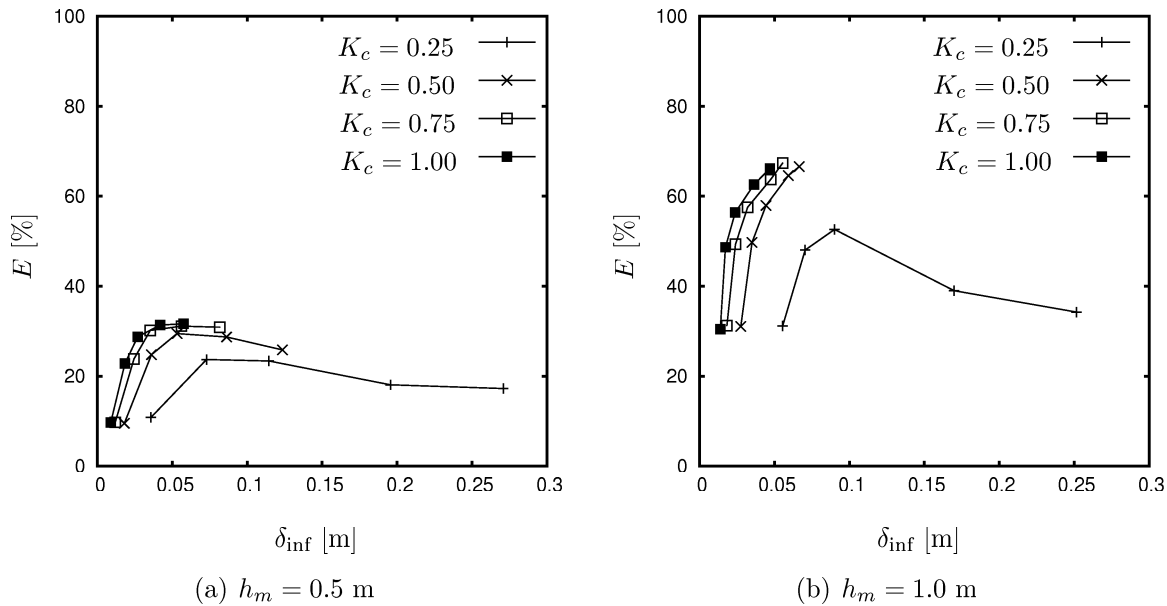
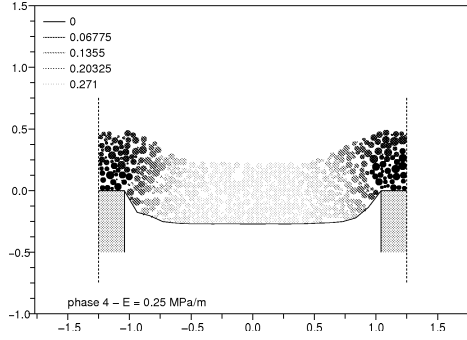


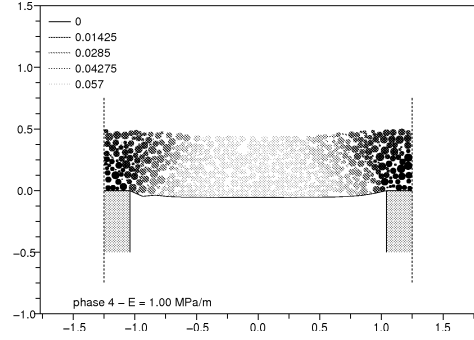
FIG. 4.31 – Efficacité du matelas granulaire E en fonction du tassement différentiel en base du matelas δ_{inf} pour deux hauteurs de matelas granulaire h_m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en MPa.m^{-1} (sans géotextile, sans dallage).

Les effets respectifs de la hauteur du matelas et de la compressibilité ne sont donc pas indépendants. En effet, lorsque l'on augmente la hauteur de matelas, on augmente l'efficacité non seulement par augmentation du volume des zones de diffusion au-dessus de chaque inclusion mais aussi par la réduction des tassements différentiels en base du matelas de transfert de charge.

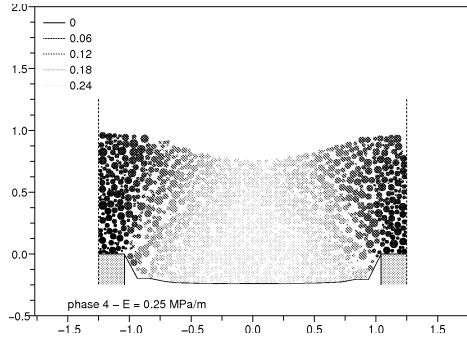
Afin d'expliquer la diminution d'efficacité que l'on observe lorsque les tassements différentiels en base du matelas sont trop importants, il faut considérer la cinématique du matelas granulaire. La Fig. 4.32 montre les champs de déplacements des particules du matelas obtenus dans une section verticale entre deux inclusions pour la dernière phase du chargement (phase 4, $q = 68$ kPa) dans le cas où l'efficacité est maximale ou minimale. On constate sur cette figure une réduction de l'angle du cône de diffusion avec la verticale (θ), ce qui une fois de plus rappelle la cinématique obtenue dans le problème de la trappe. Lorsque les déplacements en base du matelas sont trop importants, la résistance au cisaillement du matelas granulaire est diminuée et l'angle θ que fait le cône de diffusion avec la direction verticale devrait donc s'approcher de l'angle de frottement résiduel du matériau granulaire ϕ_r . L'estimation de l'efficacité à partir de l'Eq. 4.9 (p. 135), qui suppose l'existence de cônes de diffusion, avec $\theta = \phi_r = 30.1^\circ$ donne pour la dernière phase



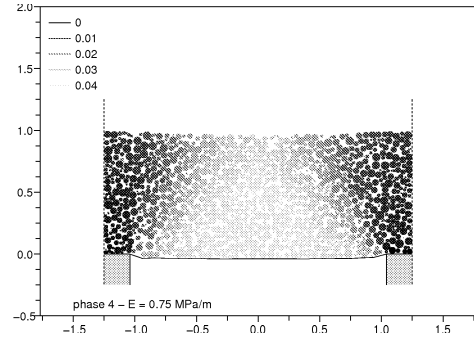
(a) $h_m = 0.5 \text{ m}$; $E_{\min} = 17.2 \%$



(b) $h_m = 0.5 \text{ m}$; $E_{\max} = 31.6 \%$



(c) $h_m = 1.0 \text{ m}$; $E_{\min} = 34.2 \%$



(d) $h_m = 1.0 \text{ m}$; $E_{\max} = 67.4 \%$

FIG. 4.32 – Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale dans le cas de l'efficacité maximale E_{\max} et dans le cas de l'efficacité minimale E_{\min} (dernière phase du chargement : phase 4, $q = 68 \text{ kPa}$).

du chargement (phase 4, $q = 68 \text{ kPa}$)

$$E'(\theta = \phi_r = 30.1^\circ) \begin{cases} 13.7\% & \text{pour } h_m = 0.5 \text{ m} \\ 32.6\% & \text{pour } h_m = 1.0 \text{ m} \end{cases} \quad (4.18)$$

et les efficacités obtenues par la modélisation

$$E \begin{cases} 17.2\% & \text{pour } h_m = 0.5 \text{ m} \\ 34.2\% & \text{pour } h_m = 1.0 \text{ m} \end{cases} \quad (4.19)$$

La comparaison des prédictions avec les mesures obtenues est satisfaisante. Le fait d'adapter l'angle des cônes de diffusion en fonction de l'amplitude des déplacements en base du

matelas granulaire (et donc de la compressibilité) semble pertinent.

Cas du matelas de transfert sous dallage

On constate dans le cas avec dallage que l'efficacité augmente avec le chargement appliqué mais également avec la compressibilité du sol support. L'utilisation d'un dallage modifie donc l'influence que présente la compressibilité sur le report de charge. Pour mettre en évidence cette modification, on a représenté sur la Fig. 4.33 l'évolution de l'efficacité du report de charge en fonction du tassement différentiel en base du matelas granulaire δ_{inf} .

