

Numéro de série :

Numéro d'inscription :

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

Comportement de l'interface sol-structure sous chargements monotone et cyclique

Présenté par

Naoui TALLAH

Soutenue le : 24/10/ 2018

Devant le jury composé de :

Dr BENCHEIKH Mohamed ,	Prof., Université de M'sila,	Président
Dr KHEMISSA Mohamed,	Prof., Université de M'sila,	Encadreur
Dr MELLAS Mekki,	Prof., Université de Biskra,	Examineur
Dr MABROUKI Abdelhak,	MC-A., Université de Biskra,	Examineur
Dr RAHMOUNI Zine El Abidine,	Prof., Université de M'sila,	Invité

Année Universitaire : **2017/2018**

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à adresser mes remerciements les plus vifs à mon directeur de thèse, Monsieur le professeur Khemissa Mohamed, qui, a accepté de prendre la direction de cette thèse, transformant ainsi les difficultés rencontrées en une expérience enrichissante. Je lui suis également reconnaissant de m'avoir assuré un encadrement rigoureux tout au long de ces années. Monsieur Khemissa Mohamed a su diriger ces travaux avec beaucoup de disponibilité, de tact et d'intérêt. Il m'a toujours accordé généreusement le temps nécessaire pour partager avec moi ses idées et sa grande expérience. J'ai particulièrement apprécié sa très grande ouverture face à ma condition et la confiance qu'il a su garder en ma capacité à rendre ce projet à terme. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie sincèrement le professeur Bencheikh Mohamed de l'Université de M'sila d'avoir bien voulu présider mon jury de thèse ainsi que le Professeur Mellas Mekki et le Docteur Mabrouki Abdelhak de l'Université de Biskra d'abord pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche en acceptant d'examiner ce travail.

Je remercie également le professeur Rahmouni Zin-El-abidine de l'Université de M'sila pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse.

Je tiens également à remercier mes collègues et mes amis et tous les responsables du département de génie civil à l'Université de M'sila.

J'adresse un message particulier à mes parents, ma femme et mes enfants.

ملخص

سندرس من خلال هذا العمل التجريبي والحسابي، السلوك الميكانيكي لسطح البيني تربة-هيكل وتطبيقاته تحت تأثير الحمولة الثابتة والحمولة الدورية.

سنقوم بعرض نتائج تجارب القص المباشر بالبعد الثنائي تحت تأثير الحمولة الثابتة والحمولة الدورية التي تم إجراؤها باستخدام صندوق القص المباشر المعدل، وقد أجريت هذه التجارب مع رمل الكثبان بكثافتين مختلفتين (كثيف وهش) باستعمال مسار الإجهاد العمودي الثابت وقطعة معدنية (ملساء أو خشنة).

خلال هذه التجارب درسنا في حالة الحمولة الثابتة، تأثير العديد من العوامل، على وجه الخصوص: كثافة التربة، السطح البيني، مستوى الاحتواء ونوع الهيكل في اتصاله مع السطح البيني.

في حالة التجارب الدورية درسنا تأثير العوامل الرئيسية على سلوك السطح البيني، منها الكثافة الأولية الرمال، وخشونة السطح، شكل ومستوى دورات التحميل. وأظهرت هذه التجارب أن التحميل الدوري يؤدي إلى تصلب دوري.

أظهرت نتائج محاكاة التجارب باستخدام إصدار النسخة للتحميل الثابت "Modjoin"، أن هذا النموذج والذي يشمل المفاهيم الأساسية المستخدمة في نمذجة التربة، يصف بصفة جيدة تصلب التربة ومسار تغيرات إجهاد القص والهبوط الشاقولي.

بالنسبة لنتائج المحاكاة لتجارب الحمولة الثابتة بالعناصر المحدودة، وذلك باستخدام برنامج PLAXIS أظهرت هذه النتائج بأن هناك وصف تقريبي للتصلب والهبوط الشاقولي كما أن نمذجة التجارب الدورية بينت أن هناك نسبة من التوافق مع النتائج التجريبية تزيد أو تنقص حسب نموذج السلوك ونوع الحمولة المطبقة.

كلمات البحث: السطح البيني تربة-هيكل ; رمل الكثبان رملية ; صفيحة معدنية صلبة ; اختبار القص المباشر ; محاكاة عددية ; معامل الشكل ; تحميل ثابت ; تحميل دوري.

Résumé

Le présent travail à caractère expérimental et numérique a pour finalité d'étudier le comportement mécanique des interfaces sol-structure sous chargements monotone et cyclique.

Nous présentons les résultats des essais de cisaillement direct sous chargements monotones et cyclique qui ont été réalisés à l'aide d'une boîte de cisaillement direct modifiée. Ces essais ont été réalisés à chemin de contrainte normale constante sur un sable de dunes présentant deux états de compacités, l'une dense et l'autre lâche en contact avec une plaque métallique rigide présentant deux formes de rugosité, l'une lisse et l'autre rugueuse.

Au cours de ces essais nous avons étudié dans le cas de chargement monotone, l'influence de certains paramètres : la densité du sol, la surface de l'interface, le niveau de confinement et le type de structure en contact avec l'interface.

Dans le cas des essais cycliques nous avons étudié l'influence des principaux paramètres sur le comportement de l'interface, à savoir : la densité initiale du sable, la rugosité de l'interface, la forme et le niveau de cycles de chargement. Ces essais ont montré que le chargement cyclique induit un écrouissage cyclique.

Les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide de la version monotone du modèle Modjoin montrent que ce modèle qui comporte les principaux concepts utilisés dans la modélisation des sols, décrit bien l'écrouissage et l'évolution de la contrainte de cisaillement et du déplacement normal.

Les résultats de la modélisation des essais monotones par éléments finis, en utilisant le logiciel PLAXIS montrent qu'il y a une description approximative de l'écrouissage et de l'évolution du déplacement normal, pour la modélisation des essais cycliques, les résultats des calculs obtenus s'accordent plus ou moins bien avec les résultats expérimentaux selon le modèle de comportement et le type de sollicitations considérés.

Mots clés : Interface sol-structure ; Sable de dunes ; Plaque métallique rigide ; Essai de cisaillement direct ; Simulation numérique ; Facteur de forme ; Chargement monotone ; Chargement cyclique.

Abstract

This experimental and numerical work studies the mechanical behavior of soil-structure interfaces and its application under monotonic and cyclic loading.

We present the results of the monotonic and cyclic direct shear tests which were performed using a modified direct shear box, these tests were realized with dune sand of two compactness (dense and loose) to path constant normal stress in contact with a stainless metal plate (smooth or rough).

During these tests we studied in the case of monotonous loading, the influence of many parameters, in particular: the density of the soil, the surface of the interface, the level of confinement and the type of structure in contact with the interface.

In the case of cyclic tests, we have studied the influence of the main parameters on the behavior of the interface, namely: the initial density of the sand, the roughness of the interface, the shape and the level of loading cycles. These tests have shown that the cyclic loading induces a cyclic hardening.

Simulation results from the monotonic version of the Modjoin model show that this model, which contains the main concepts used in soil modeling, describes well the hardening and the evolution of shear stress and normal movement.

The results of the modeling of the monotone finite element tests, using the code PLAXIS, show that there is an approximate description of the hardening and the evolution of the normal displacement, for the modeling of the cyclic tests, the results of the computations obtained agree more or less well with the experimental results according to the model of behavior and the type of solicitations considered.

Key words: Soil-structure interface; Dune sand; Stainless metal plate; Direct shear test; Factor of form; Numerical simulation; Monotonous loading; Cyclic loading.

NOTATIONS

σ_n	(KPa)	contrainte normale
U_n	(mm)	déplacement normal
D_r	(%)	densité relative
D_{50}	(mm)	diamètre moyen des grains
τ	(KPa)	contrainte de cisaillement
τ_{max}	(KPa)	contrainte de cisaillement maximale
σ_{vo}	(KPa)	poids des terres
$\Delta\sigma_v$	(KPa)	accroissement de contrainte normale
initiale		
f	(-)	coefficient de frottement
f^*, μ^*	(-)	frottement apparent
F_n	(kN)	force normale
F_t	(kN)	force tangentielle
γ_{max}	(kN/m ³)	poids volumique maximal
γ_{min}	(KN/m ³)	poids volumique minimal
$d\varepsilon^e$	(mm)	incrément de déplacement élastique
$d\varepsilon^p$	(mm)	incrément de déplacement plastique
G	(kPa)	module de cisaillement
K	(kPa)	module de compressibilité volumique
P_a	(bars)	pression de référence (pression
atmosphérique)		
c	(kPa)	cohésion de l'interface
ϕ, φ	(degrés)	angle de frottement
R_m	(-)	fonction d'écrouissage
λ	(-)	multiplicateur de plasticité
ψ	(degrés)	angle de dilatance
γ_s	(KN/m ³)	Poids volumique des grains solides
I_d	(%)	indice de densité
$\gamma_{d_{min}}$	(KN/m ³)	Poids volumique sec à l'état lâche
$\gamma_{d_{max}}$	(KN/m ³)	Poids volumique sec à l'état
dense		
$E.S$	(%)	Equivalent de sable
σ_e	(MPa)	limite d'élasticité
u	(mm)	déplacement relatif normal

w	(mm)	déplacement relatif
	tangentiel	
λ	(mm)	amplitude de cisaillement
Δl	(mm)	déplacement
	tangentiel	
Δh	(mm)	déplacement normal
N	(-)	nombre de cycles
ΔW	(joules)	énergie dissipée sous forme de chaleur
$G_{\max}$	(%)	module de cisaillement maximal
$\beta_{\max}$	(%)	coefficient d'amortissement maximal
E	(MPa)	module d'Young
ν	(-)	coefficient de Poisson
R_{int}	(-)	facteur de forme de l'interface sol-
	structure	
γ	(-)	distorsion

Sommaire

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale.....	1

1^{ère} Partie **Synthèse bibliographique**

Chapitre 1 Etat de l'art sur le comportement de l'interface sol – structure.....	3
1.1 Introduction.....	3
1.2 Phénomène de l'interface sol-structure.....	4
1.3 Caractérisation expérimentale.....	8
1.4 Modèles constitutifs.....	27
1.5 Simulation numérique.....	36
1.6 Présentation du modèle ModJoin	42
1.7 Conclusion.....	49

2^{ème} Partie **Etude expérimentale**

Chapitre 2 Programme expérimental et procédures d'essais.....	50
2.1 Introduction.....	50
2.2 Description des matériaux testés.....	50
2.3 Description du dispositif expérimental utilisé.....	52
2.4 Description de la procédure d'essais suivie.....	54
2.5 Programme d'essais réalisés.....	55
Chapitre 3 Résultats d'essais et discussion.....	57
3.1 Introduction.....	57
3.2 Cas du chargement monotone.....	57
3.3 Cas du cisaillement cyclique.....	64
3.4 Conclusion	89

3^{ème} Partie
Simulation numérique

Chapitre 4 Simulation de l'essai de cisaillement direct.....	90
4.1 Introduction.....	90
4.2 Cas du cisaillement monotone	92
4.3 Cas du cisaillement cyclique.....	109
4.4 Conclusion	125
 Conclusions générales.....	 126

Références bibliographiques

Tables des matières

Annexe A1 Description du Code PLAXIS

Annexe A2 Organigramme de calcul du modèle ModJoin sous chargements monotones

Annexe A3 Publication

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Frih 2005).....	6
Tableau 1.2 Evolution de la force ultime d'arrachement F_{ult} et du coefficient de frottement apparent.....	27
Tableau 1.3 Jeu de paramètres du modèle ModJoin (Bencheikh1991).....	47
Tableau 2.1 Programme des essais de cisaillement monotone	55
Tableau 2.2 Programme des essais de cisaillement cyclique	56
Tableau 3.1 Valeurs des paramètres de cisaillement caractérisant l'interface sable-plaque.....	61
Tableau 3.2 Valeurs des paramètres de cisaillement caractérisant l'interface sable-plaque.....	86
Tableau 4.1 Valeur des paramètres du sable pour les essais sable-sable.....	93
Tableau 4.2 Valeur des paramètres d'interface pour les essais sable-plaque lisse.....	93
Tableau 4.3 Valeur des paramètres d'interfaces pour les essais sable-plaque rugueuse.....	94
Tableau 4.4 Caractéristiques de la plaque d'acier.....	95
Tableau 4.5 Valeur des paramètres du sable pour les essais sable-sable.....	95
Tableau 4.6 Valeur des paramètres d'interface pour les essais sable-plaque lisse.....	96
Tableau 4.7 Valeur des paramètres d'interfaces pour les essais sable-plaque rugueuse.....	97
Tableau 4.8 Valeurs de référence retenues pour les paramètres du modèle ModJoint	105
Tableau 4.9 Valeurs de référence retenues pour les paramètres du modèle Mohr-Coulomb.....	105
Tableau 4.10 Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sable-sable.....	111
Tableau 4.11 Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sable-plaque lisse.....	111
Tableau 4.12 Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sable-plaque rugueuse.....	112
Tableau 4.13 Propriétés de la plaque métallique.....	112
Tableau 4.14 valeurs de référence retenues pour les paramètres du modèle Mohr-Coulomb.....	120

Liste des figures

Figure 1.1 Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (Evgin et Fakharian (1996).....	4
Figure 1.2 La dilatance empêchée.....	7
Figure 1.3 Influence de l'état de surface dans un essai d'extraction (Schlosser,Guilloux, 1981).....	8
Figure 1.4 Influence des poids des terres sur f^* dans un essai d'extraction (Schlosser, Guilloux, 1981).....	8
Figure 1.5 Principe de la boîte de cisaillement direct.....	10
Figure 1.6 Appareils de cisaillement simple.....	12
Figure 1.7 Schéma de l'Appareil de cisaillement simple annulaire (Lerat et al.,1997).....	13
Figure 1.8 Vue de l'ACSA , (Lerat et al.,1997).....	13
Figure 1.9 Appareils de cisaillement annulaire par torsion.....	14
Figure 1.10 Essais de cisaillement direct à contrainte normale constante (Plytas 1985).....	16
Figure 1.11 Essais de cisaillement direct à déformation normale constante (Plytas 1985).....	17
Figure 1.12 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface rugueuse, sable d'Hostun dense ($D_r = 90\%$)(Rezaie 1994).....	18
Figure 1.13 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface rugueuse, sable d'Hostun lâche ($D_r = 15\%$) (Rezaie 1994).....	18
Figure 1.14 Essai cyclique sur du sable d'Hostun RF ; déplacement normal nul, amplitude : 1 mm, Interface lisse, $D_r = 90\%$ (d'après Rezaie, 1994).....	20
Figure 1.15 Essai cyclique sur du sable d'Hostun RF ; déplacement normal), amplitude : 1 mm, interface lisse, $D_r = 90\%$ (d'après Rezaie, 1994).....	20
Figure 1.16 Les résultats des essais monotones dans la condition de contrainte normale constante Teiming (1998).....	21
Figure 1.17 Les résultats des essais monotones dans la condition de volume constant Teiming (1998).....	22

Figure 1.18 Essai CNS, plaque rugueuse	24
Figure 1.19 Coupe schématique du dispositif d'arrachement (Khemissa et al 2004).....	25
Figure 1.20 Résultats des essais d'arrachement monotone (a) et répété (b)(Khemissa et al 2004).	26
Figure 1.21 Élément joint de type Goodman (Goodman et al ,1968).....	29
Figure 1.22 Modèle de Goodman (Goodman et al, 1968).....	29
Figure 1.23 Deuxième modèle de Goodman (D'après Goodman et al, 1968).....	30
Figure 1.24 type de la réponse mécanique de l'interface (Franke,2002).....	31
Figure 1.25 Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux (Frankc et al.2002).....	31
Figure 1.26 Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux : HUABEI LIU 2006).....	33
Figure 1.27 Comparaison des prédictions de modèles et résultats d'essais de cisaillement (Zhang et Zhang ,2008).....	35
Figure 1.28 Modélisation de l'essai de cisaillement direct CNL . Suriyavut (2013).....	37
Figure 1.29 Modélisation de l'essai de cisaillement direct CNS . Suriyavut (2013.....	37
Figure 1.30 (A) Contour des particules de sable. (B) élément de disque DEM superposé à une particule de sable. (C) les particules de DEM sont jointes ensemble rigidement pour former un "cluster", qui ressemble étroitement à la particule réelle. (D) Possible "cluster" combinaisons. (Yao-Kun Li et al 2015.....	39
Figure 1.31 Modèle d'interface entre les matériaux granulaires et la structure(Yao-Kun Li et al 2015).....	39
Figure 1.32 a) Modèle géométrique adopté (Khemissa et al 2015).....	40
Figure 1.32 b) Exemple de maillage déformé à la force d'arrachement ultime (Khemissa et al 2015).....	41
Figure 1.33 Comparaison des valeurs mesurées et calculées du facteur de forme	41
Figure 1.34 Comparaison des valeurs mesurées et calculées de l'angles de frottement d'interface...41	
Figure 1.35 Forme des surfaces de charge et de rupture d'après le modèle ModJoin.....	44

Figure 1.36 Evolution de la fonction d'écrouissage R_m en fonction de ϵ_{tp}	44
Figure 1.37 Forme de la droite caractéristique.....	46
Figure 1.38 Test de la version améliorée du modèle sur les essais de calage	48
Figure 2.1 Vues (sable des dunes de Bou-sâada).....	50
Figure 2.2 Courbe granulométrique du sable testé.....	51
Figure 2.3 Vue des plaques lisse (a) et rugueuse (b) placées dans la demi-boîte inférieure de la boîte de cisaillement	52
Figure 2.4 Principe de la boîte de cisaillement direct.....	52
Figure 2.5 Appareil de cisaillement direct (Université de M'sila, Département de Genie civil , Faculté de Technologie).....	53
Figure 3.1 Résultats des essais de cisaillement : sable-sable.....	58
Figure 3.2 Résultats des essais de cisaillement : sable- Plaque lisse	59
Figure 3.3 Résultats des essais de cisaillement : sable- Plaque rugueuse	60
Figure 3.4 Effet de la compacité du sable sur le comportement au cisaillement monotone de l'interface sable-plaque	62
Figure 3.5 Effet de la rugosité de la plaque sur le comportement au cisaillement monotone de l'interface sable-plaque	63
Figure 3.6 Résultats des essais de cisaillement cyclique Sable-sable dense ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$).....	65
Figure 3.7 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable-sable dense ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$).....	66
Figure 3.8 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable-sable lâche ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$).....	68
Figure 3.9 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable –sable lâche ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$).....	69
Figure 3.10 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable dense-plaque lisse ($\lambda \leq +3.5\text{mm}$).....	71
Figure 3.11 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable dense-plaque lisse ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$).....	72
Figure 3.12 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable dense-plaque lisse ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$).....	73

Figure 3.13 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable lâche-plaque lisse ($\lambda \leq 3.5\text{mm}$).....	75
Figure 3.14 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable lâche-plaque lisse ($\lambda \leq 1.5\text{mm}$).....	76
Figure 3.15 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable lâche-plaque lisse ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$).....	77
Figure 3.16 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable dense-plaque rugueuse ($\lambda \leq +3.5\text{mm}$).....	79
Figure 3.17 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable dense-plaque rugueuse ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$).....	80
Figure 3.18 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable dense-plaque rugueuse ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$).....	81
Figure 3.19 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable lâche-plaque rugueuse ($\lambda \leq +3.5\text{mm}$).....	83
Figure 3.20 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable lâche-plaque rugueuse ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$).....	84
Figure 3.21 Résultats des essais de cisaillement cyclique : Sable lâche-plaque rugueuse ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$).....	85
Figure 3.22 Effet de la compacité du sable sur le comportement cyclique d'interface pour une course $\lambda \leq +1.5\text{ mm}$	87
Figure 3.23 Effet de la compacité du sable sur le comportement cyclique d'interface pour une course $\lambda \leq +1.5\text{ mm}$	88
Figure 4.1 Modèle géométrique considéré pour l'essai de cisaillement direct.....	92
Figure 4.2 Maillage déformé pour le modèle de sable dense sous une contrainte de confinement $\sigma_n = 300\text{ kPa}$	98

Figure 4.3 Comparaison des courbes de cisaillement expérimentales et numériques pour le sable seul.....	100
Figure 4.4 Comparaison des courbes de cisaillement expérimentales et numériques pour l'interface sable-plaque lisse.....	101
Figure 4.5 Comparaison des courbes de cisaillement expérimentales et numériques pour l'interface sable-plaque rugueuse.....	102
Figure.4.6 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques du coefficient de frottement apparent.....	104
Figure.4.7 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques de l'angle de frottement de l'interface.....	104
Figure.4.8 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques du facteur de forme de l'interface.....	104
Figure 4.9 Influence des paramètres du modèle Mohr-Coulomb de la résistance au cisaillement .	106
Figure 4.10 Influence des paramètres du modèle Mohr-Coulomb sur le tassement (déplacement).....	106
Figure 4.11 Influence des paramètres du modèle ModJoin sur la résistance au cisaillement.....	107
Figure 4.12 Influence des paramètres du modèle ModJoin sur tassement (déplacement).....	107
Figure 4.13 Modèle géométrique considéré pour l'essai de cisaillement direct cyclique.....	110
Figure. 4.14 Loi de variation du déplacement cyclique.....	113
Figure. 4.15 a/ Maillage déformé durant la phase de confinement.....	114
Figure. 4.15 b1/ Maillage déformé durant la phase de cisaillement (1 cycles.....	114
Figure. 4.15 b2/ Maillage déformé durant la phase de cisaillement (10 cycles).....	114
Figure. 4.15 b3/ Maillage déformé durant la phase de cisaillement (20 cycles).....	114
Figure .4.16 Simulation des essais à contrainte normale constante pour le Sable lâche	115

Figure .4.17 Simulation des essais à contrainte normale constante pour le sable dense.....	115
Figure .4.18 Simulation des essais à contrainte normale constante, pour l'interface sable lâche - plaque lisse.....	116
Figure .4.19 Simulation des essais à contrainte normale constante, pour l'interface sable dense – plaque lisse.....	116
Figure .4.20 Simulation des essais à contrainte normale constante, pour l'interface sable lâche - plaque rugueuse.....	117
Figure .4.21 Simulation des essais à contrainte normale constante, pour l'interface sable dense - plaque rugueuse.....	117
Figure 4.22 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques du module de cisaillement maximal $G_{\max}$	119
Figure 4.23 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques du coefficient d'amortissement $\beta_{\max}$	119
Figure 4.24 Influence des paramètres du module Mohr-Coulomb module de cisaillement maximal $G_{\max}$	120
Figure 4.25 Influence des paramètres du module Mohr-Coulomb module de cisaillement maximal $\beta_{\max}$	121
Figure 4.26 Influence de la contrainte de confinement sur les boucles d'hystérésis.....	122
Figure 4.27 Influence de l'amplitude sur les boucles d'hystérésis.....	123
Figure 4.28 Influence du nombre de cycle sur les boucles d'hystérésis.....	124

Introduction générale

Le problème d'interfaces sol-structure est présent dans de nombreux cas pratiques en Génie civil. Qu'il s'agisse d'un problème de contact entre deux ou plusieurs couches de sol (interface d'un remblais et du sol de fondation , par exemple) , ou de contact d'un sol substratum rocheux , de fissures et de joints dans les masses rocheuses , (sol-pieux ou sols ouvrages souterraines par exemple) ,ou d'un problème de renforcement (terre armée ,béton armé, etc.).

Les zones de contact et d'interface sont en général soumises à de forte concentration de contraintes ; ce qui entraîne une modification des rigidités des matériaux constitutifs, d'où la nécessité de tenir en compte du comportement rhéologique des matériaux dans ces zones.

Lorsque les structures de génie civil doivent subir des conditions de chargement cycliques, la capacité portante des structures est souvent réduite. Surtout, de nombreux travaux doivent subir des conditions de chargement cycliques (vent, vagues, vibration de machines, etc.) pour une longue durée de vie. Les séismes qui sont caractérisés par un petit nombre de cycles et de charges très variables dans le temps, sont caractérisés par l'effet de l'inertie, et pour lesquelles l'aspect dynamique du problème est prédominant. Les autres actions sont caractérisées par le caractère répétitif des sollicitations et par un nombre de cycles moyen à élevé. Ces actions répétitives peuvent engendrer des pathologies et des désordres conduisant parfois à la rupture de l'ouvrage.

En effet à l'heure actuelle, il n'existe pas de méthodes de calcul fiable des fondations d'ouvrage soumis à ce type de contrainte et la plupart des experts adoptent les facteurs de sécurité proposée pour prendre en compte les dégradations de la capacité portante en raison des cycles.

Différentes techniques expérimentales ont été mises au point pour étudier le comportement des interfaces sous chargements monotones et cycliques. Les résultats de ces études ont permis de mieux comprendre le comportement des interfaces sol-structure et d'en tenir compte dans le calcul et la conception des ouvrages en génie civil.

L'utilisation très large de la méthode des éléments finis dans le calcul des ouvrages de génie civil a permis de traiter également le problème d'interaction sol-structure sous les deux aspects :

- le développement d'éléments d'interfaces spéciaux pour la prise en compte des conditions de contact sol-structure,
- le développement et la validation de modèles de comportement pour les interfaces, qui permettent de tenir compte de certains aspects tel que le radoucissement, sur la base de l'élasticité non linéaire, ou de l'élastoplasticité, voire sur la base de la mécanique de l'endommagement au comportement de l'interface sol-structure.

Les travaux présentés dans cette thèse consiste à étudier le comportement de l'interface sol-structure sous chargements monotone et cyclique avec des conditions aux limites contrôlées: contrainte normale constante, en utilisant une boîte de cisaillement direct modifiée et un sable de dunes, permettant d'étudier l'influence des paramètres significatifs tel que : la densité du sol, la surface de l'interface et le type de structure. Dans un second temps, on étudiera la dégradation de la contrainte de cisaillement sous chargement cyclique à contrainte normale constante, les essais sont réalisés avec variation de densité, de l'amplitude et le nombre de cycles.

La thèse, est composée de quatre chapitres :

- Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique portant sur les connaissances acquises sur le comportement de l'interface sol-structure sous chargements monotone et cyclique. Après description du phénomène d'interaction entre le sol et les structures, cette synthèse décrit les principaux appareillages utilisés en laboratoire pour l'étude du comportement de l'interface sol-structure et les essais expérimentaux réalisés ainsi que les modèles développés par certains auteurs pour modéliser l'interface sol-structure.
- Le deuxième chapitre présente le programme expérimental exécuté et les procédures d'essais suivies traitant la caractérisation de l'interface sol-structure au moyen d'essais de cisaillement direct sous chargements monotone et cyclique réalisés sur un sable présentant deux formes de compacté, l'une lâche et l'autre dense, en contact avec une plaque métallique rigide présentant deux formes de rugosité, l'une lisse et l'autre rugueuse. On y présente le programme expérimental exécuté et les procédures d'essais suivies
- Le troisième chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais réalisés et leur discussion. Les résultats d'essais obtenus ont permis de conclure que le chargement cyclique induit un écrouissage cyclique qui se traduit par un durcissement ou radoucissement, et que pour tous les niveaux de confinement considérés, la plaque rugueuse est plus performante que la plaque lisse et davantage lorsqu'elle est en contact avec un sable dense qu'avec un sable lâche.
- Le quatrième chapitre traite la simulation numérique des essais réalisés. Sous chargement monotone à l'aide d'un programme en langage fortran développé à l'université de Lille en France en utilisant le modèle ModJoin dédié à cet effet, ensuite au moyen du code Plaxis-2D en utilisant le modèle classique de Mohr-Coulomb. Sous chargement cyclique, les calculs ont été effectués à l'aide du module dynamique implémenté dans le code Plaxis-2D. Les résultats des calculs obtenus s'accordent plus ou moins bien avec les résultats expérimentaux selon le modèle de comportement et le type de sollicitations considérés.

Une conclusion générale retraçant le bilan des résultats expérimentaux et numériques est ensuite donnée.

1^{ère} Partie

Synthèse bibliographique

Chapitre 1

Etat de l'art sur le comportement de l'interface sol – structure

1.1 Introduction

Le comportement des ouvrages géotechniques (pente renforcés, mur de soutènement, fondations superficielles et profondes, tunnels et excavations souterraines, travaux de protection de l'environnement, etc..) est un problème d'interaction sol-structure. Des études de recherches sur l'interaction sol-structure ont récemment été publiées.

Scharma et al (2018) présentent une synthèse sur les études d'interaction sismique sol-structure liées aux bâtiments, y compris les procédures de calcul et les méthodes d'analyse, la modélisation d'un massif de sol et de son interaction avec les fondations. Frank (2017) présente quelques aspects de méthodes utilisées en France pour la conception des pieux sous chargement axiaux et transversaux (latéraux) selon la norme française qui est compatible avec les règles de l'Eurocode 7. Cavitha et al (2016) présentent également une revue de l'analyse des interactions sol-structure des pieux chargés latéralement, incluant les recherches théoriques numériques et expérimentales. Braja Das (2016) décrit l'utilisation au cours de ces trois dernières décennies de la géographe comme moyen de renforcement des ouvrages de soutènement. Shehata (2016) présente des résultats de simulation numérique d'un mur de soutènement en porte-à-faux.

Zhang et Zhang (2009) présentent une synthèse de quelques études expérimentales monotone et cyclique de l'interface sol structure, y compris les dispositifs d'essais et les techniques de mesure, les modèles constitutifs et leurs applications dans les simulations numériques. Une autre synthèse présentée par Li Yao-Kun et al (2015) sur les travaux théoriques et expérimentaux sur les interfaces « sol-acier » et « sol-béton » sur les relations constitutives de ces interfaces et sur les techniques numériques basées sur les méthodes des éléments finis et discrets.

L'interface sol – structure dépend donc non seulement de la nature du matériau composite constitutif (sol-acier, sol-béton, sol-géotextile, etc...), mais aussi de la forme de sa rugosité (lisse ou rugueuse). Ainsi, la résolution de ce problème nécessite la connaissance de comportement mécanique de l'ouvrage géotechnique considéré, du sol environnant et de leur interface sous chargement monotone (poids propre, surcharges d'exploitation) et/ou cycliques (séisme, vent, vibrations de machines, houle, etc...) pour calculer les ouvrages géotechniques.

1.2 Phénomène de l'interface sol-structure

1.2.1 Définition de l'interface

L'interaction entre le sol et la structure met en jeu une zone de transmission des contraintes et des déformations correspondantes. Cette zone est définie comme une fine couche de sol, communément appelée "interface".

Plytas (1985) appelle interface, la fine zone de sol siège de grands changements de structure et de rupture de grains dus au cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol, sollicitée axialement. Hoteit (1990) définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre ceux-ci. Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu.

L'interface est également décrite comme une discontinuité entre deux matériaux aux propriétés différentes (Desai et Rigby 1995) ou, encore, comme une zone mince de sol "remanié" (perturbé) au contact direct de la structure (Desai et Toth 1996 ; De Gennaro 1999 ; Karabatakis et Hatzigogos 2002 ; Gaba et al., 2003). D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant (De Gennaro 1999 ; Cai et Uesugi 2002).

1.2.2 Comportement de l'interface selon le type de sollicitation

La figure 1.1 permet de distinguer trois types de comportement selon le type de sollicitation appliquée :

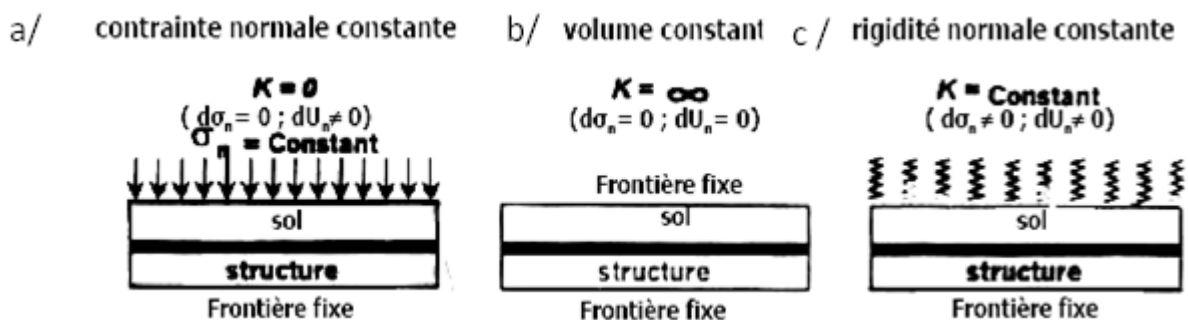


Figure 1.1 Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (Evgin et Fakharian 1996)

a/ Dans le cas d'essais d'interface à contrainte normale constante, l'interface peut se contracter ou se dilater librement. Du point de vue volumique, le phénomène de contractance-dilatance se traduit par une décroissance du déplacement normal (phase contractante) puis une croissance (phase dilatante) jusqu'à une stabilisation, qui est suivie

parfois d'une diminution pour les grands déplacements associée par certains auteurs à une dégradation liée à la rupture des grains (Lerat et al. 1997 ; Dumitrescu 2005). La condition de contrainte normale constante est la plus fréquente et la plus simple à reproduire du point de vue des conditions aux limites.

b/ Si le chargement se fait à volume constant, les déplacements normaux, par contre, sont empêchés. Dans ce cas, la contrainte normale augmente ou diminue selon que le sol au voisinage de l'interface tend à se dilater ou à se contracter (dilatance, ou contractance empêchées).

c/ Enfin, la condition de rigidité normale constante, (déplacement normal et contrainte normale variant proportionnellement suivant un rapport K constant) permet de présenter l'évolution de la contrainte normale et du déplacement normal qui reproduit l'état de dilatance ou de contractance de l'interface.

1.2.3 Comportement de l'interface selon son épaisseur

La couche d'interface peut être visualisée en laboratoire à l'aide d'essais mettant en jeu photographies, radiographies, etc. L'expérience montre que l'épaisseur de la couche d'interface, qui se forme dans un milieu granulaire au contact avec un élément de structure, dépend essentiellement de la taille des grains, de la densité du matériau, de la rugosité de l'interface et des conditions aux limites extérieures. Unterreiner (1994) affirme que l'épaisseur d'une couche d'interface n'est pas une caractéristique intrinsèque au sol et à l'interface, mais plutôt le résultat du problème aux limites étudié pour une géométrie donnée. Hassan (1995) constate que l'épaisseur de la couche d'interface diminue avec la densité. Lerat (1996) montre que l'épaisseur de la couche d'interface augmente pour des rugosités élevées. Plusieurs autres chercheurs ont observé l'épaisseur de la couche d'interface pour différents types d'essais, de sol et de rugosité de structure. (Tableau 1.1).

Tableau 1.1 Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Farih 2005)

Conditions d'essais			Epaisseur de la couche d'interface en fonction de D_{50}	Source
Appareil	Etat de rugosité	Etat de compacité		
Cisaillement direct annulaire	lisse	lâche à dense	0-1	Yoshimi et Kishida (1981)
	rugueux	($D_r=40-90\%$)	5-8	
Cisaillement simple plan	lisse	dense ($D_r=90\%$)	0-1	Uesugi et al. (1988)
	rugueux		5	
Cisaillement direct	lisse	Moyen à dense	0-1	Hoteit (1990)
	rugueux		5-10	
Silo en déformation plane	lisse	lâche à dense	10	Tejchman et Wei (1995)
	très rugueux	lâche	40	
	très rugueux	dense	30 à 40	
Cisaillement direct plan	lisse	lâche à dense	0-1	Hassan (1995)
	rugueux	lâche	6-7	
	rugueux	dense	4-5	
Cisaillement simple annulaire	lisse	lâche à dense	0-1	Lerat (1996)
	rugueux	lâche à dense	6-8	
Cisaillement simple annulaire	rugueux	lâche à dense	6-7	Chambon et al. (2004)

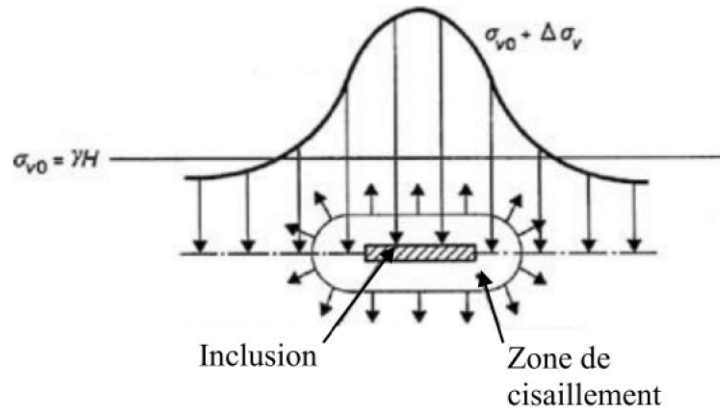
1.2.4 Facteurs influençants

Parmi les facteurs influençant le comportement de l'interface sol-structure, on retient essentiellement l'influence de l'état de la surface de contact sol-structure et du poids des terres notamment dans le cas des sols renforcés par des inclusions métalliques (terre armée) ou géotextile. Cette influence se traduit par le dilatace empêchée (figure 1.2) résultant par l'augmentation du volume de la zone de sol entourant l'inclusion contrariée par la faible compressibilité du massif encaissant. Le caractère tridimensionnel de ce phénomène est difficile à prendre en compte dans les méthodes de dimensionnement des ouvrages géotechniques.

Cependant l'interface sol-structure peut être caractérisée par un coefficient de frottement f définie à l'aide de l'expression suivante :

$$f = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v} \quad 1-1$$

où $\tau_{\max}$ désigne la contrainte de cisaillement exercée maximale appliquée par l'inclusion, σ_{v0} le poids



des terres sollicitant l'inclusion et $\Delta\sigma_v$ l'accroissement de contrainte normale initiale.

Figure 1.2. La dilatance empêchée

L'accroissement de la contrainte normale appliquée dépend de plusieurs paramètres : volume de la zone de cisaillement entourant l'inclusion, contraintes initiales, contractance et dilatance du sol. Il est donc difficile à prévoir ou à évaluer. Ainsi, Schlosser et Elias 1978 ont défini un coefficient de frottement apparent f^* afin de prendre en compte ce phénomène en pratique. Celui-ci est défini par l'expression suivante :

$$f^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0}} \quad 1-2$$

Ce coefficient apparent est plus élevé que le coefficient de frottement réel f et souvent supérieur à 1 dans les sols granulaires. Il peut atteindre 10 pour des sols très dilatants, et dépend du poids des terres au-dessus de l'armature et de son état de surface (Figure 1.3 et 1.4).

L'augmentation du coefficient de frottement dû à l'effet de la dilatance empêchée n'est significative que dans le cas de faibles contraintes verticales. Dans le cas de grandes contraintes verticales, la dilatance du sol est négligeable. L'expérience montre que le coefficient de frottement apparent f^* diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

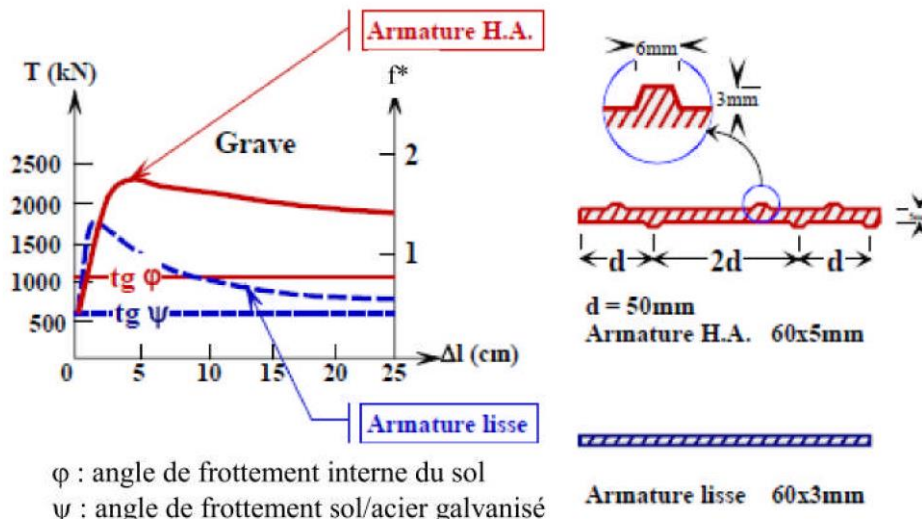
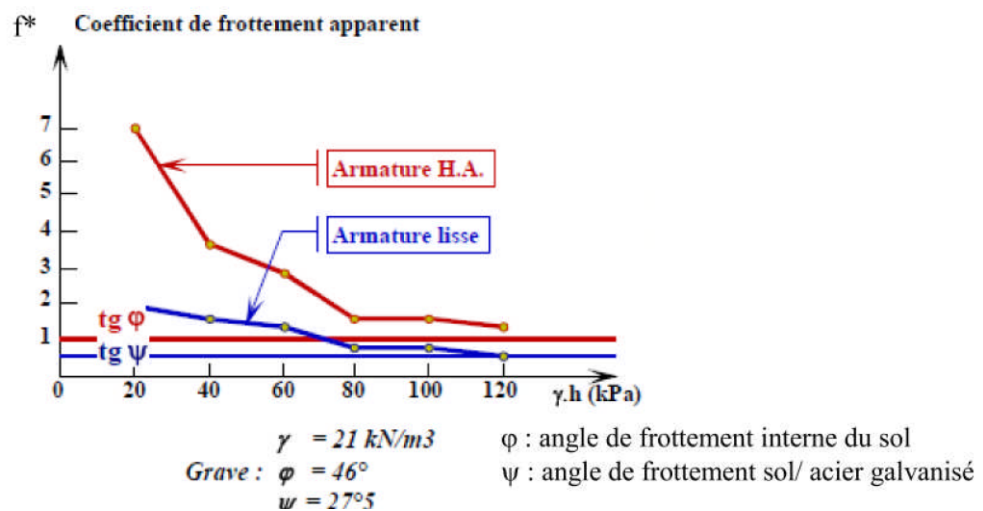


Figure 1.3 Influence de l'état de surface dans un essai d'extraction (Schlosser,Guilloux, 1981)



Figure

1.4. Influence des poids des terres sur f^* dans un essai d'extraction (Schlosser, Guilloux, 1981)

1.3. Caractérisation expérimentale

Diverses techniques expérimentales ont été utilisées au cours des dernières décennies pour étudier l'interface sol-structure, telle que les caractéristiques de résistance et de déformabilité, l'épaisseur et le matériau constitutif. Des études expérimentales utilisant ces techniques ont été réalisées essentiellement

au moyen de boîtes de cisaillement direct (Bacas et al , 2015 ; De Gennaro et Frank ,2002 ; Ghionna et Mortara, 2002 ; Hammoud et Boumekik , 2006, Hu et Pu ,2004 ; Palmera ,2009 ; Shahrour et Rezaie , 1997 ; Tiwari et al , 2010 ; Zeghal et al ,2002) et au moyen d'appareils d'essai d'arrachement (Esfandiari et Selamat ,2012 ; Ezzein et Bathurst ,2014 ; Ferreira et al , 2015 ; Horpibulsuk et Niramitkronburee , (2010) ; Jayawickrama et al , 2014 ; Khemissa et al , 2004 ; Liu et al , 2009 ; Park et al , 2013 ; Rousé et al , 2014 ; Suksiripattanpong et al ,2013). Les appareils utilisés se distinguent par la taille des éprouvettes et par les systèmes de leur chargement. Néanmoins, ils ont tous été conçus pour caractériser le cisaillement unidirectionnel.

La plupart de ces dispositifs d'essai sont conçus pour mesurer le déplacement relatif entre le sol et la structure sous les charges appliquées. Pour des buts de recherche, il est aussi nécessaire de mesurer séparément le glissement à l'interface et la déformation de cisaillement de la masse de sol.

Le plus souvent, ces essais ont été exécutés pour déterminer l'angle de frottement sol-structure utilisé dans le calcul en géotechnique, tels les murs de soutènement, les caniveaux enterrés, les pieux, etc..., et dans quelques cas, pour la détermination de paramètres des modèles d'interface.

Ils peuvent intéresser plusieurs types d'interfaces : sol-structure, sol-roche, roche-roche et sol-sol. On note qu'une partie importante de ces essais sont consacrés à l'interface sol-béton ou sol-acier. Les résultats de ces essais ont permis de dégager les principaux aspects fondamentaux du comportement des interfaces sol- structure.

1.3.1 Dispositifs d'essais

Les différents appareils utilisés pour caractériser le comportement de l'interface sol-structure sont:

- boîte de cisaillement direct,
- appareil de cisaillement simple,
- appareil de cisaillement simple annulaire,
- appareil de cisaillement direct annulaire par torsion et
- appareil de cisaillement par arrachement.

a) Boîte de cisaillement direct

La boîte de cisaillement de type .Casagrande en est l'exemple type. La boîte est formée de deux demi-boîte indépendantes, l'une supérieure qui est formée de deux parties : un cadre et un couvercle servant de piston pour l'application de l'effort normal et une partie inférieure remplacée par une plaque (lisse ou rugueuse). Le plan de séparation des deux demi- boîtes constitue le plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette (figure 1.5) le long d'un plan de cisaillement imposé. Cependant, ce plan de cisaillement ne correspond pas nécessairement au plan de cisaillement résultant d'une interaction sol-structure sous chargements monotone ou cyclique.

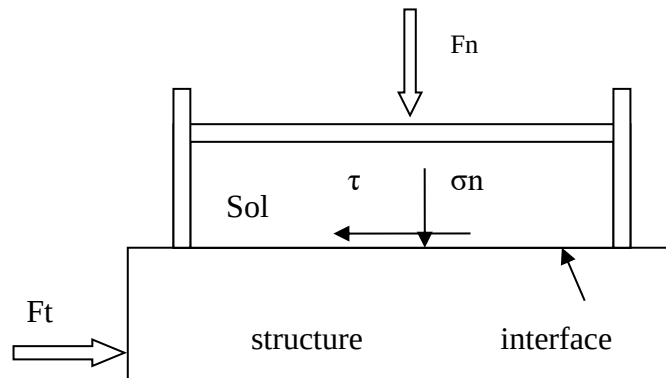


Figure : 1.5- Principe de la boîte de cisaillement direct

L'essai fournit des caractéristiques mécaniques le long d'une surface de rupture imposée. En plus de sa simplicité, la boîte de cisaillement direct permet de réaliser différents chemins de sollicitations, (Contrainte normale constante, déformation normale constante et rigidité normale imposée). De nombreux auteurs l'ont utilisé pour l'analyse de l'influence de divers facteurs sur le phénomène de frottement le long de la surface imposée et pour la détermination des paramètres des modèles d'interface.