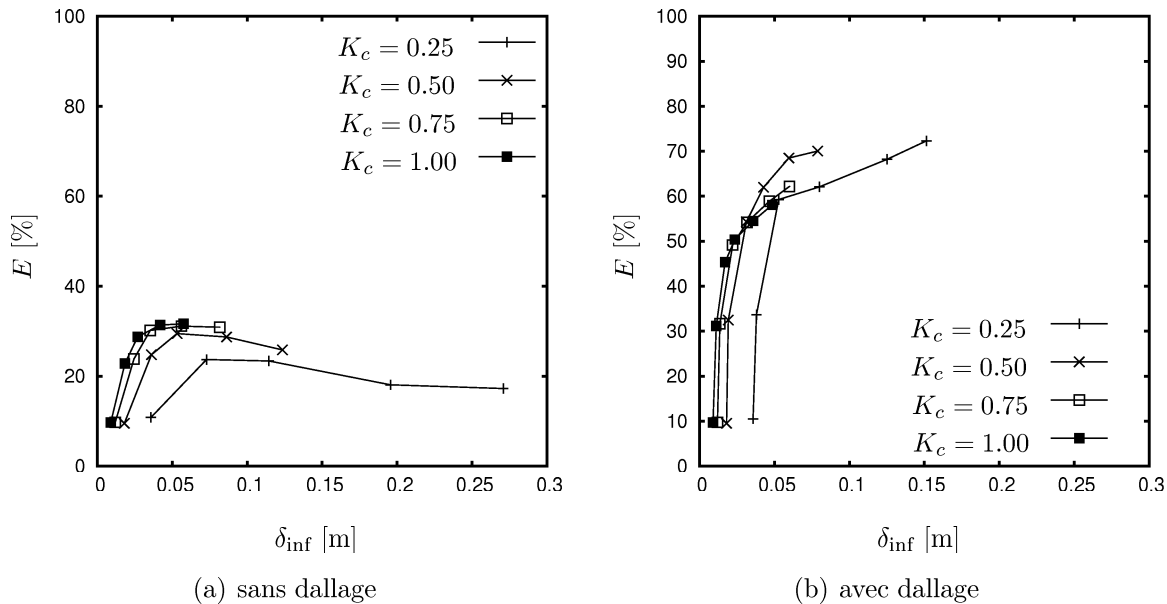


FIG. 4.33 – Efficacité du matelas granulaire E en fonction du tassement différentiel en base du matelas δ_{inf} pour une hauteur de matelas granulaire $h_m = 0.5$ m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en $\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1}$ (sans géosynthétique).

Le report de charge vers les inclusions est d'autant plus important que le tassement différentiel en base du matelas est important. Dans le cas d'un sol infiniment compressible, la relation entre efficacité et compressibilité que l'on obtient avec un dallage est donc très différente de celle obtenue avec la configuration de base.

L'intérêt du matelas granulaire de transfert de charge est ici de réduire la concentration des efforts sous le dallage. À ce titre, la répartition des contraintes verticales sous le dallage a été calculée en différents points de la sous-face du dallage et rapportée à la contrainte verticale moyenne qui y agit $\bar{\sigma}_z$. La Fig. 4.34 montre la répartition dans le plan horizontal

du rapport de la contrainte verticale σ_z à la contrainte moyenne $\bar{\sigma}_z$ pour la phase 4 du chargement ($q = 68$ kPa) et pour les différents modules de réaction.

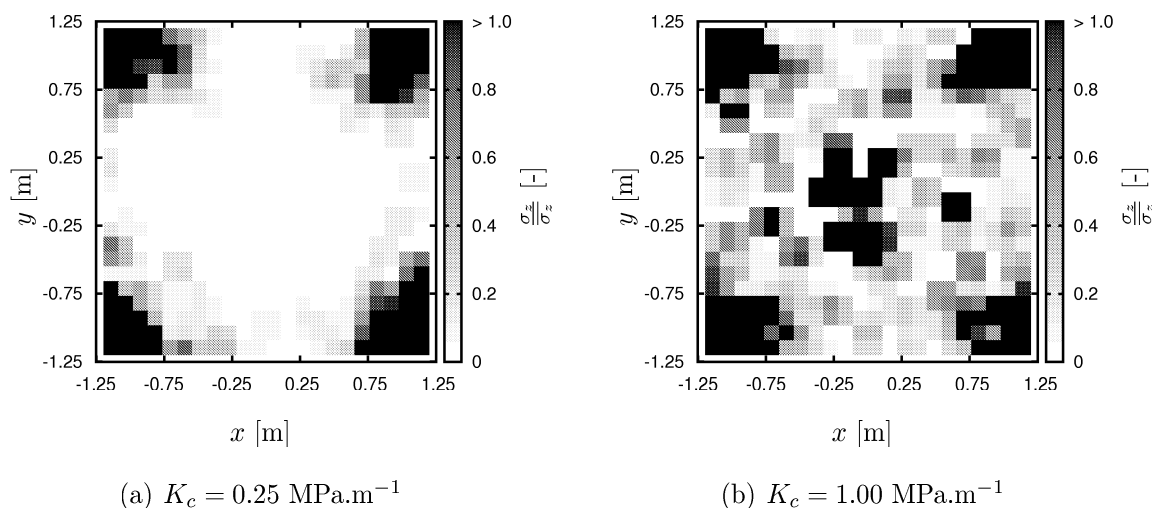


FIG. 4.34 – Répartition du rapport de la contrainte verticale sous dallage σ_z à la contrainte verticale moyenne $\bar{\sigma}_z$ pour la dernière phase du chargement (phase 4, $q = 68$ kPa).

L'état de contrainte dans la zone du matelas granulaire situé au droit des inclusions a été calculé par la formule de Cauchy-Poisson (Eq. 3.17, p. 101) pour différents niveaux de chargements a été représenté dans le plan de Mohr (Fig. 4.35). On peut ainsi corrélérer la concentration des efforts sous le dallage au niveau de sollicitation auquel est soumise cette colonne de matelas : dans le cas du sol support le plus compressible (Fig. 4.35(a)), on constate que le matelas est fortement sollicité lorsque le chargement augmente et une résistance proche de celle de la résistance au pic est mobilisée en fin de chargement. Pour le sol support le moins compressible en revanche (Fig. 4.35(b)), on constate que la diffusion plus importante des efforts dans le matelas granulaire conduit à solliciter la colonne de matelas située au droit des inclusions à un niveau bien inférieur à sa résistance au pic.

Contrairement au cas d'un matelas de transfert mis en œuvre sous remblai, la diminution du module de réaction du sol support entraîne une concentration des efforts sous le dallage, mais cette augmentation s'accompagne d'une meilleure mobilisation de la résistance du matelas granulaire au cisaillement, et en particulier au droit des inclusions.

Couplage avec l'effet du géotextile

Afin d'estimer à partir de quelle valeur de tassement différentiel en base du matelas le géotextile de renforcement apporte un gain significatif en terme d'efficacité, on a représenté

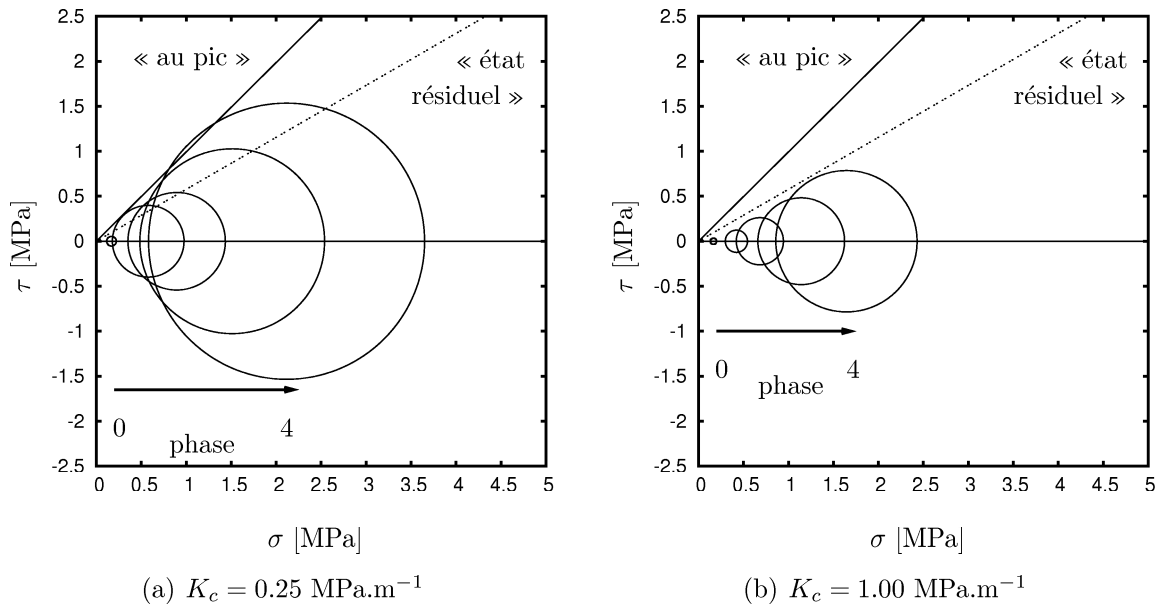


FIG. 4.35 – État de contrainte dans la zone du matelas située au droit de l'inclusion dans le plan de Mohr et pour les différentes phases du chargement (0 à 4) et pour deux modules de réaction du sol support ; les critères de résistance au cisaillement au pic et à l'état résiduel ont été représentés.