On en distingue essentiellement selon le type d'interface utilisée :

- Sable-acier (Potyondy , 1961 ; Acar et al , 1982 ; Plytas , 1985 ; Hryciw et Irsyam ,1993 ; Rezaie , 1994 ; Suriyavut Pra-Ai ,2013) ;
- Sable – béton (Potyondy , 1961 ; Clough et Durcany , 1971 ; Peterson et al , 1976 ; Kulhawy et Peterson ,1979 ; Acar et al , 1982 ; Desai et al , 1985 ; Bosscher et Ortiz , 1987 ; Lee et al ;1989) ;
- Sable-roche (Bosscher et Ortiz , 1987).

Kishida et Uesugi (1987), Fakharian et Evgin (1995), et Evgin et Fakharian (1996) ont précisé que le glissement réel entre les particules de sol et le béton ne peut pas être directement mesuré dans la

boite de cisaillement direct. Le déplacement mesuré entre la boîte de sol et l'échantillon du béton inclut le glissement à l'interface, aussi bien que la déformation de la masse de sable due à la distorsion sous les contraintes de cisaillement appliquées.

b) Boite de cisaillement simple

La boite de cisaillement simple a été intensivement utilisée dans les essais d'interfaces, principalement pour les interfaces sable-acier et argile-acier. Les essais de sable-acier ont donné des résultats intéressants concernant le comportement général des interfaces. Plusieurs de ces résultats sont applicables à l'interface sable-béton.

Trois types d'appareils ont été développés et utilisés pour les essais d'interfaces:

- l'appareil de cisaillement simple de type Roscoe (1953) ,
- l'appareil de cisaillement cylindrique de l'Institut Géotechnique de Norvège (NGI) ,
- l'appareil de cisaillement rectangulaire d'Uesugi et Kishida (1987)

b1) Appareil de cisaillement simple de type Roscoe

L'appareil de cisaillement simple conçu par Roscoe (1953) a été modifié à Cambridge. Dans cet appareil, l'échantillon est un prisme à section rectangulaire ou carrée enfermé dans un jeu de 6 plateaux rigides. Ce dispositif permet la déformation verticale et une distorsion uniforme de l'échantillon. Des cellules de forces fixées sur les faces internes des plateaux ont été utilisées pour mesurer la contrainte principale intermédiaire. Une cellule placée sur le plateau supérieur permet de mesurer la force normale appliquée à l'échantillon.

b2) Appareil de cisaillement simple de type NGI (Norwegian Geotechnical Institute)

L'appareil de cisaillement simple de type NGI a été présenté par Kjellemen (1951) et modifié par Bjerrum et Lamdva (1966). Dans ce type d'appareils, l'échantillon cylindrique est renfermé dans une membrane renforcée par des spirales empêchant la déformation radiale de l'éprouvette (Figure 1.6a). La force verticale est appliquée par des poids. Un appareil de déformation contrôlé a été utilisé pour appliquer un déplacement tangentiel. Les forces verticale et horizontale appliquées sur l'échantillon sont mesurées.

b3) Appareil de cisaillement simple type Uesugi et Kishida

La figure 1.6b montre le principe de l'appareil de cisaillement de Kishida et Uesugi (1987). L'interface sable-acier est un rectangle de 400 mm de longueur et 100 mm de largeur. L'échantillon de sable de forme parallélépipède rectangle est renfermé dans une boîte construite d'un empilement de cadre en aluminium. La partie inférieure est constituée d'une plaque de dimensions plus grande que celles de la boîte utilisée. L'un des avantages principaux de cet appareil de cisaillement simple est la capacité de mesurer séparément le glissement à l'interface total et la distorsion de sol. Selon Uesugi et Kishida (1986b), la déformation horizontale due à distorsion de la masse de sable est un composant important du déplacement total mesuré dans la boîte de cisaillement simple.

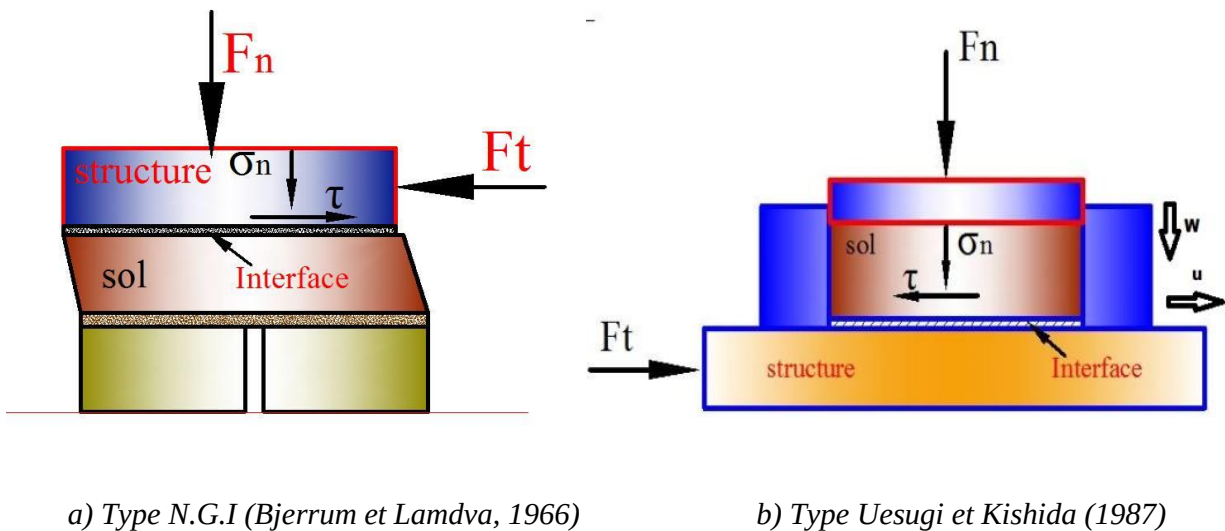


Figure : 1.6 Appareils de cisaillement simple

c) Appareil de cisaillement simple annulaire

L'appareil d'essai, l'ACSA (appareil de cisaillement simple annulaire) a été développé au CERMES, centre commun de l'ENPC et du LCPC (France). L'appareil de cisaillement simple annulaire a été conçu pour pallier certaines difficultés rencontrées avec les appareils précédents et assurer notamment une bonne homogénéité des conditions mécaniques de l'essai sur toute la surface de contact sol/structure, ainsi qu'une bonne étanchéité de l'échantillon (Lerat et al., 1997).

L'échantillon annulaire est disposé autour d'un cylindre central dont la mise en rotation assurera le cisaillement de l'échantillon. Sur l'autre bord cylindrique, une pression de confinement est exercée par l'intermédiaire d'une membrane en néoprène qui elle-même est soumise à une pression d'eau (Figure 1.7). Un tel principe assure l'homogénéité des conditions aux limites de déplacement sur toute l'interface et minimise les effets de bord comme ceux que présente une boîte de cisaillement direct

modifiée (où il y a une dissymétrie entre le bord « amont » et le bord « aval »). La face supérieure de l'échantillon est en contact avec un couvercle fixe, la face inférieure repose sur une plaque de verre fixe elle aussi (Figure 1.8).

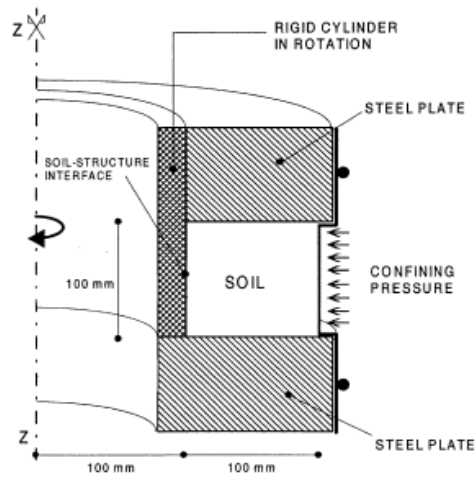


Figure 1.7. Schéma de l'Appareil de cisaillement simple annulaire (Lerat et al.,1997)

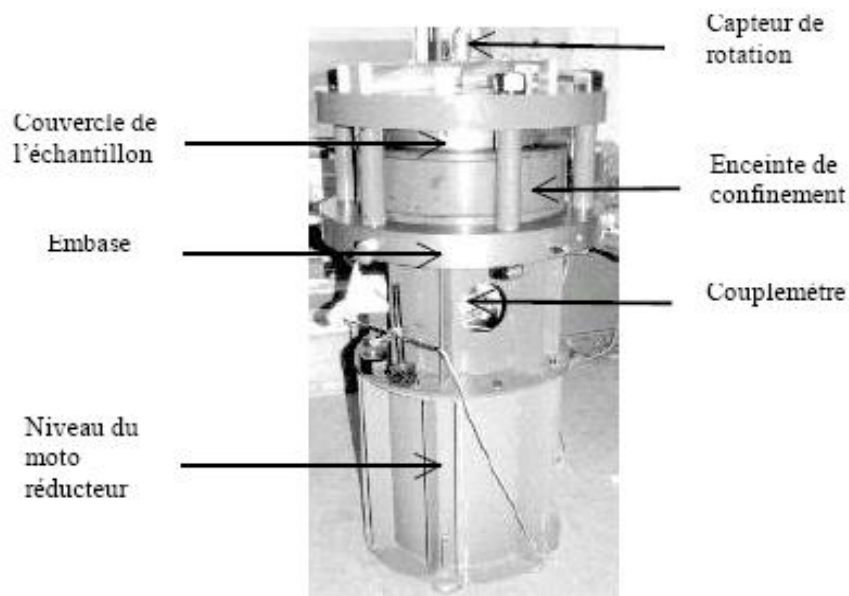
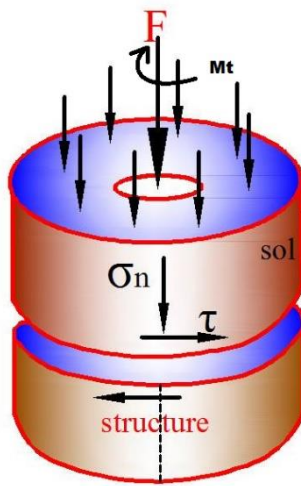


Figure 1.8. Vue de l'ACSA, (Lerat et al.,1997)

d) Appareil de cisaillement direct annulaire par torsion

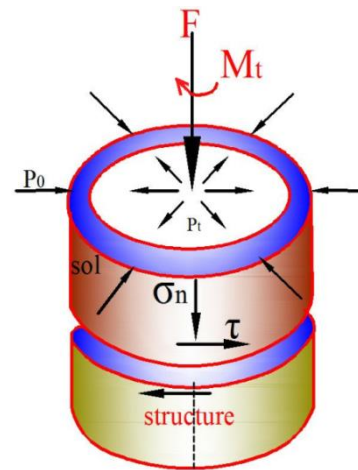
Des appareils de cisaillement annulaire ont été employés par Huck et Saxena (1981) et Yoshimi et Kishida (1981) pour l'essai d'interface sable-béton et sable-acier. Dans ce type d'appareil, l'échantillon et la structure ont une forme annulaire. Le cisaillement se fait par application d'un couple de torsion des sections de contact entre le sol et la structure (Figure 1.9a et 1.9b). Selon les conditions aux limites sur les parois internes et externes de l'échantillon, on distingue deux catégories d'essais :

- l'essai de cisaillement annulaire sans confinement contrôlé (type Yoshimi et Kishida, 1982)
- l'essai de torsion sur cylindre avec contrôle du confinement (type shihara, 1972 ; Lade, 1975)



a) Cisaillement

(Yoshimi et kishida, 1982)



b) Cisaillement: par torsion sur cylindre creux

(Ishihara 1972)

annulaire

Figure : 1.9- Appareils de cisaillement annulaire par torsion

1.3.2 Résultats expérimentaux.

Depuis Potyondy (1961) qui a présenté pour la première fois les résultats d'une série complète d'essais de cisaillement direct de type interface afin de déterminer le frottement entre différents types de sol-structure, de plus en plus de recherches ont été faites à l'aide des dispositifs d'essai présentant diverses interfaces. Cependant, il reste quelques incertitudes au sujet de l'influence de la densité relative du sable et de la valeur de la contrainte appliquée sur le comportement d'interface.

Yoshimi et Kishida (1981a, b) concluent que le coefficient de frottement est essentiellement régi par la rugosité extérieure du matériau de la structure. La densité relative du sable et le type du matériau de la structure ont un effet négligeable sur la valeur du coefficient de frottement.

Uesugi et Kishida (1986a) concluent que l'influence du type de sable et de la rugosité extérieure d'acier sur le coefficient de frottement est significative, alors que les effets de la contrainte normale et de la taille moyenne des grains moyenne sont d'importance faible. (Peu d'influence de la contrainte normale jusqu'à 3.90 MPa a été observée sur le coefficient de frottement). Plus tard, Uesugi et Kishida (1986b) concluent que la taille moyenne des grains (d_{50}) a également une influence significative sur le coefficient de frottement.

Au contraire, Acar et al. (1982), se basant sur les résultats des essais de cisaillement direct sur des interfaces entre le sable et les matériaux structuraux tels que l'acier, le bois et le béton, concluent que la densité relative du sable et de l'effort normal influent sur l'angle de frottement. Ces résultats sont confirmés par d'autres, tel que Desai et al. (1984) et Fakharian et Evgin (1996).

Boulon et Plytas (1985) puis Boulon et Nova (1990) concluent à partir des résultats d'essais de cisaillement direct sur une interface du sable dense d'Hostun et d'une plaque métallique rugueuse dans la condition de volume constant, qu'il existe une différence importante entre les résultats des essais de la contrainte normale constante et les essais de volume constant.

On présentera ci-après une synthèse des travaux les plus remarquables sur le comportement de l'interface sol-structure à partir des résultats de cisaillement direct ou d'arrachement des barres sous chargements monotones ou cycliques.

a) Travaux de Plytas (1985)

Plytas (1985) présente une série d'essais de cisaillement direct entre le sable d'Hostun avec trois granulométries différentes et une plaque rugueuse en acier, selon deux chemins à contrainte et à déformation normale constante. Les figures 1.10 et 1.11 illustrent les résultats de ces essais pour les trois contraintes normales initiales appliquées.

Dans un essai à contrainte normale constante (Figure 1.10), la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du chargement jusqu'à atteindre un maximum, après lequel, elle diminue et atteint un palier pour de grands déplacements. On notera que le pic de contrainte est plus accentué pour les fortes contraintes normales initiales.

Dans un essai à déformation normale constante (Figure 1.11), les courbes d'évolution du cisaillement et de la contrainte normale ont des formes assez proches.

En comparaison avec les courbes premier type d'essais, on remarque également une augmentation de la contrainte de cisaillement à la rupture avec la contrainte normale. Par contre pour les grands déplacements relatifs tangentiels, aucun palier n'est observé. Le comportement sous ce type de chemin est assez proche de celui observé dans les essais triaxiaux de compression sur un sable dense non drainé.

Enfin Plytas (1985) a constaté que :

- les valeurs maximales des contraintes sont assez indépendantes de la géométrie. Par contre les déplacements sont infiniment plus sensibles aux variations de dimensions de la boîte utilisée, et, contrairement à l'idée répandue, il a confirmé que la granulométrie influence peu les propriétés de dilatance-contractance à poids volumique égal, car la densité relative varie également avec la granulométrie ;
- la rupture des grains est un phénomène important à prendre en compte, toujours responsable d'une certaine contractance ajoutée aux variations de volume provenant des modifications d'assemblage des grains. Cette influence est d'autant plus faible que les grains sont plus fins ;
- les caractéristiques d'interface corps rugueux-sable sont toujours légèrement en deçà des caractéristiques d'interface sable-sable.

Ces résultats expérimentaux montrent que le comportement des interfaces représente des similitudes avec celui des sables. Il peut être alors décrit par un modèle basé sur les mêmes concepts que ceux employés pour le comportement des sables.

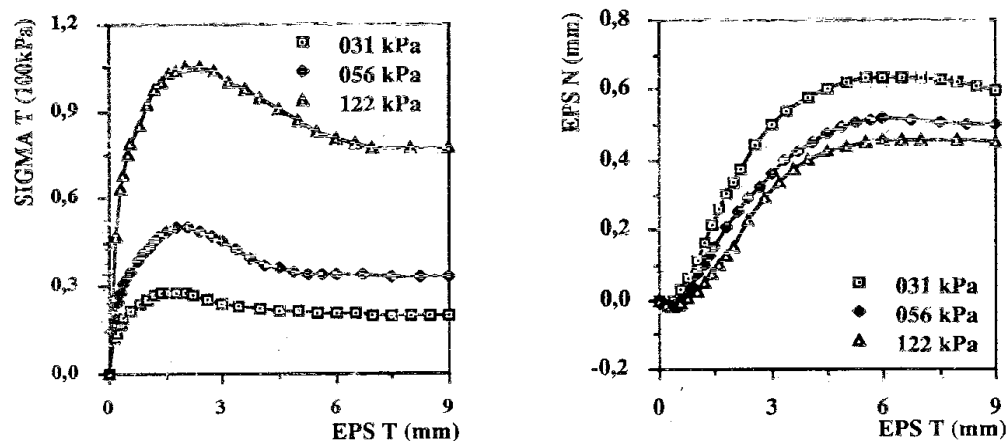


Figure 1.10 Essais de cisaillement direct à contrainte normale constante (Plytas 1985)

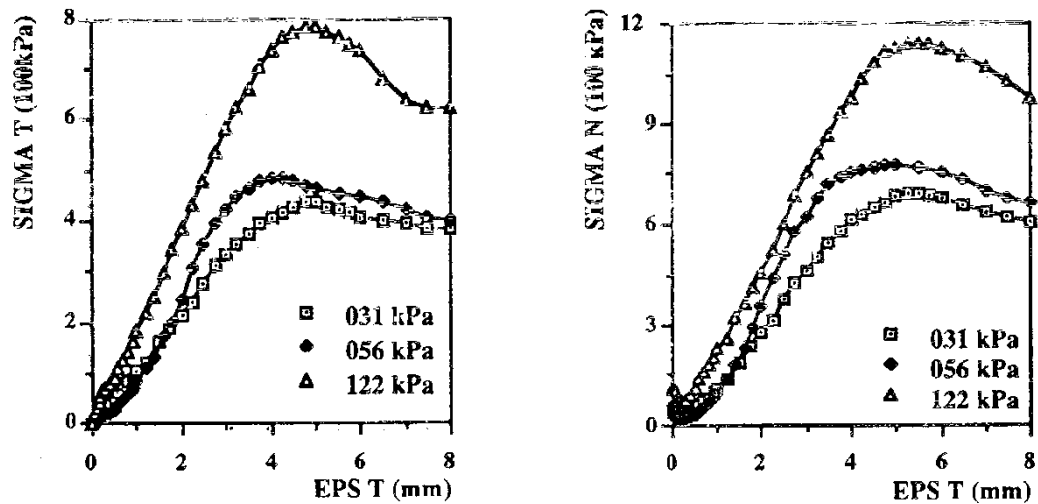


Figure 1.11 Essais de cisaillement direct à déformation normale constante (Plytas 1985)

b) Travaux de Shahrour et Rezaie (1994)

Ces travaux ont comporté des essais de cisaillement monotones et cycliques, dont les principaux résultats sont décrits ci-après.

b.1) Essais monotones

Les résultats d'une série d'essais de cisaillement direct monotone avec le sable quartzeux d'Hostun et un sable calcaire de Quiou, ont permis d'étudier l'influence des principaux paramètres sur le comportement de l'interface sol-structure.

Pour un sable dense avec une surface rugueuse, la figure 1.12 illustre les résultats de ces essais pour les trois contraintes normales initiales :

- Le pic correspond à l'effort de cisaillement qu'il faut appliquer pour provoquer le désenchevêtrement des grains dans le plan d'interface (figure 1.12a) ;
- pour l'évolution du déplacement normal le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (figure 1.12b.).

Dans le cas du sable lâche (figures 1.13), il a montré que la contrainte de cisaillement croît rapidement au début de l'essai, et que pour le déplacement normal, le comportement du sable est contractant tout au long de l'essai.

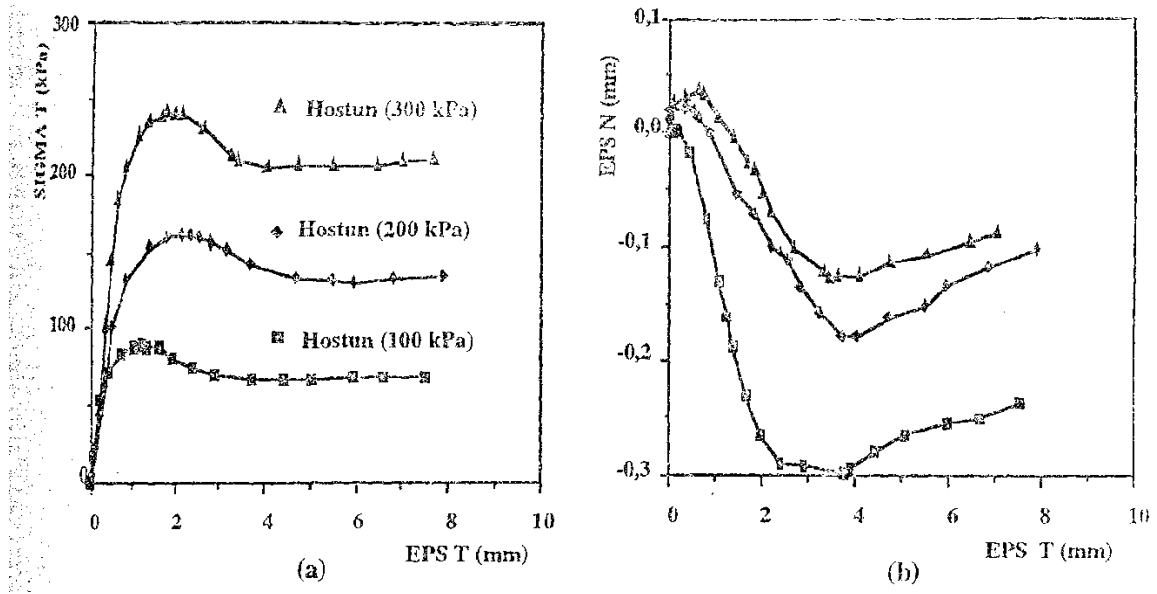


Figure : 1.12 Essais de cisaillement à contrainte normale constante
Surface rugueuse, sable d'Hostun dense ($D_r = 90\%$) (Rezaie 1994)

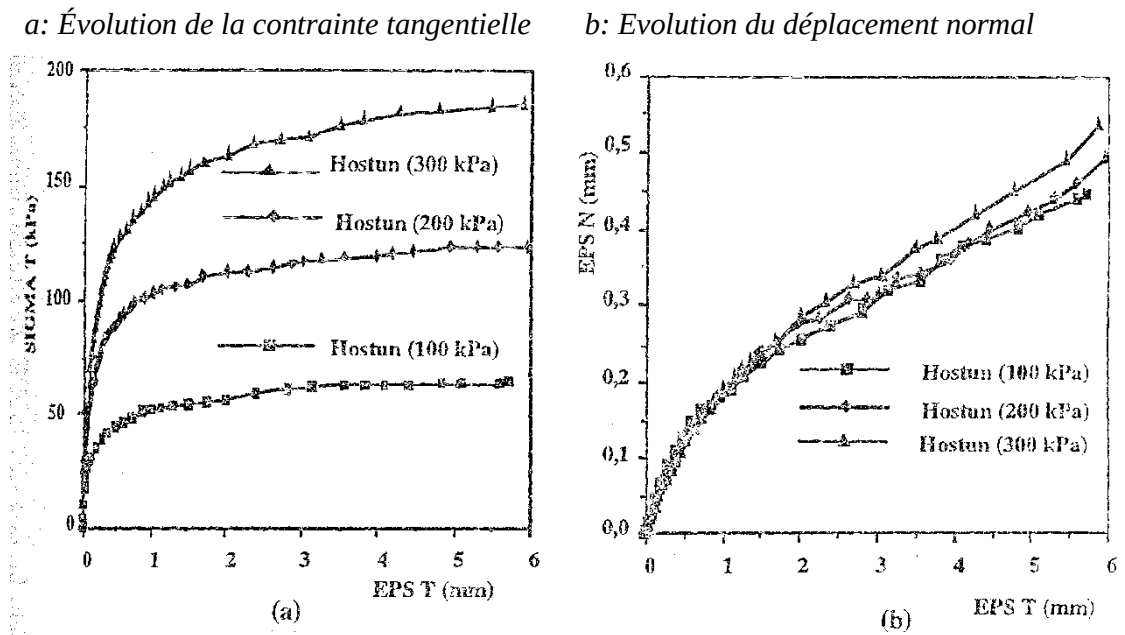


Figure : 1.13 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface rugueuse, sable d'Hostun lâche ($D_r = 15\%$) (Rezaie 1994)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

b.2) Essais cycliques

Les résultats d'une série d'essais de cisaillement sous sollicitation cyclique, sur le sable d'Hostun RF et le sable carbonate de Quiou, ont permis d'étudier l'influence de la densité initiale de l'échantillon, de la rugosité de l'interface et des conditions aux limites (contrainte normale constante ou déplacement normal nul) sur le comportement de l'interface. Des chargements à contrainte de cisaillement contrôlée et à déplacement tangentiel contrôlé ont été effectués.

Pour toutes les combinaisons des paramètres étudiés, sauf une, sur le sable d'Hostun RF, en chargement alterné, la contrainte de cisaillement mesurée diminue avec le nombre de cycles (figure 1.14).

Dans le cas d'une interface rugueuse et d'un échantillon de sable lâche, la contrainte de cisaillement augmente avec le nombre de cycles pour un essai à contrainte normale constante (figure 1.15).

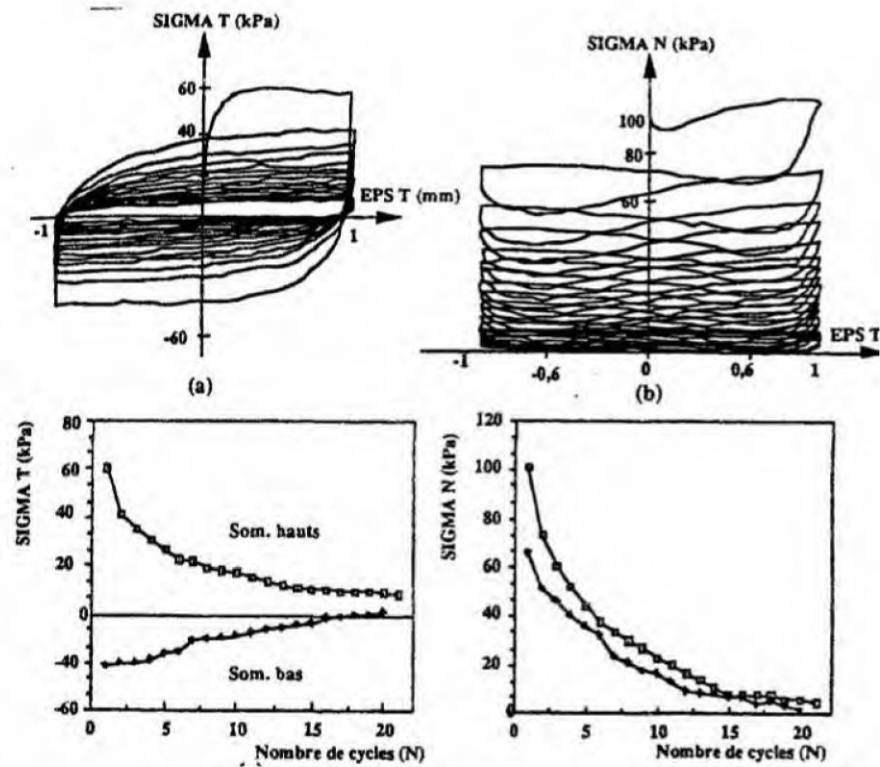


Figure 1.14 Essai cyclique sur du sable d'Hostun RF ; déplacement normal nul, amplitude : 1 mm, Interface lisse, $D_r = 90\%$ (d'après Rezaie, 1994)

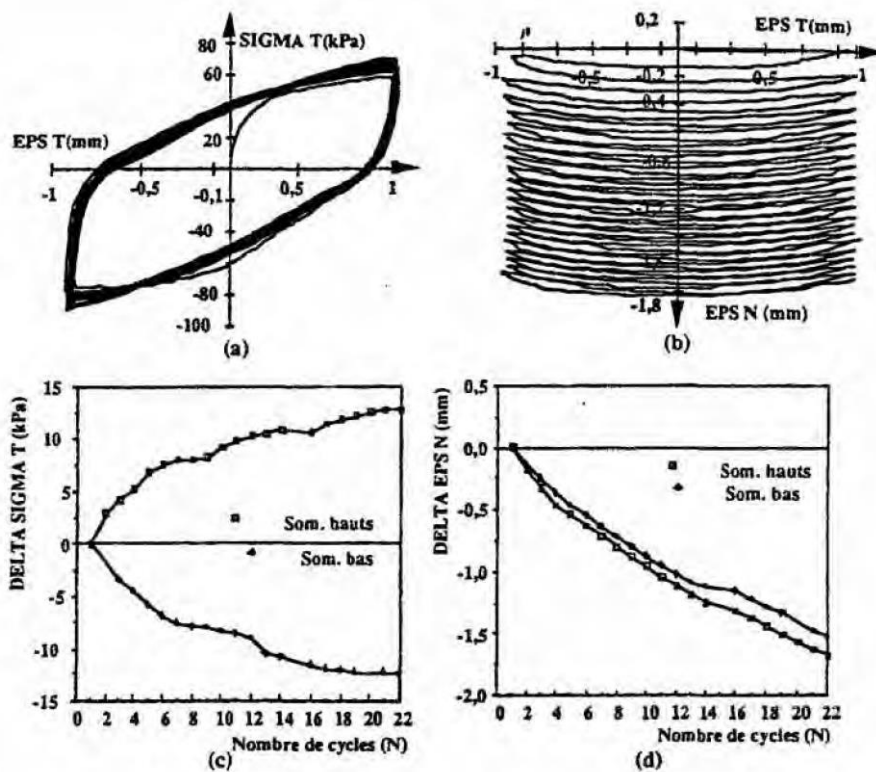


Figure 1.15. Essai cyclique sur du sable d'Hostun RF ; déplacement normal), amplitude : 1 mm, interface lisse, $Dr=90\%$ (d'après Rezaie, 1994)

c) Travaux de Teiming (1998)

Teiming (1998) a étudié expérimentalement le comportement d'interface sable-acier. Le sable employé dans cette étude est un sable siliceux. C'est un sable moyen avec $D_{50} = 0.6$, $\gamma_{\max} = 16.05 \text{ kN/m}^3$ et $\gamma_{\min} = 12.88 \text{ kN/m}^3$.

Les plaques en acier utilisées comme matériau de structure sont à base de teneur en carbone. Deux types de surfaces lisse et rugueuse ont été utilisés dans les essais.

c.1) Essais avec contrainte normale constante

Les résultats des essais monotones sous contrainte normale constante sont illustrés sur la figure 1.16. Le rapport des contraintes (c.-à-d., contrainte de cisaillement à contrainte normale) montre que les valeurs du rapport maximum de contrainte et le comportement au pic de l'interface sont influencés par l'importance de la contrainte normale.

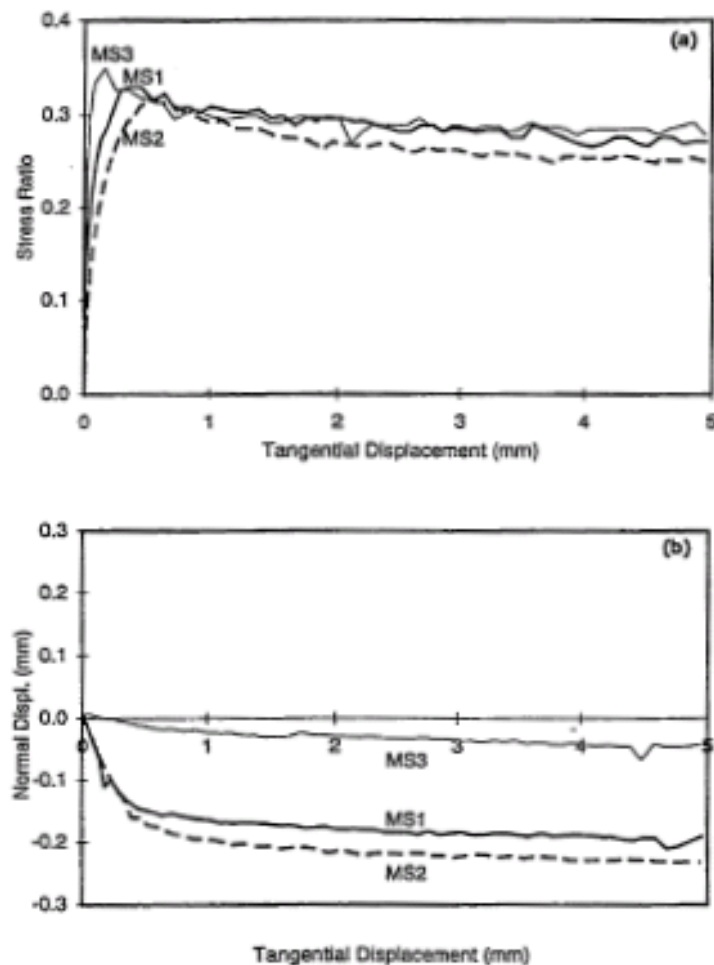


Figure 1.16 Résultats des essais monotones dans la condition de contrainte normale constante (Teiming, 1998).

c.2) Essais avec volume constant

Les résultats des essais monotones avec volume constant sont illustrés dans la figure 1.17. Ces résultats montrent que la contrainte de cisaillement augmente d'abord jusqu'à une valeur maximale plus rapide que celle dans le cas de la contrainte normale constante, puis diminue pendant que la contrainte normale diminue de sa valeur initiale.

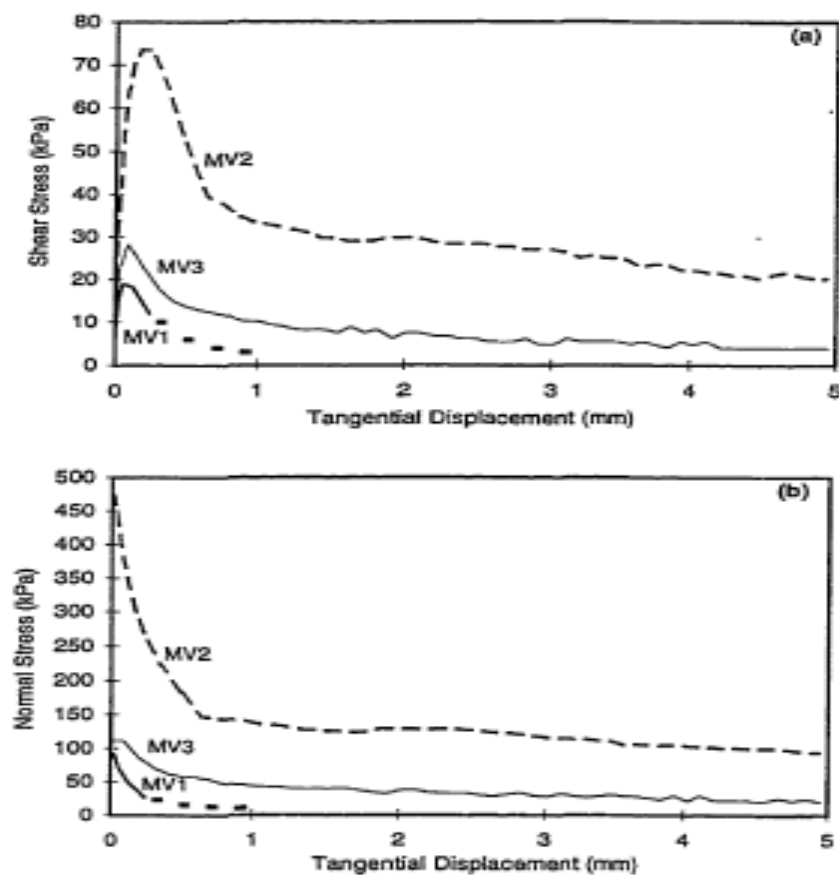


Figure 1.17 Résultats des essais monotones dans la condition de volume constant (Teiming, 1998)

A partir des résultats d'essai de l'interface « sable lâche - plaque en acier lisse », les observations faites, fournissent une idée sur les facteurs influençant le comportement d'interface et du mécanisme de liquéfaction aux interfaces sol-structure :

- l'état initial d'échantillon influence considérablement le comportement d'interface sable-acier ;

- dans la condition de charge monotone avec volume constant, la contrainte de cisaillement peut atteindre le pic qui est beaucoup inférieure à celle dans l'essai de contrainte normale constante correspondant, puis diminuée pendant que la contrainte normale diminue de sa valeur initiale. Avec un sable relativement lâche sous une contrainte initiale faible, la diminution de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement est rapide et deviennent "zéro" indiquant la liquéfaction.

d) Travaux de Suriyavut et al (2013)

Suriyavut (2013) présente les résultats d'une série d'essai de cisaillement direct sous chargements monotone et cyclique réalisées à contrainte normale constante et à rigidité normale imposée sur l'interface sable de Fontainebleau-plaque rugueuse et lisse.

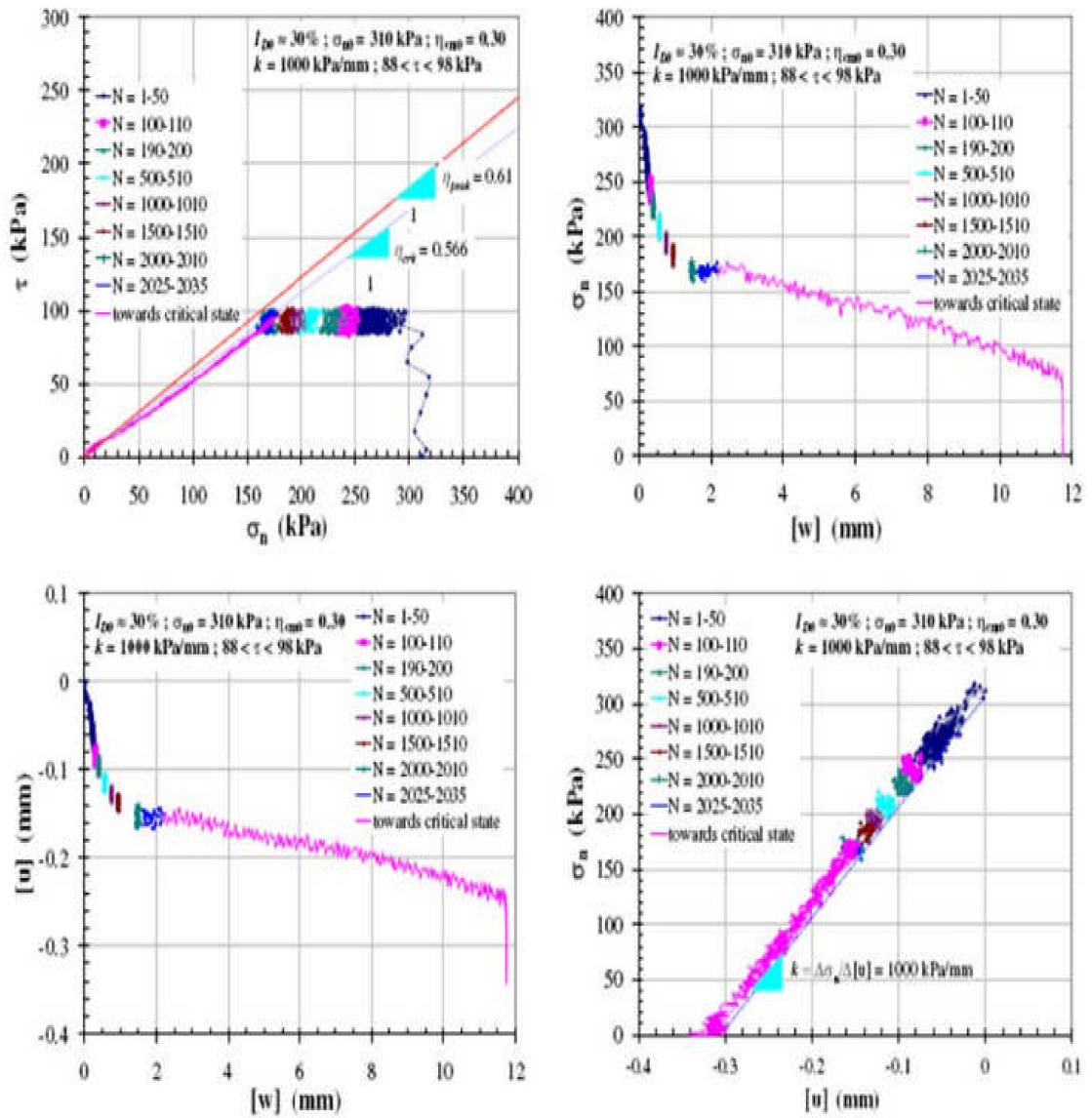
A tous les cisaillements cycliques moyens, une amplitude cyclique plus élevée accroît le déplacement relatif tangentiel. L'essai de cisaillement direct CNS typique est représenté sur la figure 1.18. Le comportement d'interface sol-structure (rugueuse) sur chemin CNS est toujours contractant. Le nombre de cycles conduisant à cet état est d'autant plus élevé que la densité est plus forte, que la rigidité normale est plus faible, que le cisaillement cyclique moyen est plus faible, et que l'amplitude cyclique est plus faible. Le niveau de contrainte est également très influent.

Les essais CNL avec plaque lisse montrent les mêmes tendances que dans le cas rugueux, avec des spécificités remarquables:

- le frottement limite est évidemment moindre,
- à nombre égal de cycles et paramètres cycliques identiques, les déplacements relatifs sont sensiblement plus élevés, qu'il s'agisse du déplacement relatif tangentiel ou normal, ce qui est sans doute à mettre en relation avec une plus grande liberté de mouvements des grains.

On notera que l'essai à densité initiale forte et à niveau cyclique moyen élevé développe de la dilatance, même dans le cas de l'interface lisse.

Concernant les chemins CNS, la tendance reste la même que dans le cas de la plaque rugueuse, contractance dans tous les cas, menant à la rupture (état critique) à plus ou moins brève échéance. Mais le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture est drastiquement plus faible que dans le cas rugueux. La rupture intervient au bout de 48 cycles seulement dans le cas lisse, contre 1175 cycles dans le cas rugueux, les paramètres cycliques étant rigoureusement les mêmes ($\sigma_{ncm0} = 100\text{kPa}$, $\eta_{cm0} = 0,35$, $\Delta \eta = 0,2$). Ceci dit, les taux de cisaillement limites sont plus faibles pour la plaque lisse ($\eta_{pic} = 0,49$ et $\eta_{crit} = 0,43$ dans le cas lisse, contre 0,61 et 0,57 dans le cas rugueux).



a) Figure 1.18. Essai CNS, plaque rugueuse, $\sigma_{n0} = 310$ kPa, $\Delta\tau = 10$ kPa, $\eta_{cm0} = 0,30$, $I_{DO} = 30\%$, $k = 1000$ kPa/mm. Rupture (état critique) à 2035 cycles (Suriyavut, 2013)

e) Travaux de Khemissa et al (2004)

Khemissa et al (2004) présentent les résultats d'une série d'essais d'arrachement monotone et répété effectués sur des armatures présentant différentes formes de rugosité (lisse, nervurée, perforée, en forme de W, chaîne) et incorporées dans le même massif de sable de densité donnée. La figure 1.19 présente la coupe schématique du dispositif expérimental. Cet appareillage permet de soumettre une armature métallique incorporée dans un massif de sable de caractéristiques géotechniques données à des forces d'arrachement sous chargement monotone ou répété. Le système de chargement est constitué d'un porte-poids pour les chargements monotones et d'un moteur électrique muni d'un compte-tours pour les chargements répétés.