l'évolution, en fonction du tassement différentiel en base du matelas, du rapport entre l'efficacité obtenue avec le géotextile et l'efficacité sans le géotextile sur la Fig. 4.36. On observe que l'intérêt du géotextile de renforcement n'est manifeste que lorsque le tassement différentiel en base du matelas granulaire dépasse 8 à 10 cm ; l'efficacité peut alors être très augmentée : pour le sol support étudié le plus compressible ($K_c = 0.25 \text{ MPa.m}^{-1}$) et pour la dernière phase du chargement (phase 4, $q = 68 \text{ kPa}$), l'efficacité est multipliée par 2.0 pour le géotextile $J = 750 \text{ kN.m}^{-1}$ et par 2.3 pour le géotextile $J = 1500 \text{ kN.m}^{-1}$. En-dessous de ces valeurs de tassement différentiel, l'intérêt du géotextile de renforcement ne se justifie pas pour la configuration étudiée.

Le géotextile agit par effet membrane : lorsque le tassement différentiel en base du matelas granulaire est suffisant, la déflexion induite dans le géotextile entraîne sa mise en tension ce qui lui permet de reprendre une partie de l'effort vertical qu'il reçoit du matelas granulaire et de le transmettre aux inclusions. L'effort repris par les inclusions se décompose donc en deux parties de natures différentes :

- un effort transmis directement du matelas vers les inclusions,
- un effort transmis indirectement du matelas vers les inclusions par le biais de la tension existant dans le géotextile.

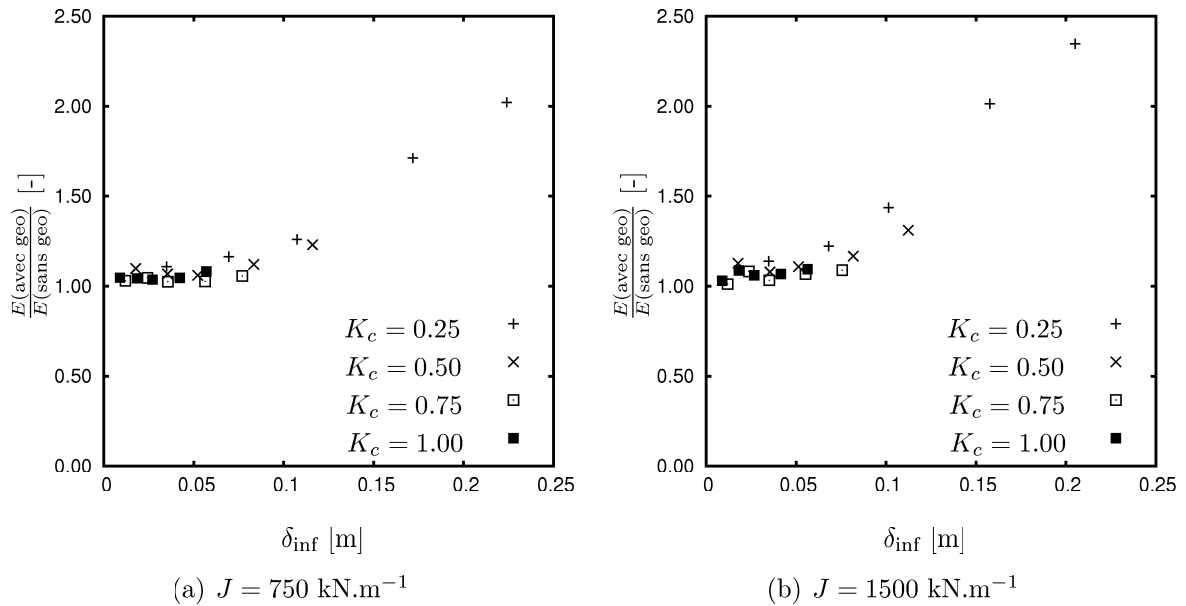


FIG. 4.36 – Rapport entre l'efficacité obtenue avec géotextile et sans géotextile en fonction du tassement différentiel observé en base du matelas granulaire. (K_c en MPa.m^{-1}); $h_m = 0.5 \text{ m}$, sans dallage.

En comparant les comportements des matelas renforcés par géotextile et non renforcés, on remarque que, malgré la faible rigidité en tension du géotextile, il permet de s'affranchir de la diminution de l'efficacité lorsque les déplacements en base du matelas deviennent trop importants.

Afin d'illustrer ce constat, un calcul a été mené en ne considérant aucun sol support ($K_c = 0$). Le matelas granulaire a été soumis à son propre poids et aucune surcharge n'a été appliquée. La Fig. 4.37 montre la comparaison des champs de déplacements des particules dans une section verticale du matelas entre deux inclusions pour $K_c = 0$ et $K_c = 0.25 \text{ MPa.m}^{-1}$. Le tassement différentiel en base du matelas nécessaire pour que le géotextile reprenne l'intégralité du poids du matelas granulaire est alors de 0.43 m (au centre de la maille élémentaire). Les déplacements obtenus sur les configurations avec sol support (mais également dans la tranche 2 des expérimentations en vraie grandeur) ne sont donc pas suffisants pour que le report de charge dû au géotextile soit significatif.

4.3 Conclusions

Cette étude paramétrique par modélisation numérique discrète a été réalisée en considérant une configuration courante d'ouvrage de renforcement de sols par inclusions rigides

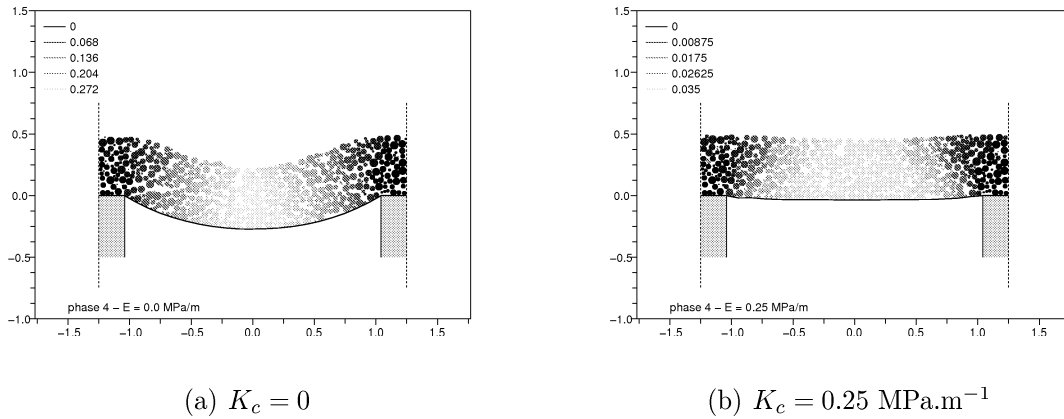


FIG. 4.37 – Déplacements des particules du matelas granulaires dans une section verticale entre deux inclusions lorsque le matelas granulaire est soumis à son seul poids propre.

(proche de celle utilisée dans le cadre des expérimentations en vraies grandeurs menées dans le cadre du projet ASIRi) tant sur le plan du taux de recouvrement des inclusions que des hauteurs de matelas granulaire considérées ou encore des propriétés mécaniques des renforcements géotextiles utilisés. Elle a permis de mettre en évidence deux types de mécanismes de report de charge correspondant chacun à un type d'application :

Matelas granulaire sollicité par une surcharge uniforme

Des cônes de diffusion des efforts sont observés au-dessus de chaque inclusion. L'ouverture de ces cônes reste stable lorsque le chargement augmente et tant que les déplacements en base du matelas ne sont pas trop importants ; il en résulte donc que tant qu'un certain seuil de déplacement n'est pas dépassé, l'efficacité du report de charge augmente avec le chargement appliqué. Le seuil de déplacement en question correspond environ à $\frac{s-a}{20}$ pour la géométrie étudiée.