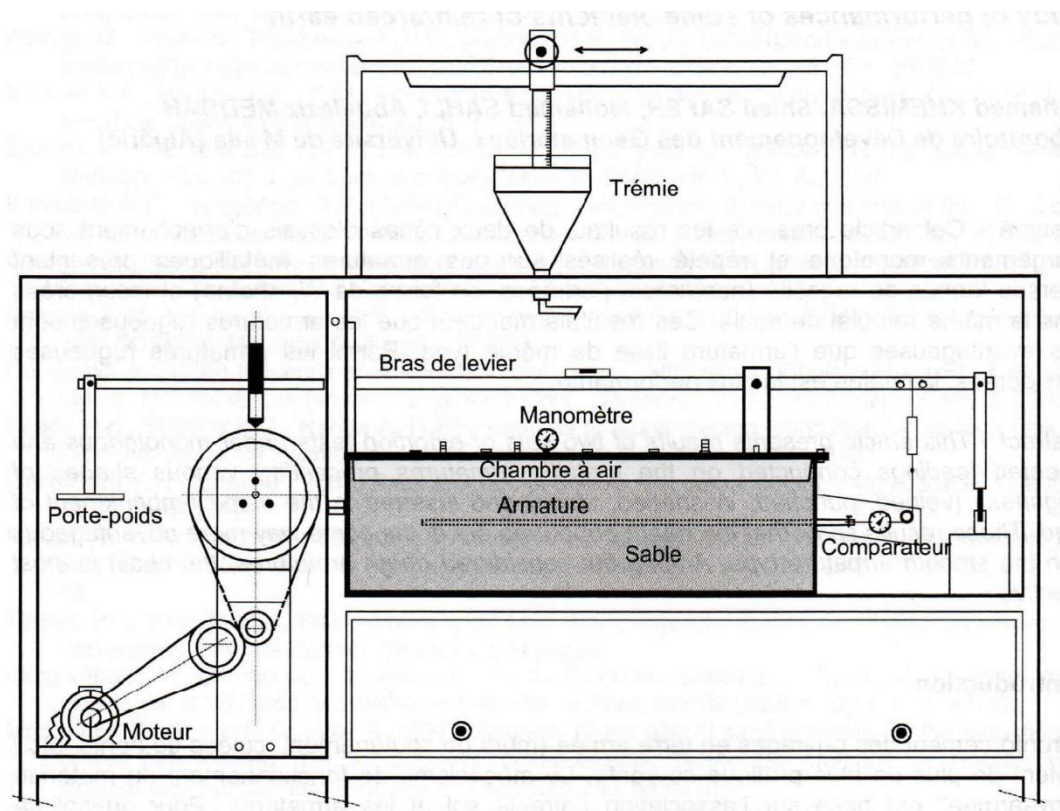
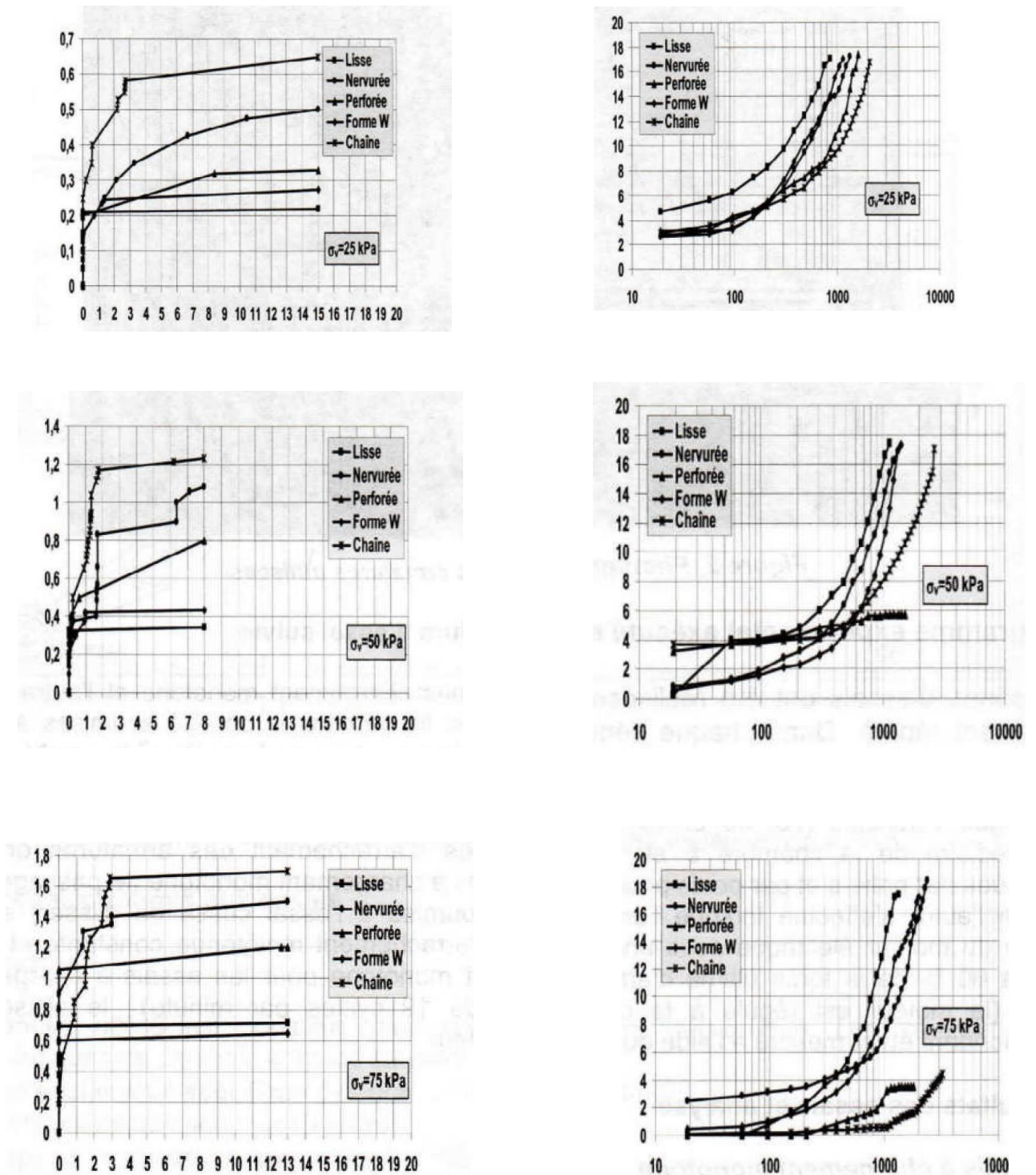


Figure 1.19 Coupe schématique du dispositif d'arrachement (Khemissa et al 2004).

Les auteurs concluent que, la rugosité de surface des armatures, qui se manifeste soit par des nervures soit par des perforations ou par des anneaux, influe positivement sur le comportement du matériau composite "terre-armée", (figure 1.20). Cette influence se manifeste par la mobilisation du frottement entre le sol et les armatures (i.e. amélioration de leur adhérence).

Ils concluent que le coefficient de frottement apparent $\mu^* = \tau_{\max} / \sigma_{v0}$ entre le sol et l'armature, où $\tau_{\max}$ désigne la contrainte de cisaillement maximale et $\sigma_{v0} = \gamma z$ le poids des terres, est plus élevé dans le cas des armatures rugueuses que dans le cas de l'armature lisse (tableau 1.2).



a) Comportement des armatures sous chargement monotone.

b) Comportement des armatures sous chargement répété (force d'arrachement égale à 60 % de la force ultime d'arrachement)

Figure 1.20 Résultats des essais d'arrachement monotone (a) et répété (b) (Khemissa et al 2004).

Tableau 1.2. Evolution de la force ultime d'arrachement F_{ult} et du coefficient de frottement apparent μ^* en fonction de la surcharge verticale σ_v) (Khemissa et al 2004)

Armature	lisse		nervurée		perforée		forme W		chaîne	
σ_v (kPa)	F_{ult} (kN)	μ^*	F_{ult} (kN)	μ^*	F_{ult} (kN)	μ^*	F_{ult} (kN)	μ^*	F_{ult} (kN)	μ^*
25	0,22	1,50	0,50	3,33	0,33	1,81	0,26	2,07	0,66	5,81
50	0,34	2,32	1,09	7,26	0,55	3,02	0,43	3,42	1,24	10,92
75	0,71	4,85	1,50	9,99	1,25	6,87	0,65	5,16	1,70	14,97

1.4. Modèles constitutifs

Plusieurs lois de comportement (analytiques et/ou numériques) ont été développées au cours des dernières décennies (De Gennaro et Frank, 2002 ; Ghionna et Mortara, 2002 ; Hu et Pu, 2004 ; Zeghal et al, 2002 ; Bacas et al, 2011 ; Boulon et al, 2003 ; Fakharian et Evgin, 2000 ; Liu et al, 2009 ; Zhan et al, 2009). La majorité de ces modèles sont capables de représenter certains aspects du comportement de l'interface sol-structure telle la dilatance, par exemple. Cependant, certains aspects du comportement de l'interface sol-structure (liés aux aspérités et à la rugosité de l'interface) ne sont toujours pas élucidés. La généralisation de leur application à toutes les situations possibles et imaginables (matériaux, charges, etc...) n'est pas clairement établie actuellement à l'échelle de la pratique. Par ailleurs, le traitement analytique des problèmes comportant des interfaces pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématiques. Les modèles de comportement développés pour les interfaces sol-structure utilisent les concepts de l'élasticité non linéaire ou de l'élastoplasticité. Ces modèles ont été intégrés dans des codes de calcul numérique des structures en génie civil.

On note que les modèles proposés pour les interfaces appartiennent à l'une des deux approches :

- approche de type contact,
- approche de type couche mince,

dont une description sommaire est donnée ci-après.

1.4.1. Approche de type contact

Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux. Parmi les principaux modèles proposés dans ce cadre, on peut citer:

- les modèle de Goodman et al, (1968) ; Frankc, (2002) ; Huabei, (2006) ; Zhang al, (2009)
- les modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage,
- les modèles incrémentaux.

a/ Modèle de Goodman et al (1968)

Goodman et al (1968) proposent pour la simulation des fissures dans les roches un élément spécial d'épaisseur nulle (figure 1.21). Cet élément est constitué de deux doublés de nœuds. Sa matrice de rigidité est formulée à partir de la minimisation de l'énergie potentielle, en substituant les déformations à l'intérieur de l'élément par les déplacements relatifs à l'interface. Le vecteur force de liaison $\{P\}$ par unité de longueur de l'élément est donné par une loi du type:

$$\{P\} = [k]\{\Delta u\} \quad I-3$$

Avec

$$\{P\} = \begin{Bmatrix} P_t \\ P_n \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{\Delta u\} = \begin{Bmatrix} \Delta u_t \\ \Delta u_n \end{Bmatrix} \quad I-4$$

$[K]$ est la matrice de comportement de l'élément joint, donnée par

$$[K] = \begin{bmatrix} k_t & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \quad I-5$$

Les termes intervenant dans la matrice de rigidité sont calculés d'après les règles suivantes:

- K_t et K_n sont prises égales à zéro dans le cas d'un décollement,
- K_t prend une valeur faible dans le cas d'un glissement,
- K_n prend une valeur forte pour la contrainte normale de compression. Cette condition doit assurer la non interpénétration entre les corps en contact.

La loi de comportement de ce modèle peut donc être représentée par un critère de rupture en cisaillement (type Mohr-Coulomb, par exemple), une courbe de cisaillement reliant ΔU_t et P_t et une courbe de compression reliant ΔU_n en fonction de P_n (figure 1.22).

Goodman et al (1968) ont appliqué ce modèle au calcul d'un tunnel circulaire chargé horizontalement et verticalement. Les résultats obtenus ont montré que le comportement du tunnel dépend de l'orientation et des propriétés des joints.

Goodman et J. Dubois (1972) ont complété ce modèle par l'introduction d'une relation de dilatance pour mieux simuler certains types de fractures fermées dans les roches. Ils ont utilisé un modèle de type adaptation de la rigidité, basée sur le critère de rupture bilinéaire de Patton (figure 1.23).

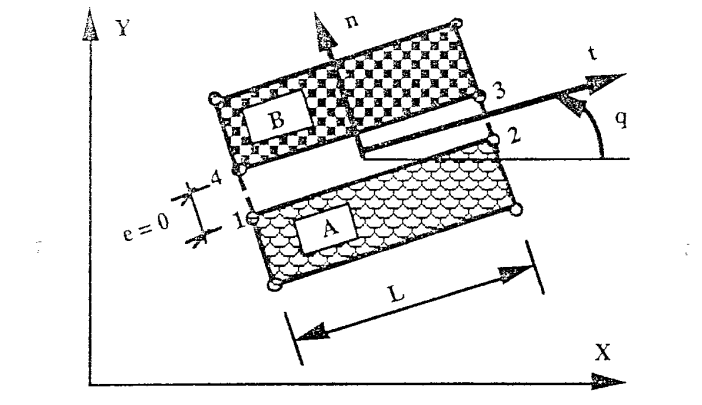
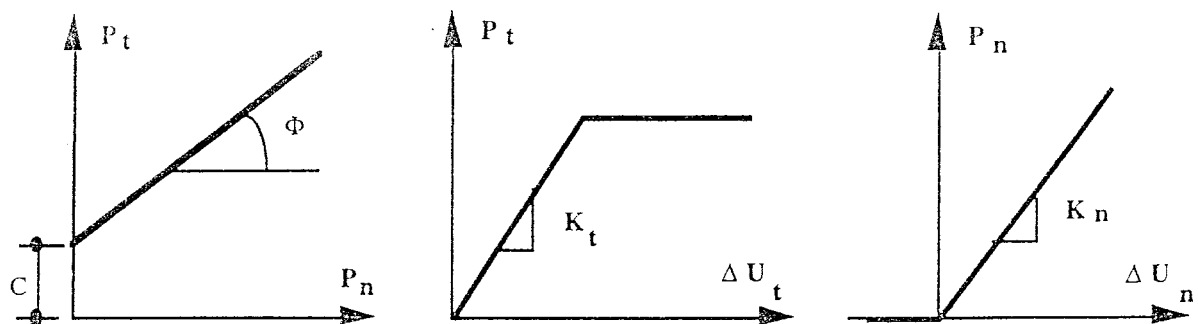


Figure :1.21 Elément joint de type Goodman (Goodman et al ,1968)

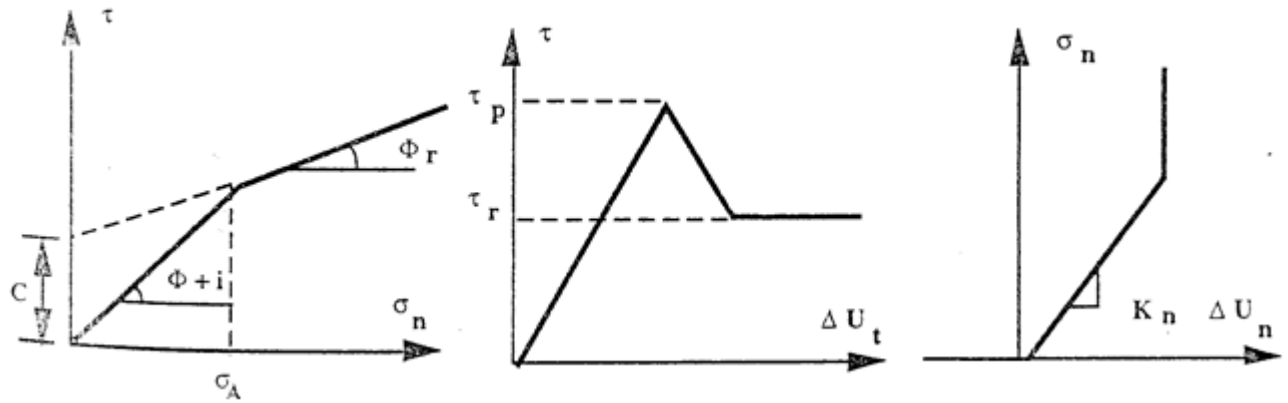


a) Critère de rupture

b) Courbe de cisaillement

c) Courbe de compression

Figure : 1.22 - Modèle de Goodman (Goodman et al, 1968)



a) Critère de Patton b) Courbe de cisaillement multilinéaire c) Courbe de compression

Figure :1.23 - Deuxième modèle de Goodman (D'après Goodman et al, 1968)

Goodman et St-John (1977) ont présenté une nouvelle version de ce modèle qui comprend la notion de rigidité rotationnelle qu'on peut évaluer en considérant le moment de rotation quand les nœuds de la face inférieure sont fixes et que l'on applique une force sur les nœuds de la face supérieure. Dans ce cas, des degrés de liberté supplémentaires sont introduits dans la formulation de l'élément.

b/ Modèle de Frank R. (2002)

L'auteur s'est basé sur la théorie de l'élasto-plasticité pour développer un modèle simple qui décrit le comportement des interfaces soumises au chargement monotone. Le modèle est basé sur le critère de rupture de type Mohr-Coulomb, inclut le comportement déviatorique écrouissage / radoucissement et intègre la phase de l'état de transformation (concept d'écrouissage et radoucissement). L'interface représente la couche du sol en contact avec la surface de l'élément structural. Pour les matériaux granulaires, en l'absence d'une mesure directe, l'épaisseur de cette couche peut être estimé comme un multiple du diamètre moyen D_{50} des grains (avec des valeurs s'étendant entre 5 à 10 D_{50} pour une interface rugueuse). La formulation sera limitée au cas bidimensionnel (cas des contraintes planes ou à symétrie de révolution). La figure 1.24 représente le type de réponse mécanique de l'interface et la figure 1.25, les résultats expérimentaux et numériques correspondants.

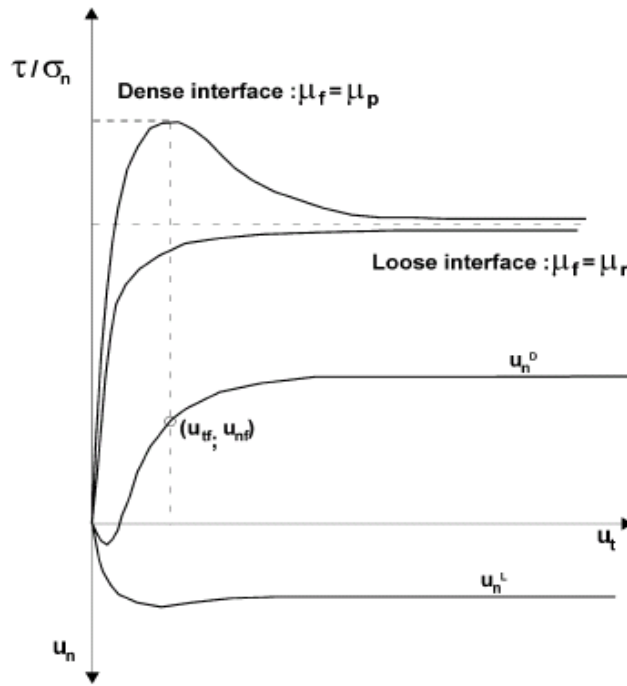


Figure 1.24 type de la réponse mécanique de l'interface (Frank,2002)

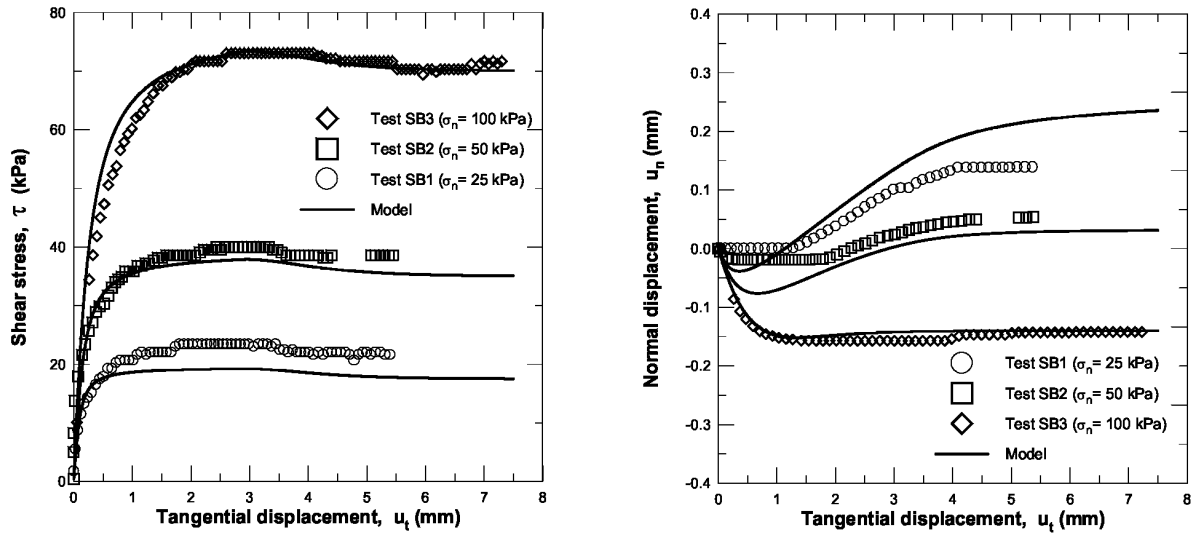


Figure 1.25. Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux : essais d'interface à contrainte normale constante effectués sur une boîte de cisaillement direct modifiée de (Fontainebleau $I_{\Delta}=0.46$ de plaque métallique sable-rugueux, des données expérimentales (Frank et al.2002)

La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques est satisfaisante tant pour l'évolution de la contrainte de cisaillement que pour le déplacement normal par rapport au déplacement tangentiel de l'interface. On peut noter, qu'il y a une légère sous-estimation de la contrainte au cisaillement au pic prévu par le modèle pour les essais effectués aux niveaux bas de la contrainte normale. Cette divergence entre les simulations et les expériences traduit l'effet de σ_n sur la valeur de μ_p (c.-à-d. non-

linéarité de la ligne de rupture de Mohr-Coulomb dans le plan de σ_n - σ_t pour des valeurs faibles de σ_n). En ce qui concerne l'évolution du déplacement relatif normal (u_n) par rapport au déplacement relatif tangentiel (u_t), on peut observer que la transition du tassement au radoucissement reproduit par le modèle est plus progressive que la réponse expérimentale observée et que la transition du tassement au radoucissement est associée exclusivement par le changement de la contrainte normale σ_n .

Le modèle permet la description des aspects de base identifiés dans les tests d'interface, tels que : la réponse mécanique de contractance /dilatance, la transformation de phase et l'état final. Il inclut également l'effet du niveau de contrainte normal sur la dilatance mobilisée à l'interface

c/ Modèle de Huabei (2006)

L'auteur a développé un modèle bidimensionnel dans le cadre de la plasticité généralisée en utilisant le concept d'état critique de la mécanique des sols. Il a essayé de généraliser la modélisation des interfaces sol-structure avec différentes rugosités dans le cadre de l'état critique de la mécanique des sols. Le modèle proposé a été validé sur des résultats expérimentaux. La figure 1.26 représente une comparaison des simulations faite avec le modèle et les résultats expérimentaux obtenus par Evgin et Fakharian (1996) sur une interface sable/ acier. Le modèle a reproduit d'une manière satisfaisante les résultats expérimentaux.

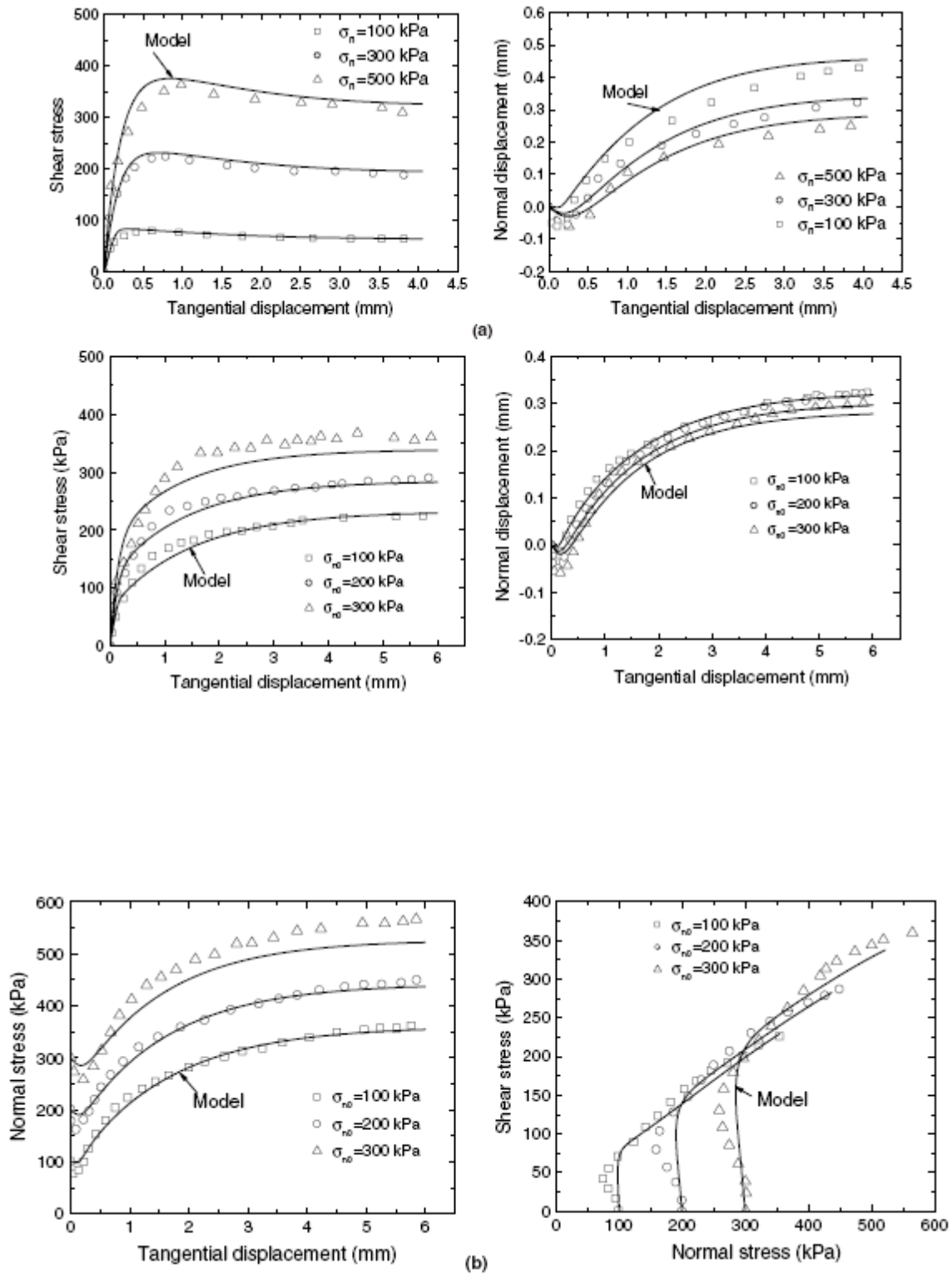


Figure 1.26 Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux : essai a chemin de contrainte (données expérimentales d'Evgin et de Fakharian, 1996). (a) Essais a contrainte normale constante, (b) essai de rigidité normale constante ($k = 800$ kPa/mm), HUABEI LIU (2006).

d/ Modèle de Zhang et al (2009)

Les auteurs ont donné une analyse critique sur l'état de l'art du comportement monotone et cyclique des interfaces sol-structure que ce soit dans le plan de dispositif des essais et les techniques de mesure, les règles fondamentales et le mécanisme de déformation, ou bien les modèles constitutifs et leurs applications dans les simulations numériques. Ils ont divisé l'approche utilisée pour établir les modèles constitutifs d'interface sol-structure, comme suit:

(1) Une formule empirique de la relation contrainte-déformation est proposée en utilisant les méthodes d'ajustement ou d'interpolation basées sur les résultats d'essais.

(2) Le modèle constitutif du sol est appliqué à l'interface directement en raison de la similitude entre le comportement du sol et de l'interface. Parfois, une modification a été effectuée pour une caractérisation correcte de l'interface.

(3) Un modèle spécialisé est dérivé sur la base de l'analyse du mécanisme de déformation à partir des résultats de test de l'interface

Pour les catégories des modèles constitutifs d'une interface sol-structure, ils les classent en quatre types: (1) modèles parfaits, (2) modèles d'élasticité non linéaire, (3) modèles d'élasto-plasticité et (4) modèles d'endommagement.

Après l'analyse et la critique pour chaque catégorie, ils ont conclu que : un modèle constitutif raisonnable devrait être basé sur les connaissances combinées du mécanisme de déformation microscopique et des règles macroscopiques de la relation contrainte-déformation (figure 1.27). Il est préférable qu'un modèle implique les caractéristiques de concepts physiques raisonnables, des formulations mathématiques simples et une détermination aisée des paramètres.

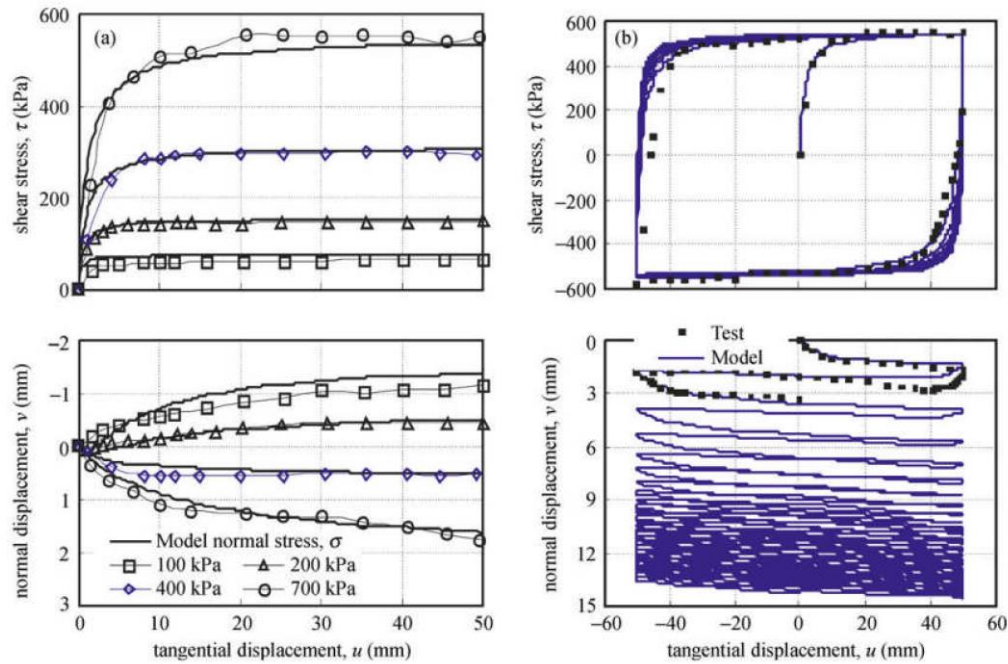


Figure 1.27. Comparaison des prédictions de modèles et résultats d'essais de cisaillement entre une plaque d'acier et du gravier dans des conditions de contraintes normales constantes: cisaillement monotone et b) cisaillement cyclique (contrainte normale: 701 kPa) (Zhang et Zhang ,2008)

e/ Modèles incrémentaux

Le formalisme incrémental a permis de simuler le comportement post-pic (la phase contractante) lié à la rupture des grains dans les matériaux pulvérulents. Les principaux travaux développés dans ce cadre sont ceux du laboratoire 3S de Grenoble (Boulon et Darve, 1977; Boulon et al, 1988; Rouainia et al, 1992 et Garnica, 1993). Les auteurs ont développé une loi vectorielle bidimensionnelle à dépendance directionnelle pour le comportement de l'interface.

1.4.2. Approche de type couche mince

Certains auteurs (Ghaboussi, 1973.- Pande, 1978 et Desai, 1984) ont proposé l'introduction de la notion de déformations aux éléments joints, en assignant une certaine épaisseur à l'interface. L'utilisation de ce type d'éléments est justifiée par le fait que la zone d'interface représente un domaine de faible épaisseur (cas des joints ou des défauts remplis dans les masses rocheuses et des zones d'interface sol-structure) qui est généralement soumis à de fortes sollicitations de cisaillement. Ils ont alors adopté des modèles rhéologiques propres à ces zones. Ghaboussi et al (1973) ont développé un élément joint avec une faible épaisseur (comparée aux dimensions des éléments massifs adjacents) et présenté la construction explicite de la matrice de rigidité de l'élément d'interface pour les problèmes plans et axisymétriques.

En s'inspirant des travaux de Zienkiewicz (1971) et de Ghaboussi (1973), Pande et Sharma (1978) ont proposé un élément joint mince comportant les déplacements relatifs à l'interface comme degrés de liberté indépendants. Ce comportement a été décrit par un modèle élastoplastique non associé basé sur le critère de Mohr-Coulomb. Notons les travaux de Desai et Zaman (1984) et de Zaman (1984) qui ont proposé des éléments plans et tridimensionnels, adaptés aux problèmes d'interaction sol-structure et aux joints dans les roches.

1.5. Simulation numérique

Suite aux recherches expérimentales sur les comportements d'interface entre structure et matériaux granulaires, beaucoup d'efforts ont été consacrés à la simulation numérique de l'interface sol-structure. Au début, les simulations ont été faites par des moyens basés sur la mécanique des milieux continus, (méthode des éléments finis, méthode des différences finies, etc.). Sur la base de divers résultats d'essais de cisaillement et d'efforts de modélisation numérique, de multiples modèles numériques des interfaces entre la structure et les matériaux granulaires ont été présentés. Ces modèles comprennent des modèles élastiques linéaires, élastiques non linéaires, et plastique ainsi que différents modèles modifiés basés sur des concepts élastoplastiques traditionnels. Voici quelques travaux de ces recherches.

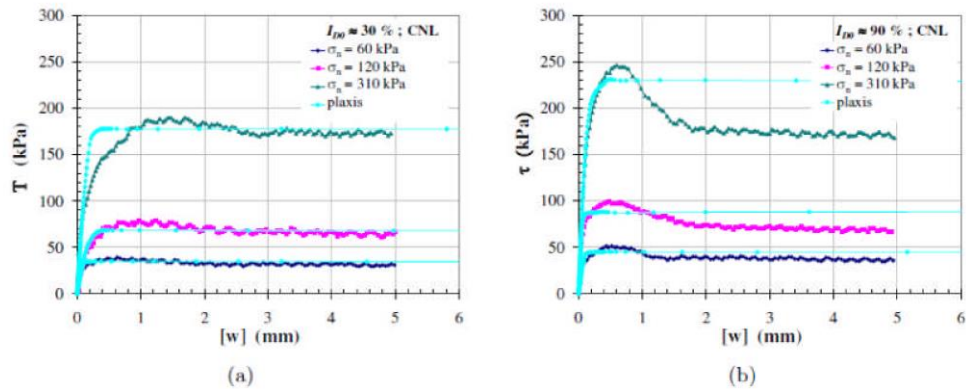
1.5.1. Travaux de Suriyavut (2013)

Suriyavut (2013) a utilisé le logiciel éléments finis PLAXIS, dédié à la géomécanique. Le modèle constitutif choisi est de type Mohr-Coulomb. La modélisation des essais de cisaillement direct monotone, ainsi que des sollicitations cycliques axiales a grand nombre de cycles sur pieux modèles centrifuges, est faite sur la base des idées guidées par le canevas suivant:

- Identification des mécanismes actifs dans l'expérience à modéliser.
- Classification de ces mécanismes dans l'ordre hiérarchique d'importance.
- Implémentation de ces mécanismes dans le modèle structural.

Il a constaté une absence de pic de cisaillement (figure 1.28) et corrélativement, un déplacement relatif normal sous-évalué (c'est le grand défaut que l'on peut reprocher à cette modélisation). Le chemin CNS est modélisé avec la même géométrie de base et les mêmes caractéristiques mécaniques que le chemin CNL, mais la sollicitation supérieure est à déplacement imposé sur un piston compressible, ce qui simule la rigidité normale imposée.

Les principaux aspects du cisaillement direct CNS sont rendus (figure 1-29), à savoir la dilatance à densité élevée, la contractance à densité faible et ce quel que soit le niveau de contrainte normale appliquée. Par contre, le contraste pic palier et le retour vers l'origine le long de la ligne critique ne sont pas simulés, ce qui n'est pas inattendu avec un modèle constitutif de Mohr- Coulomb.



a/ Densité faible

b/ Densité forte

Figure 1.28. Modélisation de l'essai de cisaillement direct CNL [valeur globale moyenne de la contrainte de cisaillement). a) densité faible. b) densité forte. Suriyavut (2013)

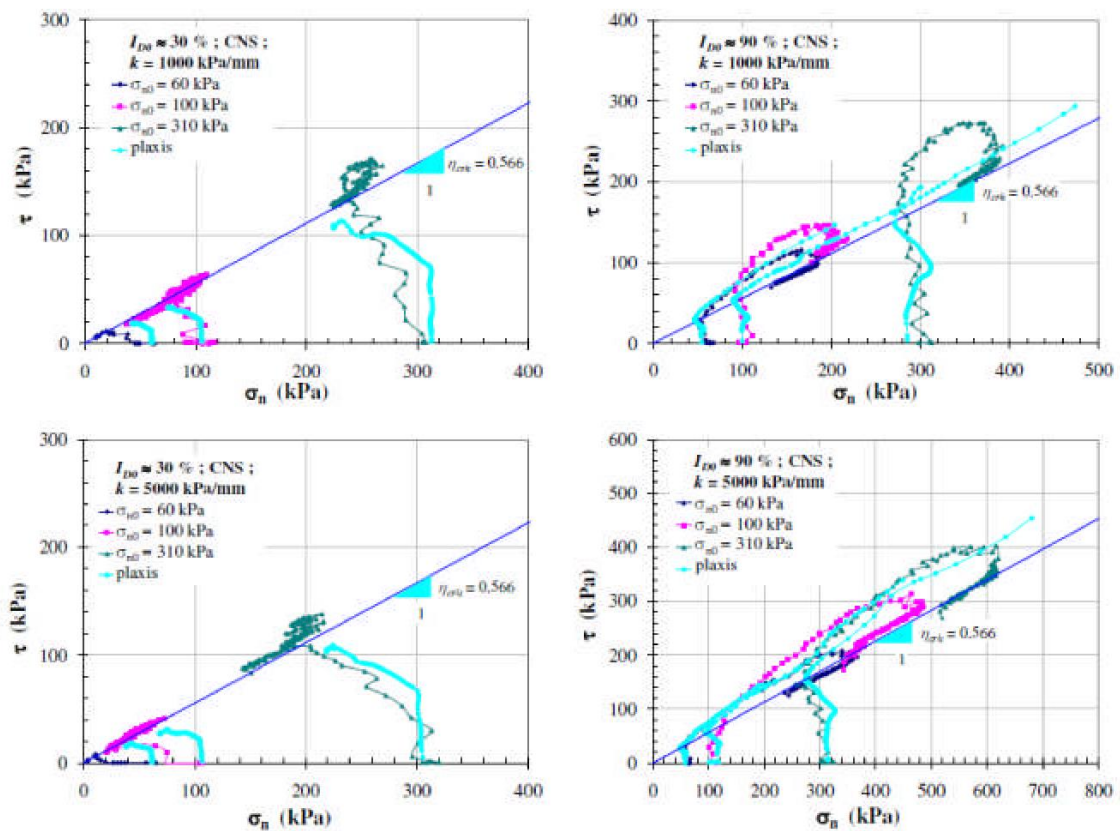


Figure 1.29 Modélisation de l'essai de cisaillement direct CNS (valeur globale moyenne des contraintes normales et de cisaillement). A gauche densité faible, à droite densité forte. Suriyavut (2013)

1.5.2. Travaux de Yao-Kun Li et al (2015)

Les auteurs ont présenté une revue des littératures sur les interfaces entre les matériaux granulaires et les composants structuraux solides. La revue comprend à la fois les recherches expérimentales et théoriques sur les interfaces entre les sols et l'acier, ainsi que ceux entre les sols et le béton. Le développement des relations constitutives de ces interfaces, les techniques numériques (méthode des éléments finis et méthode des éléments discrets), pour simuler les comportements d'interface. Ils ont classé les modèles constitutifs et numériques en trois catégories principales, à savoir le modèle élastique, le modèle élastique non linéaire et le modèle élasto-plastique. Ils ont conclu que le modèle élasto-plastique peut être le plus précis du point de vue théorique, mais le grand nombre de paramètres doit être choisi avec prudence, et le modèle élastique non linéaire peut être le plus pratique pour sa signification physique claire. Pour eux la méthode des éléments discrets est un bon moyen numérique pour simuler les comportements des matériaux granulaires (figure 1.33), avec cette méthode le mouvement et l'interaction des particules, ainsi que le développement de la zone de cisaillement à l'interface (figure 1.34), peuvent être contrôlés et analysés directement, ainsi les principes internes et les causes des comportements d'interface peuvent être comprises, concernant les simulations devraient être étendues au niveau tridimensionnel pour obtenir des résultats plus convaincantes sur les propriétés de l'interface. Le mécanisme de développement de la zone de cisaillement dans le processus de chargement peut également être vérifié par ceci. Enfin, ils ont proposé d'établir un modèle constitutif plus généralisé, qui est capable de décrire le comportement de l'interface matériau-structure granulaire dans plusieurs directions et plusieurs niveaux de dimension. Il devrait être validé à partir des expériences détaillées sous chargement multi-directionnel et avec l'aide de méthodes numériques.

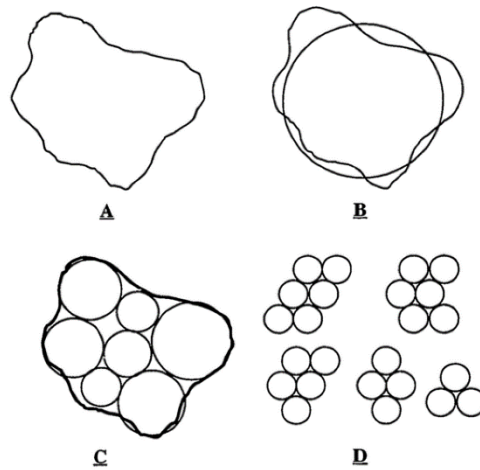


Figure 1.30 (A) Contour des particules de sable. (B) élément de disque DEM superposé à une particule de sable. (C) les particules de DEM sont jointes ensemble rigidement pour former un "cluster", qui ressemble étroitement à la particule réelle. (D) Possible "cluster" combinaisons. (Yao-Kun Li et al 2015)

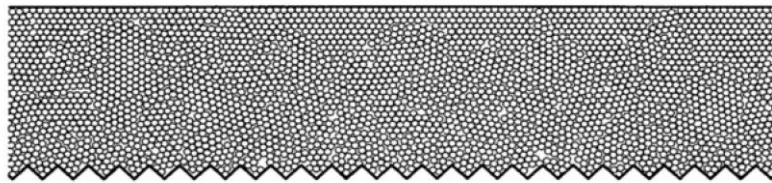


Figure 1.31 Modèle d'interface entre les matériaux granulaires et la structure (Yao-Kun Li et al 2015)

1.5.3. Travaux de Khemissa et al (2015)

Pour étudier l'influence de l'interface sur le comportement du sol, Khemissa et al (2015) ont réalisé une série d'essais de simulation d'arrachement sous chargement monotone sur cinq armatures d'acier présentant différentes rugosités (lisse, nervurée, perforée, en forme de W, chaîne) et incorporées dans le même remblai de sable afin de comprendre le mécanisme d'interaction entre le sable et les bandes utilisées dans l'étude expérimentale, ainsi que de mettre en évidence l'influence de leurs paramètres géomécaniques. Les simulations d'essais d'arrachement ont été réalisées à l'aide du logiciel PLAXIS-2D (version 8.2) en utilisant le modèle bien connu de Mohr-Coulomb.

Ces simulations ont pour but de déterminer les propriétés d'interface correspondant à chaque type d'armature considérée à partir des données expérimentales. Le modèle de calcul est simulé à un conteneur rigide rempli de sable sec confiné à sa limite libre (en haut) (charge répartie A) dans laquelle une armature d'acier est encastrée et soumise à une force d'arrachement (charge ponctuelle B) (figure 1.30).

Les armatures sont modélisées comme des éléments structuraux de géogridle caractérisés par sa rigidité axiale (EA) et la force d'arrachement a été maintenue jusqu'à la démobilisation complète du frottement sable-acier (figure 1.31).

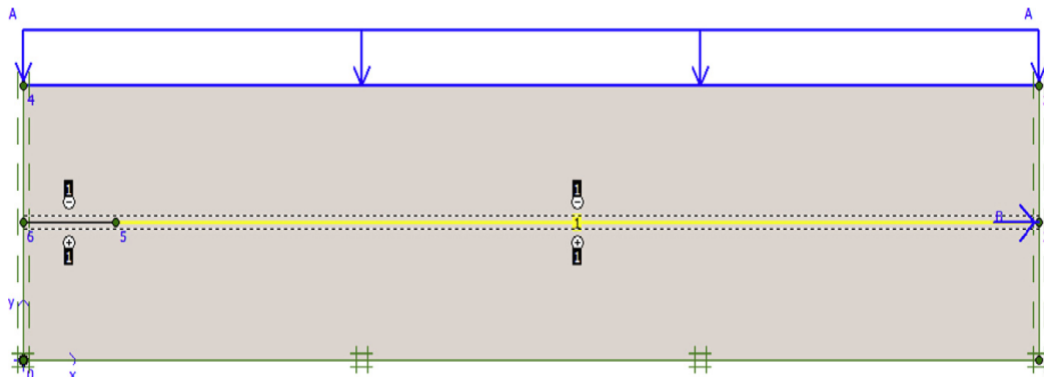
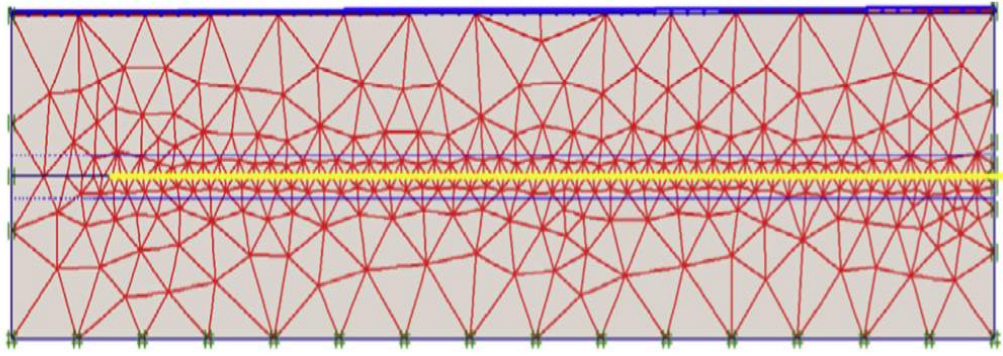


Figure 1-30 a) Modèle géométrique adopté (Khemissa et al 2015)



Figure

1.30 b) Exemple de maillage déformé à la force d'arrachement ultime sous $\sigma_v = 75 \text{ kPa}$ pour l'armature lisse (Khemissa et al 2015)

La simulation numérique réalisée montre qu'il est possible de définir le facteur de forme (figure 1.31) et de l'angle de frottement d'interface (figure 1.32), pour chaque type de rugosité qui peuvent être introduits dans les programmes de calcul pour des ouvrages en terre armée.

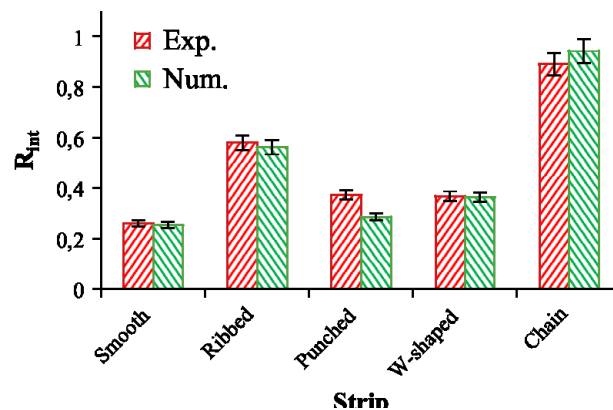


Figure 1.31 Comparaison des valeurs mesurées et calculées du facteur de forme.

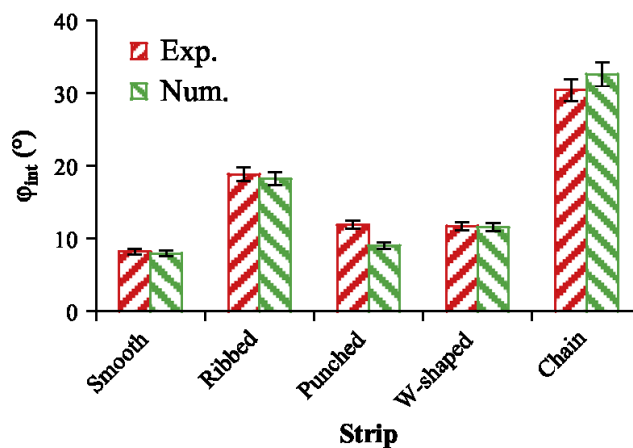


Figure 1.32 Comparaison des valeurs mesurées et calculées de l'angles de frottement d'interface.

1.6. Présentation du modèle ModJoin (Bencheikh , 1991)

Le modèle ModJoin, développé au laboratoire du mécanique de Lille (Université de Lille France). Il comporte deux versions l'une sous chargement monotone (Shahrour et bencheikh, 1992) et l'autre cyclique (Shahrour et Rezaie, 1997). Ce modèle est basé sur l'élastoplasticité, selon laquelle, l'incrément de déplacement relatif entre deux corps est décomposé en une partie élastique $d\epsilon^e$ et une partie plastique $d\epsilon^p$:

$$d\epsilon = d\epsilon^e + d\epsilon^p \quad I-7$$

1.6.1. Formulation mathématique

a- Phase élastique

Le comportement élastique est décrit sous la forme:

I-8

$$d\sigma_n = K d\epsilon_n^e$$

I-9

$$d\tau = G d\epsilon_t^e$$

K et **G** sont respectivement le module normal et de cisaillement. Ces deux modules varient en fonction de la contrainte normale appliquée selon les relations suivantes

$$K = K_o \left[\frac{\sigma_n}{P_a} \right]^{0.5} \quad I-10$$

$$G = G_o \left[\frac{\sigma_n}{P_a} \right]^{0.5} \quad I-11$$

K_o et **G_o** sont des paramètres du modèle et **P_a** est une pression de référence.

b- Phase plastique

Le critère de rupture adopté est de type Mohr - Coulomb. Il est défini dans le plan (σ_n, τ) par:

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - (\sigma_n + C)M_f \quad I-12$$

Tels que :

$$C = c.\cot\phi$$

$$M_f = \tan\phi$$

où C et ϕ représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement de l'interface.

La surface de charge est définie dans le plan (σ_n, τ) par deux droites (figure 1-35). Son expression est donnée par :

$$f_m = |\tau| - M_f (C + \sigma_n) R_m \quad I-13$$

où R_m est une fonction d'écrouissage.

La fonction d'écrouissage R_m est supposée dépendre du déplacement tangentiel relatif plastique ε_t^p

$$R_m = \frac{\alpha \varepsilon_t^p}{\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{P_a} \right) + \varepsilon_t^p} + A (\varepsilon_t^p)^2 e^{-B \varepsilon_t^p} \quad I-14$$

Où α , β , A et B sont des paramètres du modèle.

On note que l'expression précédente fait apparaître un terme hyperbolique et un autre exponentiel. Le premier croît avec le déplacement tangentiel relatif plastique et tend vers zéro pour les grandes valeurs de ce déplacement. Le deuxième diminue avec le déplacement tangentiel relatif plastique et tend vers zéro pour les grandes valeurs de ce déplacement

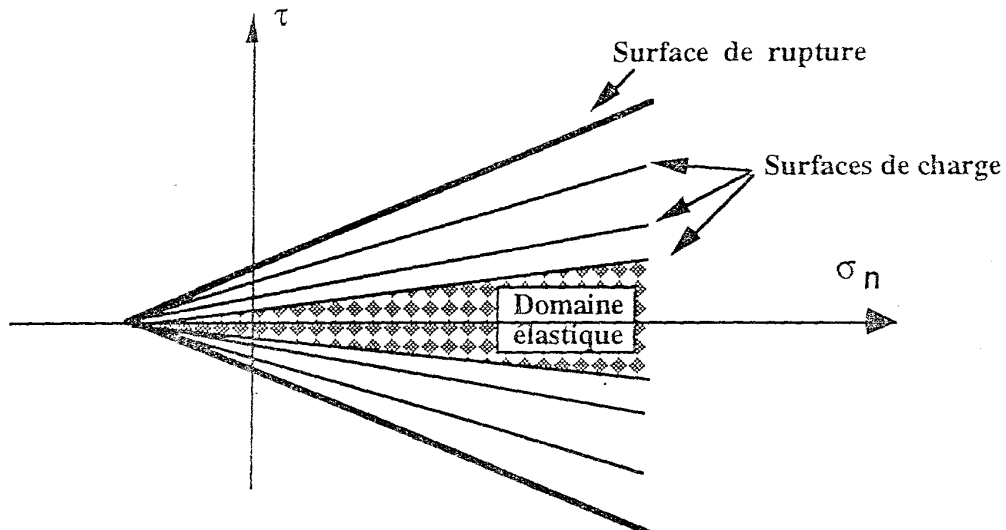
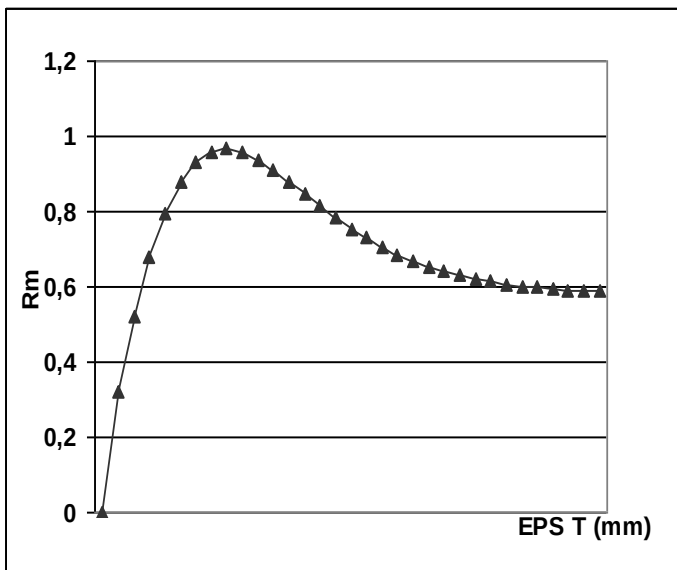
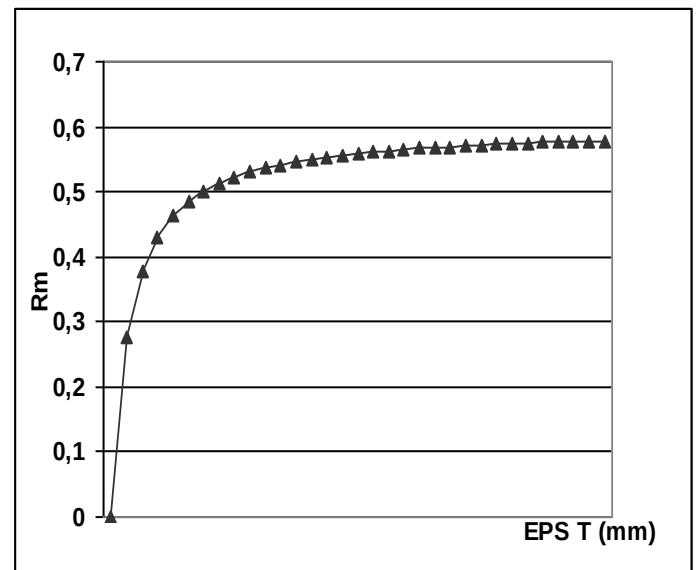


Figure 1.35 - Forme des surfaces de charge et de rupture d'après le modèle ModJoin



(a)



(b)

Figure 1.36- Evolution de la fonction d'écrouissage R_m en fonction de ϵ_p

a - Sable dense

b - Sable lâche

C. Règle d'écoulement plastique

L'incrément du déplacement relatif plastique dérive d'un potentiel plastique g :

$$\mathbf{d}\mathbf{g} = \lambda \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$$

Où λ est le multiplicateur de plasticité.

I-15

Le potentiel plastique g adopté dans le modèle est de type non associé du fait que la normalité ne permet pas de faire apparaître la phase contractante. Le lieu des points où on change de signe (passage du domaine contractant au domaine dilatant) peut être approximé par une droite appelée droite d'état caractéristique (Luong, 1979) et ayant comme expression :

$$\tau = M g \cdot \sigma_n$$

I-16

avec

$$Mg = \tan \psi$$

Où ψ est un nouveau paramètre du modèle.

La figure 1.35 montre en évidence la position de cette droite par rapport à la surface de rupture.

Le gradient du potentiel retenu est de la forme:

$$\frac{\partial g}{\partial \tau} = 1 \quad \frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = \left(M_g - \frac{|\tau|}{\sigma_n} \right) A_g \quad \text{avec :} \quad A_g = e^{-a_g \varepsilon_t^p} \quad I-17$$

Ce terme permet d'assurer la stabilisation du déplacement normal pour les grandes valeurs du déplacement tangentiel relatif. A_g est un nouveau paramètre du modèle.

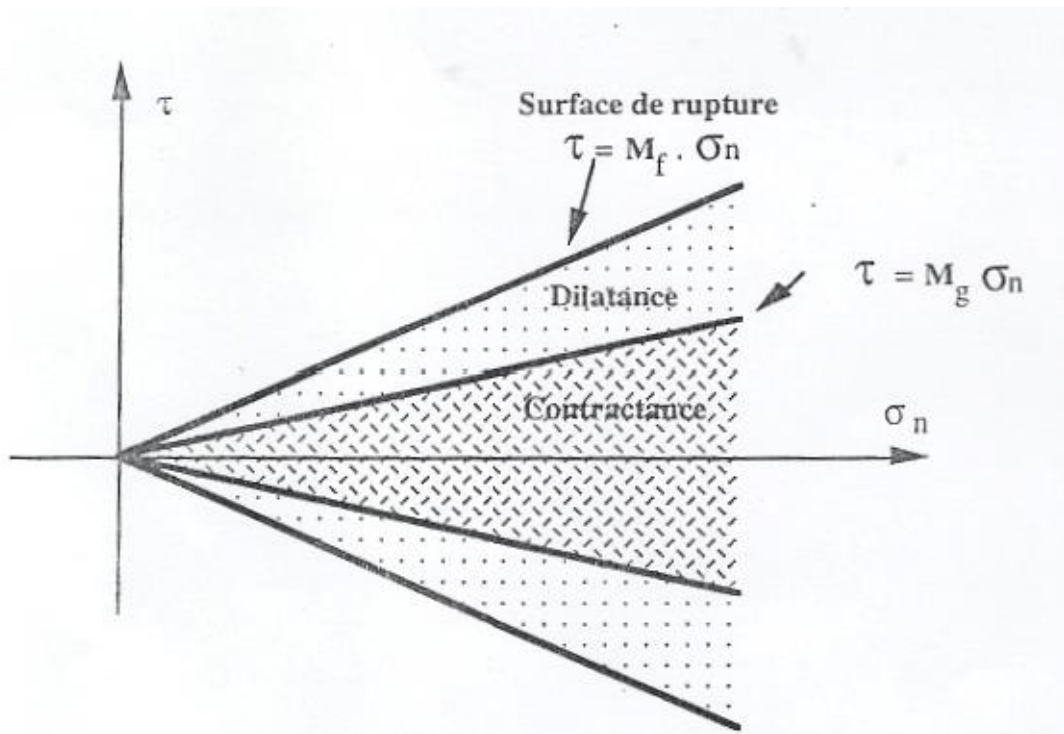


Figure :1.37 - Forme de la droite caractéristique

1.6.2. Validation expérimentale

La version monotone du modèle a été validée par Bencheikh. (1991) sur des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante ou à déformation normale constante. Ces essais sont les résultats d'une étude en laboratoire du problème d'interaction sol-structure réalisée par Plytas (1985). Les valeurs des paramètres déterminées à partir des trois essais à contrainte normale constante sont données dans le tableau 1.3

Tableau 1.3 : Jeu de paramètres du modèle ModJoin (Bencheikh 1991)

Ko	Go	ϕ	C	Ro	β	α	A	B	ψ	a_g
80	40	41°	0	0.3	0.0015	0.7	0.6	0.96	27°	0.4

Dans le cas des essais à contrainte normale constante, on constate que les aspects recherchés, à savoir le pic de contrainte et la stabilisation du cisaillement pour de grands déplacements sont bien reproduits (figure 1.38). Cependant, l'évolution de la déformation normale est légèrement sensible à la contrainte normale initiale (figure 1.38b).

Concernant l'essai à déformation normale constante, on obtient bien un léger radoucissement de la courbe de cisaillement, mais la valeur du pic est surestimée (figure 1.38c). Quant à la courbe d'évolution de la contrainte normale (figure 1.38d), elle est moins bien reproduite, surtout dans sa phase finale où σ_n continue à augmenter.

Pour de grandes valeurs de ε_t . Dans le plan (σ_n , τ), le trajet de chargement s'approche mieux du trajet expérimental avec une concavité accentuée vers l'axe de σ_n en fin de chargement.

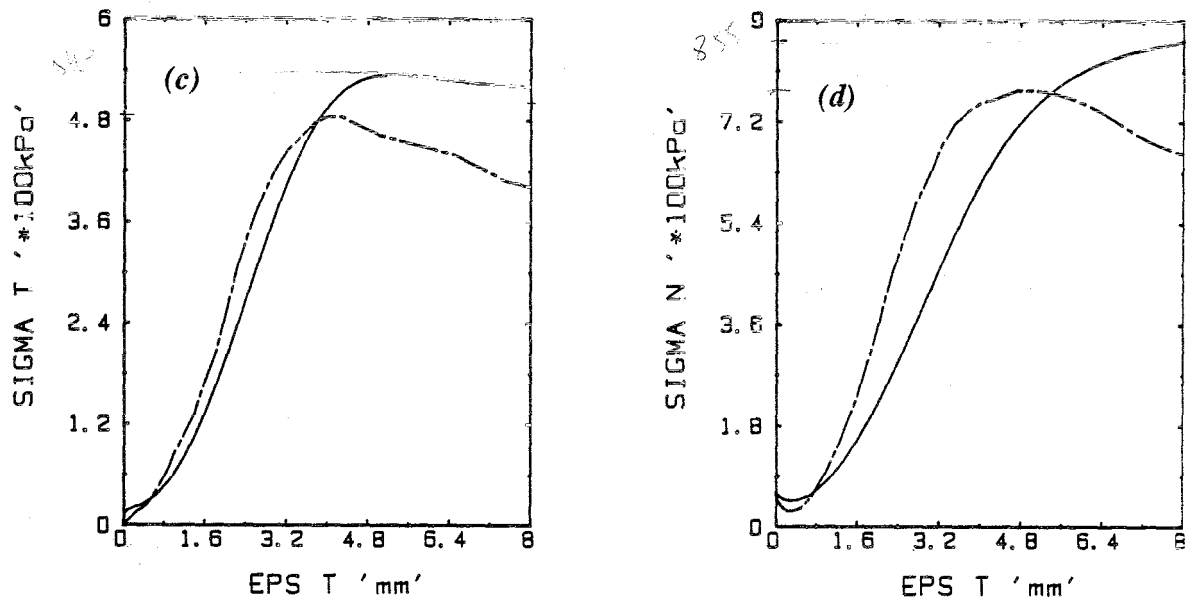
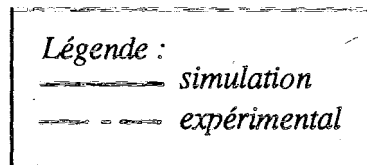
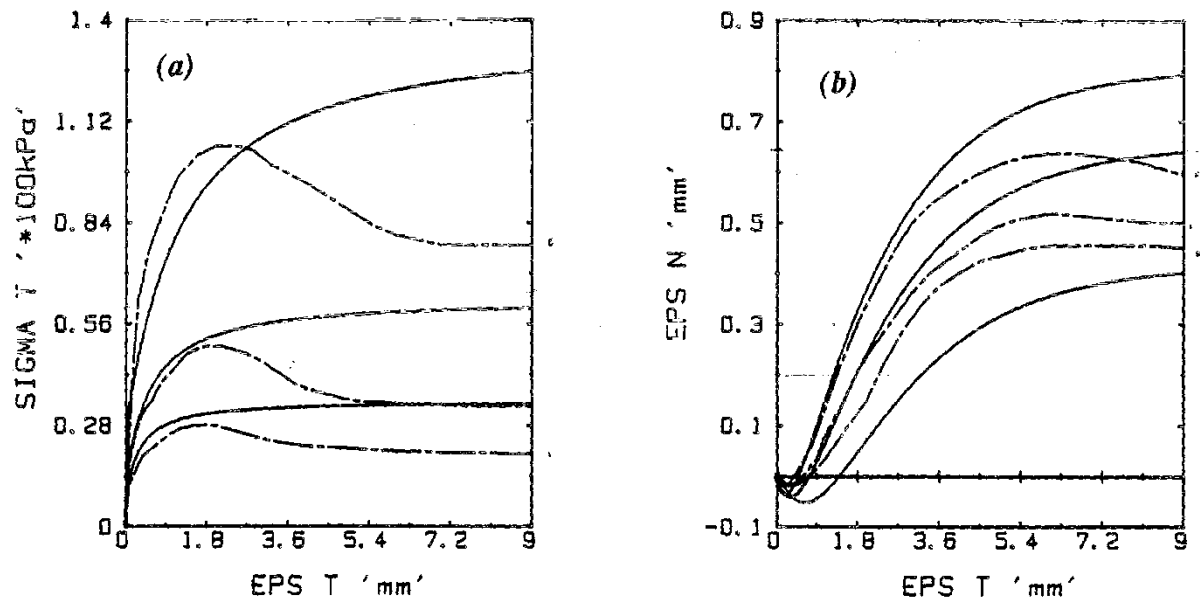


Figure 1.38 Test de la version améliorée du modèle sur les essais de calage

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)

(Bencheikh, 1991)

1.7 Conclusion

Les données expérimentales et numériques montrent que le comportement monotone et cyclique d'une interface sol-structure a un effet significatif sur la réponse mécanique des ouvrages en interaction avec leur environnement (massif de fondation, système de renforcement, etc...).

Les méthodes expérimentales aussi bien sous chargement monotone que cyclique, permettent de mieux caractériser le comportement de l'interface sol-structures. Cependant, elles nécessitent le développement de dispositifs avec une capacité de charge plus élevée, des chemins de contraintes plus complexes et des mesures plus précises. D'où leur coût prohibitif, d'autant plus que la rentabilité de ce type d'appareillage peut courir (prototypes) ne peut être en raison de son exploitation peu rentable en pratique.

Les méthodes numériques peuvent pallier les insuffisances évoquées ci-dessus. Elles peuvent constituer une alternative aussi bien économique que technique. Le succès de simulation numériques couplés aux progrès récents dans le domaine d'informatique permet de dériver des lois de comportement et des algorithmes de résolution conduisant à une modélisation des problèmes d'interaction sol-structure.

2^{ème} Partie

Etude expérimentale

Chapitre 2

Programme expérimental et procédures d'essais

2.1. Introduction

Après description des matériaux utilisés et de la procédure d'essais suivie, ce chapitre donne la liste des essais de cisaillement direct sous cisaillement monotone et cyclique réalisés.

Deux matériaux ont été utilisés pour simuler l'interface sol-structure : un sable de dunes présentant deux formes de compacité, l'une dense et l'autre lâche, en contact avec une plaque métallique rigide présentant deux formes de rugosité l'une lisse et l'autre rugueuse.

Les essais de cisaillement direct ont été réalisés en utilisant une boîte de cisaillement comparable dans le principe à celle de Casagrande.

Le nombre et le type d'essais effectués ont été définis pour permettre d'étudier l'effet des principaux paramètres sur le comportement de l'interface sable-plaque : densité du sable, rugosité de la surface et contrainte de confinement

2.2. Description des matériaux testés

Deux matériaux ont été utilisés dans cette étude expérimentale pour caractériser l'interface sol-structure : un sable de dunes et une plaque métallique rigide. Ces deux matériaux sont décrits ci-après.

2.2.1 Le sable de dune

Les essais ont été réalisés avec le sable des dunes de Bou-sâada (wilaya de M'sila) d'origine éolienne (figure 2.1).



Figure 2.1 Vues (sable des dunes de Bou-sâada)

Les résultats d'identification de ce sable ont donné les caractéristiques suivantes:

- Poids volumique des grains solides : $\gamma_s = 26.50 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique sec à l'état lâche : $\gamma_{d_{\min}} = 15.00 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique sec à l'état dense : $\gamma_{d_{\max}} = 17.30 \text{ KN/m}^3$
- Equivalent de sable E.S.=76 %

L'analyse granulométrique effectuée par tamisage a montré qu'il s'agit d'un sable fin (50% des grains ont un diamètre compris entre 0.16 mm et 0.315 mm). Les résultats du tamisage à sec au travers de 07 tamis d'ouverture comprise entre 400 et 80 μm (Figure 2.2) sont résumés dans le tableau 2-1, où Cu désigne le coefficient d'uniformité et Cc le coefficient de courbure.

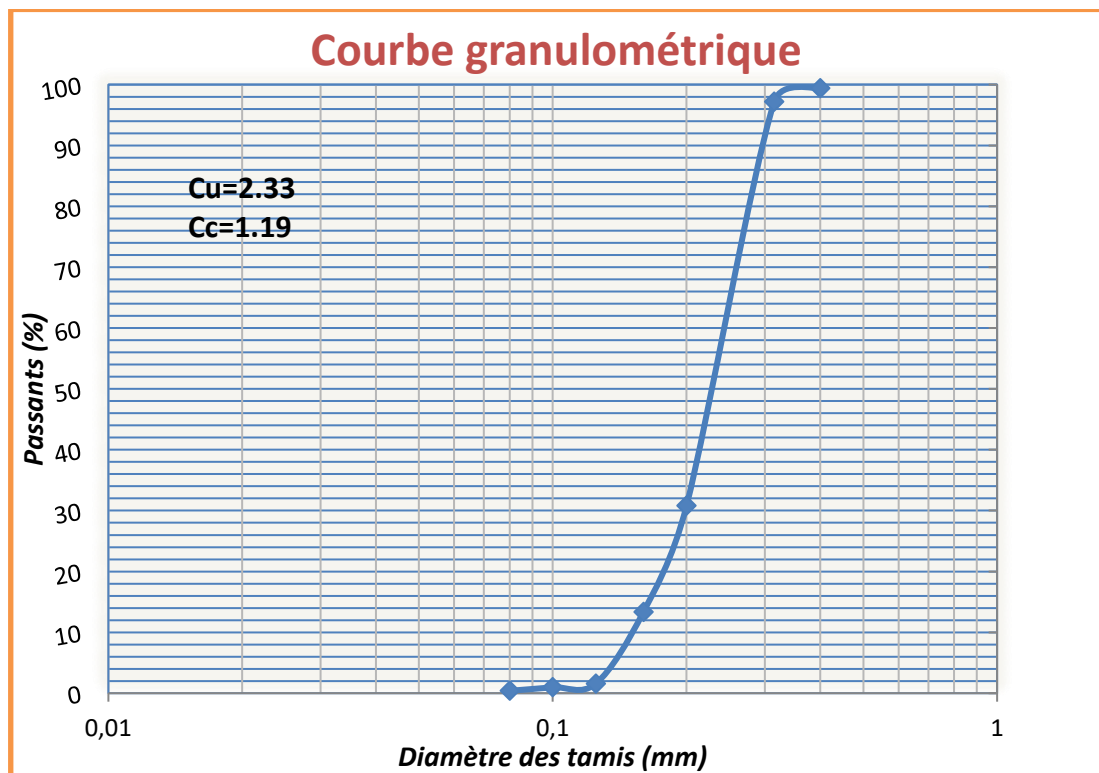
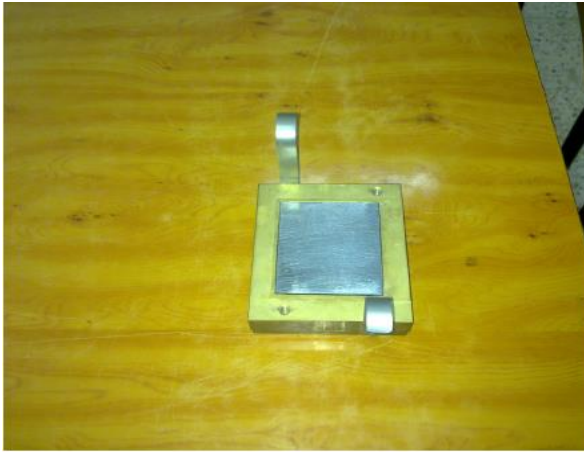


Figure 2.2 Courbe granulométrique du sable testé

2.2.2 Plaques d'acier

La plaque métallique utilisée est en acier inox. Elle est caractérisée par une limite d'élasticité $\sigma_e = 240 \text{ MPa}$. Sa surface intérieure peut être lisse ou rugueuse pour simuler l'interaction sol-structure. La surface lisse est obtenue par polissage (figure 2.3a) et la surface rugueuse par collage avec de l'araldite des grains de sable sur celle-ci (figure 2.3a). Cette solution permet d'éviter tout contact entre les demi-boîtes ce qui permet par la même occasion de contrôler l'amplitude des aspérités (c'est-à-dire le degré de rugosité), d'autant plus que la rupture s'effectue dans le sable et non pas dans l'acier.



a/ surface lisse



b/ surface rugueuse

Figure 2.3 Vue des plaques lisse (a) et rugueuse (b) placées dans la demi-boîte inférieure de la boîte de cisaillement

2.3. Description du dispositif expérimental utilisé

La boîte de cisaillement utilisée est semblable à celle de Casagrande. Elle est de forme cubique (6 cm de côté et 2.5 cm de profondeur) et constituée de deux demi-boîtes (figure 2.4) :

- une demi-boîte supérieure mobile remplie de sable ;
- une demi-boîte inférieure fixe remplie du même sable (dans les essais sable-sable) ou de la plaque métallique rigide décrite plus haut (dans les essais sable-plaque).

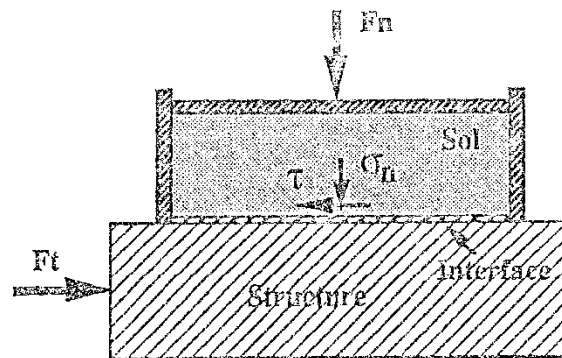


Figure : 2.4 Principe de la boîte de cisaillement direct

La machine de cisaillement utilisée est dotée d'un actionnement électromécanique raffiné qui se compose d'un moteur "pas à pas", d'un réducteur de précision et d'un étage final "vis-écrou" dont le jeu est réduit. Ces dispositifs sont conçus pour obtenir des mouvements linéaires micrométriques à vitesse constante et indépendante de la force qui a été développée.

La centrale électronique de contrôle permet la sélection de la vitesse dans les deux sens de marche de 0,00001 à 12 mm/minute sans solution de continuité. Une interface RS232 pour PC. Afficheur graphique, rétro-éclairé. Les éventuels cycles pour mesurer la résistance résiduelle peuvent être programmés en termes de nombre, de vitesse à l'allée, de vitesse au retour et de déplacement absolu. L'input des instructions est requis sous forme séquentielle depuis l'écran; la programmation est directe au moyen du clavier numérique. Il existe également les poussoirs de marche rapide et d'essai, les poussoirs d'arrêt et de reset, les voyants des alarmes (fin de course mécanique et saturation dynamométrique).

Cette machine est connectée à un micro-ordinateur pour l'acquisition des mesures. Elle présente les spécifications suivantes (figure ,2.5) :

- Force maximale pouvant être développée: 6 kN.
- Gamme de vitesse: 0,00001 – 12 mm/minute.
- Possibilité de sélectionner des vitesses différentes pour l'allée et le retour.
- Limitations vitesse /chargement: aucune.
- Vitesse rapide à vide: 12 mm/minute.
- Course: programmable jusqu'à 20 mm.
- Nombre de cycles: programmable au choix.
- Arrêts cycliques de fin de course et saturation du dynamomètre.
- Levier d'amplification du chargement vertical (x 9, x 7.92, x 6.125).
- Manivelle de soutien /libération du chargement vertical.
- Supports pour les capteurs, les comparateurs et les dynamomètres



Figure 2.5 Appareil de cisaillement direct (Université de M'sila, Département de Genie civil, Faculté de Technologie)

2.4. Description de la procédure d'essais suivie

Après préparation de l'échantillon, chaque essai est constitué des phases successives suivantes:

- emplacement de la boîte dans l'appareil,
- réglage des paramètres de l'essai,
- application de la contrainte normale souhaitée,
- cisaillement direct selon le mode de cisaillement effectué,
- arrêt de l'essai proprement dit,
- démontage du piston de la boîte de cisaillement,
- extraction de la partie supérieure de l'échantillon de sable,
- démontage du piston de la boîte de cisaillement,
- extraction de la partie supérieure de l'échantillon de sable.

2.4.1 Préparation des échantillons de sable lâche

Le matériau est versé directement dans la boîte. On pèse une masse de sable, puis on procède généralement par couches successives jusqu'à une certaine hauteur qui donne le volume désiré.

On dépose le sable au moyen d'un entonnoir qui assure une hauteur de chute quasi nulle. L'échantillon est ensuite arasé au moyen d'une règle coulissant sur le bord supérieur du moule.

2.4.2 Préparation des échantillons de sable dense

Le sable est déposé couche par couche que l'on compacte manuellement, dans la boîte au moyen d'une dame en bois de même dimension que la boîte. Une fois la hauteur finale atteinte, on procède à un vibration global de l'échantillon en positionnant le vibreur sur différents endroits du moule. Comme pour la technique précédente, l'homogénéité de l'échantillon n'est pas assurée même si un vibration global de l'échantillon la favorise.

2.4.3 Phase de cisaillement direct

On a donc un seul chemin qui peut être réalisé à cause des moyens limités aussi bien pour les essais à chargement monotone que pour les essais à chargement cyclique. C'est le chemin à contrainte normale constante. On applique la contrainte normale σ_n et on procède au cisaillement à une vitesse de déplacement constante en mesurant l'évolution de la contrainte de cisaillement τ , du déplacement relatif normal u et du déplacement relatif tangentiel w .

2.5 Programme d'essais réalisés

Selon le mode de cisaillement effectué, le programme d'essais réalisé est présenté ci-après. Quelques essais de qualification ont d'abord été réalisés afin de mettre au point la procédure expérimentale suivie avec l'appareillage disponible au laboratoire (calibrage de l'appareillage, répétabilité des essais).

2.5.1 Cas du cisaillement monotone

Le tableau 2.1 représente l'ensemble des essais de cisaillement monotone réalisés. Ces essais sont réalisés sous contrainte normale constante. Ils se distinguent par :

- la densité du sable : lâche ($I_d=15\%$) ou dense ($I_d=90\%$) , ou I_d désigne l'indice de densité ,
- la rugosité de la plaque lisse ou rugueuse,
- le niveau de contrainte appliquée : 100, 200, 300 kPa

Tableau 2.1 Programme des essais de cisaillement monotone

Compacité du sable	Rugosité de la plaque	Contrainte normale σ_n (kPa)		
		100	200	300
lâche ($I_d=15\%$)	sable-sable	LS100	LS200	LS300
dense ($I_d=90\%$)	sable-sable	DS100	DS200	DS300
lâche ($I_d=15\%$)	lisse	LL100	LL200	LL300
		LR100	LR200	LR300
dense ($I_d=90\%$)	rugueuse	DL100	DL200	DL300
		DR100	DR200	DR300

2.5.2 Cas du cisaillement cyclique

Le tableau 2.2 répertorie l'ensemble des essais de cisaillement cyclique réalisés. Ces essais sont à déplacement tangentiel contrôlé. Ils se distinguent par :

- la densité du sable : lâche ($I_d=15\%$) ou dense ($I_d=90\%$) , ou I_d désigne l'indice de densité ,
- la rugosité de la plaque lisse ou rugueuse,
- l'amplitude de cisaillement Δl (mm).

Tous les essais cycliques ont été réalisés sous une contrainte normale $\sigma_n=100$ kPa

Tableau 2.2 Programme des essais de cisaillement cyclique

Compacité du sable	Rugosité de la plaque	Amplitude du cisaillement		
		0.8 mm	1.5 mm	3.5 mm
lâche ($I_d=15\%$)	sable-sable	LS08	LS15	LS35
dense ($I_d=90\%$)	sable-sable	DS08	DS15	DS35
lâche ($I_d=15\%$)	lisse	LL08	LL15	LL35
		LR08	LR15	LR35
dense ($I_d=90\%$)	rugueuse	DL08	DL15	DL35
		DR08	DR15	DR35

Chapitre 3

Résultats d'essais et discussion

3.1 Introduction

Une série d'essais de cisaillement direct monotone et cyclique a été réalisée sur un sable en contact avec une plaque métallique rigide pour étudier l'influence de principaux paramètres (la rugosité de la plaque, la compacité initiale du sable et la contrainte de confinement sur le comportement de l'interface sol-structure. Les essais ont été effectués avec deux compacités (dense et lâche) et deux types de deux surfaces : une surface lisse constituée d'une plaque d'acier lisse et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur la plaque d'acier. Les essais ont été réalisés avec un chemin de chargement : à contrainte normale constante (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa). Les essais cycliques sont réalisés sur une contrainte normale constante de 100kPa pour trois courses d'amplitude $\lambda \leq +0.8\text{mm}$, $\lambda \leq +1.5\text{mm}$ et $\lambda \leq +3.5\text{mm}$. Les résultats de ces essais sont présentés et discutés ci-après.

3.2 Cas du chargement monotone

3.2.1 Sable-sable

La figure 3.1 présente les résultats des essais de cisaillement réalisés sur du sable seul aux états respectivement dense et lâche. Ces résultats appellent les remarques suivantes :

dans le cas du sable dense, on constate dans la figure 3.1a que la contrainte de cisaillement augmente au début du chargement pour atteindre un pic au-delà duquel, elle diminue pour finir par se stabiliser en grandes déformations. On constate par ailleurs que le comportement du sable dense est d'abord contractant, puis devient dilatant pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 1 mm. On notera que la contractance diminue avec l'amplification de la contrainte normale ;

dans le cas du sable lâche on constate que la contrainte de cisaillement croît rapidement au début du chargement jusqu'à un certain niveau de déplacement tangentiel (de l'ordre de 3.25 mm) au-delà duquel elle continue à augmenter, mais modérément, sans atteindre de palier (Figure 3.2a).

On constate par ailleurs sur la figure 3.2b que le comportement du sable lâche est contractant au début de chargement jusqu'à un certain niveau du déplacement tangentiel (de l'ordre de 1.75 mm) puis devient dilatant sans se stabiliser même à la fin de chargement. On constate également que ce déplacement s'accroît avec la contrainte initiale normale.

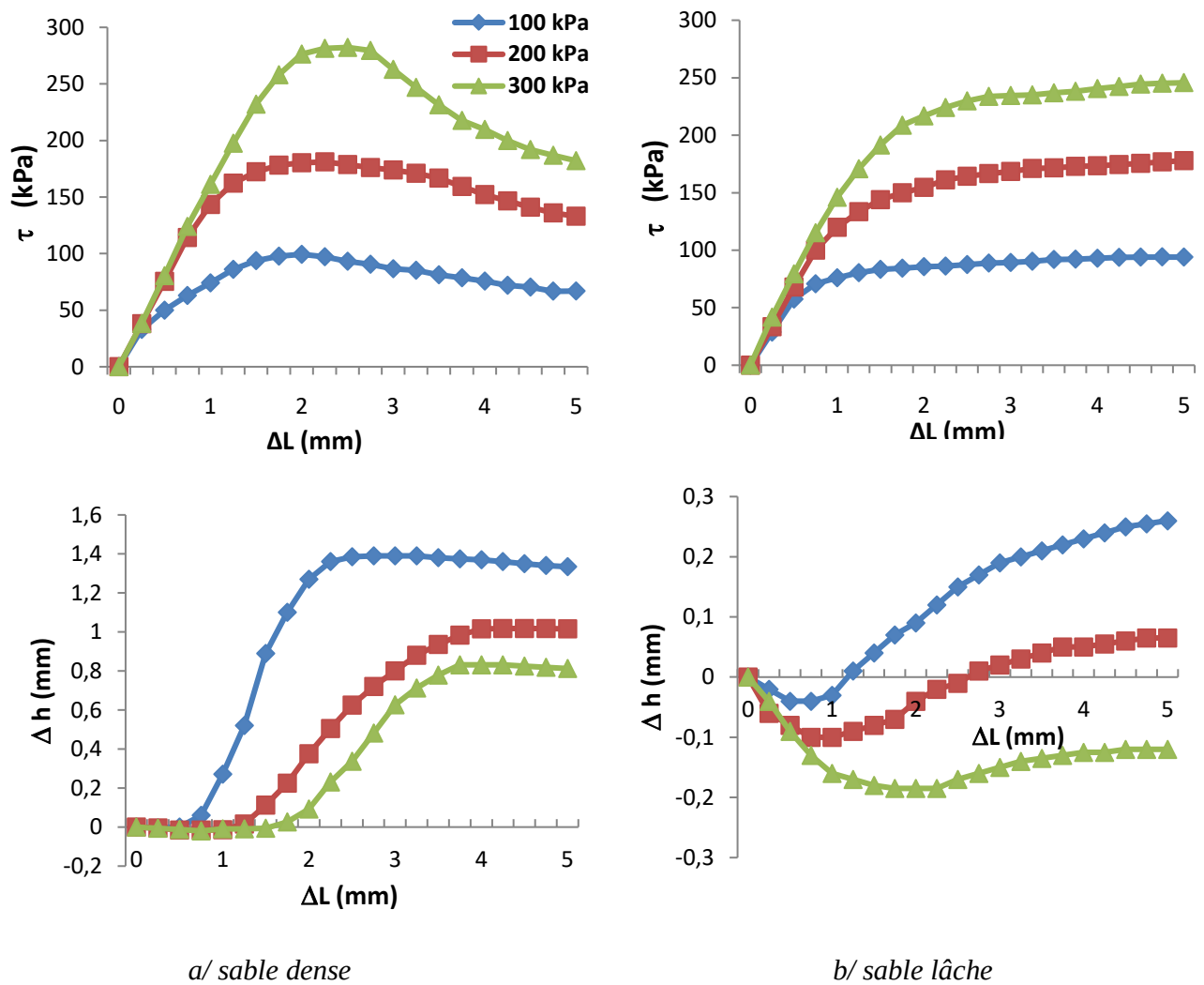


Figure : 3.1 Résultats des essais de cisaillement : sable-sable

3.2.2 Sable-plaque lisse

La figure 3.2 présente les résultats des essais de cisaillement monotone réalisés sur le sable aux états respectivement dense et lâche en contact avec la plaque métallique lisse. Ces résultats appellent les remarques suivantes :

dans le cas du sable dense on constate sur la figure 3.2a , On constate que la contrainte tangentielle croît faiblement au début du chargement pour atteindre un palier, puis, se stabilise en grandes déformations, on constate aussi que le comportement du sable dense est contractant au début du cisaillement puis devient dilatant à partir d'un certain seuil de déplacement tangential .

dans le cas du sable lâche on constate sur la figure 3.2b, que la contrainte de cisaillement croît au début du cisaillement pour atteindre un palier, avant de se stabiliser, on constate aussi que le

comportement du sable lâche est contractant tous au long du cisaillement tendant à se stabiliser en grande déformations pour tous les niveaux de contraintes normales appliquées.

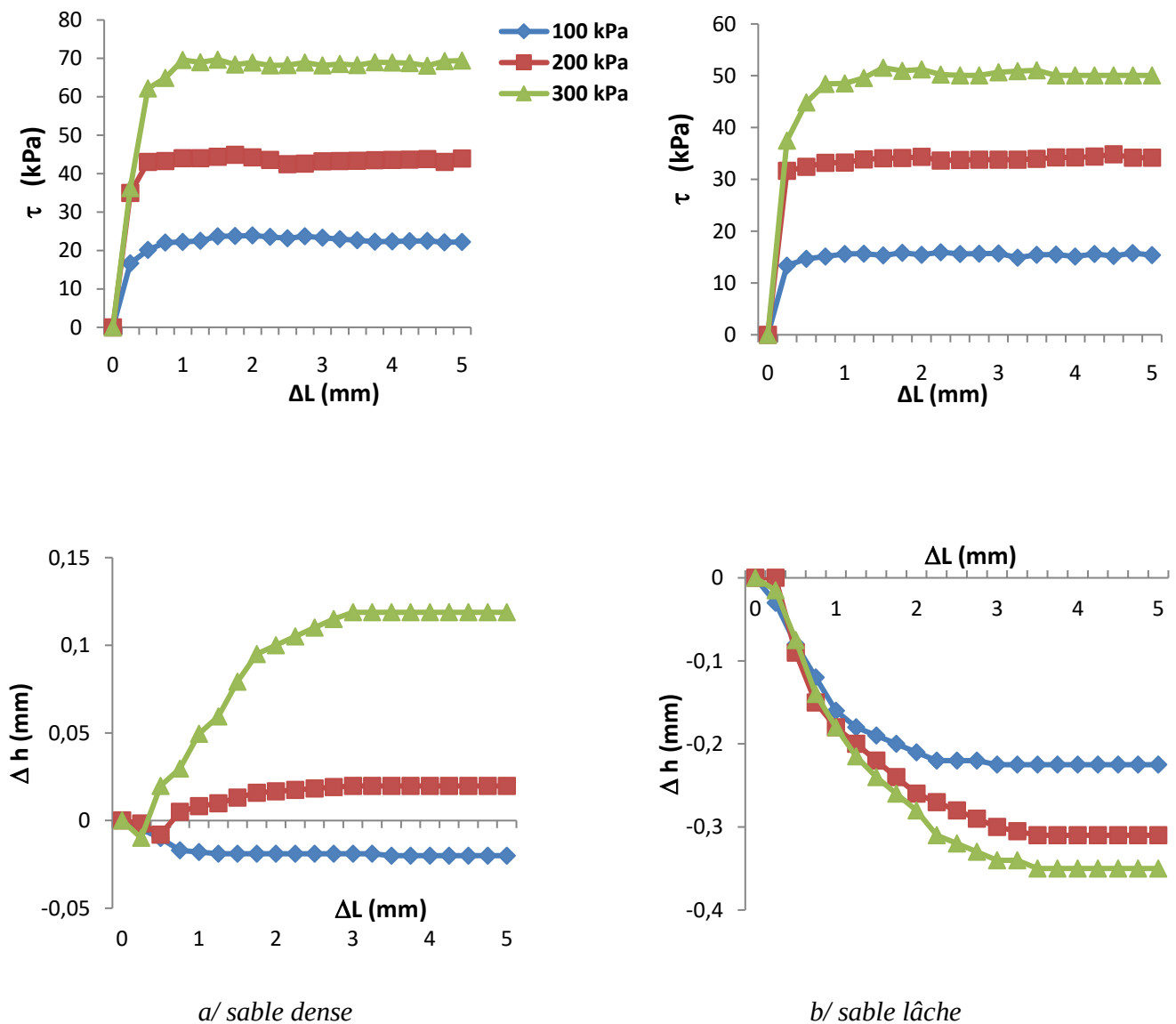


Figure : 3.2- Résultats des essais de cisaillement : sable- Plaque lisse

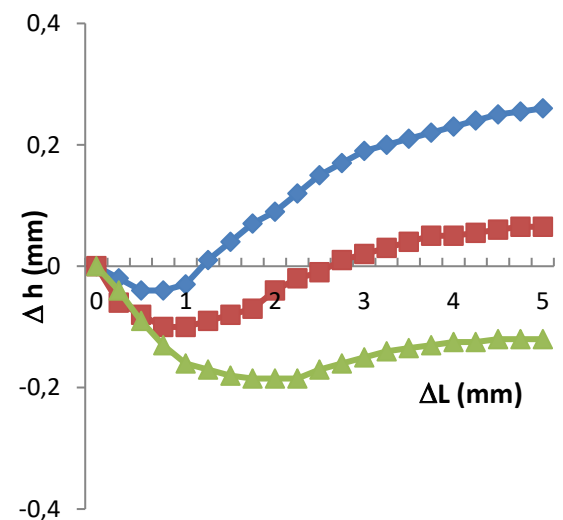
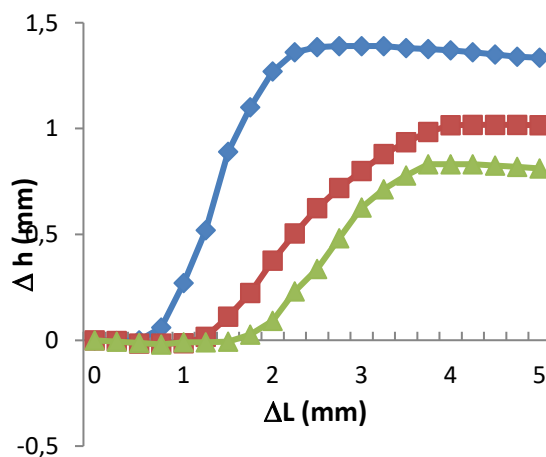
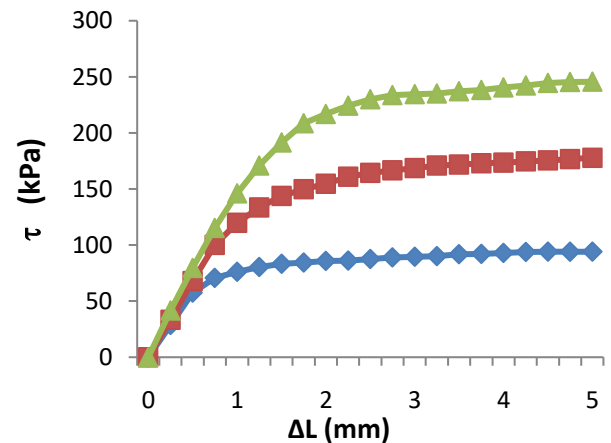
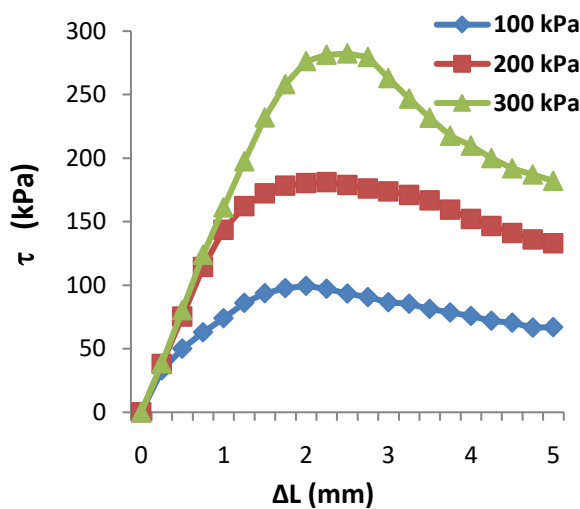
3.2.3 Sable-plaque rugueuse

La figure 3.3 présente les résultats des essais de cisaillement monotone réalisés sur le sable aux états respectivement dense et lâche en contact avec la plaque métallique rugueuse. Ces résultats appellent les remarques suivantes :

Dans le cas du sable dense on constate sur la figure 3.3a que la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du chargement. Elle atteint un pic, puis elle diminue. On remarque que la stabilisation apparaît tardivement pour des cisaillements importants.