En revanche, lorsque ce seuil de déplacement en base du matelas est dépassé, une diminution de l'ouverture des cônes de diffusion entraîne une baisse de l'efficacité, à moins qu'un géotextile ne soit placé en base du matelas granulaire. Dans ce dernier cas, la diminution de l'ouverture des cônes de diffusion est compensée par la tension du géotextile qui transmet une partie de la charge qu'il reçoit vers les inclusions. Aussi, l'apport du géotextile n'est significatif que lorsque les déplacements verticaux du matelas granulaire sont suffisants.

Une estimation de l'efficacité à partir de la géométrie des cônes de diffusion a été effectuée selon le modèle de transfert de charge de Carlsson [8] et Svanø [48]. Cependant,

l'ouverture des cônes de diffusion a été considérée comme égale à l'angle de frottement du matériau. Selon que le seuil de déplacement évoqué précédemment était dépassé ou non, on a considéré soit l'angle de frottement au pic du matériau ϕ_p soit son angle de frottement résiduel ϕ_r . Ces estimations, bien que sensibles à la valeur de l'angle utilisée, donnent de très bons résultats.

L'étude menée n'a pas mis en évidence une réduction des déplacements dans le matelas entre sa base et sa surface, ce qui montre une très faible capacité du matériau au foisonnement. De plus, les hauteurs de matelas de transfert de charge considérées sont inférieures à la hauteur nécessaire à l'obtention d'un plan d'égal tassement.

Matelas granulaire sous dallage

Cette configuration entraîne un mécanisme tout à fait différent de la configuration précédente dans la mesure où les cônes de diffusion précédemment évoqués sont difficilement identifiables. Cependant, une diffusion existe dans le matelas granulaire et se manifeste par une contrainte en tête d'inclusion au moins deux fois supérieure à la contrainte mesurée sous le dallage au droit des inclusions.

Dans le cas où le matelas granulaire est mis en œuvre sous le dallage, de dernier représente un plan d'égal tassement. Il en résulte un poinçonnement du matelas par les têtes d'inclusions qui conduit à un report d'autant plus important que le sol support est compressible. Lorsque le sol support est très compressible, le poinçonnement important du matelas granulaire conduit à mobiliser pleinement sa résistance au cisaillement (au niveau de sa résistance au cisaillement au pic).

Conclusion et perspectives

Les travaux de recherche réalisés dans le cadre de cette thèse avaient pour objectif d'améliorer la compréhension des mécanismes de transfert de charge dans les matériaux granulaires et de leur application au renforcement de sols par inclusions rigides. Cette étude a été réalisée selon un degré croissant de complexité des sollicitations considérées, partant de la sollicitation d'une couche granulaire dans un cas de déformations planes pour arriver au cas tridimensionnel d'un matelas granulaire sur inclusions rigides. Cette étude se justifie par plusieurs aspects et notamment par l'abondance des modèles analytiques existants pour prédire les reports de charge dans les matériaux granulaires, que ce soit dans le cas des déformations planes que dans le cas tridimensionnel et qui présentent de fortes divergences dans les résultats qu'ils permettent d'obtenir.

L'initiation d'un projet national visant à établir à terme un document normatif relatif au dimensionnement et aux recommandations de mise en œuvre des renforcements de sols par inclusions rigides (projet ASIRi) a permis de souligner l'importance d'une meilleure compréhension des transferts de charge dans les matelas granulaires.

Matelas granulaire en condition de déformations planes

L'étude du comportement de matelas granulaires soumis à un déplacement vertical agissant dans une zone localisée à leur base (appelée trappe) a été réalisée par le biais d'essais sur modèle réduit et de modélisations numériques utilisant la Méthode des Éléments Discrets. La confrontation entre les résultats expérimentaux et numériques a montré une bonne correspondance tant sur le plan des efforts reportés que de la cinématique observée. L'étude a montré que la réponse d'une couche granulaire ainsi sollicitée est fortement influencée par l'amplitude du déplacement qui lui est imposé à sa base tant sur le plan du report des efforts que sur le plan des schémas de rupture. Ainsi, le report de charge est d'autant plus faible que le déplacement imposé en base du matelas granulaire est important. Plusieurs amplitudes de transferts de charge peuvent donc être obtenues pour une même couche granulaire ; ces différents niveaux ont pu être corrélés aux différents niveaux de résistance au cisaillement du matériau constituant le matelas granulaire. Le report de charge maximal intervient pour des faibles déplacements en base de la couche granulaire et son amplitude est corrélée à l'angle de frottement au pic du matériau granulaire qui la constitue. Le déplacement nécessaire à l'obtention de ce report maximal est inférieur à 5 % de la largeur de la trappe. Le report de charge minimal intervient pour d'importants déplacements de la trappe, et dépend de l'épaisseur du matelas granulaire testé. Son amplitude est reliée à l'angle de frottement résiduel du matériau granulaire. La transition entre ces deux phases se fait par une diminution graduelle du report de charge lorsque le déplacement de la trappe augmente. Cette diminution correspond à l'expansion d'une

zone d'effondrement du bas du matelas vers la surface. L'étude expérimentale a permis de montrer qu'un report de charge de cette zone d'effondrement vers le reste du matelas peut ou non se produire durant cette phase selon le matériau considéré. Cette propriété semble être corrélée à la taille des éléments constituant le matelas. Par ailleurs, l'étude numérique a montré l'absence d'effet de la forme des particules du matelas granulaire, dans la gamme testée. De plus, l'analyse micro-mécanique des modélisations numériques a permis de mettre en évidence que la zone d'effondrement se décompose en deux types de zones : une zone de section triangulaire, située au droit de la trappe, et peu perturbée ; deux zones, situées chacune au droit d'une des extrémités de la trappe, où se localisent les déformations de cisaillement. La largeur de ces zones perturbées augmente lorsqu'on s'éloigne de la base de la couche.

Matelas granulaire sur inclusions rigides

La modélisation numérique des matelas granulaires sur inclusions rigides par la Méthode des Éléments Discrets s'intègre dans le cadre du projet national ASIRi et s'inscrit dans la complémentarité des autres recherches menées dans le cadre de ce projet, et en particulier des essais expérimentaux de laboratoire (réalisés au CERMES et au LCPC). L'objectif de cette partie était d'apporter des éléments de réponses concrets par rapport à l'influence de différentes solutions techniques d'utilisation de matelas de transferts de charge sur les mécanismes de reports de charge. Des configurations types correspondant aux deux principales applications des matelas granulaires sur inclusions rigides ont fait l'objet d'une étude paramétrique.

La première de ces deux configurations correspond à un matelas granulaire sur inclusions rigides soumis à une surcharge uniforme (cas des matelas sous remblais, application aux remblais routiers et ferroviaires). L'étude paramétrique a permis de corréler l'efficacité du report de charge vers les inclusions à l'amplitude des déplacements en base du matelas granulaire : l'efficacité augmente avec le déplacement tant que celui-ci reste inférieur à un seuil (pour la géométrie utilisée dans cette étude, ce seuil est d'environ $\frac{s-a}{20}$). Au delà de ce seuil, l'efficacité des reports de charge diminue. On a montré qu'une prédiction satisfaisante de l'efficacité du report de charge peut être effectuée en considérant des cônes de diffusion au-dessus de chaque inclusion. L'inclinaison des cônes de diffusion avec la verticale a été prise égale à l'angle de frottement au pic ou résiduel du matériau constituant le matelas granulaire, selon que le seuil de déplacement est dépassé ou non. La mise en œuvre d'un géotextile en base du matelas de transfert de charge a permis d'empêcher la diminution du report de charge due au dépassement du seuil de déplacement. Néanmoins, pour des géométries et des raideurs similaires à celles mises en œuvre dans le projet national

ASIRi, l'influence du géotextile sur l'augmentation d'efficacité du système de renforcement est peu évidente. Concernant les tassements de l'ouvrage, on a observé que le tassement différentiel en base du matelas est égal au tassement différentiel en surface. Autrement dit, les hauteurs utilisées ainsi que le matériau granulaire modélisés (peu foisonnant) n'ont pas permis d'observer de plans d'égal tassement. Cependant, l'amplitude des tassements différentiels de surface diminue lorsque la hauteur du matelas augmente. Conformément aux conclusions de l'étude des matelas granulaires en conditions de déformations planes, l'importance de l'influence des déplacements verticaux en base du matelas granulaire a été mise en évidence.