On constate aussi que le comportement du sable dense est caractérisé par une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance la phase de contractance augmente avec la contrainte normale et la phase de dilatance diminue.

Dans le cas du sable lâche, on constate sur la figure 3.3b que la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du cisaillement pour atteindre un palier puis elle se stabilise, on remarque aussi que le comportement du sable lâche est contractant au début puis devient dilatant sans stabilisation. On constate également que le déplacement normal s'accroît avec la contrainte normale, Cette influence devient moins importante lorsque la contrainte normale est élevée.



a/ sable dense

b/ sable lâche

Figure : 3.3- Résultats des essais de cisaillement : sable- Plaque rugueuse

3.2.4 Paramètres influençants

Les paramètres influençant le comportement au cisaillement monotone de l'interface sol-structure sont :

- l'angle de frottement φ ,
- l'angle de dilatance ψ ,
- le coefficient de frottement apparent f^*
- la densité du sol (i.e, compacité du sable),
- la rugosité de la structure

Le tableau 3.1 donne les valeurs de φ , ψ et f^* de l'interface sable-sable et sable-plaque déduites des courbes décrites ci-avant.

Tableau : 3.1 Valeurs des paramètres de cisaillement caractérisant l'interface sable-plaque

Paramètres	Compacité du sable	Sable-sable	Sable-plaque lisse	Sable-plaque rugueuse
$\Phi(^{\circ})$	lâche	34	20	30
	dense	41	23	39
$\Psi(^{\circ})$	lâche	28	30	37
	dense	31	20	25
f^*	lâche	0.88	0.17	0.88
	dense	0.95	0.23	0.95

L'analyse de ces résultats appelle les remarques suivantes :

- L'angle de frottement interne augmente avec la rugosité.
- un écart moyen de l'ordre de 10° est noté entre les angles de frottement mesurés avec les surfaces rugueuse et lisse pour le sable lâche, et de 16° pour le cas du sable dense

- même remarque pour l'angle de dilatance qui est insensible à la rugosité de l'interface. On note un écart de 7° entre les angles de frottement mesurés avec les surfaces rugueuse et lisse pour le sable lâche, et de l'ordre de 5° pour le sable dense.

Les figures 3.4 et 3.5 présentent l'effet de la compacité du sable et la rugosité de la plaque sur le comportement au cisaillement monotone de l'interface sable-plaque.

L'analyse de ces courbes appelle les remarques suivantes :

- a/ le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale. On note que pour le sable dense, le comportement est dilatant avec radoucissement. Alors que pour le sable lâche, l'interface est contractante tout au long, de cisaillement sans apparition de pic.

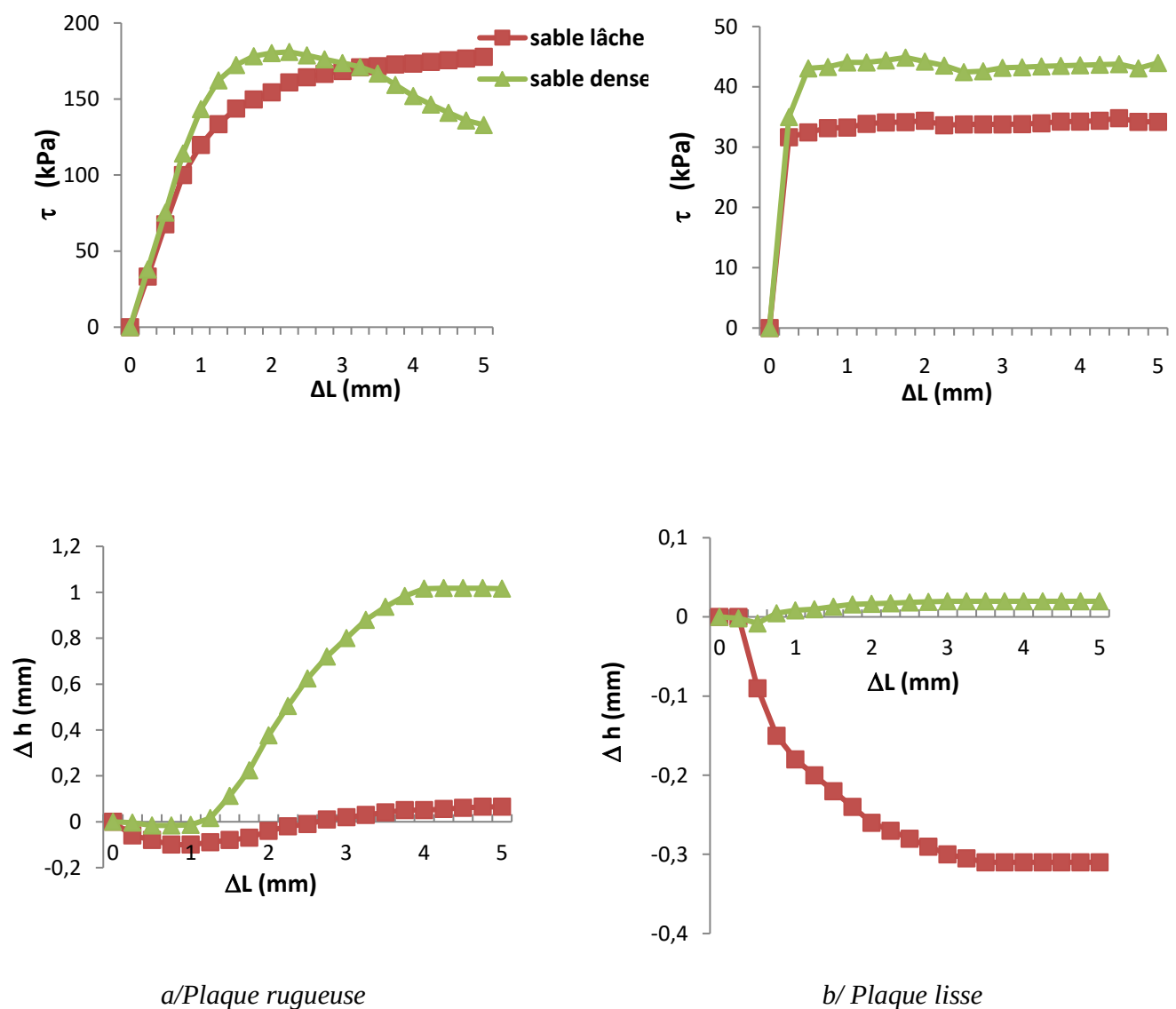


Figure : 3.4- Effet de la compacité du sable sur le comportement au cisaillement monotone de l'interface sable-plaque

b/ la rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement. Avec une plaque lisse, on note un comportement de type élastique parfaitement-plastique avec une légère variation du déplacement normal, alors qu'avec une plaque rugueuse, on note un écrouissage important accompagné d'une forte variation du déplacement normal.

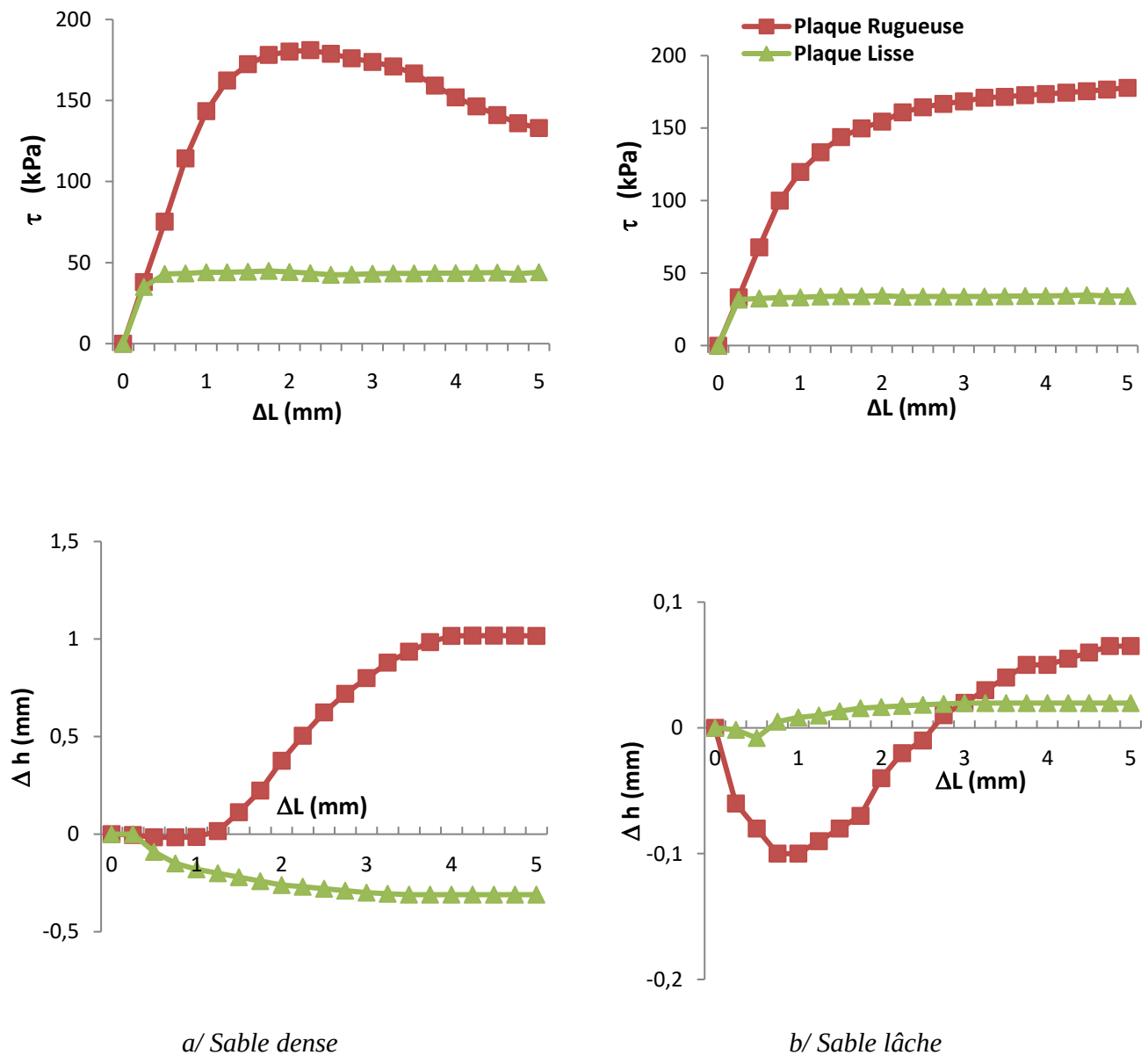


Figure : 3.5- Effet de la rugosité de la plaque sur le comportement au cisaillement monotone de l'interface sable-plaque

- c/ le coefficient de frottement apparent sable-acier f^* est plus élevé pour la plaque rugueuse que pour la plaque lisse, et d'avantage avec le sable dense qu'avec le sable lâche

3.3 Cas du cisaillement cyclique

3.3.1 Sable-sable

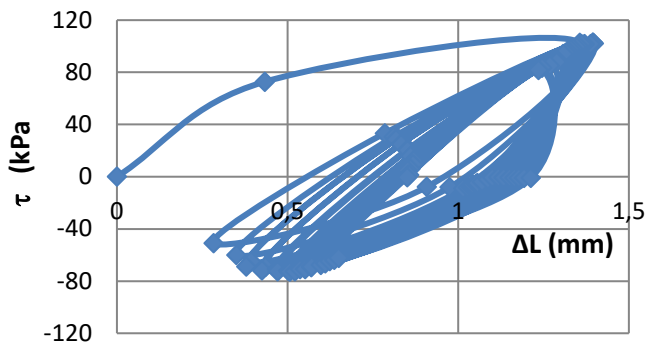
a) Sable dense

Les figures 3.6 à 3.9 présentent les résultats des essais de cisaillement cyclique réalisés sur le sable aux états dense et lâche en contact avec du sable pour les trois courses considérées. Ces résultats appellent les remarques suivantes :

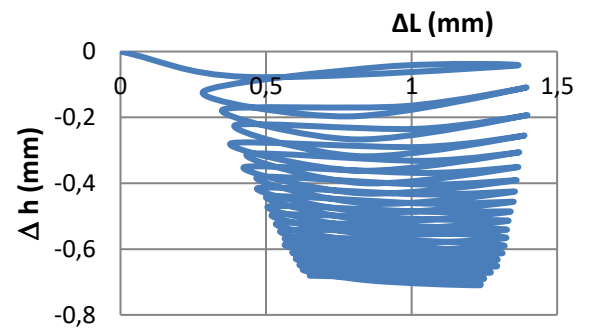
- dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +1.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage négatif. Ceci traduit un adoucissement cyclique de l'interface. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 19.17 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 20% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, les cycles de cisaillement comportent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. On note que le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du chargement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,691 mm.

- dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +0.8$ mm , la contrainte de cisaillement croit au cours des premiers cycliques et tend à se stabiliser puis diminue au cours des dernières cycles. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 3.03 KN/m² au bout de 10 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 6,60% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. Ceci traduit un phénomène de radoucissement cyclique. On note que les boucles d'hystérèse contrainte déformation se ferme légèrement à partir du quatrième cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du chargement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,931 mm.

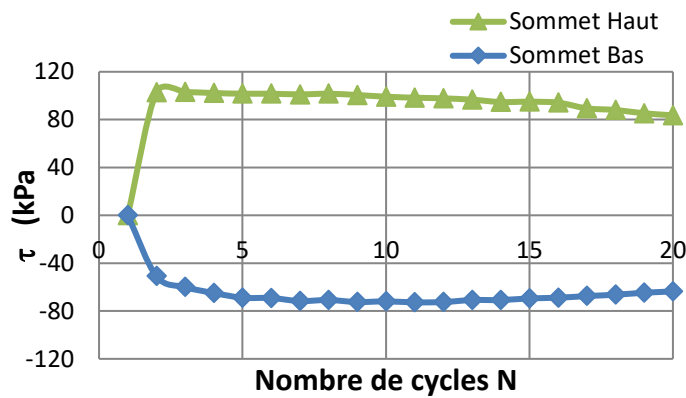
Une comparaison des résultats d'essais montre que l'écrouissage cyclique s'amplifie avec l'augmentation de l'amplitude de cisaillement. On note que l'amplitude des cycles affecte l'évolution de déplacement normale. On remarque une amplification du déplacement normal contractant cumulé avec l'amplitude des cycles de cisaillement.



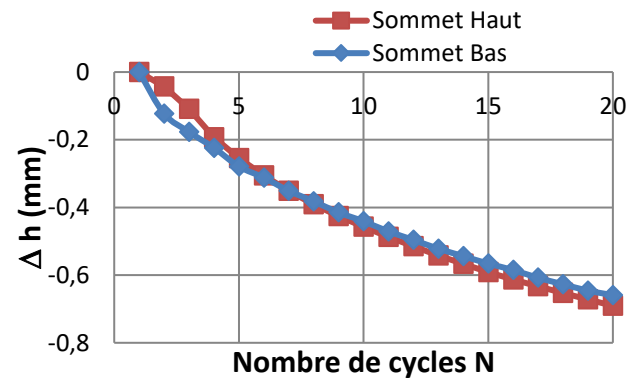
a: Évolution de la contrainte tangentielle



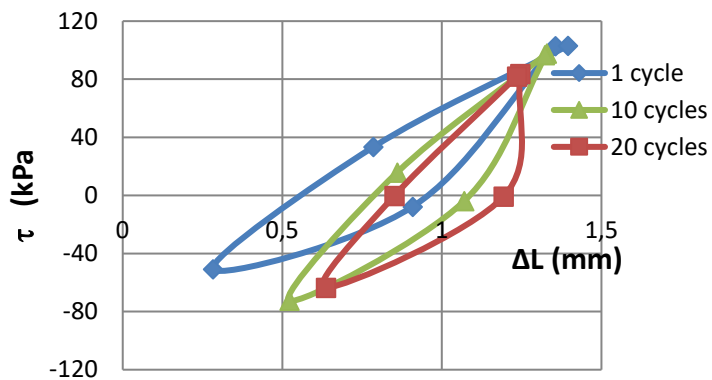
b: Évolution du déplacement normal



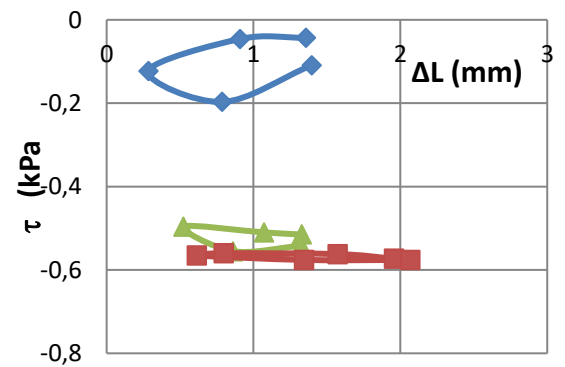
c: la contrainte tangentielle au cour des cycles



d: déplacement normal au cour des cycles



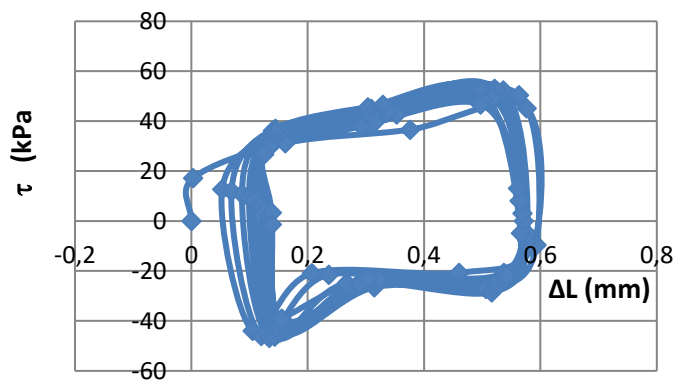
e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 20.



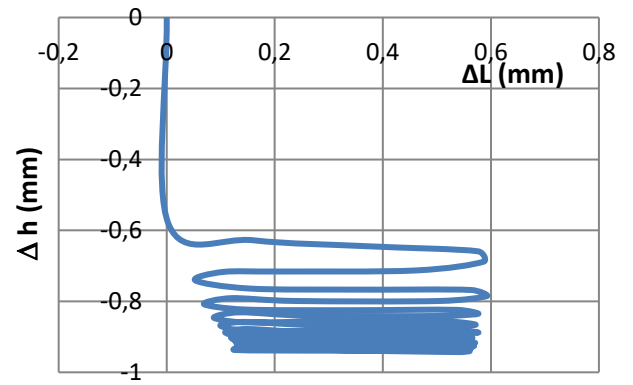
f: déplacement normal au cycle 1,10et 20

Figure : 3.6. Résultats des essais de cisaillement cyclique :

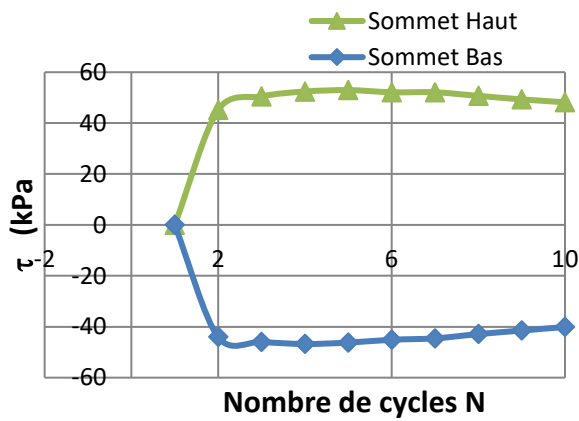
Sable-sable dense ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$)



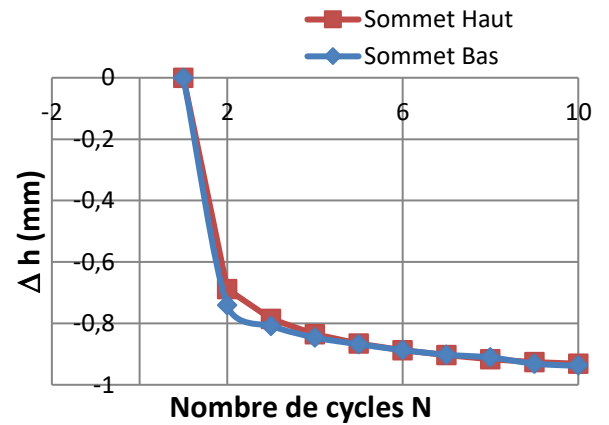
a: Évolution de la contrainte tangentielle



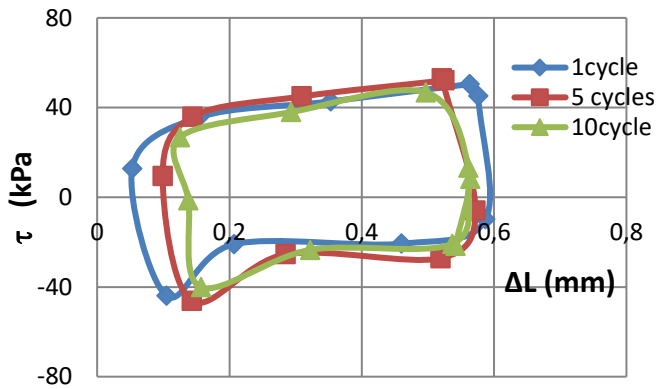
b: Évolution du déplacement normal



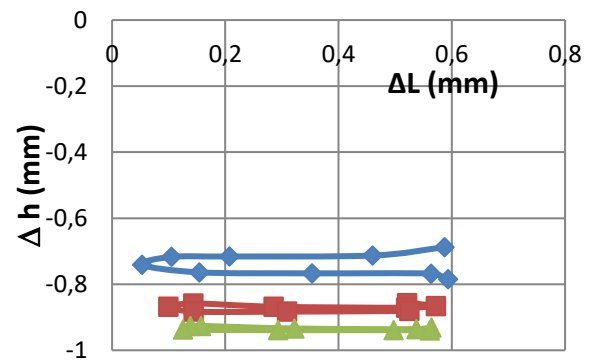
c: la contrainte tangentielle au cour des cycles



d: déplacement normal au cour des cycles



e: la contrainte tangentielle au cycle 1,5 et 10



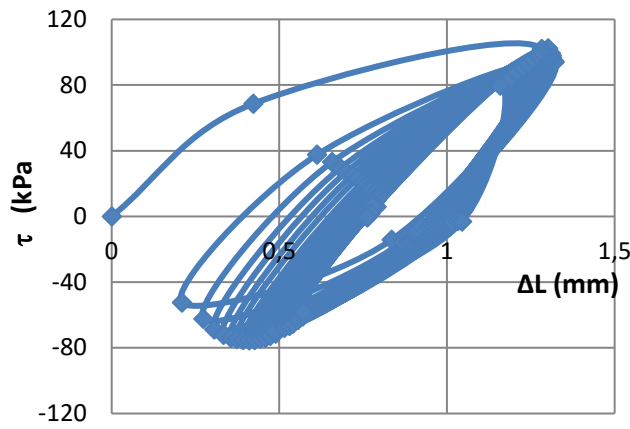
f: déplacement normal au cycle 1,5 et 10

Figure : 3.7. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable-sable dense ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$)

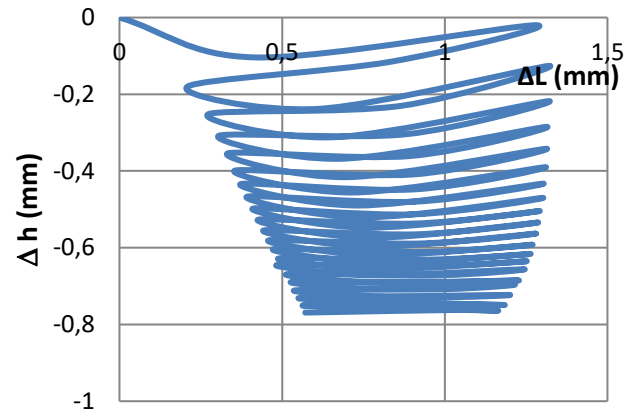
b) Sable lâche

dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +1.5$ mm , la contrainte de cisaillement augmente au cours des premiers cycles ensuite se stabilise , puis diminue à partir du dixième cycle ce qui induit un écrouissage négatif. La contrainte de cisaillement au sommet augmente de 8.33 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 17% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement est contractant le long des cycles avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,74 mm.

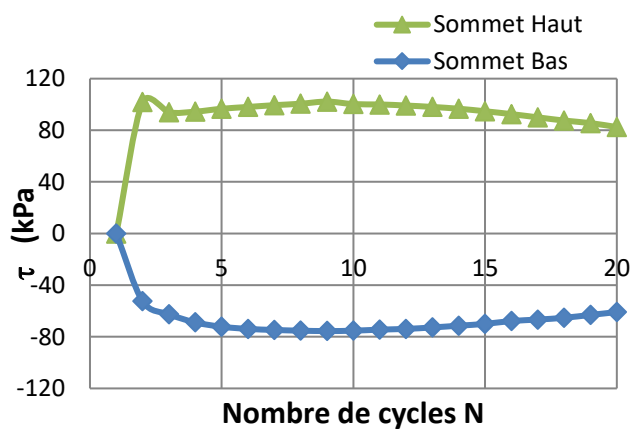
dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +0.8$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage négatif. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 6.93 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 17% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. Ceci traduit un phénomène de radoucissement cyclique comme dans le cas du premier essai. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement le long du chargement cyclique est contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0, 929 mm.



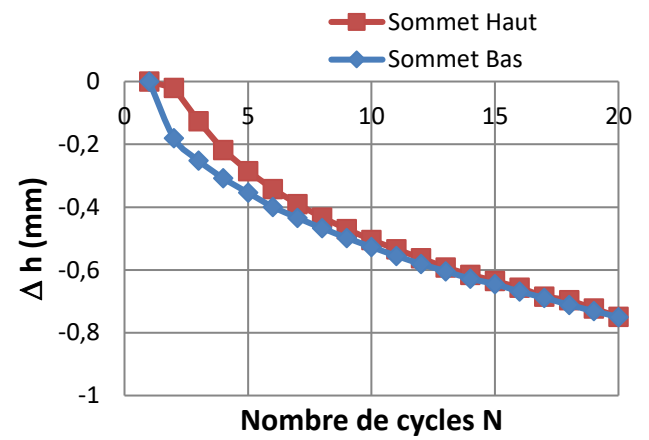
a: Évolution de la contrainte tangentielle



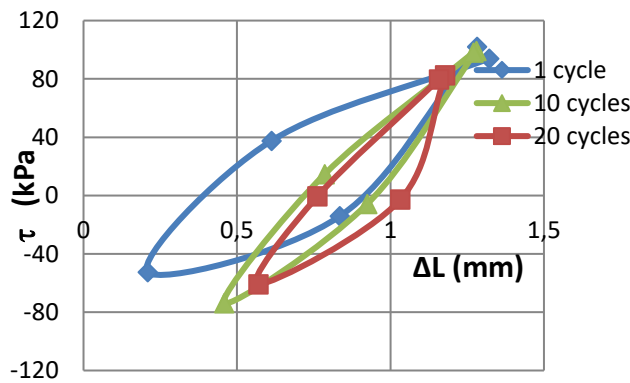
b: Évolution du déplacement normal



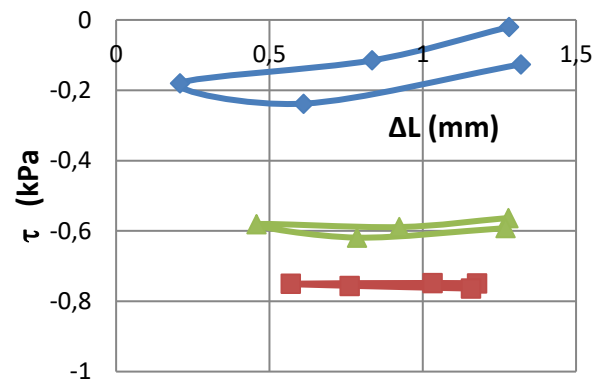
c: la contrainte tangentielle au cour des cycles



d: déplacement normal au cour des cycles

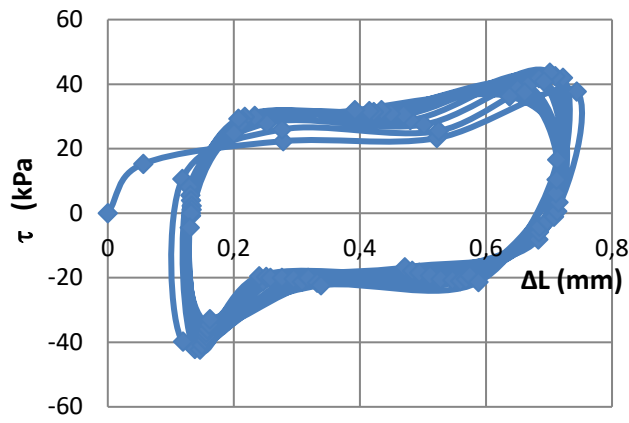


e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 20.

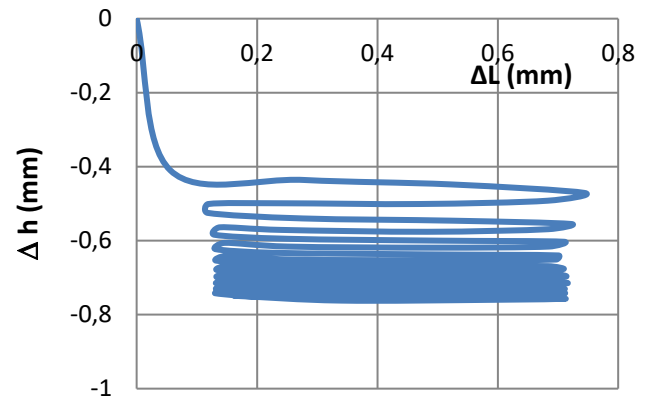


f: déplacement normal au cycle 1,10et 20

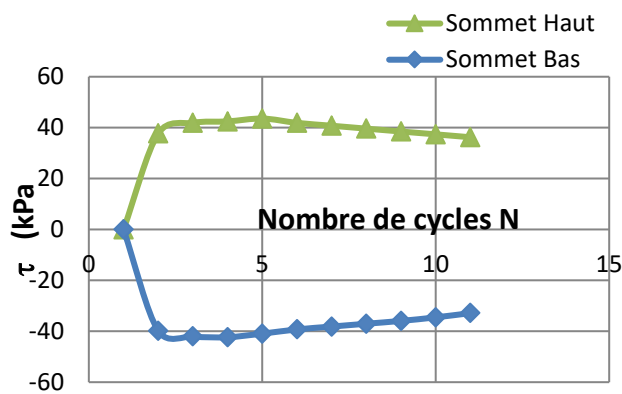
Figure : 3.8. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable-sable lâche ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$)



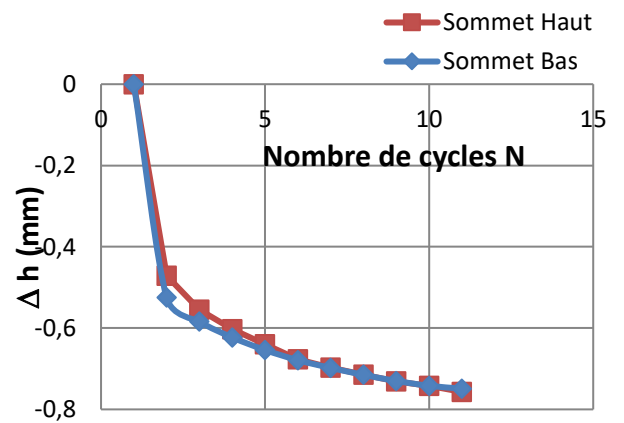
a: Évolution de la contrainte tangentielle



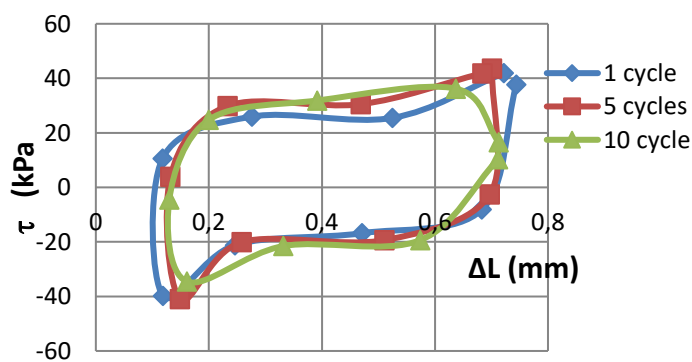
b: Évolution du déplacement normal



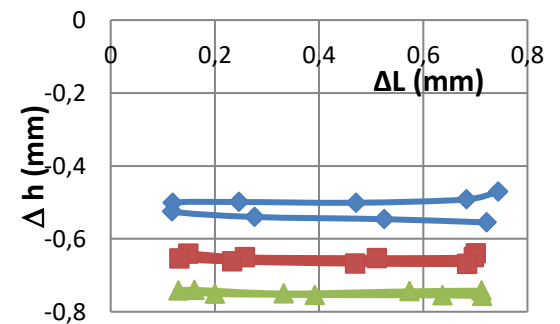
c: la contrainte tangentielle au cours des cycles



d: déplacement normal au cours des cycles



e: la contrainte tangentielle au cycle 1, 5 et 10



f: déplacement normal au cycle 1, 5 et 10

Figure : 3.8. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable –sable lâche ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$)

3.3.2 Sable-plaque lisse

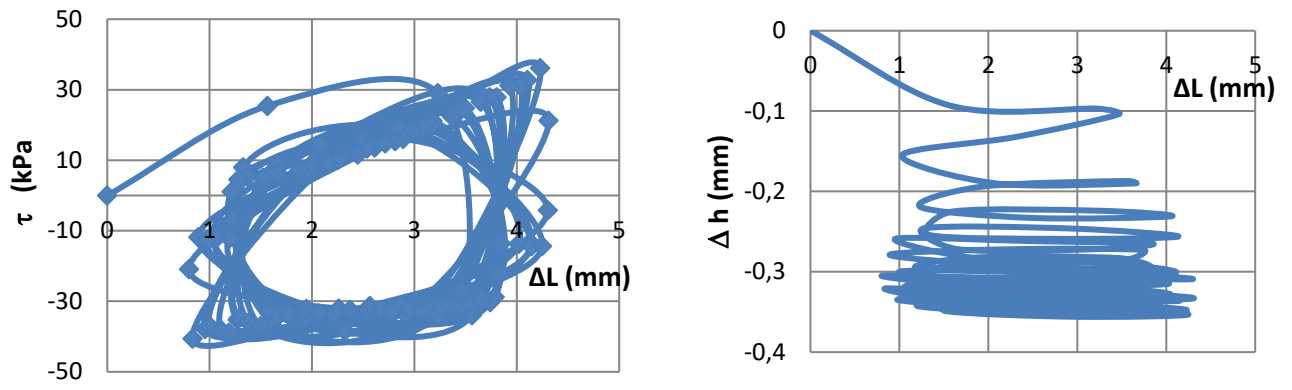
Les figures 3.10 à 3.15 présentent les résultats des essais de cisaillement cyclique réalisés sur le sable aux états dense et lâche en contact avec la plaque métallique lisse pour les trois courses considérés. Ces résultats appellent les remarques suivantes :

a) Sable dense:

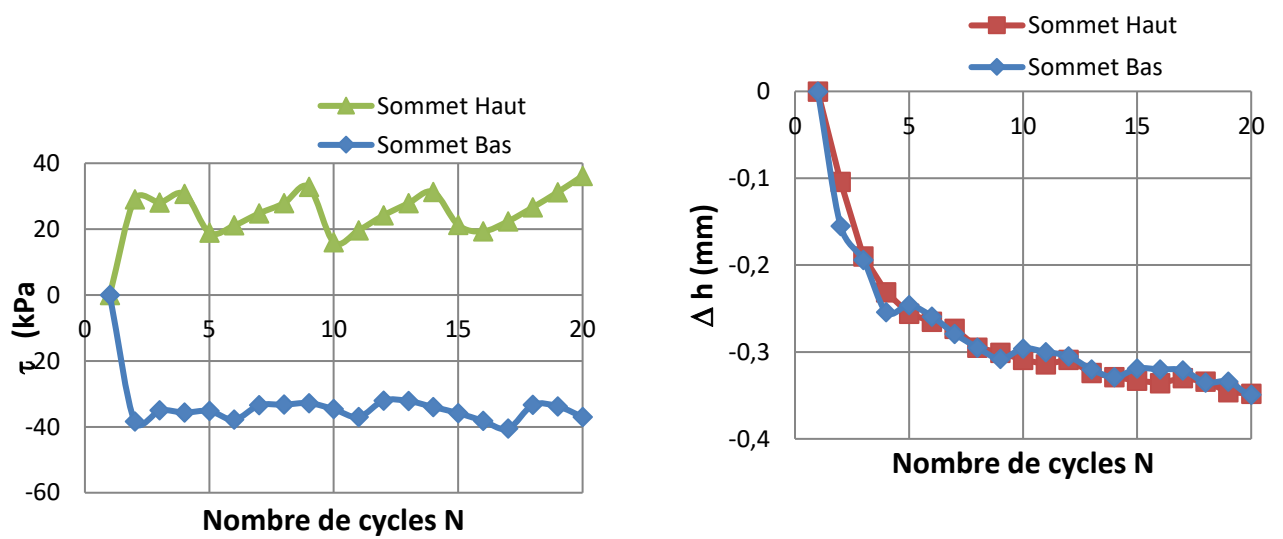
dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +3.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage qui varie périodiquement, entre un écrouissage positif et négatif pour chaque cinq à six cycles, mais le sens général d'écrouissage est positif. La contrainte de cisaillement au sommet dans le cas d'écrouissage positif augmente de 17.74 KN/m² au bout de 19 cycles ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 61% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,335 mm.

dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +1.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage qui varie périodiquement, entre un écrouissage positif et négatif pour chaque cinq à six cycles, mais le sens général d'écrouissage est négatif. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 7.65 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 18% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0.413 mm.

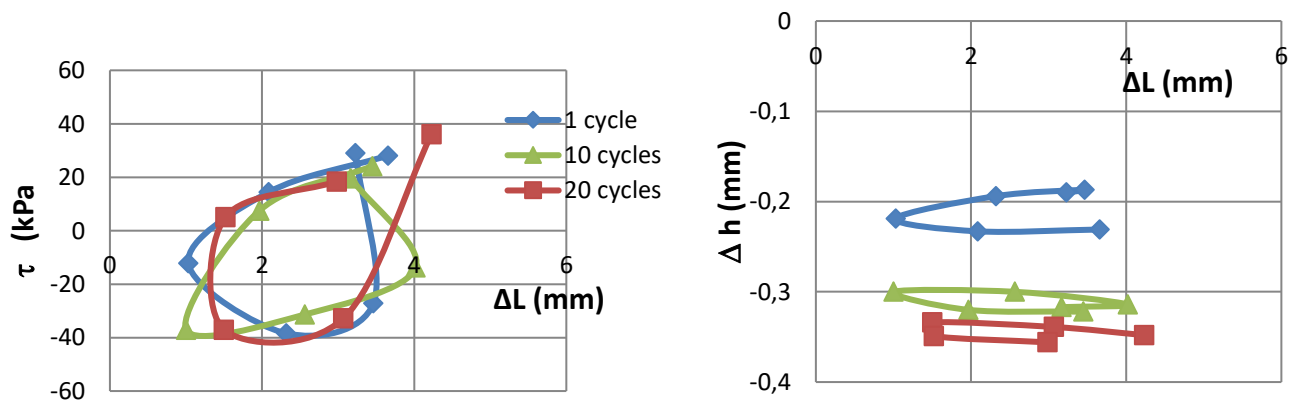
dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +0.8$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage négatif et que la contrainte d'écrouissage diminue rapidement puis commence à se stabiliser à partir du quinzième cycle. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 30.93 KN/m² au bout de 15 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 66% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement est globalement contractant suivi de stabilisation du déplacement normale à partir du dixième cycle, avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,303 mm.



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal

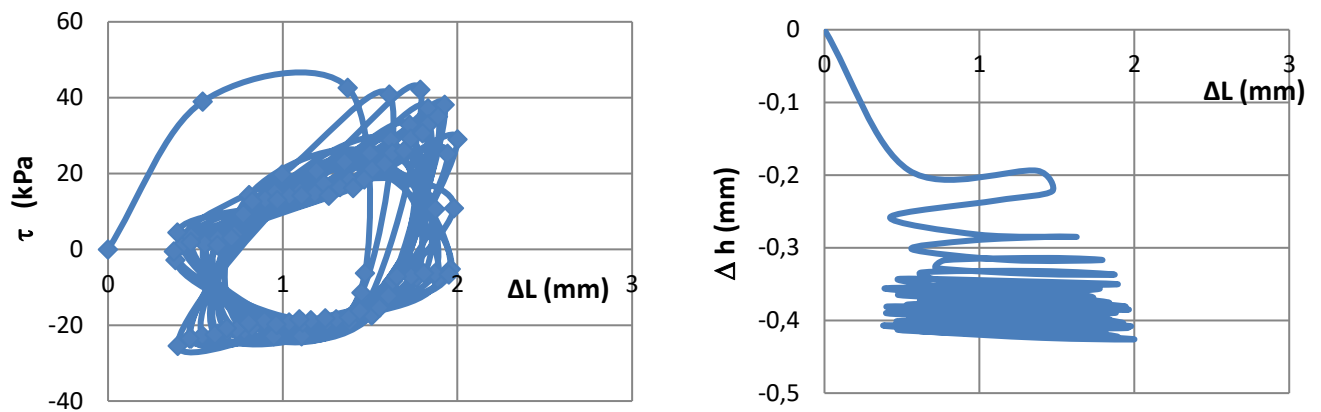


c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement normal au cour de cycle

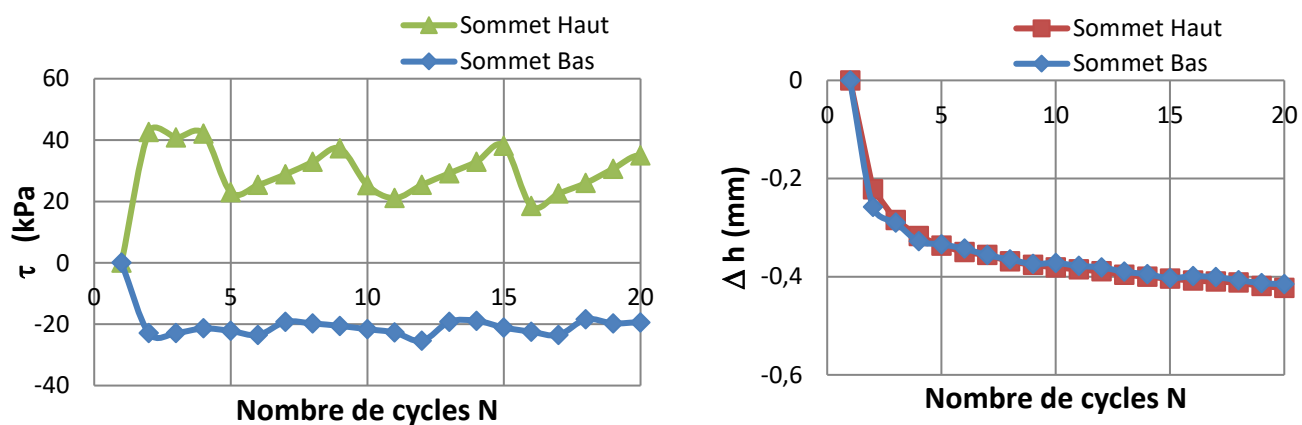


e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 20. f: déplacement normal au cycle 1,10et 20

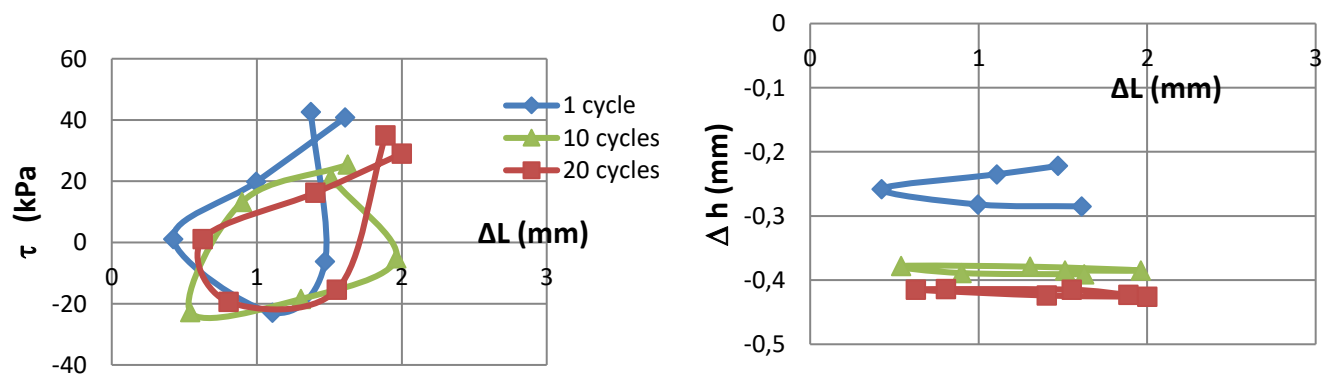
Sable dense-plaque lisse ($\lambda \leq +3.5\text{mm}$)



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal

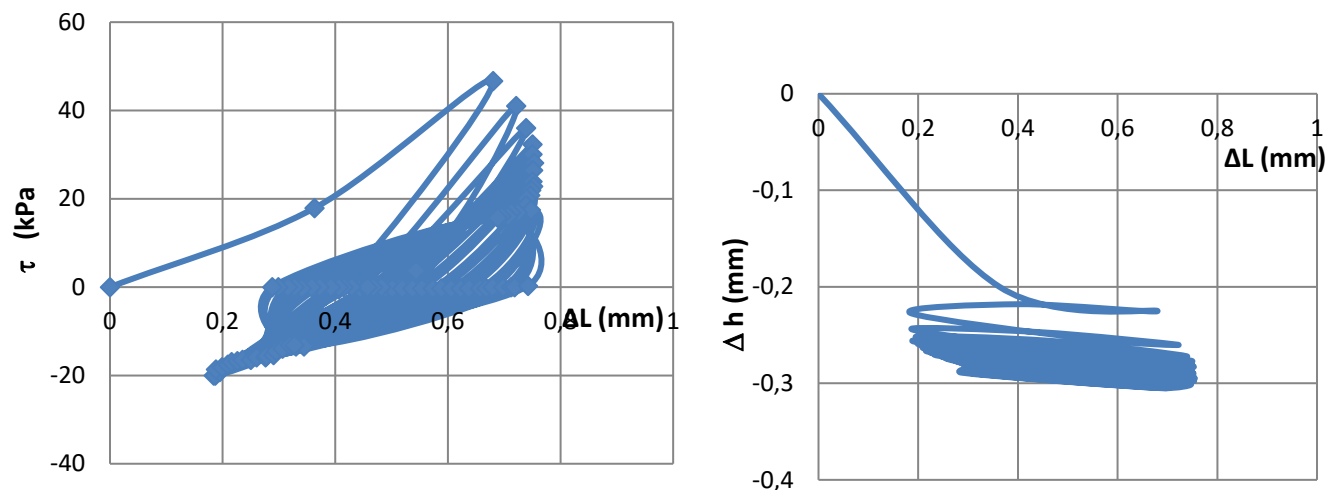


c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement normal au cour de cycle

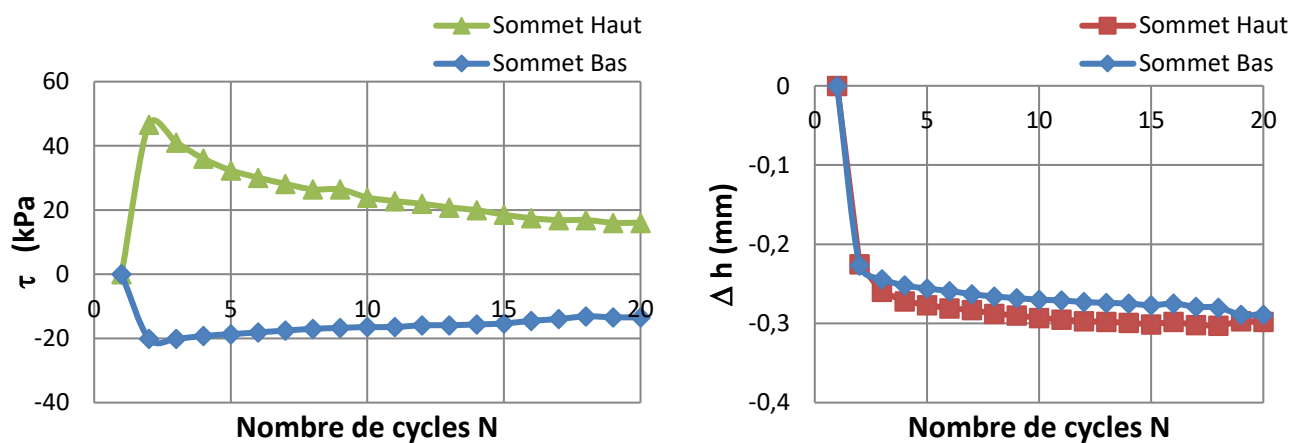


e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 40. f: déplacement normal au cycle 1,10et 40

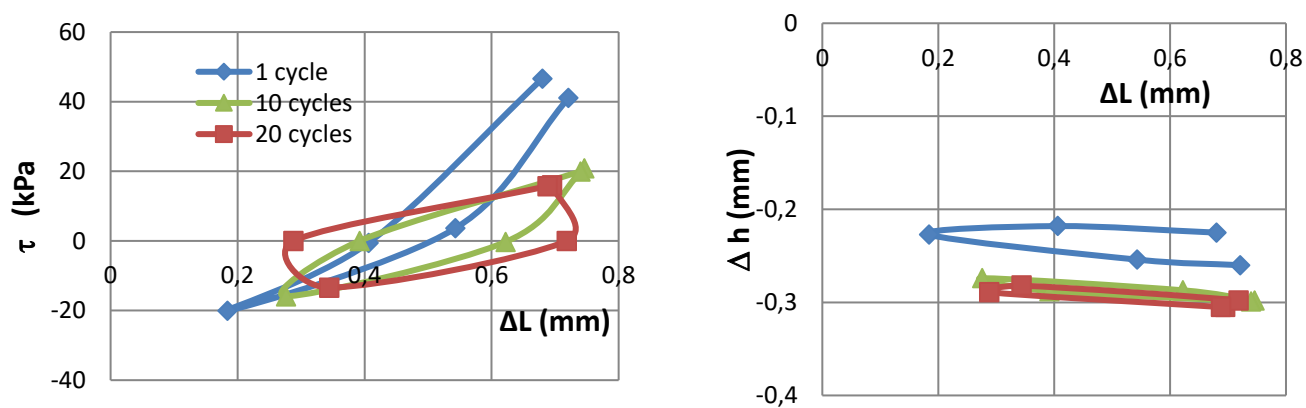
Figure : 3.11. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable dense-plaque lisse ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$)



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal



c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement normal au cour de cycle



e: la contrainte tangentielle au cycle 1↔20. f: déplacement normal au cycle 1↔20.

Figure : 3.12. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable dense-plaque lisse ($\lambda \leq +0.8$ mm)

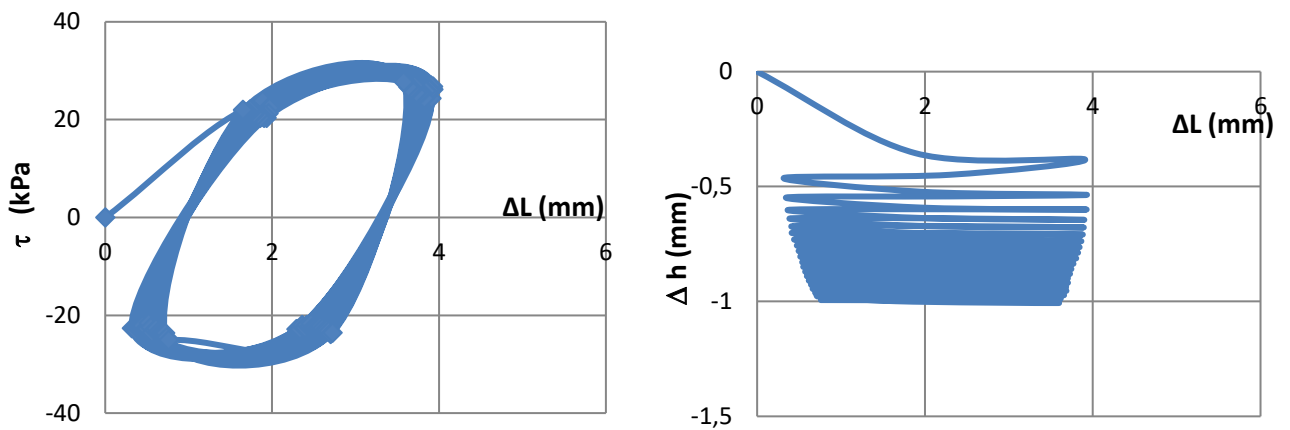
b) Sable lâche:

dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +3.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un léger écrouissage positif. La contrainte de cisaillement au sommet augmente de 3,05 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 13,25% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0.994 mm.

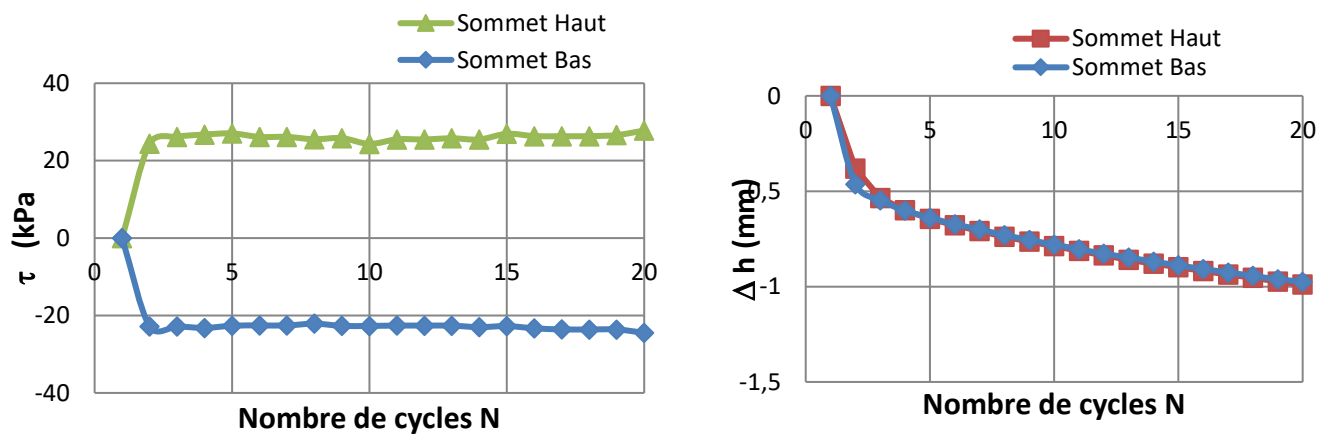
dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +1.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage négatif faible. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 1.62 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 0.06% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement est contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle et que ce déplacement commence à se stabilise à partir du quinzième cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0.599 mm.

dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +0.8$ mm , le cisaillement cyclique induit un la forme du cycle change au cours du chargement : on observe un aplatissement du cycle pour les faibles amplitudes mais une dilatation pour les fortes amplitudes.

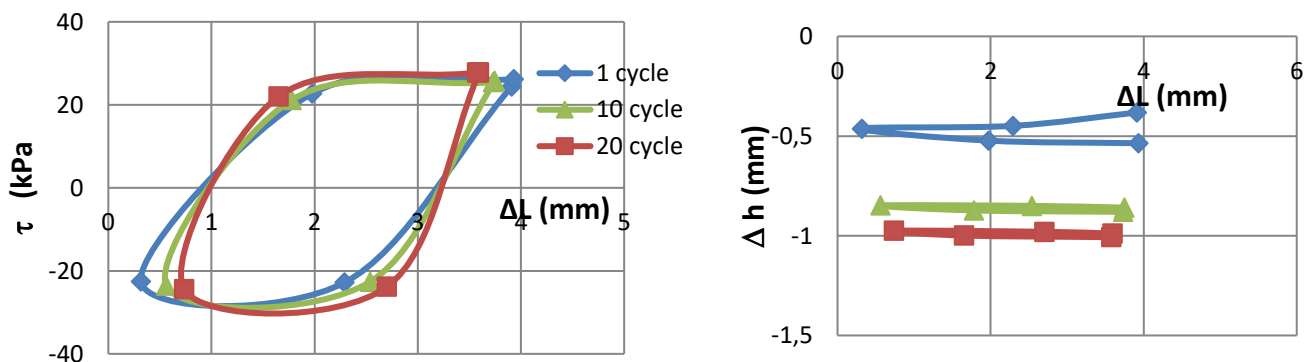
Le chargement cyclique induit un écrouissage négatif. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 8.48 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 32% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,43 mm.



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal

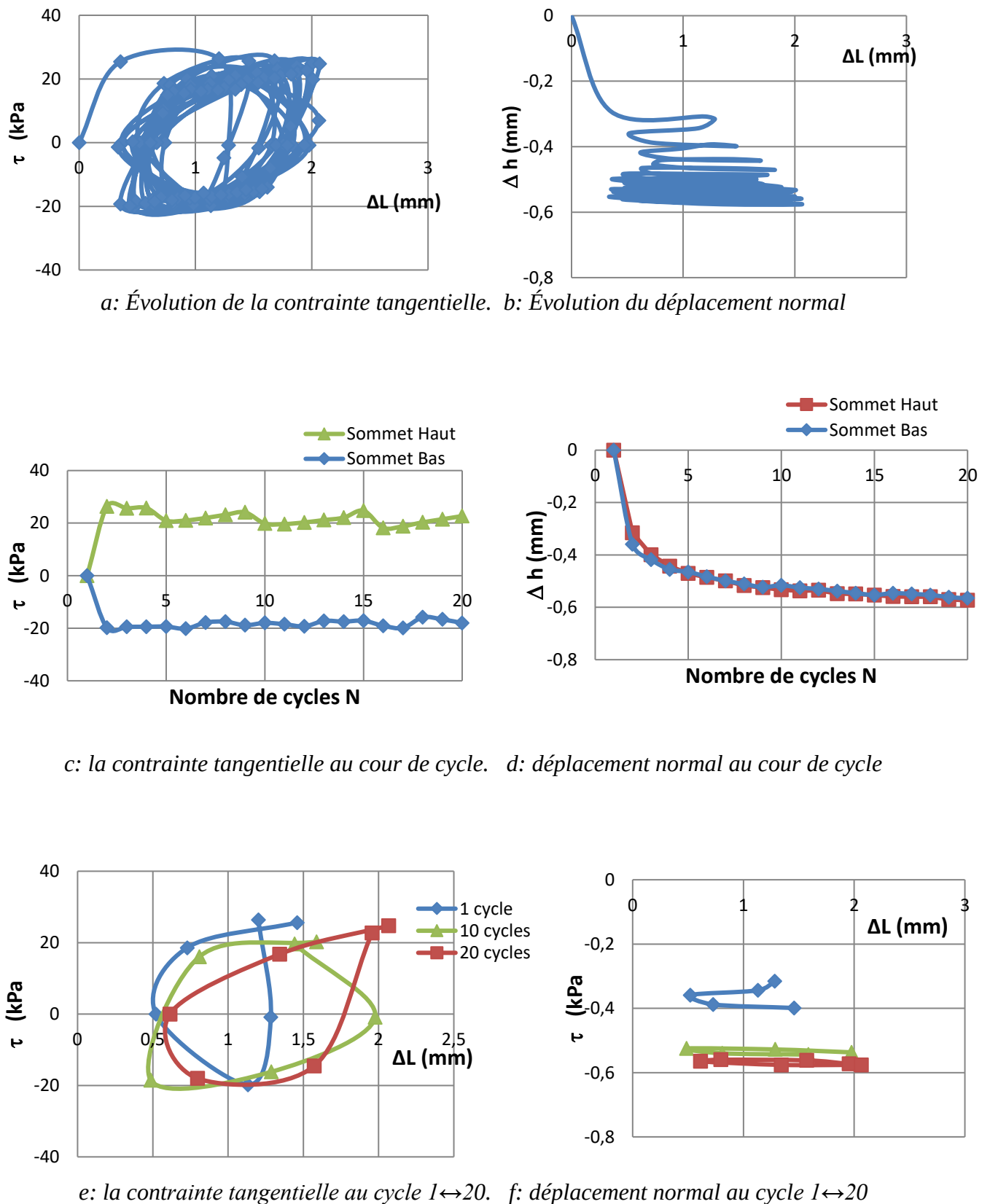


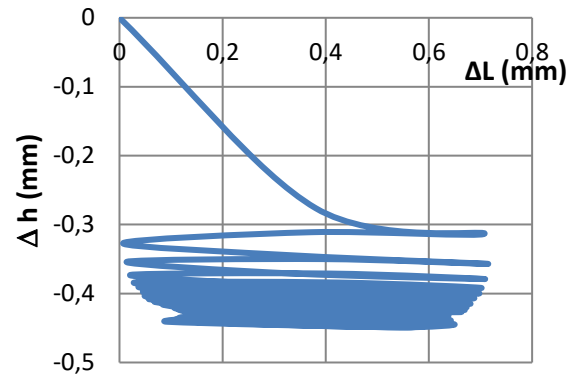
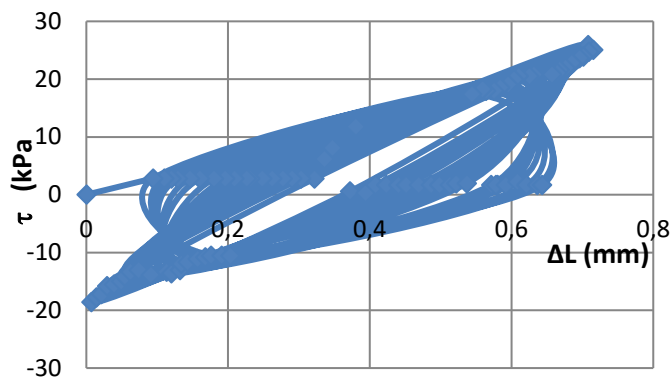
c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement normal au cour de cycle



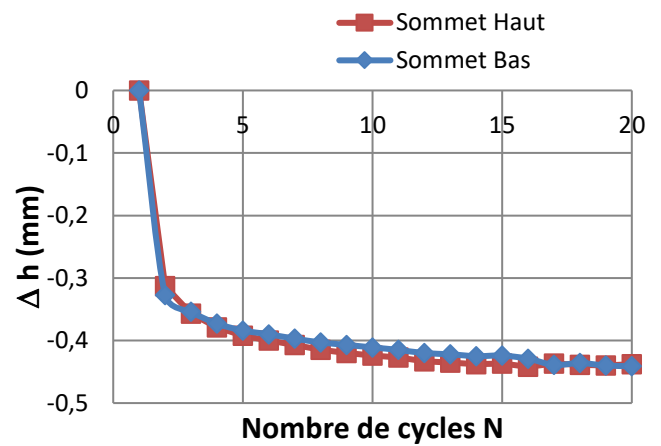
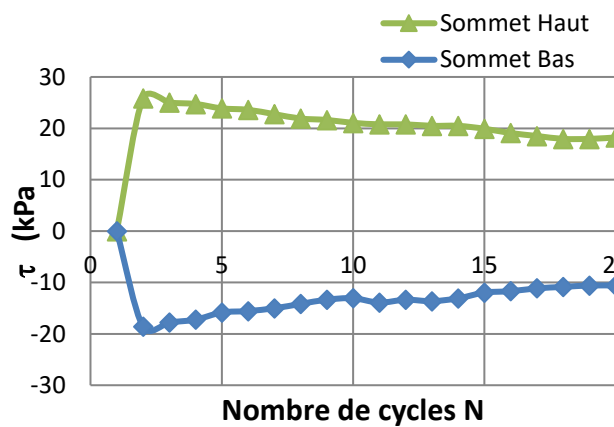
e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 20. f: déplacement normal au cycle 1,10et 20

Figure : 3.13. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable lâche-plaque lisse ($\lambda \leq +3.5\text{mm}$)

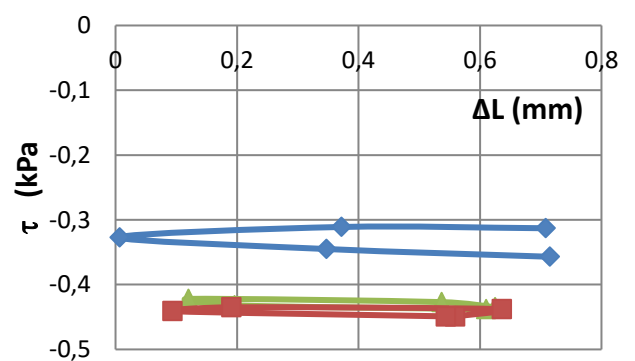
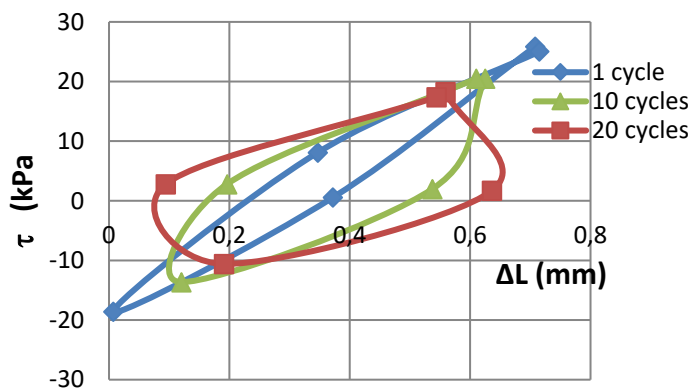




a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal



c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement normal au cour de cycle



e: la contrainte tangentielle au cycle 1↔20. f: déplacement normal au cycle 1↔20.

Figure : 3.15. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable lâche-plaque lisse ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$)

3.3.2. Sable-plaque rugueuse

Les figures 3.16 à 3.21 présentent les résultats des essais de cisaillement cyclique réalisés sur le sable aux états dense et lâche en contact avec la plaque métallique rugueuse pour les trois courses considérées. Ces résultats appellent les remarques suivantes :

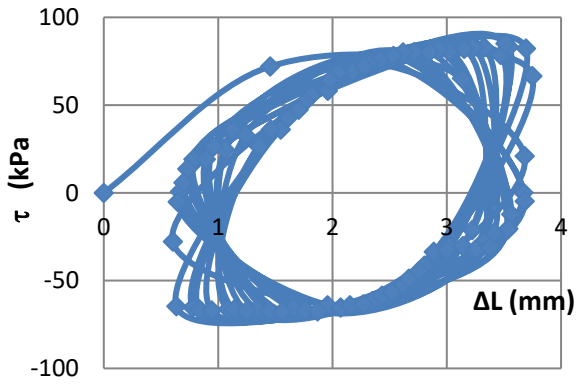
a) Sable dense

- dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +3.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage positif. La variation de la contrainte de cisaillement au sommet diminue et augmente au cours des cycles. La contrainte de cisaillement au sommet augmente de 10.07 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 14% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, que les cycles de charge comportent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. On note que le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du chargement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 1.766 mm. On note que l'amplitude de déplacement normale cumulé par cycle diminue avec le nombre de cycle.

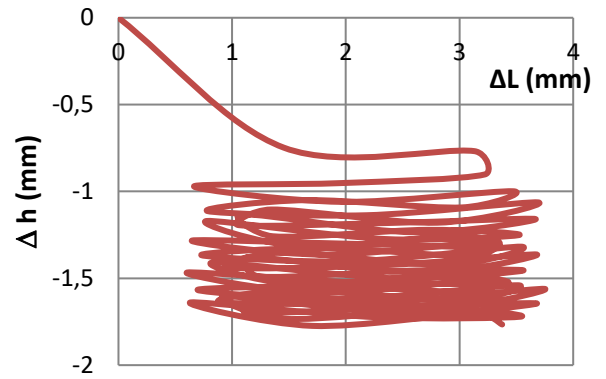
- dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +1.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage qui varie périodiquement entre un écrouissage positif et négatif pour chaque cinq cycles change de sens. La contrainte de cisaillement au sommet augmente de 17.58 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 20% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, les cycles de cisaillement comportent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. On note que le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du chargement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,868 mm.

- dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +0.8$ mm , le cisaillement cyclique induit un écrouissage négatif. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 11,67 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 16,73% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. Ceci traduit un phénomène de radoucissement cyclique. On note que les boucles d'hystérise contrainte déformation se ferme légèrement à partir du deuxième cycle. En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du chargement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,646 mm.

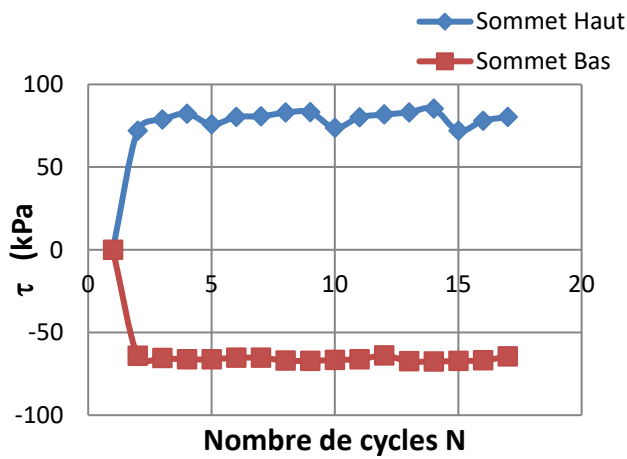
Une comparaison des résultats d'essais montre que l'écrouissage cyclique s'amplifie avec la diminution de l'amplitude de cisaillement. On remarque une amplification du déplacement normal contractant cumulé avec l'amplitude des cycles de cisaillement.



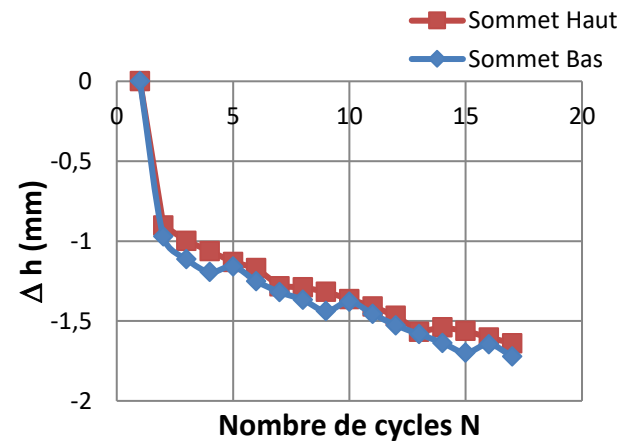
a: Évolution de la contrainte tangentielle



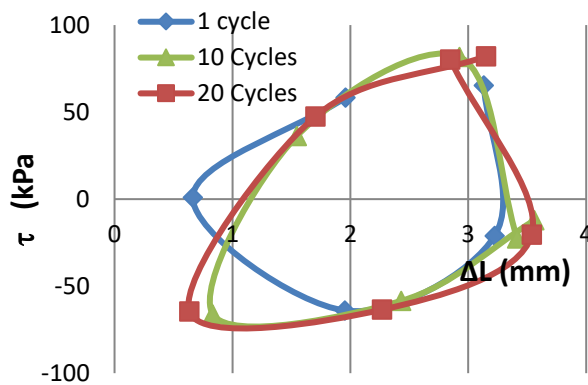
b: Évolution du déplacement normal



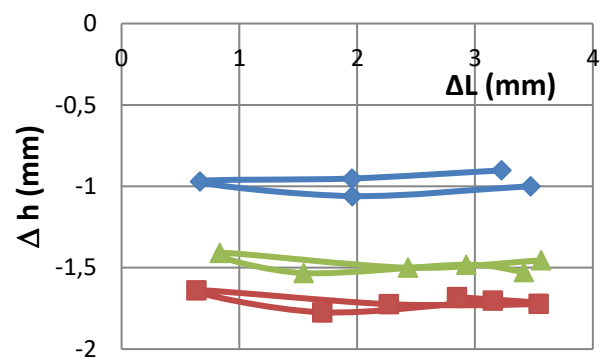
c: la contrainte tangentielle au cour des cycles



d: déplacement normal au cour des cycles

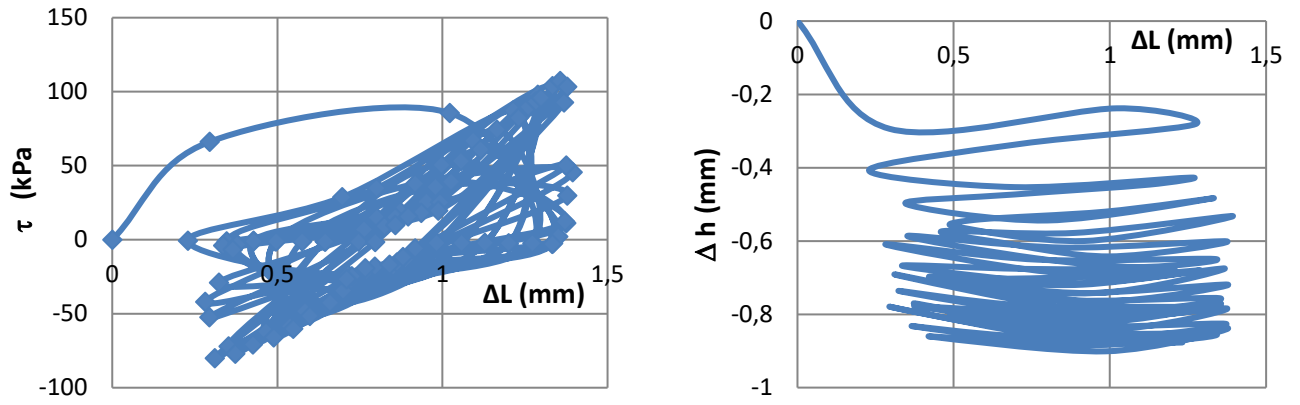


e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 20.

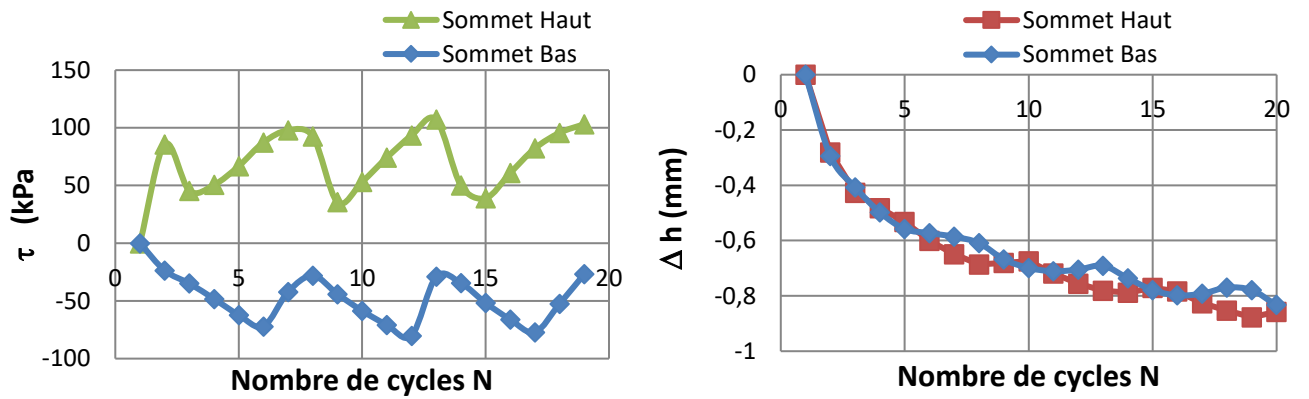


f: déplacement normal au cycle 1,10et 20

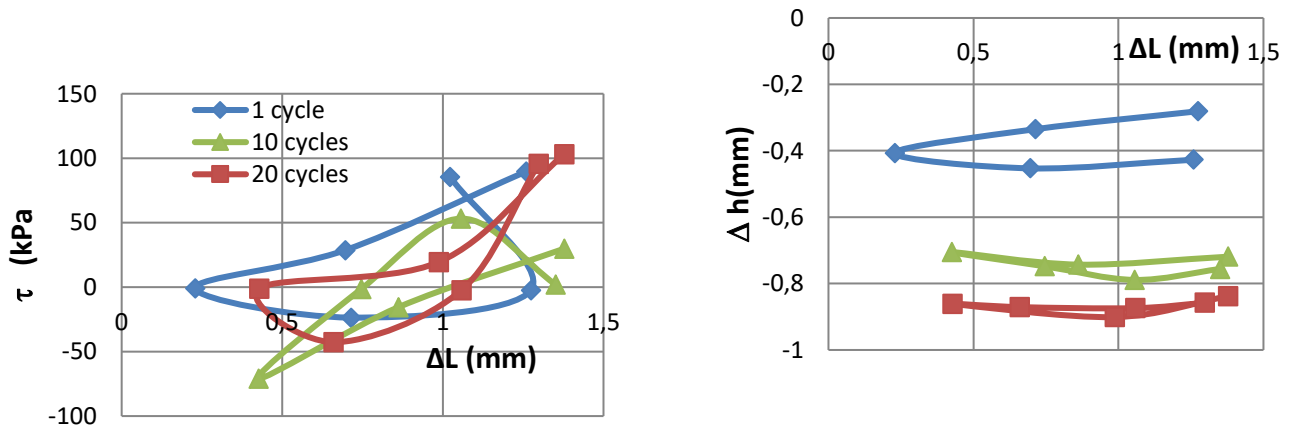
Figure : 3.16. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable dense-plaque rugueuse ($\lambda \leq +3.5\text{mm}$)



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal

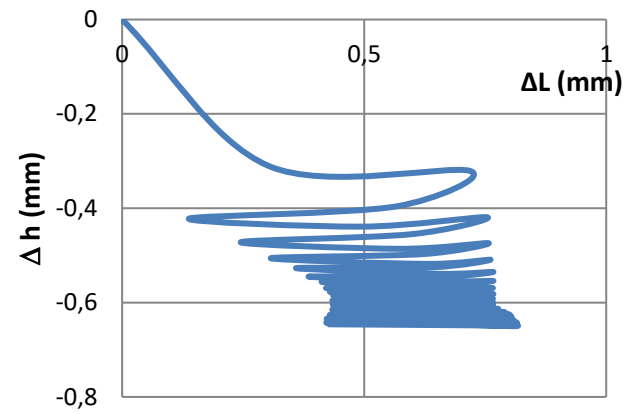
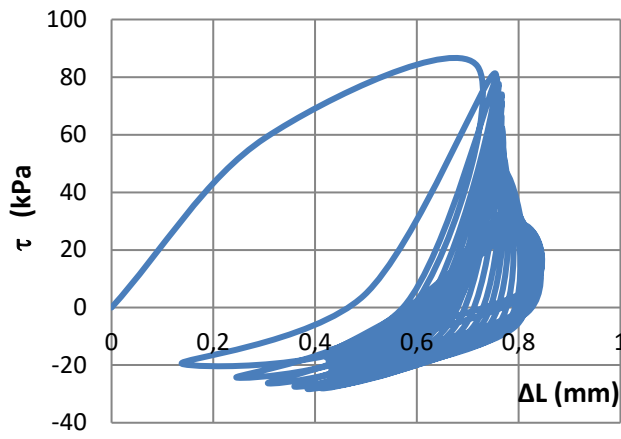


c: la contrainte tangentielle au cour des cycles. d: déplacement normal au cour des cycles

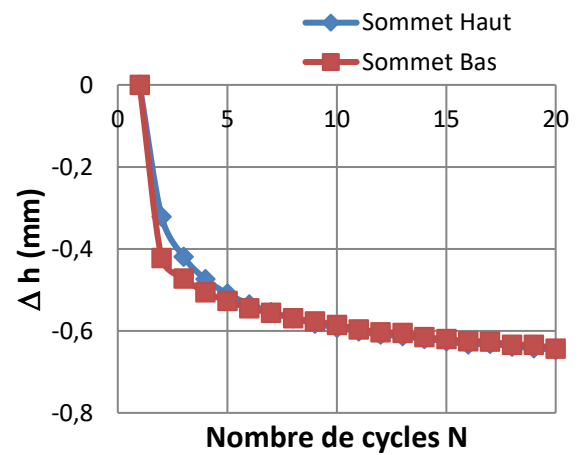
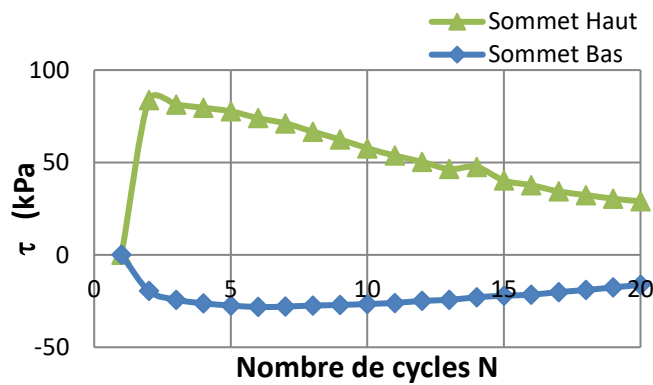


e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 20. f: déplacement normal au cycle 1,10et 20

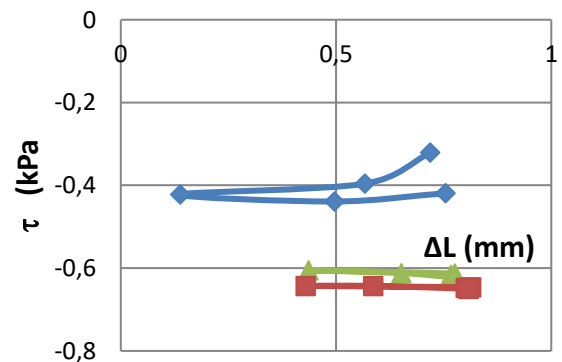
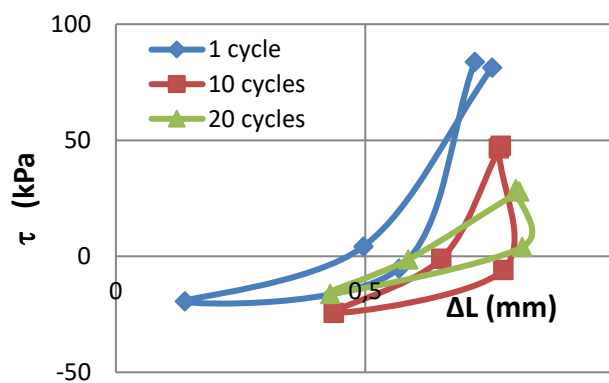
Figure : 3.17. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable dense-plaque rugueuse ($\lambda \leq +1.5\text{mm}$)



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal



c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement au cour de cycle normal



e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10 ,20. f: déplacement normal au cycle 1,10,20

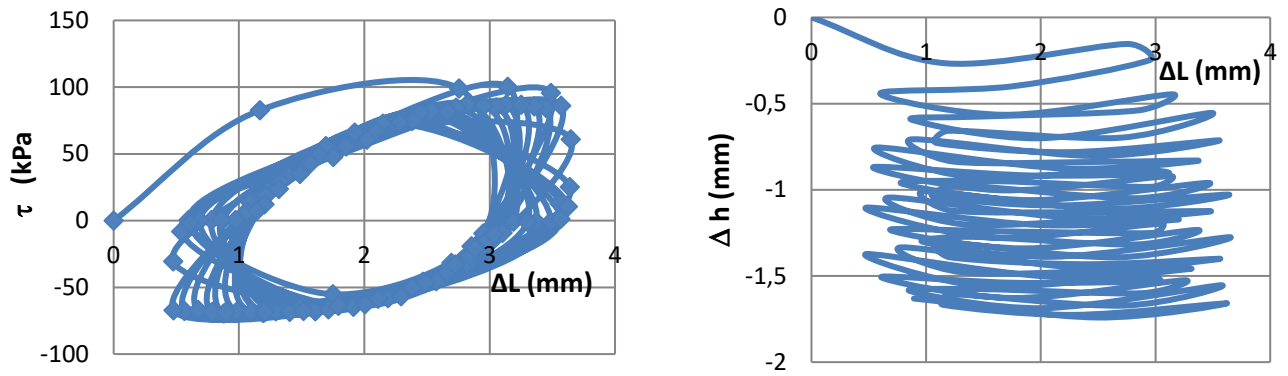
Figure : 3.18. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable dense-plaque rugueuse ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$)

b) Sable lâche

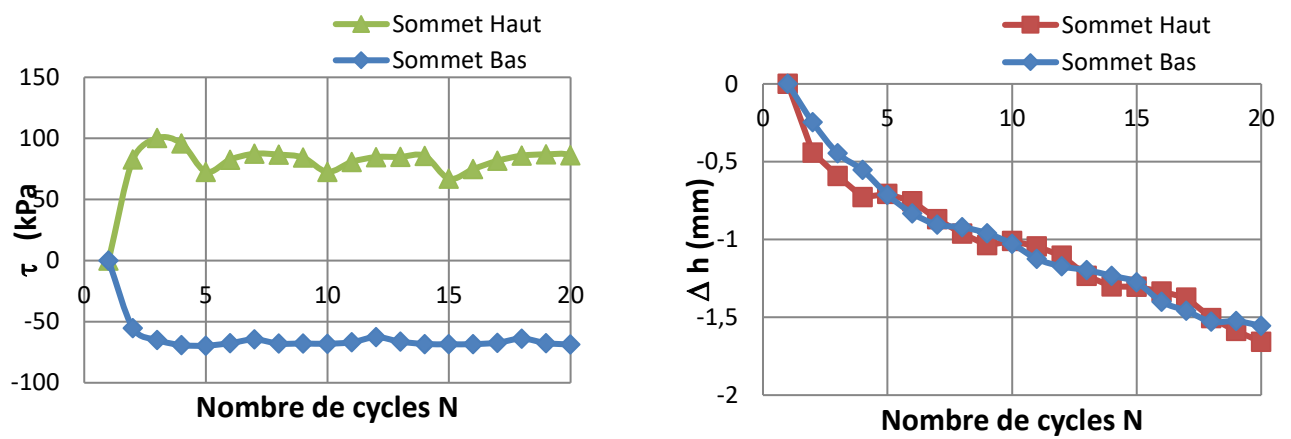
dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +3.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un écoulement qui varie périodiquement entre un écoulement positif et négatif pour chaque cinq à six cycles change de sens. La contrainte de cisaillement au sommet haut diminue de 25.64 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 25% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle, par contre la contrainte de cisaillement au sommet bas est presque stable. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement est globalement contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 1,631 mm.

dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +1.5$ mm , le cisaillement cyclique induit un écoulement qui varie périodiquement, comme dans le cas du sable dense avec la même amplitude, entre un écoulement positif puis devient négatif pour chaque cinq à six cycles change de sens. La contrainte de cisaillement au sommet augmente de 12,06 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 14% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. On note que l'écoulement cyclique est plus marqué que celui observé lors des essais avec une amplitude plus grande. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement est contractant le long des cycles avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 1,011 mm.

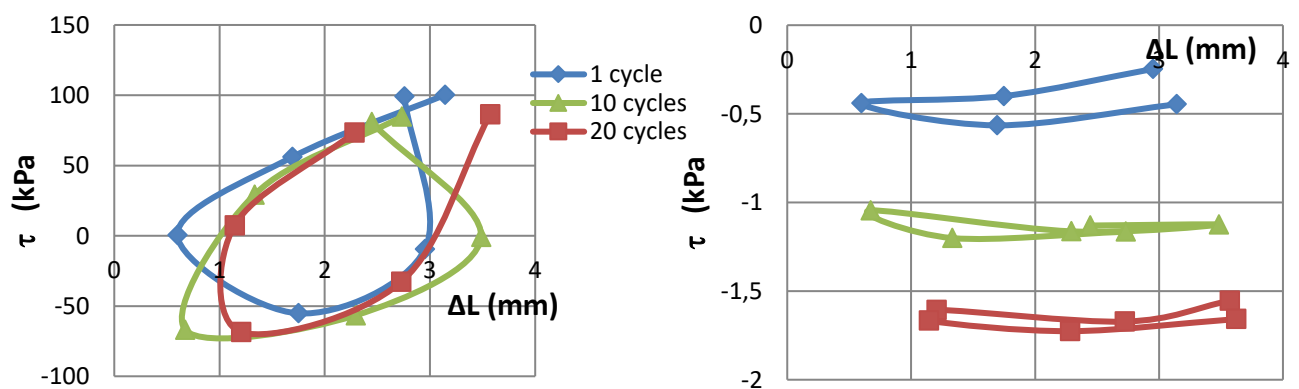
dans le cas d'une course d'amplitude $\lambda \leq +0.8$ mm , le cisaillement cyclique induit un écoulement négatif. La contrainte de cisaillement au sommet diminue de 55.58 KN/m² au bout de 20 cycles ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 70% par rapport à la valeur du cisaillement au sommet de premier cycle. Ceci traduit un phénomène de radoucissement cyclique comme dans le cas du premier essai. En ce qui concerne le déplacement normal, le comportement le long du chargement cyclique est contractant avec une diminution du déplacement normal cumulé par cycle. En fin du cisaillement, le déplacement normal cumulé est de l'ordre de 0,929 mm.