La seconde configuration correspond aux matelas granulaires mis en œuvre sous dallage (application à la fondation de bâtiments industriels et/ou de grandes dimensions). L'étude paramétrique de cette configuration a permis de mettre en évidence des mécanismes tout à fait différents de la configuration précédente. Une diffusion plus faible des efforts dans le matelas granulaire a été observée, si bien que la tête d'inclusion engendre localement le poinçonnement du matelas granulaire. Étant donné que le dallage constitue un plan d'égal tassement, le poinçonnement du matelas granulaire est plus important lorsque le sol support est très compressible et permet de solliciter de manière optimale le cisaillement dans le matelas granulaire. Il en résulte que l'efficacité augmente lorsque le sol support devient plus compressible.

Perspectives

Un grand nombre de recherches menées par les différents participants au projet national sont actuellement encore en cours, c'est pourquoi la confrontation des résultats obtenus dans le cadre de cette thèse n'a pas pu pleinement être menée à bien. La publication prochaine de ces résultats ouvre de nombreuses perspectives, qui prennent la forme notamment de confrontations entre les résultats des modélisations numériques présentés ici et les essais expérimentaux de laboratoire menés au CERMES en chambre d'étalonnage et au LCPC en centrifugeuse. Une confrontation pourra également être effectuée avec les résultats d'autres types de modélisations numériques.

Par ailleurs, de nombreux paramètres caractérisant les matelas granulaires sur inclusions rigides sont encore à investiguer, et notamment la granulométrie du matériau mais aussi et surtout sa cohésion. En effet les différents matelas mis en œuvre dans les expérimentations en vraie grandeur présentait un comportement frottant marqué par une cohésion très importante. Son rôle est donc à étudier. La Méthode des Éléments Discrets permet de modéliser des matériaux au comportement macromécanique cohésif frottant ; toutefois, si un comportement de frottement est relativement simple à traduire à l'échelle

du contact entre deux particules, les phénomènes pouvant être à l'origine de la cohésion d'un matériau granulaire sont multiples et ne sont pas si simples à traduire à l'échelle locale.

L'étude expérimentale à l'échelle du contact, par la mise en œuvre par exemple de technique de tomographie permettrait d'apporter des réponses supplémentaires concernant notamment les effets de forme de particules ou de granulométrie sur la nature des mécanismes de transfert de charge. De plus la confrontation de ces développements avec les observations issues de la modélisation numérique discrète est une étape supplémentaire dans l'exploration de ces mécanismes dans les matériaux granulaires.

Bibliographie

- [1] E. Azéma, F. Radjai, R. Peyroux, and G. Saussine. Force transmission in a packing of pentagonal particles. *Physical Review E*, 76(011301) :13p, 2007.
- [2] G. Baudouin, L. Thorel, G. Rault, and J. Garnier. Centrifuge modelling of 3D load transfer in pile-supported earth platforms over soft-soils : experimental devices. In *2nd BGA International Conference on Foundations ICOF 2008*, Dundee, June 2008.
- [3] L. Briançon. Renforcement des sols par inclusions rigides - État de l'art en France et à l'étranger. Rapport, Institut pour la Recherche Appliquée et Expérimentale en Génie Civil, 2002.
- [4] L. Briançon. A.S.I.R.I. - Tranche 1 - Thème 1 : Rapport Final. Rapport technique 1-07-1-02, Conservatoire National des Arts et Métiers, 2007.
- [5] L. Briançon. A.S.I.R.I. - Tranche 2 - Thème 1 : Rapport Final. Rapport technique 2-07-1-01, Conservatoire National des Arts et Métiers, 2007.
- [6] British Standards Institution. *British Standard 8006 : Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*, chapter 8 : design of embankments with reinforced soil foundation on poor ground, pages 80–121. 1995.
- [7] F. Calvetti, G. Combe, and J. Lanier. Experimental micromechanical analysis of a 2D granular material : relation between structure evolution and loading path. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 2 :121–163, 1997.
- [8] B. Carlsson. *Armerad jord beräkningsprinciper för vertikala väggar, branta slänter, bankar på lös undergrund, bankra på pälår*. Terrateam AB, 1987.
- [9] B. Chareyre and P. Villard. Dynamic spar elements and DEM in 2-dimensions for the modelling of soil-inclusion problems. *Journal of Engineering Mechanics - ASCE*, 131(7) :689–698, 2005.
- [10] O. Combarieu. Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 71 :93–107, Mai-Juin 1974.

- [11] O. Combarieu. Amélioration de sols par inclusions rigides verticales - Application à l'édification de remblais sur sols médiocres. *Revue Française de Géotechnique*, 44 :57–79, 1988.
- [12] O. Combarieu. Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales. *Revue Française de Géotechnique*, 53 :33–44, 1990.
- [13] G. Combe. *Mécanique des matériaux granulaires et origines microscopiques de la déformation*. Études et Recherches du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2002.
- [14] G. Combe and J. N. Roux. Discrete numerical simulation, quasi-static deformation and the origin of strain in granular materials. In Di Benedetto et al., editor, *3^{ème} Symp. Int. sur le Comportement des sols et des roches tendres*, pages 1071–1078., Lyon, Septembre 2003.
- [15] P. Cundall. *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*, chapter 4, pages 129–163. Allen & Unwin (Eds), London, 1987.
- [16] P. A. Cundall, A. Drescher, and O. D. L. Strack. Numerical experiments on granular assemblies : measurements and observations. In *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*, Delft, 1982.
- [17] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Empfehlungen für Bewehrungen aus GEO-kunststoffen : Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern, 2004.
- [18] O. Gay. *Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art*. Thèse, Université Joseph Fourier - Grenoble 1, 2000.
- [19] J.-P. Giroud, R. Bonaparte, J.-F. Beech, and B.-A. Gross. Load-carrying capacity of soil layer supported by a geosynthetic overlying a void. In *Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, pages 185–190, October 1988.
- [20] J.-P. Giroud, R. Bonaparte, J.-F. Beech, and B.-A. Gross. Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids. *Geotextiles and Geomembranes*, 9(1) :11–50, 1990.
- [21] J.-P. Gourc and P. Villard. Reinforcement by membrane effect : Application to embankments on soil liable to subsidence. In *Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference*, volume 1, pages 55–72, Kuala Lumpur (Malaysia), 2000. Geosynthetics ASIA 2000. 29-31 May 2000.
- [22] G. H. L. Hagen. Über den Druck und die Bewegung des trockenen Sandes. *Bericht über die zur Bekanntmachung geeigneten Verhandlungen der Königlich Preussische Akademie der Wissenschaften zu Berlin*, pages 35–42, 1852.

-
- [23] R. L. Handy. The arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(3) :302–318, 1985.
- [24] W. Hewlett and M. A. Randolph. Analysis of piled embankments. *Ground Engineering*, 21(3) :12–18, April 1988.
- [25] K. Iwashita and M. Oda. Rolling resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(3) :285–292, 1998.
- [26] H. A. Janssen. Versuche über Getreidedruck in Silozellen. *Zeitung des Vereins deutscher Ingenieure*, 39 :1045, 1895.
- [27] O. Jenck. *Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique en numérique*. Thèse, Institut National des Sciences Appliquées, 2005.
- [28] H. G. Kempfert, S. M., and D. Zaeske. Berechnung von geokunststoffbewerten Trag-schichten über Pfahlelementen. *Bautechnik*, 74(12) :818–825, 1997.
- [29] A. Kézdi. *Erddrucktheorien*. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1962.
- [30] M. Koscielny, L. Briançon, and D. Dias. Synthèse du benchmark Tranche 1. Rapport technique 1-07-01-4-01, CNAM (Paris) et INSA de Lyon, 2007.
- [31] L. Lancelot, I. Shahrour, and M. Al Mahmoud. Failure and dilatancy properties of sand at relatively low stresses. *Journal of Engineering Mechanics*, 132(12) :1396–1399, December 2006.
- [32] J. Lanier and G. Combe. An experimental study of deformation in 2D granular media. In E. Dembicki, J.-L. Auriault, and Z. Sikora, editors, *International Workshop on Homogenization; Theory of Migration and Granular Bodies*, pages 143–149, 1995.
- [33] B. Le Hello. *Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides - Étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique*. Thèse, Université Grenoble I - Joseph Fourier, Juin 2007.
- [34] J.-P. Magnan. Methods to reduce the settlement of embankments on soft clay : a review. In American Society of Civil Engineering, editor, *Speciality Conference on the Foundations and Embankments Deformations*, 77–90, 1994.
- [35] S. A. Magnier and F. V. Donzé. Discrete Element Project. Rapport, Université du Québec - Montréal, 1997.
- [36] A. Marston and A. O. Andreson. The theory of load on pipes ditches and test of cement and clay drain tile and sewer pipes. Rapport technique 31, Iowa State College, Iowa, 1913.