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal

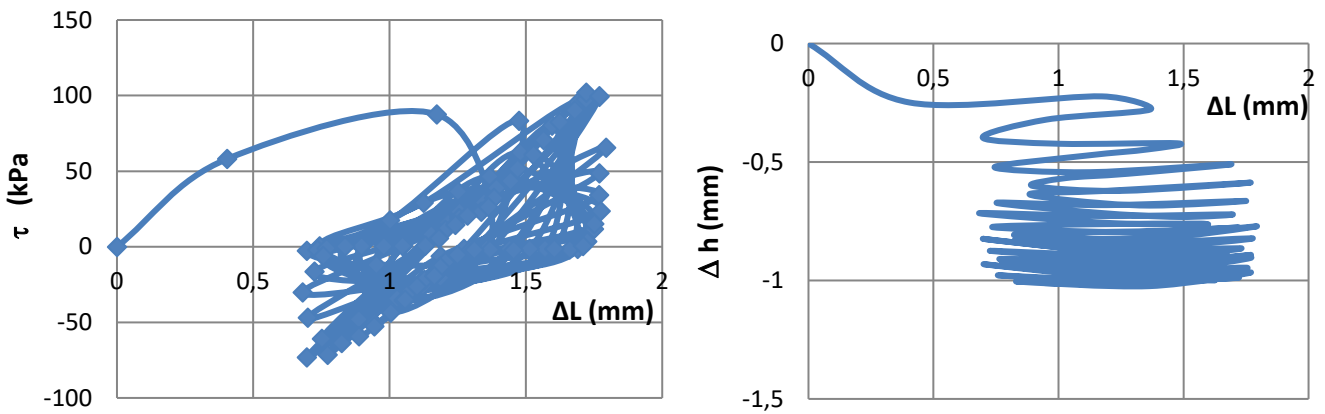


c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement normal au cour de cycle normal

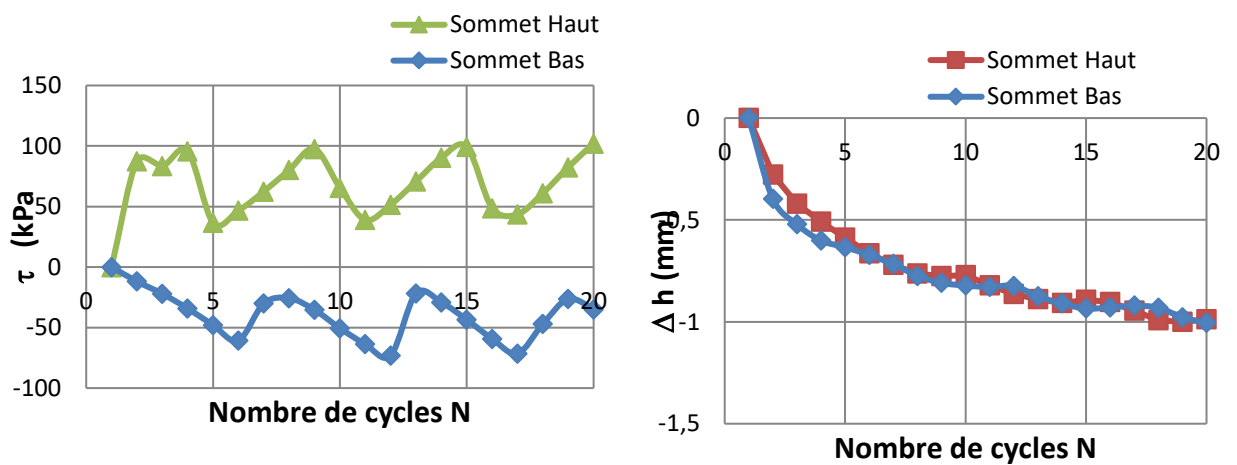


e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 20. f: déplacement normal au cycle 1,10et 20

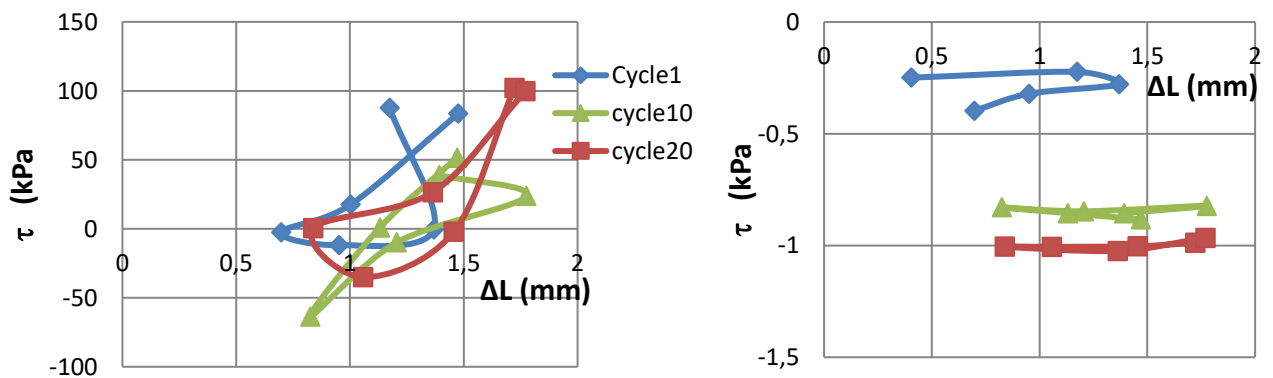
Figure : 3.19. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable lâche-plaque rugueuse ($\lambda \leq +3.5$ mm)



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal

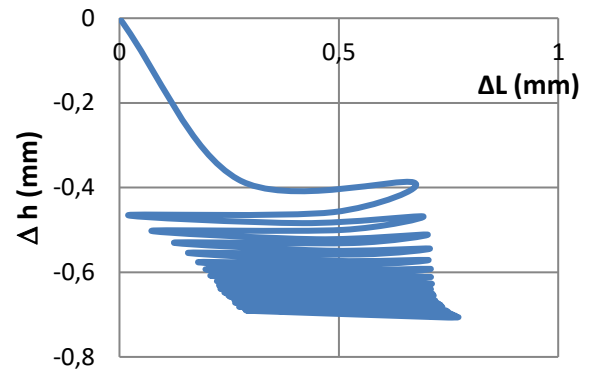
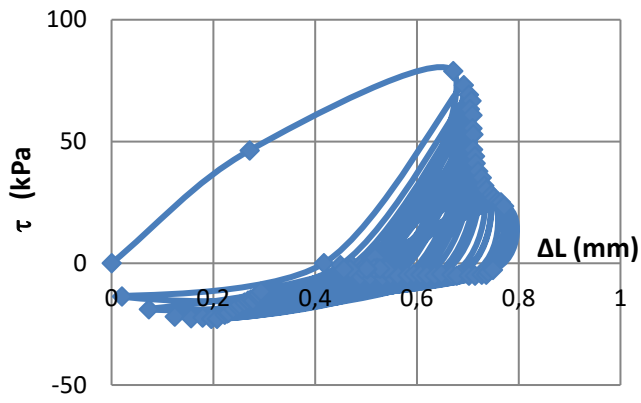


c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement normal au cour de cycle

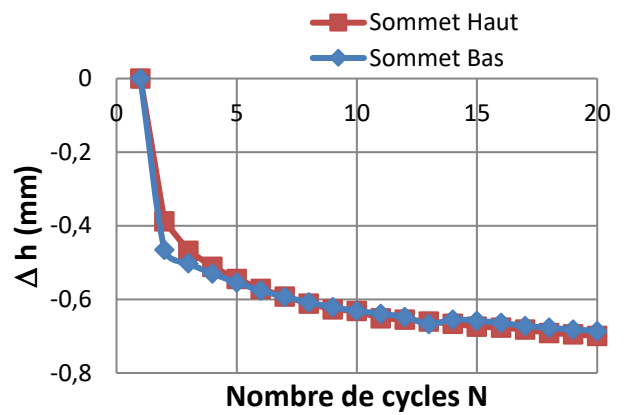
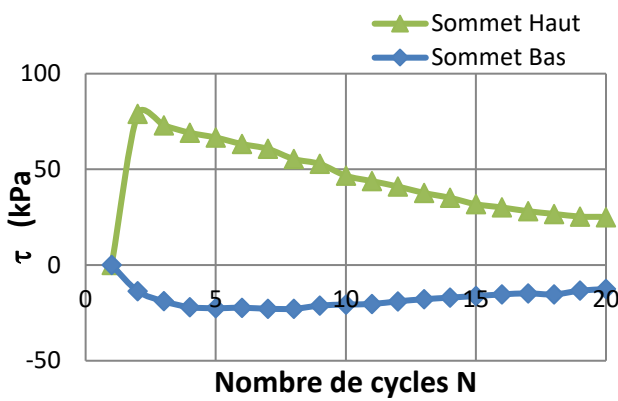


e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10et 20. f: déplacement normal au cycle 1,10et 20

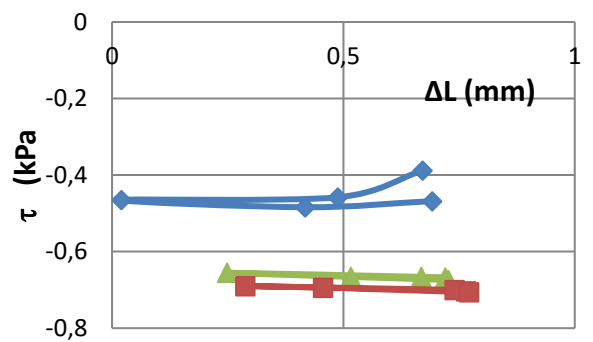
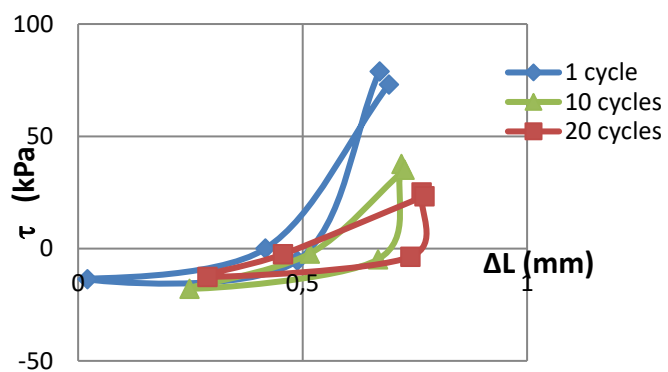
Figure : 3.20. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable lâche-plaque rugueuse ($\lambda \leq +1.5$ mm)



a: Évolution de la contrainte tangentielle. b: Évolution du déplacement normal



c: la contrainte tangentielle au cour de cycle. d: déplacement normal au cour de cycle



e: la contrainte tangentielle au cycle 1,10,20. f: déplacement normal au cycle 1,10,20,

Figure : 3.21. Résultats des essais de cisaillement cyclique :
Sable lâche-plaque rugueuse ($\lambda \leq +0.8\text{mm}$)

3.3.4 Paramètres influençants

Les paramètres influençant le comportement au cisaillement cyclique de l'interface sol-structure sont :

- l'énergie dissipée sous forme de chaleur Δw ,
- le module de cisaillement maximal $G_{\max}$,
- le coefficient d'amortissement maximal $\beta_{\max}$,
- la densité du sol (i.e, compacité du sol),
- la rugosité de la structure.

Le tableau 3.2 donne les valeurs de Δw , $G_{\max}$ et $\beta_{\max}$ de l'interface sable-plaque déduites des courbes décrites ci-avant.

Tableau 3.2 Valeurs des paramètres de cisaillement caractérisant l'interface sable-plaque

Course $\lambda(\text{mm})$	Compacité du sable	Sable-plaque lisse			Sable-plaque rugueuse		
		Δw (KPa.m)	$G_{\max}$ (MPa)	$\beta_{\max}$	Δw (KPa.m)	$G_{\max}$ (MPa)	$\beta_{\max}$
+0.8mm	lâche	1.047	0.09	0.239	0.870	0.078	0.159
	dense	0.638	0.143	0.159	0.968	0.078	0.119
+1.5mm	lâche	3.385	0.058	0.389	4.651	0.051	0.286
	dense	7.800	0.049	0.36	5.609	0.081	0.330
+3.5 mm	lâche	10.354	0.081	0.318	17.788	0.100	0.265
	dense	21.145	0.107	0.367	21.145	0.107	0.367

L'analyse de ces résultats appelle les remarques suivantes :

- $\beta_{\max}$ augmente avec l'amplitude et la rugosité ;
- $G_{\max}$ augmente avec la rugosité et la compacité ;
- Δw augmente avec l'amplitude et la rugosité.

Les figures 3.22 et 3.23 présentent l'effet respectivement de la compacité et de la rugosité de la plaque sur le comportement au cisaillement cyclique de l'interface sable-plaque. L'analyse de ces résultats appelle les remarques suivantes :

- le comportement cyclique de l'interface est très influencé par la densité initiale du sable. On note que ce type de cisaillement induit un écouvissage cyclique qui se traduit, selon la densité du sol et le niveau de cisaillement, par un durcissement (sable lâche) ou un radoucissement (sable dense avec un chargement dans le domaine post-pic) de l'interface. On note également que le déplacement normal cumulé diminue avec la densité du sable.
- la rugosité de l'interface affecte sensiblement son comportement. On note que l'écrouissage cyclique se stabilise plus rapidement dans le cas d'une plaque lisse et que le déplacement normal cumulé est plus fort dans le cas d'une plaque rugueuse.

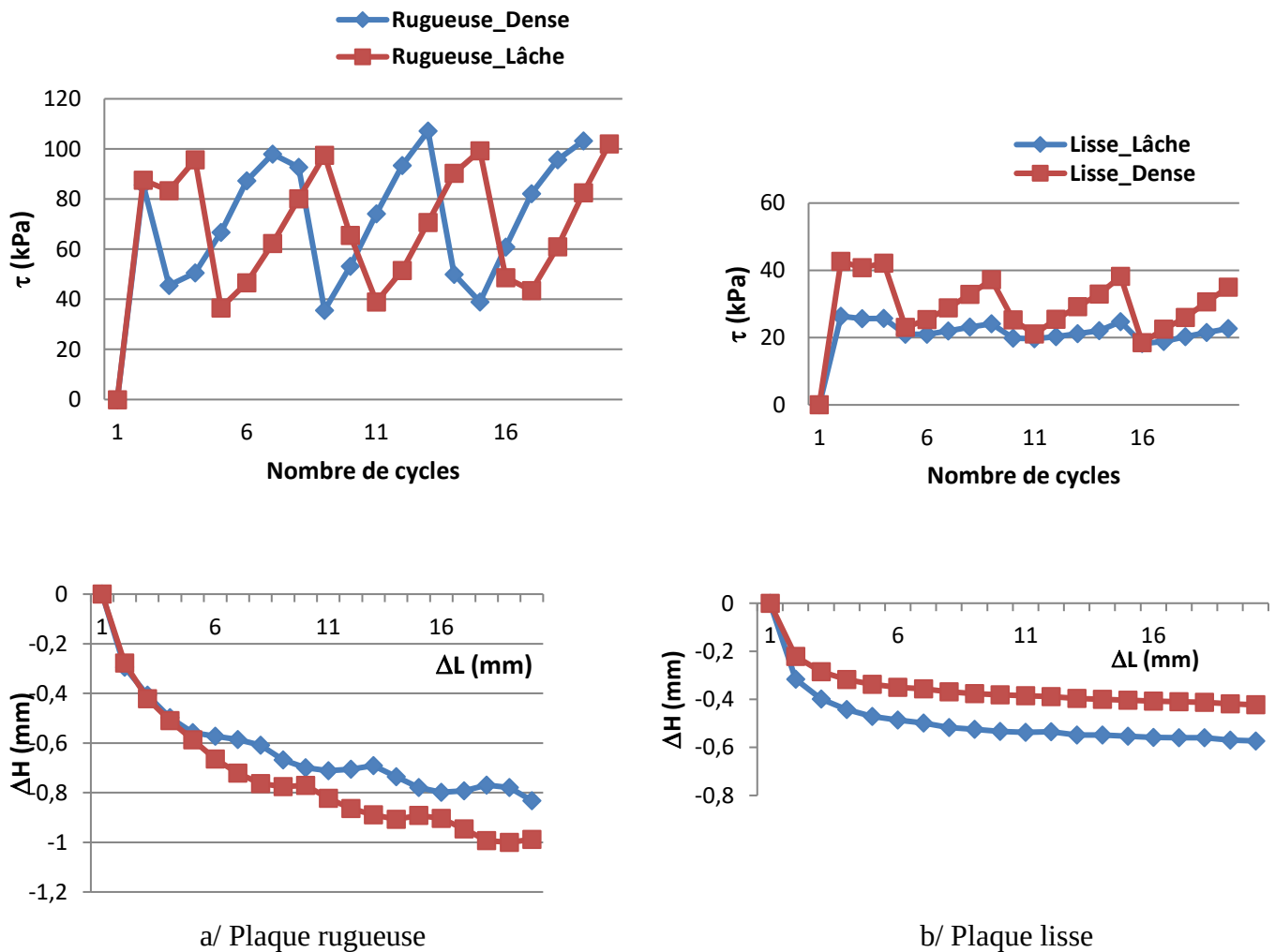
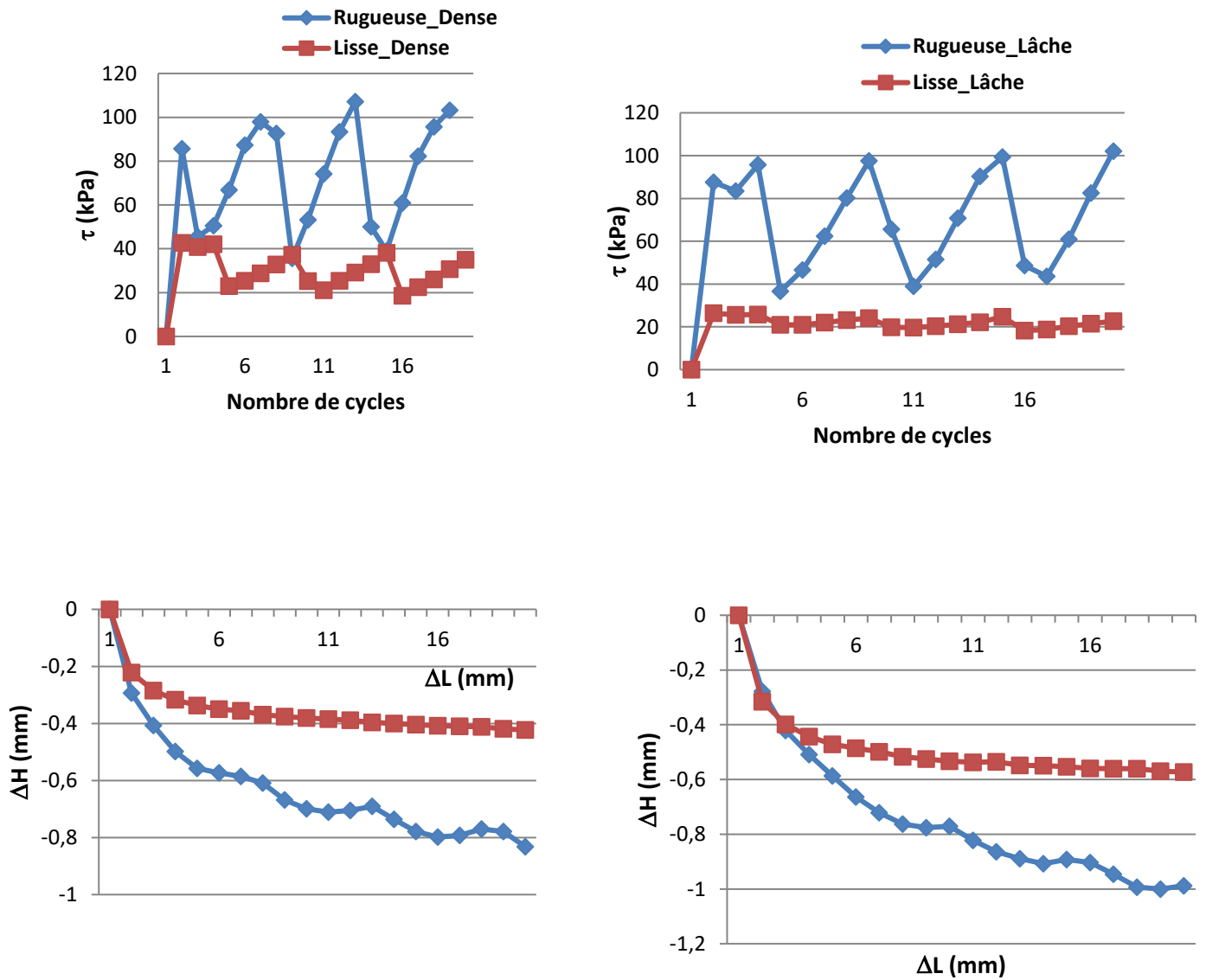


Figure 3.22 Effet de la compacité du sable sur le comportement cyclique d'interface pour une course $\lambda \leq +1.5$ mm



a/ Sable dense ($I_d=90\%$)

b / Sable lâche ($I_d=15\%$)

Figure 3.23 Effet de la compacité du sable sur le comportement cyclique d'interface pour une course $\lambda \leq +1.5$ mm

3.4 Conclusion

Les résultats des essais présentés et discutés ci-avant permettent de tirer les conclusions suivantes :

a / Cas du cisaillement monotone :

- le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale. On note que pour un sable dense, le comportement de l'interface est dilatant avec radoucissement, alors que pour le sable lâche, le comportement de l'interface est contractant tout au long, du cisaillement ;
- la rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement: avec une plaque lisse, ou l'on note un comportement de type élastique parfaitement plastique avec une légère variation du déplacement normal, alors qu'avec une plaque rugueuse, on note un écrouissage important accompagné d'une forte variation du déplacement normal ;
- l'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement, en particulier dans le domaine des faibles contraintes ;
- l'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement pour les sables lâches alors qu'il diminue avec l'augmentation du confinement pour les sables denses ;
- la contrainte de cisaillement ultime peut être définie par la contrainte de rupture (correspondant au pic de la courbe) dans le cas du sable dense et à la contrainte résiduelle (correspondant à l'asymptote) dans le cas du sable lâche, tant pour la plaque lisse que pour la plaque rugueuse ;

b / Cas du cisaillement cyclique :

- Les résultats des essais cycliques ont permis d'analyser l'influence des principaux paramètres sur le comportement cyclique de l'interface à savoir, la densité du sable, la rugosité de l'interface, et le niveau de chargement et l'amplitude des cycles de chargement ;
- Ces essais ont montré que le cisaillement cyclique induit un écrouissage cyclique qui se traduit par un durcissement ou un radoucissement selon la densité du sable, la rugosité de l'interface et le niveau de chargement. Par ailleurs, la rugosité de l'interface affecte sensiblement son comportement.
- On note que l'écrouissage cyclique se stabilise plus rapidement dans le cas d'une plaque lisse et que le comportement de l'interface est contractant à chaque inversion du cisaillement et que le déplacement normal cumulé est contractant dans tous les cas et il est plus fort dans le cas d'une plaque rugueuse.

On notera donc que la plaque rugueuse est plus performante que la plaque lisse de même type et davantage lorsqu'elle est en contact avec un sable dense qu'avec un sable lâche de même type. Toutefois la fiabilité de ces résultats dépendra pour beaucoup des performances de l'appareillage de cisaillement utilisé et de la précision des mesures effectuées.

3^{ème} Partie

Simulation numérique

Chapitre 4

Simulation de l'essai de cisaillement direct

4.1 Introduction

Le succès des simulations numériques est couplé aux progrès récents réalisés dans les domaines de l'informatique et de calcul numérique. Des lois de comportement et des algorithmes de résolution ont pu être développées. Elles conduisent à une modélisation des ouvrages géotechniques prenant mieux en compte le problème d'interface sol-structure.

La résolution du problème d'interaction sol-structure est généralement basée sur des modèles élastiques –parfaitement plastiques. Le modèle Mohr-Coulomb en fait partie. Cependant, l'expérience montre que le comportement de l'interface sol-structure est caractérisé par une plastification progressive. Ce comportement a des points communs avec celui des sols caractérisés par les concepts d'états limite et d'état critique et par la notion d'écrouissage isotrope ou cinématique. Le modèle ModJoin est l'exemple typique.

Pour comprendre le mécanisme d'interaction entre le sable de dunes et la plaque d'acier inoxydable utilisés dans l'étude expérimentale et pour mettre en évidence l'influence de leurs paramètres, ce chapitre présente les résultats d'une simulation d'essais de cisaillement direct sous chargement monotone et cyclique, en utilisant deux modèles de comportement élastoplastiques : le modèle classique de Mohr-Coulomb et le modèle ModJoin décrit dans précédemment (chapitre 1). Ces deux modèles sont caractérisés par des paramètres mécaniques aisément identifiables à partir des résultats d'essais de laboratoire. Ils sont également faciles à mettre en œuvre dans les programmes informatiques conventionnels.

Les bases théoriques du modèle Mohr-Coulomb sont bien connues de tous. Aussi doit-on simplement rappeler que ce modèle élastoplastique parfait est caractérisé par cinq paramètres :

- le module de Young E ,
- le coefficient de Poisson ν
- la cohésion du sol C ,
- l'angle de frottement interne du sol φ ,
- l'angle de dilatance du sol ψ .

L'interface sol-structure peut être modélisée comme un matériau élasto-plastique parfait avec un critère de type Mohr-Coulomb, mais ayant les caractéristiques réduites suivantes :

- cohésion de l'interface : $C_{int} = R_{int} \times C_{sol}$,
- angle de frottement de l'interface : $\tan(\varphi_{int}) = R_{int} \times \tan(\varphi_{sol})$,

où R_{int} désigne le coefficient caractérisant la forme de l'interface sol-structure, appelle aussi facteur de forme ($0.1 \leq R \leq 1$).

Les bases théoriques du modèle ModJoin sont décrites dans le chapitre 1 .Aussi doit-on simplement rappeler, que ce modèle élastoplastique écrouissable est basé sur onze paramètres :

- le module de compressibilité initiale K_0 ,
- le module de cisaillement initial G_0 ,
- la cohésion de l'interface C_{int} ,
- l'angle de frottement interne de l'interface φ_{int} ,
- l'angle de dilatance de l'interface ψ_{int} ,
- la valeur initiale de la fonction d'écrouissage R_0 ,
- les constantes expérimentales : α , β , A , B et ag .

Les simulations effectuées en utilisant les deux modèles caractérisés ci-dessus visaient à déterminer les propriétés d'interface sable-acier à partir des données expérimentales décrites dans le chapitre III. Les calculs ont été effectués à l'aide de code PLAXIS-2D (version 8.2) pour le modèle Mohr-Coulomb et à l'aide d'un logiciel développé spécialement pour le modèle ModJoin à l'université de Lille en France (Bencheikh,1991). La description de ces deux logiciels est donnée en annexes A1et A2 respectivement . Aussi, doit-on se limiter à ne décrire pour chaque type de cisaillement (monotone ou cyclique) ci-après que les données des calculs ; et leur mise en œuvre, la présentation et l'analyse des résultats des calculs obtenus et leur comparaison avec les résultats expérimentaux, ainsi que l'analyse paramétrique de chacun des paramètres des deux modèles utilisés. Rappelons simplement les particularités suivantes à chacun de ces deux logiciels :

- Le logiciel ModJoin étant dédié à l'essai de cisaillement direct en utilisant le modèle du même nom , les données sont entrées de manière interactive ou se forme de fichier texte et les résultats des calculs s'obtiennent sous forme de tableaux , affichés à l'écran et stockées dans un fichier texte pour son exploitation ultérieure ;
- Le logiciel PLAXIS-2D nécessite la définition d'un modèle de calcul (modèle géométrique, conditions aux limites, conditions initiales, chargement, loi de comportement, ect....)

4.2 Cas du cisaillement monotone

4.2.1 Données et mise en œuvre des calculs

Le logiciel PLAXIS-2D nécessite la définition du modèle de calcul qui, dans le cas présent, simule une boîte de cisaillement similaire à celle utilisée dans l'étude expérimentale (Figure 4.1). Ce modèle est composé de deux demi-boîtes, l'une supérieure mobile et l'autre inférieure fixe, il est confiné à sa partie supérieure libre (charge répartie A) et soumis à un déplacement monotone appliqué sur ses deux côtés latéraux (déplacement prescrit B) lui permettant de glisser sur un plan fixe simulant l'interface sable-sable (dans le cas d'un cisaillement sur sable seul) ou sable-plaque (dans le cas d'un cisaillement à l'interface du sable et de la plaque). Les conditions aux limites sont choisies par défaut (déplacement horizontal et verticaux bloqués à la base du modèle et déplacement horizontal bloqué sur ses côtés latéraux).

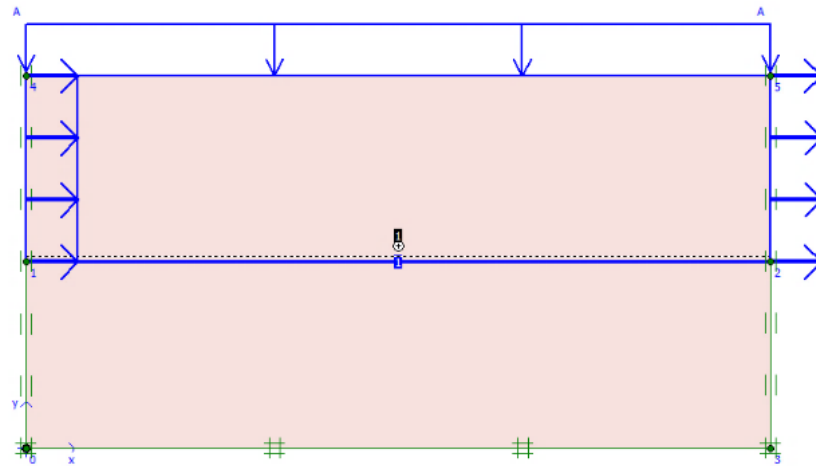


Figure 4.1 Modèle géométrique considéré pour l'essai de cisaillement direct

Les tableaux 4.1 et 4.7 donnent les valeurs des paramètres de calcul pour le sable de dunes et l'interface sable-acier pour les deux modèles de comportement considérés, les quelles ont été déduites de l'étude expérimentale présentée dans le chapitre 3. En plus des propriétés de cisaillement monotone du sable de dunes utilisées, les calculs permettent de déterminer les propriétés d'interface correspondant aux deux types de rugosité (interface lisse ou rugueuse) retenue selon l'état de compacité considéré du sable (lâche ou dense).

Tableau.4.1 Valeur des paramètres du sable pour les essais sable-sable

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	
Poids volumique sec	γ_d	15	17	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	250	500	Mpa
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	ϕ	38	43	°
Angle de dilatation	ψ	8	13	°
Facteur de de forme	R_{inter}	0.90	0.90	-

Tableau.4.2 Valeur des paramètres d'interface pour les essais sable-plaque lisse

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	
Poids volumique sec	γ_d	15	17	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	250	500	Mpa
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	ϕ	38	43	°
Angle de dilataance	ψ	8	13	°
Facteur de forme	R_{inter}	0.3	0.3	-

Tableau.4.3 Valeur des paramètres d'interfaces pour les essais sable-plaque rugueuse

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	
Poids volumique sec	γ_d	15	17	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	250	500	Mpa
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	ϕ	38	43	°
Angle de dilatance	ψ	8	13	°
Facteur de forme	R_{inter}	0.9	0.9	-

Tableau.4.4 Caractéristiques de la plaque d'acier.

Paramètre	Nom	structure	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$7.5 * 10^9$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	$1.0 * 10^9$	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	d_{eq}	1.265	m
Poids	w	10.0	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0.2	-

Tableau.4.5 Valeur des paramètres du sable pour les essais sable-sable

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	Model	ModJoin	ModJoin	
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	φ	38	43	°
Angle de dilatance	c_{ref}	08	13	°
Module de cisaillement	G_o	130	200	Mpa
Module normale	K_o	260	400	Mpa
Fonction d'écrouissage	R_o	0.2	0.2	-
α	α	0.65	0.72	-
β	β	0.1	0.1	-
A	A	0.25	0.62	-
B	B	0.72	0.90	-
ag	ag	0.5	0.5	-

Tableau.4.6 Valeur des paramètres d'interface pour les essais sable-plaque lisse

Paramètres	Nom	Plaque lisse	Plaque rugueuse	Unité
Modèle type	Model	ModJoin	ModJoin	
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	φ	20	30	°
Angle de dilatance	c_{ref}	30	37	°
Module de cisaillement	G_o	100	100	Mpa
Module normale	K_o	200	200	Mpa
Fonction d'écrouissage	R_o	0.2	0.2	-
α	α	0.45	1.5	-
β	β	0.01	0.15	-
A	A	0.0	0.60	-
B	B	0.0	0.95	-
ag	ag	0.85	0.85	-

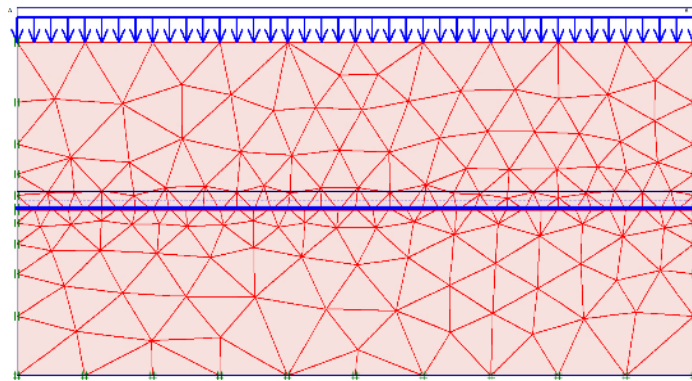
Tableau.4.7 Valeur des paramètres d'interfaces pour les essais sable-plaque rugueuse

Paramètres	Nom	Plaque lisse	Plaque rugueuse	Unité
Modèle type	Model	ModJoin	ModJoin	
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	φ	23	39	°
Angle de dilatance	c_{ref}	28	25	°
Module de cisaillement	G_o	200	200	Mpa
Module normale	K_o	400	400	Mpa
Fonction d'écrouissage	R_o	0.2	0.2	-
α	α	0.55	0.75	-
β	β	0.01	0.10	-
A	A	0.0	1.60	-
B	B	0.0	1.30	-
ag	ag	0.75	0.50	-

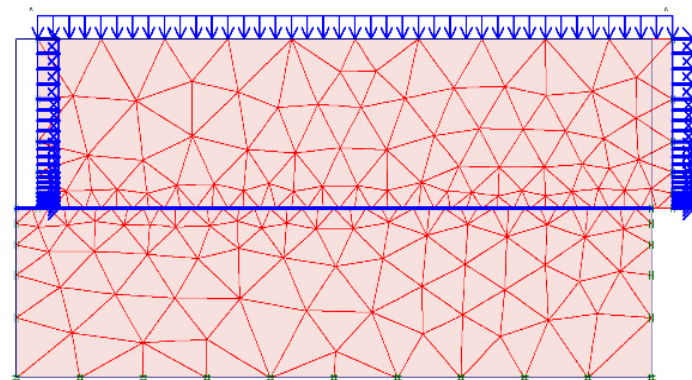
Une étude paramétrique est présentée ci-après pour montrer l'influence de chacun de ces paramètres de comportement du sable et de la plaque ainsi que de leur interface sur les résultats des calculs.

Après génération du maillage et initiation des contraintes initiales (procédure Ko), les calculs comportent deux phases successives :

- Une phase de mise en application de la contrainte normale de confinement considérée $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, 200 kPa ou 300 kPa .
- Une phase de cisaillement monotone caractérisée par l'application d'un déplacement prescrit à la demi-boîte supérieure mobile. Le déplacement prescrit est maintenu croissant jusqu'à la totale démobilisation du frottement de l'interface sable-sable ou sable – plaque la figure 4.2 présente le maillage déformé durant les phases de confinement et de cisaillement du modèle de sable supposé dense sous la contrainte normale de confinement $\sigma_n = 300 \text{ kPa}$.



a/ Maillage déformé durant la phase de confinement



b/ Maillage déformé durant la phase de cisaillement

Figure 4.2 Maillage déformé pour le modèle de sable dense sous une contrainte de confinement $\sigma_n = 300 \text{ kPa}$

4.2.2 Résultats des calculs et discussion

4.2.2.1 Sable-sable

La figure 4.3 présente les résultats de simulation de l'essai de cisaillement direct pour le sable seul, ainsi que les résultats expérimentaux correspondants. Ces courbes ont des formes quasi-similaires pour un état de compacité donné du sable. On peut ainsi observer que :

- pour le sable dense, les courbes de cisaillement présentent un pic plus ou moins prononcé caractérisant la résistance ultime au cisaillement de l'interface sable-sable sous la contrainte normale qui est lui appliquée. Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contraction initiale rapidement suivie d'une phase de dilatance assez marquée ;
- pour le sable lâche, les courbes de cisaillement ne montrent pas de pic, mais tendent vers les asymptotes caractérisant sa résistance au cisaillement résiduelle. Les courbes de déformations correspondantes appellent les mêmes remarques que précédemment.

On peut également noter que le sable dense présente une déformabilité et des propriétés de résistance meilleure que celle du sable lâche.

Ces résultats confirment pour l'essentiel des connaissances acquis sur le comportement des sables d'oued. Ils montrent en outre que les paramètres de comportement de ce sable de dunes sont largement influencés par les conditions initiales de compacité dans lequel il se trouve et par la contrainte de confinement à laquelle il est soumis. Rappelons simplement que le caractère dilatant ou contractant du sable a une influence déterminante sur son interaction avec les ouvrages géotechniques (interaction sol-structure ou interaction sol-inclusion dans le cas des ouvrages renforcés).

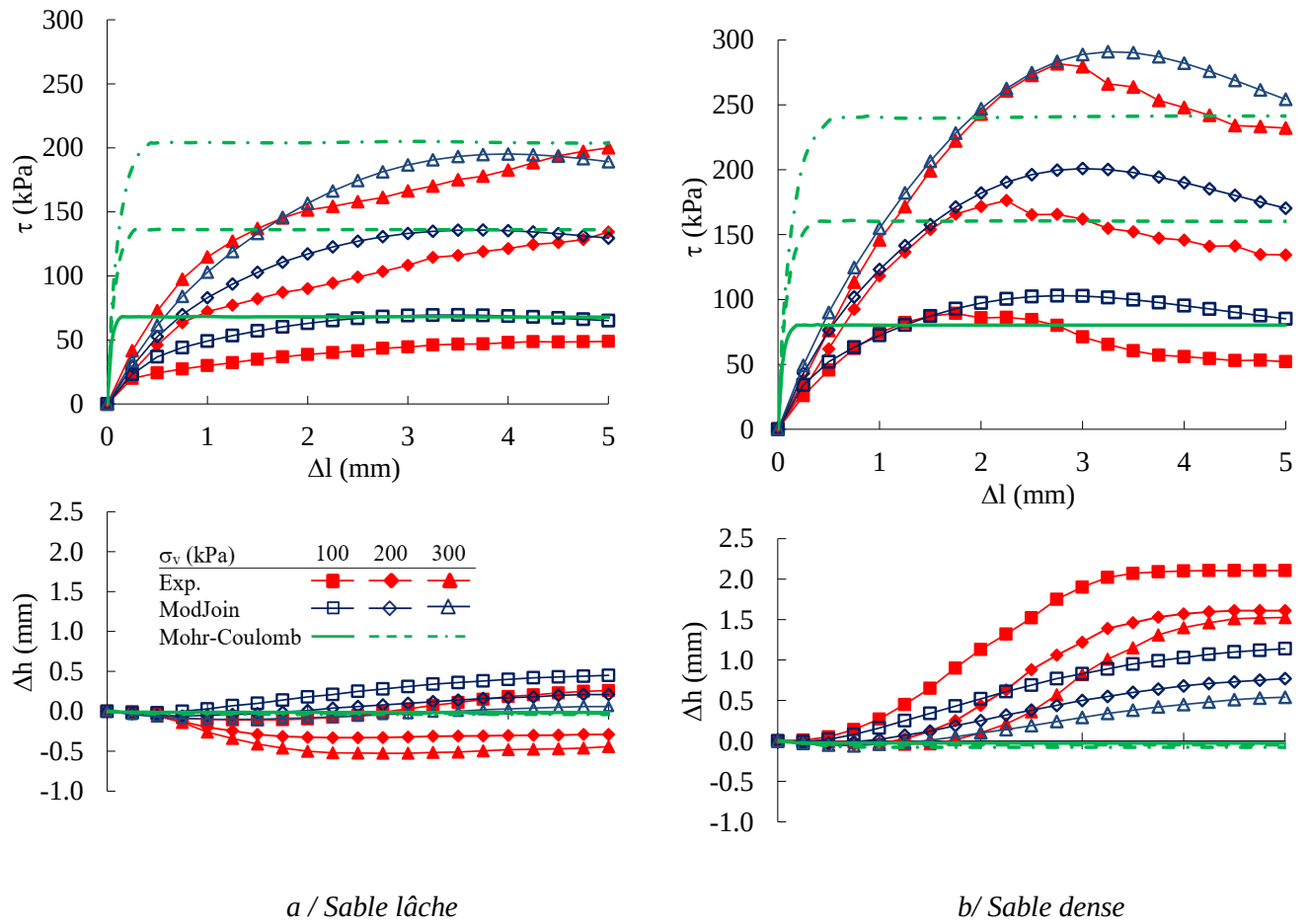


Figure 4.3 Comparaison des courbes de cisaillement expérimentales et numériques pour le sable seul.

4.2.2.2 Sable-plaque.

Les figures 4.4 et 4.5 présentent les résultats de simulation de l'essai de cisaillement direct pour les interfaces sable - plaque lisse et sable - plaque rugueuse, ainsi que les résultats expérimentaux correspondants. Comme dans le cas du sable, seul, ces courbes décrivant un comportement caractérisé par un accroissement de la résistance au cisaillement de l'interface (mobilisation du frottement par adhérence). Cette résistance au cisaillement de l'interface est suivie d'un pic plus ou moins prononcé pour le sable dense (correspondant à la résistance ultime) ou d'un palier pour le sable lâche (correspondant à la résistance résiduelle) résultant d'une rupture par manque d'adhérence.

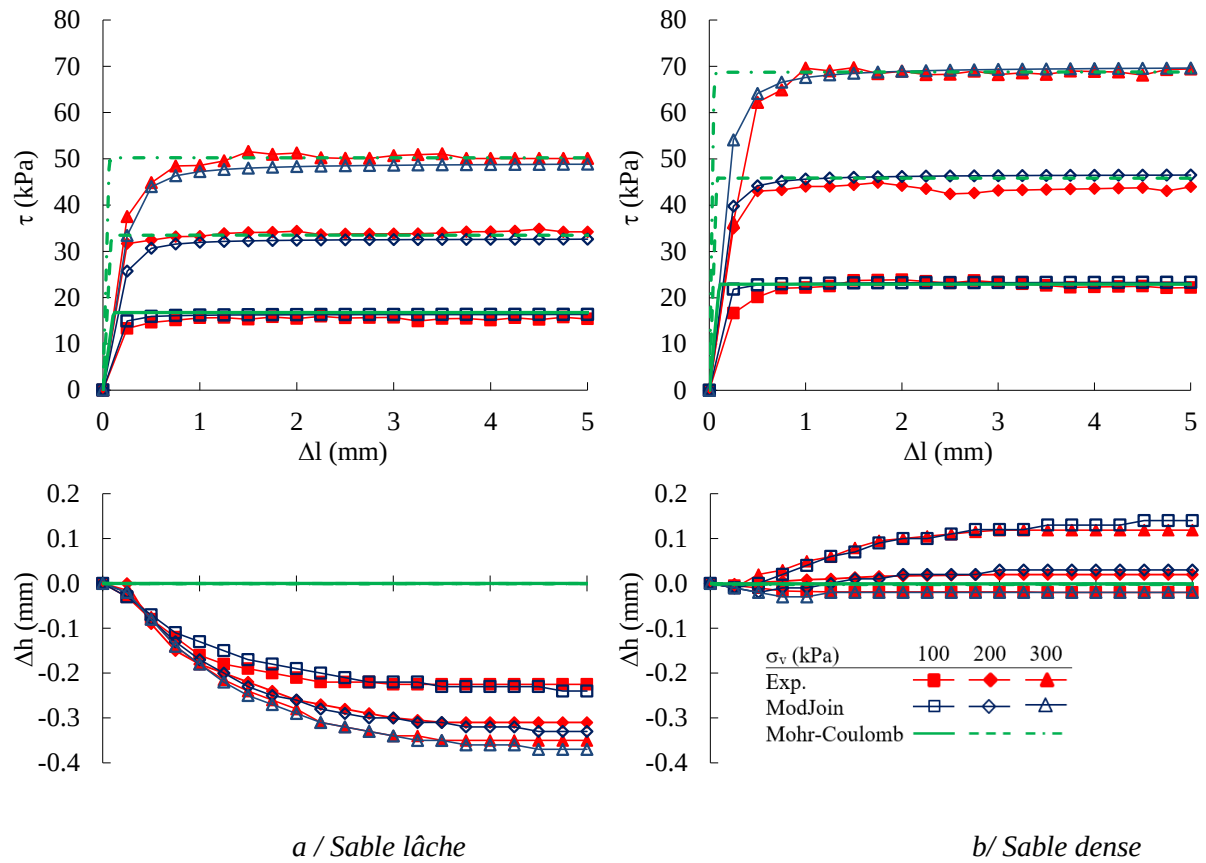


Figure 4.4 Comparaison des courbes de cisaillement expérimentales et numériques pour l'interface sable-plaque lisse.