- [37] E. Øiseth and J. Busklein. REmbank - User's manual version 2.0. SINTEF report STF22 F01133/F01134, 2001.
- [38] F. Radjai, D. E. Wolf, M. Jean, and J.-J. Moreau. Bimodal character of stress transmission in granular packings. *Physical Review Letters*, 80(1) :61–64, 1998.
- [39] W. Rankine. On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147, 1857.
- [40] H. K. Roscoe. The influence of strain in geomechanics. *Géotechnique*, 20 :129–170, 1970.
- [41] D. Russel and N. Pierpoint. An assessment of design methods for piled embankments. *Ground Engineering*, pages 39–44, 1997.
- [42] C. Salot. *Modélisation du comportement mécanique d'un matériau granulaire composite par la Méthode des Éléments Discrets*. Thèse, Université Grenoble 1 - Joseph Fourier, 2007.
- [43] M. Satake. Fundamentals of mechanics of granular materials. In Columbia University, editor, *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*, New York, June 2002.
- [44] S. Schäfer, S. Dippel, and D. Wolf. Forces schemes in simulations of granular materials. *Journal de physique I*, 6(1) :5–20, 1996.
- [45] J. Seiler. Versuche und praktische Erfahrungen mit gestreckten und gewebten Geogittern auf der Strecke Hochstadt-Probstzella. *Kunststoffe in der Geotechnik*, 4 :141–145, 1995.
- [46] L. E. Silbert, G. S. Grest, and J. W. Landry. Statistics of the contact network in frictional and frictionless granular packings. *Physical Review E*, 66(061303) :9p, 2002.
- [47] M. Sperl. Experiments on corn pressure in silo cells - translation and comment of Janssen's paper from 1895. *Granular Matter*, 8 :59–65, 2006.
- [48] G. Svanø, T. Ilstad, G. Eiksund, and A. Watn. Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement. In *Proceedings of the 4th Conference of the GIGS*, Finland, 2000.
- [49] T. Tanaka and T. Sakai. Progressive failure and scale effect of trap-door problems with granular materials. *Soils and Foundations*, 33(1) :11–22, 1993.
- [50] K. Terzaghi. Stress distribution in dry and saturated sand above a yielding trap-door. In *Proceedings of International Conference of Soil Mechanics*, volume 1, pages 307–311, Cambridge, 1936. Harvard University.
- [51] K. Terzaghi. *Theoretical soil mechanics*. J Wiley and Sons, 1943.

-
- [52] L. Thorel, G. Baudouin, G. Rault, F. Derkx, S. Buttigieg, and J. Garnier. Modélisation en centrifugeuse du renforcement de sols compressibles par inclusions rigides : dispositifs pour l'étude du transfert de charge par cisaillement. In *18^{ème} Congrès Français de Mécanique*, Grenoble, Août 2007.
- [53] C. Thornton and G. Sun. Axisymmetric compression of 3D polydisperse systems of spheres. In *Powders and Grains 93*, Rotterdam, 1993. Balkema.
- [54] B. P. Tighe and M. Sperl. Pressure and motion of dry sand : translation of Hagen's paper from 1852. *Granular Matter*, 9 :141–144, 2007.
- [55] I. Vardoulakis, B. Graf, and G. Gudehus. Trap-door problem with dry sand : a statical approach based upon model test kinematics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5 :57–78, 1981.
- [56] P. Villard and H. Giraud. Three-dimensional modelling of the behaviour of geotextile sheets as membrane. *Textile Research Journal*, 68(11) :797–806, November 1998.
- [57] P. Villard, J.-P. Gourc, and H. Giraud. A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5) :987–999, October 2000.

Annexe A

Modélisation d'un dallage en flexion

L'objectif est de pouvoir modéliser à partir d'un modèle discret mettant en œuvre des sphères, le comportement d'une plaque mince. Étant donné que l'étude numérique envisagée se focalise sur les transferts de charge et non sur les sollicitations agissant au sein de plaque mince, on se limitera à une modélisation simple qui permet de restituer le comportement de la plaque mince en terme de déplacement sous une sollicitation de flexion. Par conséquent, la plaque sera modélisée par deux couches superposées de sphères régulièrement espacées en un réseau cubique (Fig. A.1).

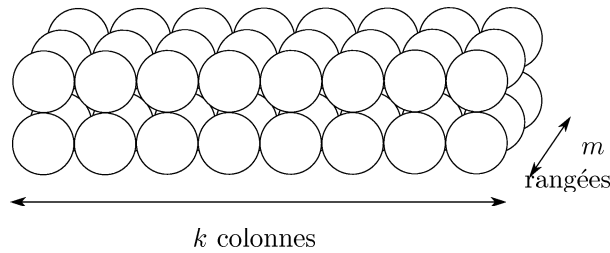


FIG. A.1 – Arrangement des sphères constituant le dallage.

A.1 Comportement en poutre

On cherche tout d'abord à reproduire le comportement en flexion d'une plaque simplement appuyée sur deux côtés dont le comportement est similaire à celui d'une poutre en flexion de longueur L (entre appuis), de section rectangulaire (largeur $b \times$ hauteur h) et de module d'Young E_d .

On doit donc obtenir une équivalence entre le modèle et la théorie de poutres pour ce qui est des déformations et des efforts. Les distributions des déformations et des efforts dans une section droite de la poutre sont données sur les Fig. A.2 et Fig. A.3, pour la poutre théorique et pour le modèle utilisé.

Le modèle tel qu'il est décrit ici fait appel à la définition de la section droite de la poutre. Pour que cette définition puisse être étendue au modèle proposé ici, il est nécessaire que les deux couches de sphères ne glissent pas l'une par rapport à l'autre. Le glissement entre les deux couches est piloté par le déplacement relatif obtenu au niveau des points de contacts entre deux sphères au droit l'une de l'autre, on reliera donc ce glissement à la rigidité tangentielle k_t des contacts entre les sphères constituant la plaque. La rigidité normale k_n permet quant à elle de reproduire les profils de déformation et d'effort dans la section.

Enfin, afin de ne rencontrer aucune rupture des contacts entre éléments constituant la

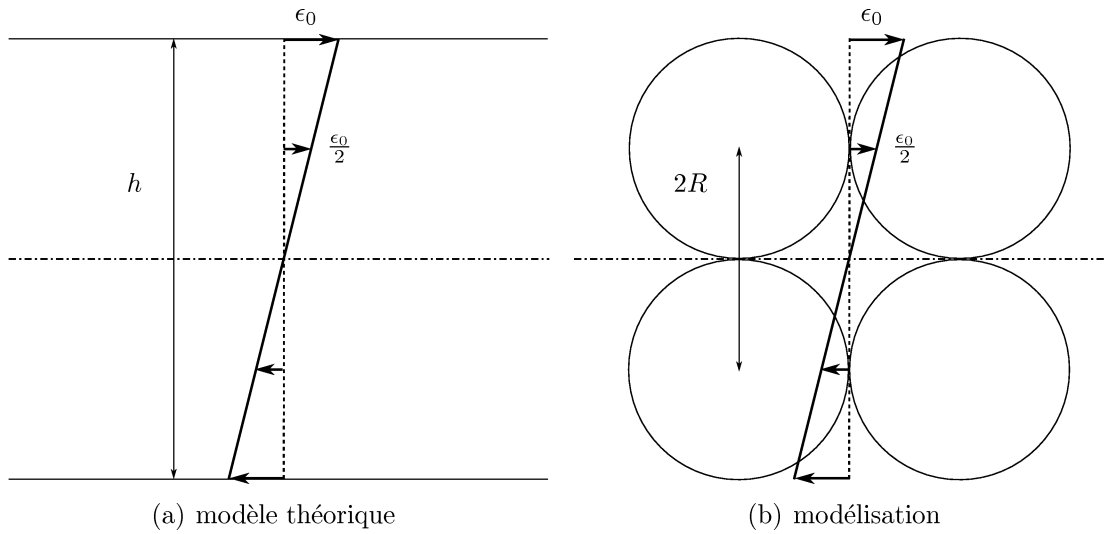


FIG. A.2 – Profils de déformation dans le modèle théorique et la modélisation adoptée.

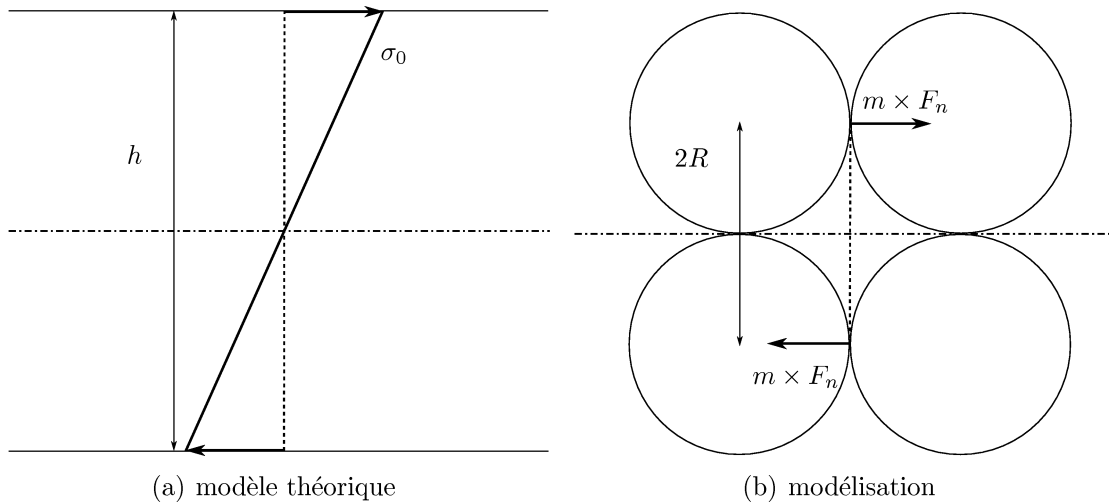


FIG. A.3 – Profils d'efforts agissant au niveau d'une section droite de la poutre : (a) dans le modèle théorique, (b) dans la modélisation adoptée.

plaque, une résistance normale R_n et une résistance tangentielle R_t suffisamment importantes sont introduites pour garantir la persistance du contact.

Une fois l'hypothèse de non glissement relatif entre les deux couches de sphères respectée, on peut établir une similitude entre les deux modèles. La condition d'équivalence des déformations ϵ_0 au niveau des fibres extrêmes permet d'écrire

$$\frac{\epsilon_0}{2} = \frac{h}{2R} \quad (\text{A.1})$$

où h est l'interpénétration entre les deux sphères en contact et R leur rayon. On en déduit la force de contact agissant au niveau d'un des contacts entre deux sphères

$$F_n = k_n h = k_n \epsilon_0 R \quad (\text{A.2})$$

ainsi que le moment fléchissant résultant au niveau de la section droite

$$M_{\text{DEM}} = 2mF_n R = 2mk_n \epsilon_0 R^2 \quad (\text{A.3})$$

où m est le nombre de rangées de sphères présentes dans la section droite (Fig. A.1).

D'autre part, dans le modèle théorique, le moment fléchissant s'exprime

$$M_{\text{TH}} = \frac{I\sigma_0}{\frac{h}{2}} \quad (\text{A.4})$$

en fonction de la contrainte normale agissant sur la fibre extrême. On fait l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du matériau constituant la poutre (module d'Young E_d) pour la gamme de sollicitation considérée. Comme la section de la poutre considérée est rectangulaire ($I = \frac{bh^3}{12}$) on en déduit l'expression du moment fléchissant en fonction de la déformation ϵ_0 de la fibre extrême

$$M_{\text{TH}} = \frac{E_d b h^2 \epsilon_0}{6} \quad (\text{A.5})$$

L'égalité de moments fléchissants pour les deux modèles permet de déduire des Eq. A.3 et A.5, la valeur de rigidité du contact entre sphères constituant la plaque

$$k_n = \frac{E_d b h^2}{12mR^2} \quad (\text{A.6})$$

La rigidité normale d'un contact est défini dans le modèle numérique utilisé à partir d'un module de contact normal K_n et du rayon des deux sphères en contact, ici cette

relation s'écrit

$$k_n = K_n \frac{R}{2} \quad (\text{A.7})$$

on en déduit la valeur du module de contact K_n à attribuer aux sphères constituant la plaque

$$K_n = \frac{E_d b h^2}{6mR^3} \quad (\text{A.8})$$

Plusieurs calculs de validation du modèle ont été réalisés. Cette validation s'est faite par rapport aux résultats donnés par le modèle en terme de déformée mais aussi en terme de moment fléchissant.

Le cas présenté ici est celui d'une poutre de longueur $L = 3.9$ m simplement appuyée à ses deux extrémités. Sa section est rectangulaire de largeur $b = 0.1$ m et de hauteur $h = 0.20$ m. Le module d'Young de la poutre est de $E_d = 27$ GPa. La poutre est chargée par une surcharge uniforme $q = 0.5$ kN.m⁻¹

Cette poutre a été modélisée par deux couches de sphères constituées chacune d'une rangée ($m = 1$) de 40 sphères (rayon $R = 0.05$ m). Le module de contact attribué aux sphères est donc égal à $K_n = 144$ GPa. Dans un premier temps, le rapport de la rigidité normale à la rigidité tangentielle a été pris égal à $\frac{k_t}{k_n} = 1$.

La confrontation entre les résultats de la modélisation et les résultats donnés par la théorie des poutres est donnée sur la Fig. A.4. L'écart entre les résultats donnés par la modélisation d'une part et la théorie des poutres d'autre part est minime : sur la flèche, le pourcentage d'écart entre les deux résultats est de 1.2 %.

De plus, la sensibilité de la flèche maximale vis-à-vis du rapport $\frac{k_t}{k_n}$ est très faible dans la gamme testée de $0.25 \leq \frac{k_t}{k_n} \leq 1$ (Fig. A.5). La modélisation de la flexion d'une poutre par un ensemble de sphères telle que décrite ici peut être réalisée en adoptant un rapport $\frac{k_t}{k_n} = 1$.

A.2 Comportement d'une dalle

Lorsque l'on étudie la flexion de la poutre, on ne tient pas compte de la déformation transversale de la section droite. Pour le cas des dalles, cette simplification n'a bien sûr plus lieu d'être. La difficulté qui se pose alors est que le modèle numérique utilisé considère un ensemble de sphères indéformables. Seule la région du contact entre deux sphères est rendue déformable artificiellement par interpénétration.

Afin de contourner cette difficulté, on adoptera le même type de modélisation pour la dalle que pour la poutre. Seul le paramètre $\frac{k_t}{k_n}$, pilotant le glissement relatif des deux couches de sphères, sera ajusté afin de retrouver par la modélisation numérique, une

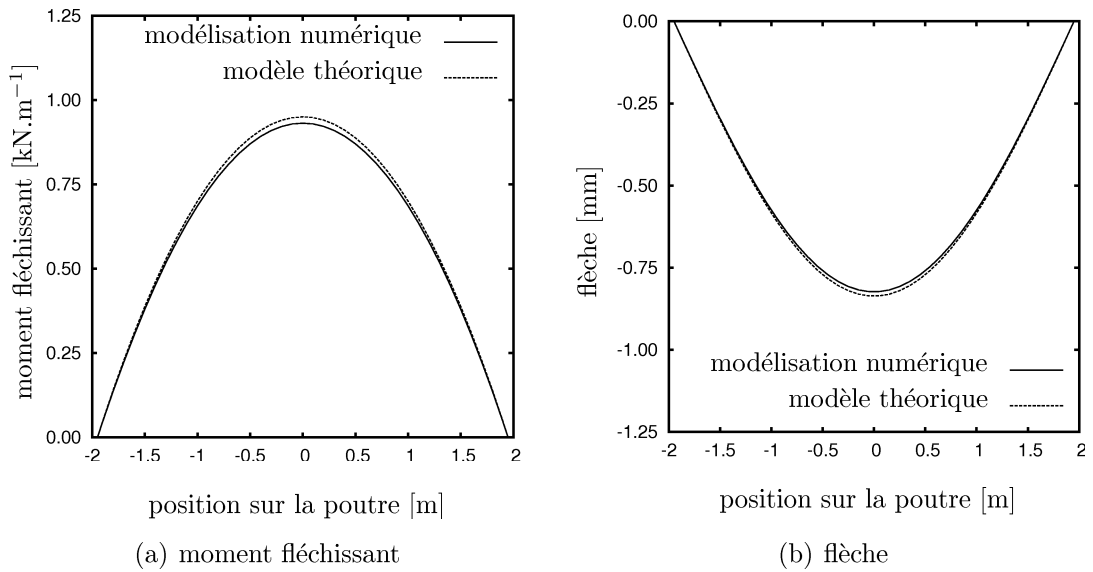


FIG. A.4 – Confrontation entre la modélisation numérique et la théorie des poutres : cas d'une poutre de 3.9 m de longueur simplement appuyée, de section rectangulaire ($b \times h = 0.1 \times 0.2$ m) et chargée uniformément ($q = 0.5 \text{ kN.m}^{-1}$).

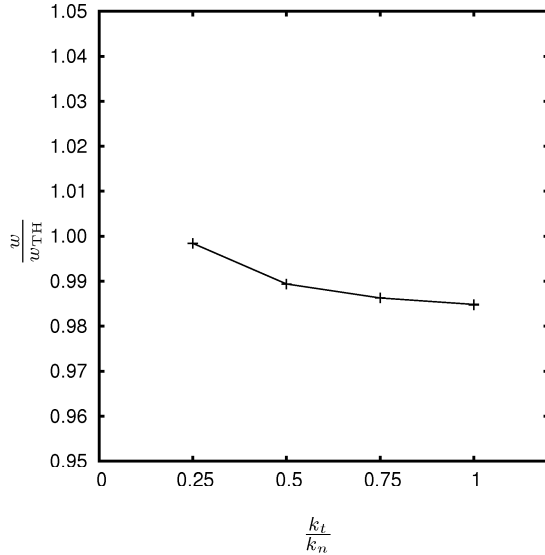


FIG. A.5 – Rapport de la flèche maximale obtenue par modélisation numérique w à la flèche théorique w_{TH} en fonction du rapport $\frac{k_t}{k_n}$ dans le cas d'une poutre de 3.9 m de longueur, en appui sur deux côtés et de section rectangulaire ($b \times h = 0.1 \times 0.2$ m) chargée uniformément ($q = 0.5 \text{ kN.m}^{-1}$).

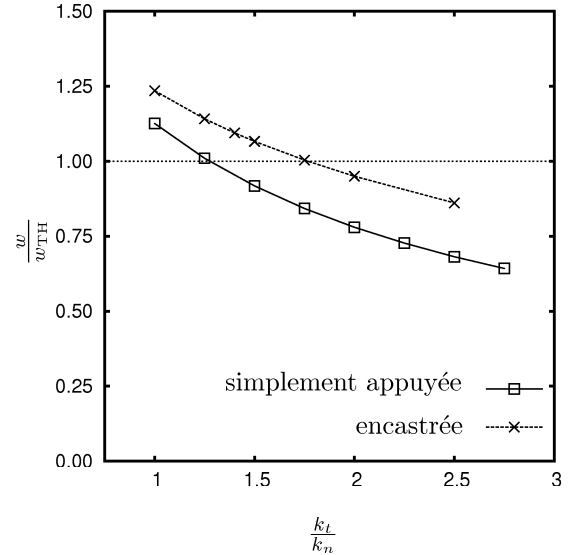


FIG. A.6 – Rapport de la flèche maximale obtenue par modélisation numérique w à la flèche théorique w_{TH} en fonction du rapport $\frac{k_t}{k_n}$ dans le cas d'une plaque carrée, de côté $L = 2.5$ m, d'épaisseur $h = 0.2$ m, chargée uniformément et en appui sur quatre côtés.

flèche proche de la flèche donnée par la théorie des plaques. Les dalles que l'on cherche à modéliser sont carrées.

L'ajustement du paramètre $\frac{k_t}{k_n}$ n'est pas simple car il existe autant de valeurs possibles pour $\frac{k_t}{k_n}$ qu'il existe de types de conditions aux limites pour la dalle.

Le cas d'une plaque carrée de 2.50 m de côté et de 0.20 m d'épaisseur chargée uniformément ($q = 5 \text{ kN.m}^{-2}$) a été modélisé pour deux types de conditions aux limites :

- plaque articulée sur ses quatre côtés,
- plaque encastrée sur ses quatre côtés.

Les sphères utilisées ont pour rayon $R = 0.05 \text{ m}$. Le module d'Young du matériau constituant la dalle est égal à $E_d = 27 \text{ GPa}$. Ainsi, le module de contact des sphères est le même que pour l'application précédente de la poutre ($K_n = 144 \text{ GPa}$).

Les flèches théoriques ont été calculées à partir des formules de Navier pour les plaques minces élastiques. La flèche maximale donnée par Navier pour une plaque carrée de côté L simplement appuyée sur ses quatre côtés et chargée uniformément par q est

$$w_{\text{TH}} = -0.0906 \frac{qL^4}{E_d h^3} \quad (\text{A.9})$$

où h est l'épaisseur de la plaque. Ce résultat est donné pour un coefficient de Poisson $\nu = 0.2$. Pour la même plaque, encastrée sur ses quatre côtés, on a

$$w_{\text{TH}} = -0.02514 \frac{qL^4}{E_d h^3} \quad (\text{A.10})$$

La Fig. A.6 montre la variation du rapport de la flèche obtenue par modélisation numérique w à la flèche théorique maximale w_{TH} pour les deux types de conditions aux limites. On constate que l'influence du paramètre $\frac{k_t}{k_n}$ sur la flèche obtenue est beaucoup plus importante que dans le cas d'une dalle. Dans le cas de la mise en œuvre d'un dallage sur un matelas granulaire, le type de condition aux limites est complexe. Le dallage a en effet des appuis non localisés. Les conditions aux limites que l'on cherche à reproduire sont donc hybrides.

Étant donné l'impossibilité du modèle numérique utilisé à reproduire de manière fidèle le comportement d'une plaque en terme de flèche, on choisit de prendre pour le paramètre $\frac{k_t}{k_n}$ la valeur de 1.4. Pour cette valeur, on voit que l'écart entre ce que donne la modélisation et la flèche théorique est inférieur à 10 % et ce pour les deux types de conditions aux limites étudiés.

Résumé

Le renforcement de sols par inclusions rigides est une technique de fondation dans laquelle un matelas granulaire de transfert de charge est mis en œuvre entre l'ouvrage et le sol support. Les reports de charges se développant dans le matelas permettent d'augmenter la charge de l'ouvrage transmise au réseau d'inclusions mis en place dans le sol support. Une importante réduction des tassements peut ainsi être obtenue. L'absence de recommandations relatives au dimensionnement et à la réalisation de ce type de renforcement de sol a conduit à la mise en place du projet national ASIRi. Une des étapes essentielles à la compréhension du fonctionnement de ce type d'ouvrage réside dans les mécanismes de transfert de charge agissant dans le matelas granulaire qui demeurent mal connus et complexes. Afin d'apporter des éléments de compréhension relatifs à ces mécanismes, une étude expérimentale mettant en jeu des matelas granulaire soumis à une sollicitation simplifiée a été réalisée sur modèle réduit. Dans un second temps, l'étude expérimentale a été complétée par des modélisations numériques utilisant la Méthode des Éléments Discrets. Enfin, une étude paramétrique et numérique portant sur le comportement de matelas de transfert de charge sur inclusions rigides est proposée. Elle se base sur des configurations d'ouvrages usuelles et permet d'évaluer l'influence de différentes solutions techniques sur les reports de charge.

Mots-clés: renforcement de sols par inclusions rigides – matériau granulaire – transfert de charge – Méthode des Éléments Discrets.

Abstract

Ground reinforcement with rigid piles is a technique of foundation involving a granular fill placed between the work and the supporting soil. Load transfer mechanisms that appear in the granular material allow to increase the effort transmitted to the inclusions located within the improved subsoil and consequently to reduce settlements. The lack of regulation and design methods related to this soil improvement technique led to the set up of a national research project called ASIRi. The essential step for a better understanding of the behaviour of such soil reinforcements is to investigate the complex load transfer mechanisms that take place in the granular material. In order to make light on these mechanisms, an experimental study of the trap-door problem involving granular layer in plain strain conditions were carried out. In a second step, numerical modelling of this solicitation by means of Discrete Element Method is presented. Then, a numerical and parametric study focused on granular fills on rigid vertical piles, based on realistic works layouts, and testing the influence of several technical solution on load transfer mechanisms.

Keywords: soil improvement with rigid piles – granular material – load transfer – Discrete Element Method.