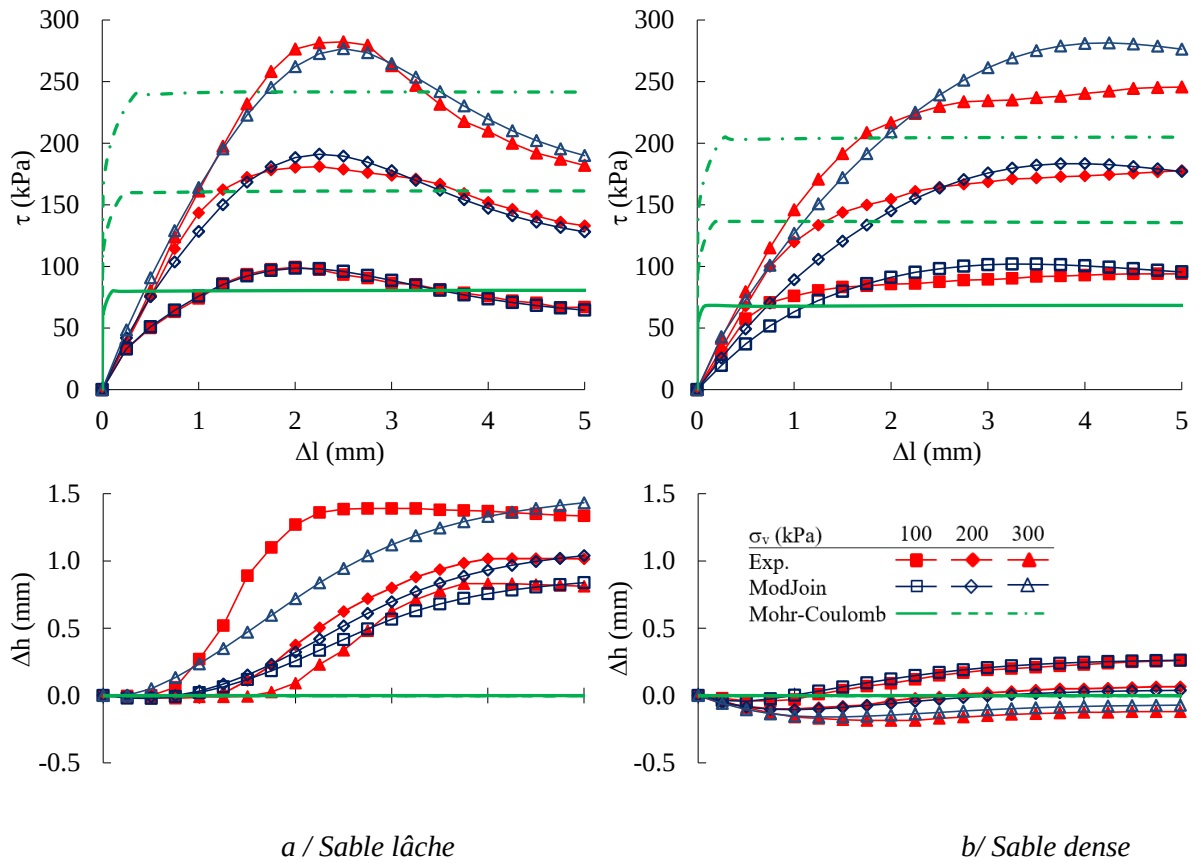


Figure 4.5 Comparaison des courbes de cisaillement expérimentales et numériques pour l'interface sable-plaque rugueuse.

Les courbes des deux figures précédentes montrent aussi que le comportement de l'interface sable-plaque est très influencé par la densité initiale du sable (dense ou lâche) :

- pour le sable dense, le comportement de l'interface est d'abord dilatant, puis devient radoucissant ;
- pour le sable lâche, le comportement de l'interface est contractant tout au long du cisaillement sans apparition de pic (la phase de dilatance est donc plus prononcée pour l'interface lisse et la phase de contractance est la plus dominante pour l'interface rugueuse).

Il peut être également noté que le taux de cisaillement diminue lorsque la contrainte de confinement augmente, mais la résistance au cisaillement à la rupture augmente. Ceci explique que l'accroissement de la contrainte de confinement s'accorde avec une meilleure adhérence entre le sable et la plaque d'acier. On peut en outre noter qu' il y a un bon, accord entre les résultats expérimentaux et numériques.

4.2.2.3 Analyse comparative des résultats expérimentaux et numériques

L'analyse comparative des résultats expérimentaux et numériques obtenus sur l'interface sable-acier sous cisaillement monotone appelle les remarques suivantes :

- la résistance au cisaillement ultime peut être définie par la contrainte de cisaillement à la rupture (valeur maximale) pour le sable dense et par la contrainte résiduelle (correspondant à l'asymptote) pour le sable lâche , aussi bien pour l'interface lisse que pour l'interface rugueuse ;
- la rugosité de l'interface influe positivement sur le comportement du matériau composite (sable-acier) et apparait par la mobilisation du frottement entre le sable et la plaque d'acier (c.à.d. amélioration de leur adhérence) ;
- le coefficient de frottement apparent sable-acier $\mu^* = \tau_{ult} / \sigma_n$, où τ_{ult} désigne la contrainte de cisaillement ultime et σ_n la contrainte normale , est plus élevé pour la plaque rugueuse que pour la plaque lisse , et davantage avec le sable dense qu'avec le sable lâche (figure 4.6) ;
- l'angle de frottement de l'interface sable-acier ϕ_{int} est plus élevé pour l'interface rugueuse que pour l'interface lisse, et davantage avec le sable dense qu'avec le sable lâche (figure 4.7). La même remarque peut être faite sur le facteur de forme R_{int} (figure 4.8) ;
- la valeur de $R_{int} > 1$ montrent que la plaque d'acier rugueuse fournit supplément de résistance, à la fois pour le sable lâche (où $\phi_{sable} = 38^\circ$) que pour le sable dense (où $\phi_{sable} = 43^\circ$).

Ce phénomène est apparemment, dû à l'enchevêtrement entre les grains du sable et les aspérités de l'interface (ou de celle de l'inclusion dans le cas du sol renforcé).

Il peut donc être conclu que l'interface rugueuse est plus avantageuse que l'interface lisse , et d'avantage avec le sable dense qu'avec le sable lâche.

On notera entre autre que les valeurs expérimentales et numériques du facteur de forme R_{int} et de l'angle de frottement ϕ_{int} de l'interface obtenus sont en bon accord. Ces valeurs semblent aussi sensiblement satisfaire la pratique française concernant le choix du rapport ϕ_{int} / ϕ_{sol} recommandé pour le calcul des ouvrages géotechniques renforcés (0 pour une interface lisse ; 1/3 pour une interface moyennement rugueuse et 2/3 pour une interface rugueuse).

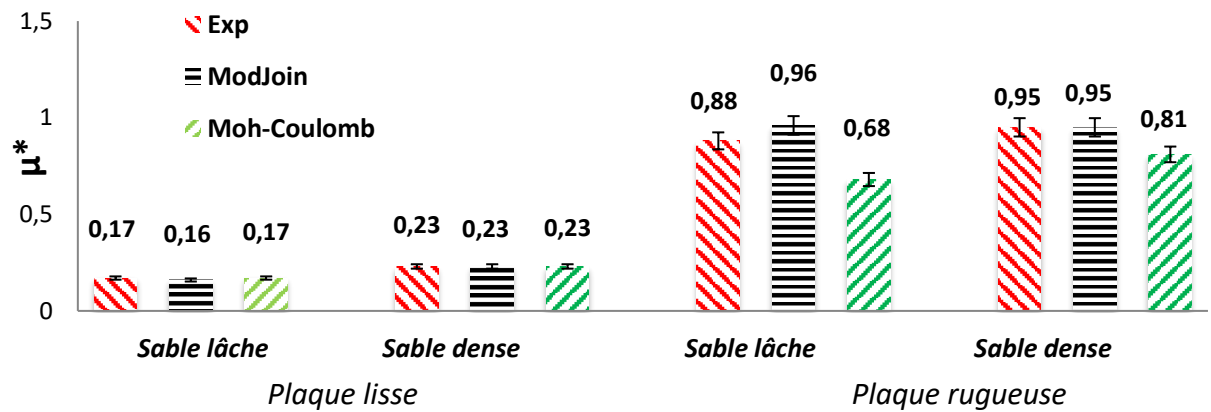


Figure.4.6 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques du coefficient de frottement apparent

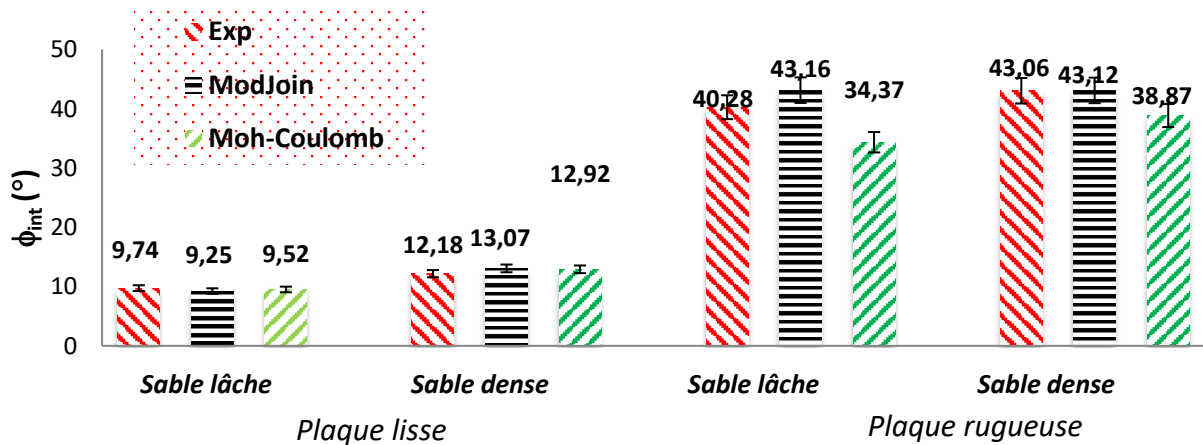


Figure.4.7 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques de l'angle de frottement de l'interface

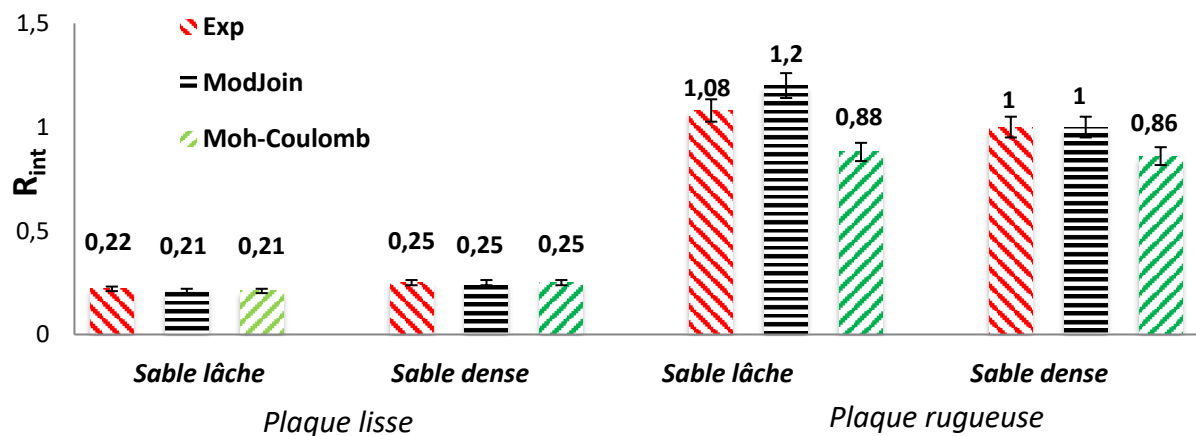


Figure.4.8 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques du facteur de forme de l'interface

Les remarques précédentes semblent être en bon accord avec celles faites sur les résultats d'essais d'arrachement pour différentes formes de rugosité de quelques éléments de terre armée sous chargement monotone (Khemissa et al ,2004 ; Khemissa et al , 2015).

4.2.3 Analyse paramétrique

La fiabilité d'un modèle de comportement dépend, entre autres de la sensibilité des résultats des calculs aux paramètres que le composent. Dans le cas présent, les résultats de calcul s'expriment en termes de résistance au cisaillement et de déformation normale correspondante, ainsi que de leur évolution au cours de cisaillement. Pour se faire, on fait varier un paramètre de $\pm 25\%$ de sa valeur de référence pendant que les autres paramètres sont maintenus à leurs valeurs de référence ; les valeurs de référence étant choisies représentées un matériau moyennement dense avec une interface moyennement rugueuse ; les tableaux 4-2 et 4-3 donnent les valeurs de référence retenue pour chacun des deux, modèles de comportement.

Tableau : 4.8 valeurs de référence retenues pour les paramètres du modèle ModJoint

Paramètres	c (kPa)	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	Ko(kPa)	Go(kPa)	Ro	α	β	A	B	Ag
Valeurs	0.1	40	10	300	150	0.2	0.2	0.7	0.5	0.8	0.5

Tableau : 4.9 valeurs de référence retenues pour les paramètres du modèle Mohr-Coulomb

Paramètres	E(MPa)	ν	c (kPa)	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	R_{int}
Valeurs	300	0.3	0.1	40	10	0.5

Les figures 4-9 à 412 présentent l'évolution des indices de variation I_{τ} et I_s de la contrainte de cisaillement maximale et du tassement correspond en fonction de chacun des paramètres des deux modèles Mohr-Coulomb et ModJoin, tels que :

$$I_{\tau} = \frac{\tau_{\max} - \tau_{\text{ref}}}{\tau_{\text{ref}}} \times 100 \%$$

$$I_s = \frac{S_{\max} - S_{\text{ref}}}{S_{\text{ref}}} \times 100 \%$$

Où τ désigne la contrainte de cisaillement ($\tau_{\max}$ et τ_{ref} étant ses valeurs maximales et de référence) et S le tassement (déplacement vertical) correspondant ; ($S_{\max}$ et S_{ref} étant ses valeurs maximales et de référence)

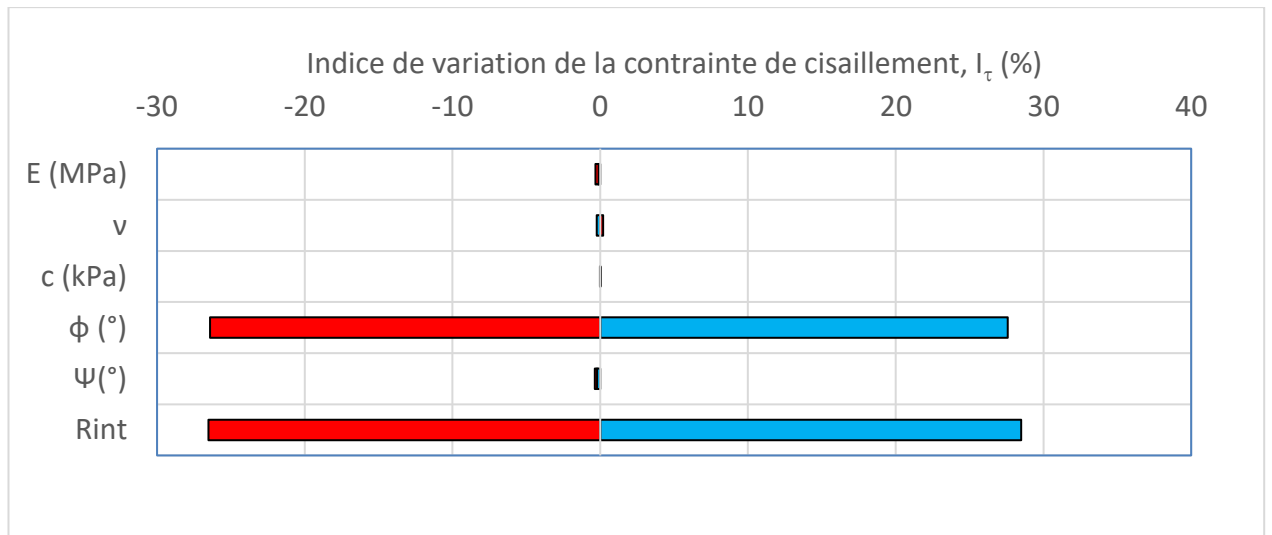


Figure 4.9 Influence des paramètres du modèle Mohr-Coulomb de la résistance au cisaillement

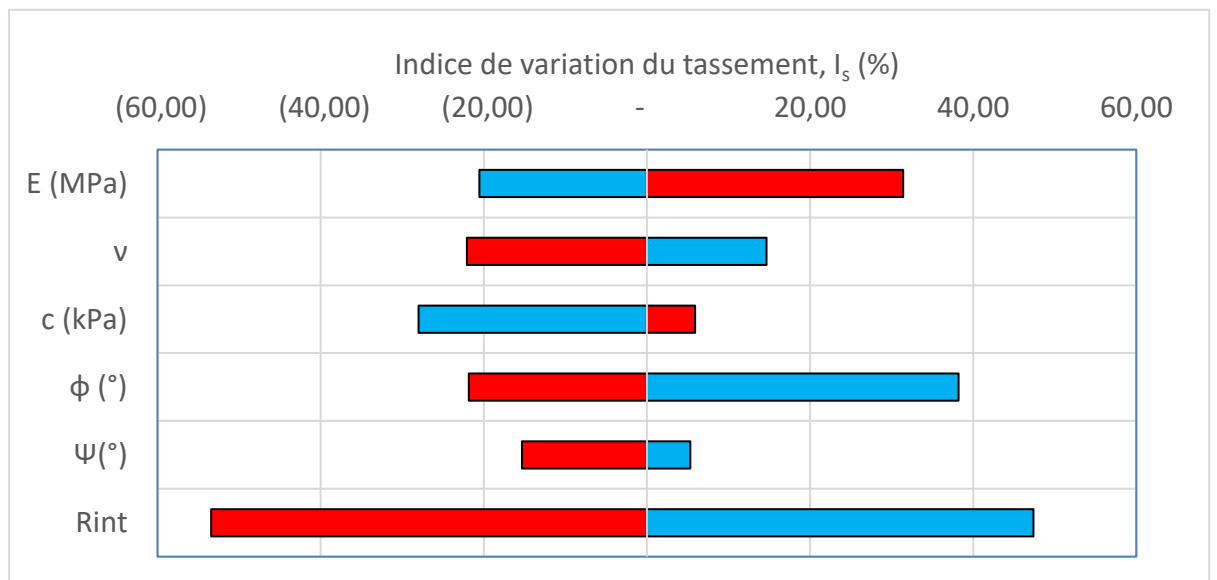


Figure 4.10 Influence des paramètres du modèle Mohr-Coulomb sur le tassement (déplacement)

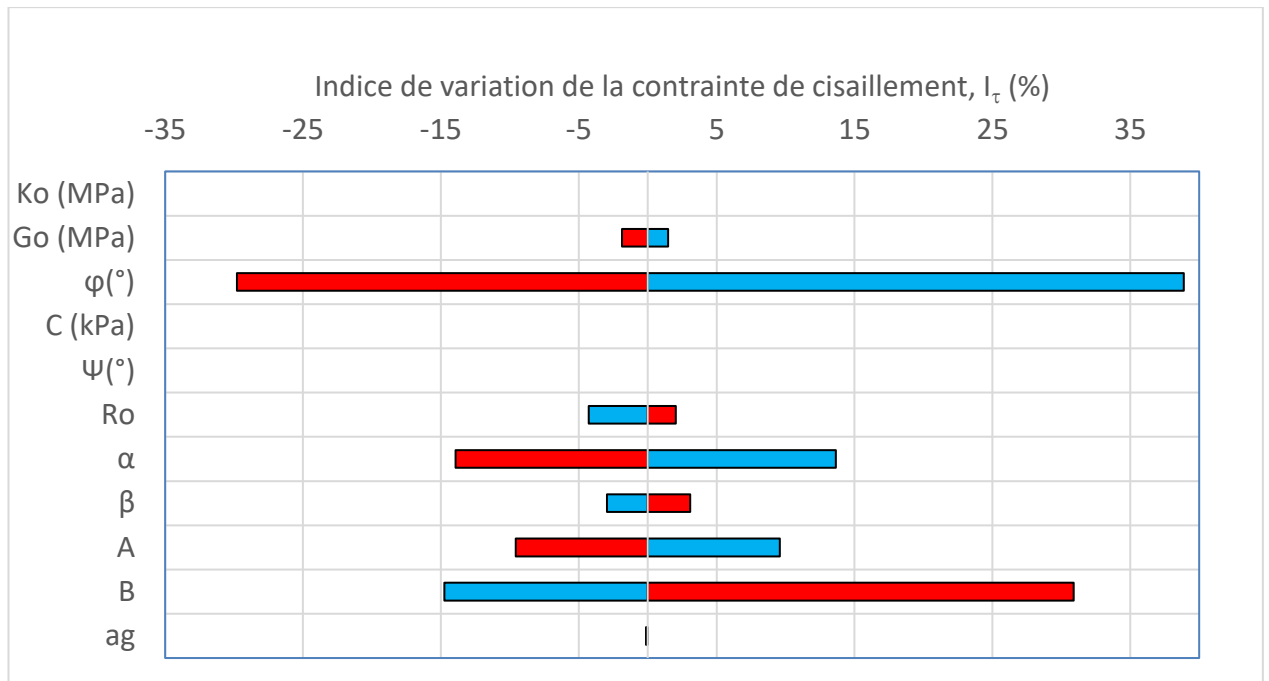


Figure 4.11 Influence des paramètres du modèle ModJoin de la résistance au cisaillement

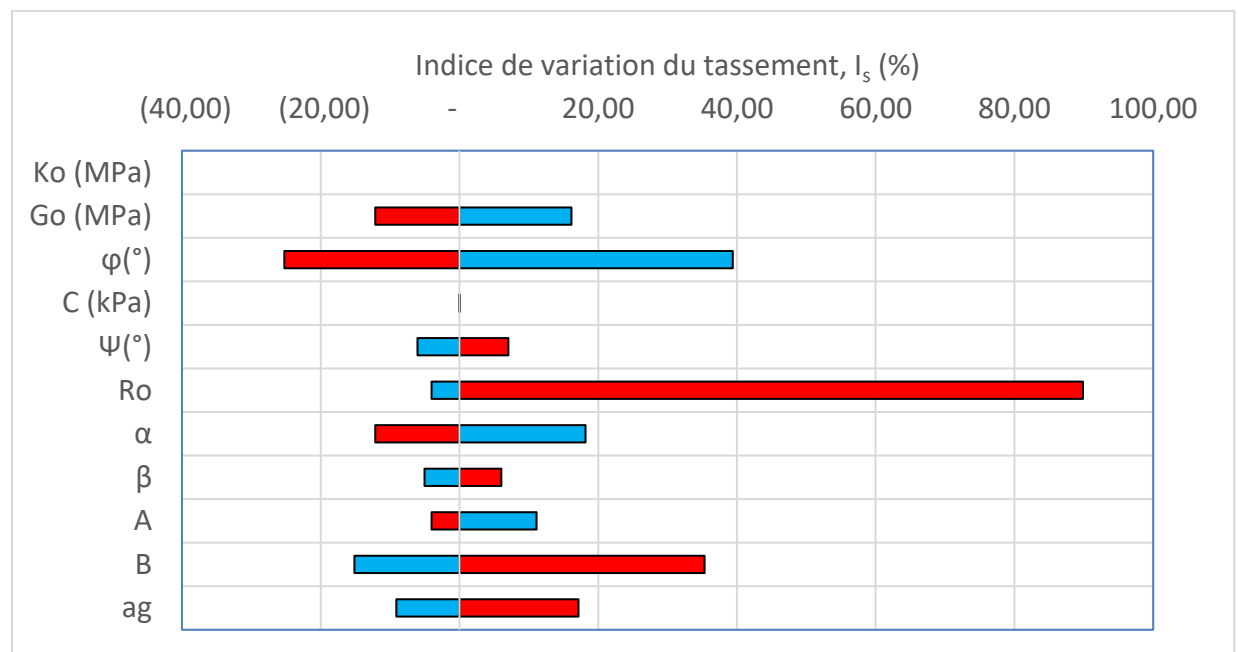


Figure 4.12 Influence des paramètres du modèle ModJoin sur le tassement (déplacement)

Ces courbes appellent les remarques suivantes :

a) Cas du modèle Mohr-Coulomb :

- E : la variation du module d'élasticité conduit à une variation faible de la contrainte de cisaillement. Alors que l'influence de ce paramètre est plus importante pour le coefficient d'amortissement
- ν : l'augmentation du coefficient de Poisson conduit à une diminution de la contrainte de cisaillement, et du déplacement normal.
- C : l'augmentation de la cohésion conduit à une augmentation de la contrainte de cisaillement. La cohésion joue un rôle principal dans la stabilité des sols, c'est à dire l'influence de ce paramètre est devient plus importante lorsque ses valeurs deviennent plus faibles.
- ϕ : la variation de l'angle de frottement a une influence très importante sur la variation de contrainte de cisaillement et du déplacement normal, donc le modèle est très sensible à la variation de l'angle de frottement.
- ψ : l'augmentation de l'angle de dilatance conduit à une augmentation quasi-négligeable de la contrainte de cisaillement. L'influence de ce paramètre est plus importante dans le cas du déplacement normal.
- R_{int} : la variation du facteur de réduction à une influence très importante sur la variation de contrainte de cisaillement et du déplacement normal, donc le modèle est très sensible à la variation de R_{int} .

b) Cas du modèle ModJoin :

- C : la variation de la cohésion n'a aucun effet sur l'évolution de la contrainte de cisaillement ni sur l'évolution du déplacement normal.
- ϕ : l'augmentation de l'angle de frottement engendre une augmentation importante de la contrainte de cisaillement et l'évolution du déplacement normal.
- ψ : l'augmentation de l'angle de frottement engendre une diminution du déplacement normal , par contre la variation de l'angle de dilatance n'a pas d'influence sur la contrainte cisaillement
- K_o : la variation du module K_o n'a aucun effet sur l'évolution de la contrainte de cisaillement, ni sur l'évolution du déplacement.
- G_o : On constate que ce paramètre affecte la phase post-pic. En effet, son augmentation diminue le niveau du déplacement relatif tangentiel correspondant au pic. Concernant le déplacement normal, l'augmentation de K_o engendre l'augmentation du déplacement normale

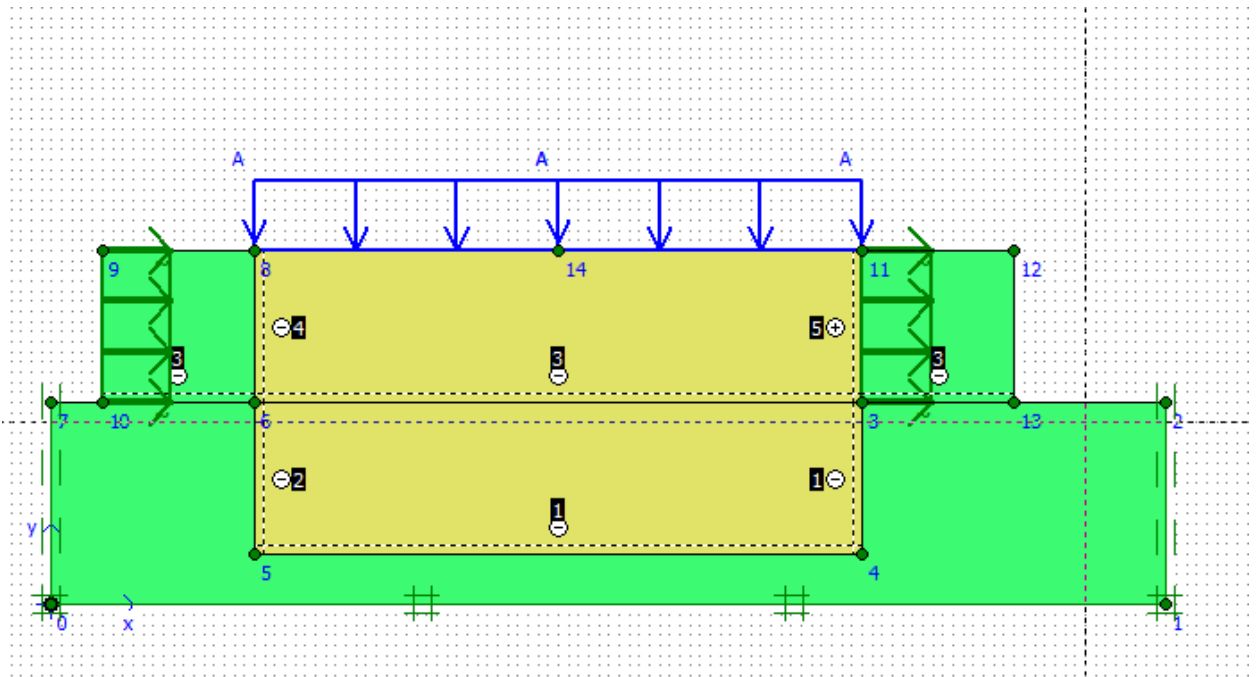
- R_o : l'augmentation du paramètre R_o engendre une diminution de la contrainte cisaillement et une diminution moins importante du déplacement normal.
- α : On constate qu'un accroissement de ce paramètre affecte essentiellement la valeur de la contrainte de cisaillement au pic.
- β : On note que ce paramètre influence la raideur de la phase pré pic. Celle-ci décroît avec l'augmentation de β .
- A : On note que son augmentation provoque un accroissement de la contrainte de cisaillement au niveau du pic. Ceci affecte l'évolution du déplacement normal par une amplification du domaine de dilatance.
- B : On constate que ce paramètre affecte la phase post-pic. En effet, son augmentation réduit le taux du radoucissement et diminue le niveau du déplacement relatif tangentiel correspondant au pic.
- Ag : On note qu'il n'y a pas d'influence sur la courbe d'évolution de la contrainte normale. Son accroissement accélère la stabilisation du déplacement normal.

Ces résultats confirment donc l'influence des paramètres de chacun des deux modèles sur le comportement du sable, de la plaque métallique et de leur interface. Ainsi, il est important de définir avec soin les valeurs appropriées de ces paramètres à partir des données expérimentales correspondantes.

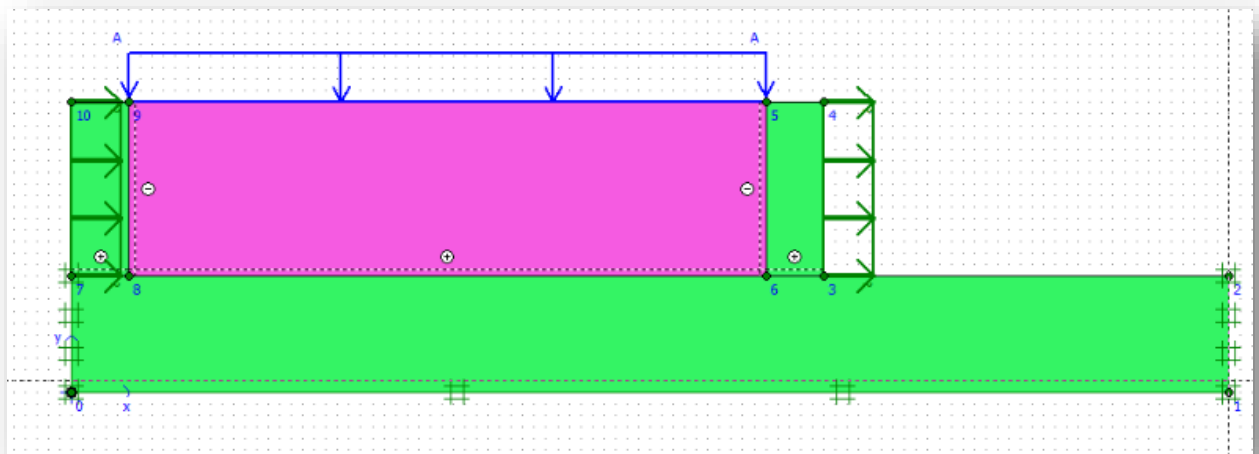
4.3 Cas du cisaillement cyclique

4.3.1 Données et mise en œuvre des calculs

Les calculs ont été effectués avec le logiciel PLAXIS-2D. Ils ont nécessité la définition du modèle représenté sur la figure 4.13, le modèle simule une boîte de cisaillement similaire à celle utilisée dans l'étude expérimentale. Il est composé de deux demi-boîtes, l'une supérieure mobile et l'autre inférieure fixe. Il est confiné à sa partie supérieure libre (charge répartie A) et soumis à un déplacement appliqué sur ses deux côtés latéraux (déplacement prescrit B) lui permettant de glisser dans un sens comme dans un autre sur une course prédéfini sur un plan fixe simulant l'interface sable-sable (dans le cas d'un cisaillement du sable seul) ou sable-plaque (dans le cas d'un cisaillement à l'interface du sable et de la plaque). Les conditions aux limites sont choisies par défaut (déplacement horizontaux et verticaux bloqués à la base du modèle et déplacement horizontal bloqué sur ces côtés latéraux).



a/ Modèle (sable-sable)



b/ Modèle sable-plaque métallique rigide

Figure. 4.13 Modèle géométrique considéré pour l'essai de cisaillement direct cyclique

Les tableaux 4.8 à 4.10 donnent les valeurs des paramètres de calcul pour le sable, la plaque et leur interface. Notons que le modèle de comportement des matériaux retenu est de type Mohr-Coulomb. En plus des propriétés de cisaillement cyclique du sable de dunes utilisées, les calculs permettent de déterminer les propriétés d'interface correspondant aux deux types de rugosité (interface lisse ou rugueuse) retenue selon l'état de compacité considéré du sable (lâche ou dense).

Tableau. 4.10 Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sable-sable

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	
Poids volumique sec	γ_d	15	17	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	250	500	Mpa
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	ϕ	38	43	°
Angle de dilatation	ψ	8	13	°
Facteur de de forme	R_{inter}	0.90	0.90	-

Tableau. 4.11 Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sable-plaque lisse

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	
Poids volumique sec	γ_d	15	17	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	250	500	Mpa
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	ϕ	38	43	°
Angle de dilataance	ψ	8	13	°
Facteur de forme	R_{inter}	0.3	0.3	-

Tableau. 4.12 Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sable-plaque rugueuse

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	
Poids volumique sec	γ_d	15	17	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	250	500	Mpa
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	c_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	ϕ	38	43	°
Angle de dilatance	ψ	8	13	°
Facteur de forme	R_{inter}	0.9	0.9	-

Tableau. 4.13 propriétés de la plaque métallique.

Paramètre	Nom	structure	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$7.5 * 10^9$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	$1.0 * 10^9$	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	d_{eq}	1.265	m
Poids	w	10.0	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0.2	-

Une étude paramétrique est présentée ci-après pour montrer l'influence du modèle Mohr Coulomb et des hypothèses de calcul (course, contrainte de confinement et nombre de cycles) sur les résultats des calculs.

Après génération du maillage et initialisation des contraintes (procédure Ko), les calculs comportent deux phases successives :

- une phase de mise en application de la contrainte normale de confinement considérée $\sigma_n = 100$ kPa ;
- une phase de cisaillement cyclique caractérisée par l'application d'un déplacement prescrit à la demi-boîte supérieure mobile. Le déplacement prescrit s'effectue de manière alternée sur une course fixée à $\lambda \leq +3.5$ mm dont la loi de variation est présentée sur la figure 4.14 pendant un certain nombre de cycles N_{cyc} fixé (1, 10 ou 20 cycles) identiques à ceux adoptés dans l'étude expérimentale.

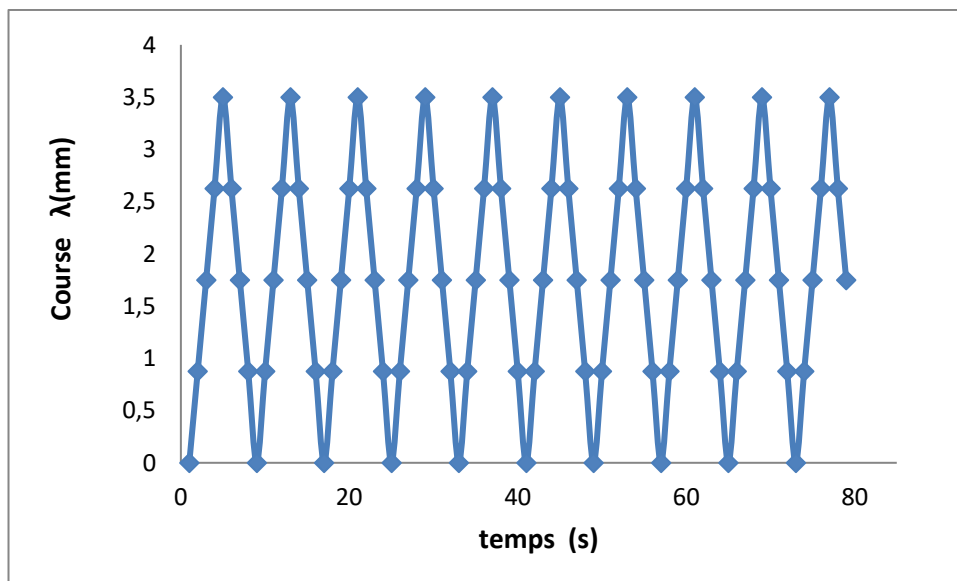


Figure. 4.14 Loi de variation du déplacement cyclique

La figure 4.15 présente le maillage déformé durant les phases de confinement et de cisaillement du modèle de sable supposé dense après 1 et 10 cycles de cisaillement alterné.

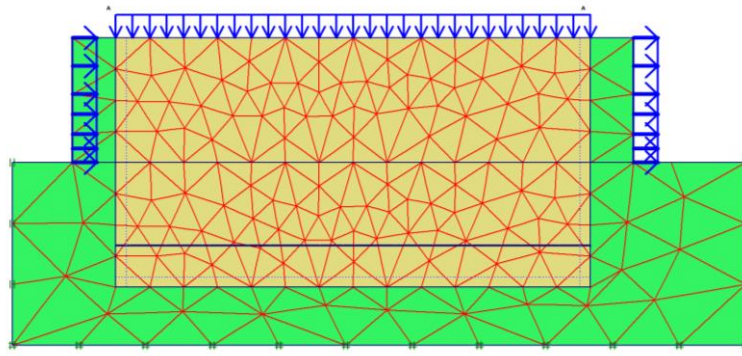
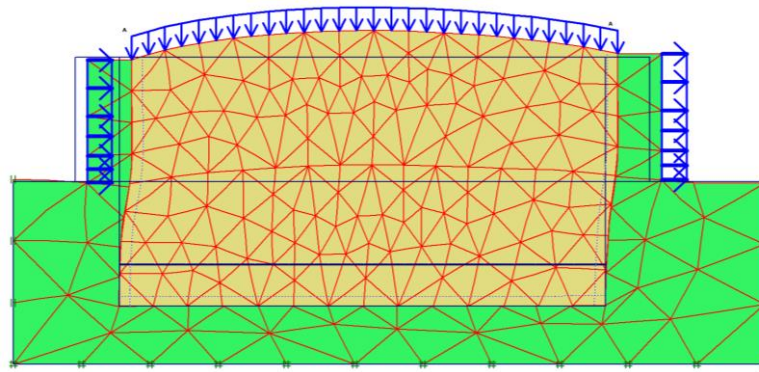
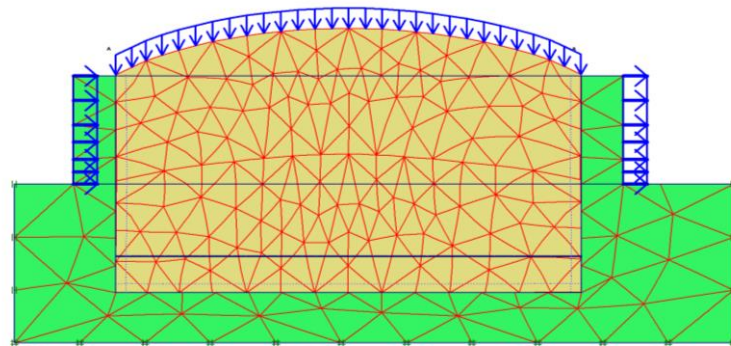


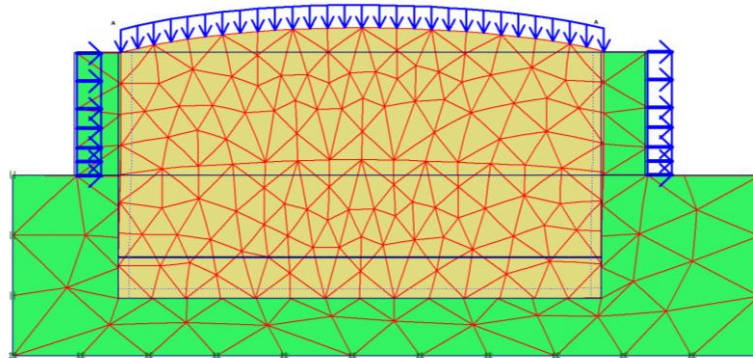
Figure. 4-15 a/ Maillage déformé durant la phase de confinement



b1/ 1 cycle



b2/ 10 cycles



b3/ 20 cycles

Figure. 4-15 b/ Maillage déformé durant la phase de cisaillement

4.3.2 Résultats des calculs et discussion

On présente et discute ci-après les principaux résultats de simulation des essais d'interface effectuée puis on détermine les paramètres influençant le comportement de cisaillement cyclique de l'interface ($\beta_{\max}$, $G_{\max}$) qu'on compare aux résultats expérimentaux.

4.3.2.1 Sable- sable

Les figures 4-16 et 4-17 illustrent la simulation des essais cycliques réalisés à contrainte normale constante dans le cas du sable lâche et du sable dense respectivement. On constate que le modèle décrit moyennement l'évolution de la contrainte de cisaillement. Il reproduit bien le module initial, mais concernant l'évolution de l'érouissage cyclique, on remarque que la contrainte de cisaillement est constante au cours des cycles.

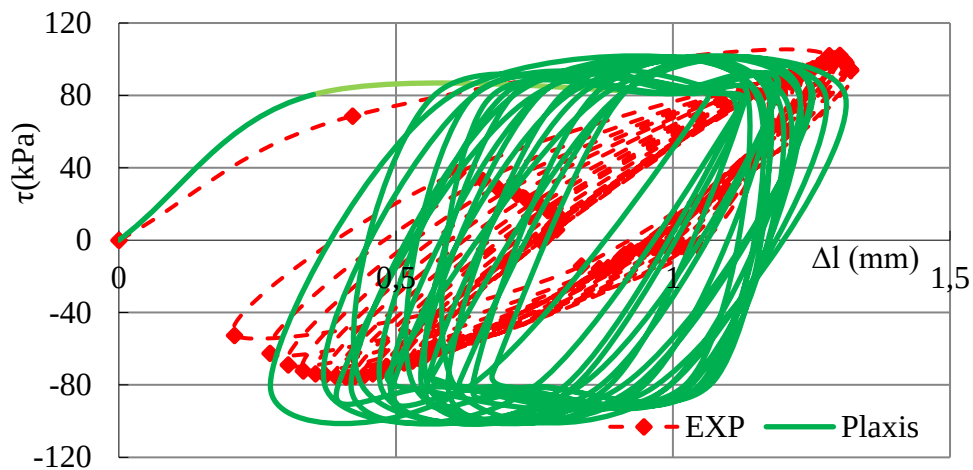


Figure .4.16 Simulation des essais à contrainte normale constante pour le Sable lâche

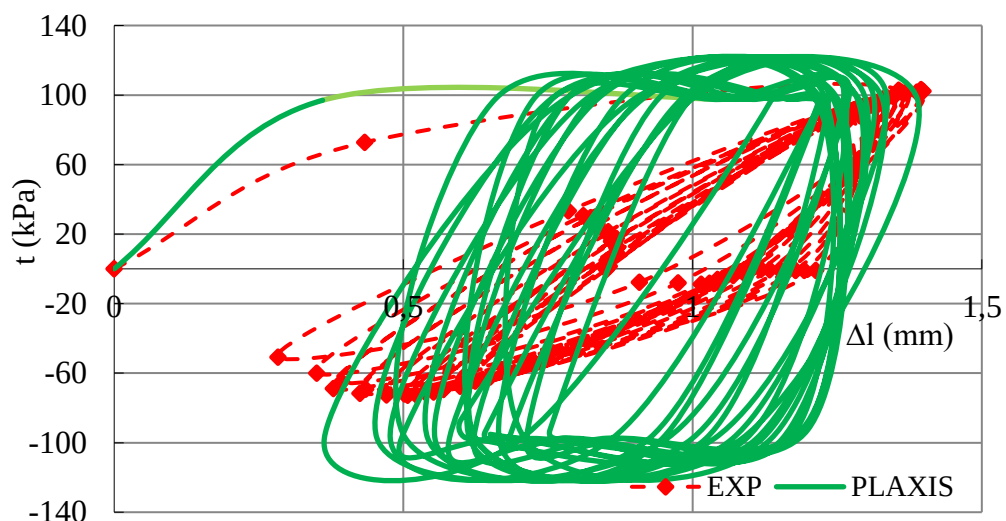


Figure .4.17 Simulation des essais à contrainte normale constante pour le sable dense

4.3.2.2 Sable - plaque :

Les figures 4.18 à 4.21 illustrent la simulation des essais cycliques réalisés à contrainte normale constante dans le cas des essais sable-plaque, pour les deux compacités sable lâche et sable dense et les deux états de rugosité lisse et rugueuse. On constate que le modèle décrit moyennement l'évolution de la contrainte de cisaillement. Il reproduit bien le module initial, mais concernant l'évolution de l'érouissage cyclique, on remarque que la contrainte de cisaillement est constante au cours des cycles.

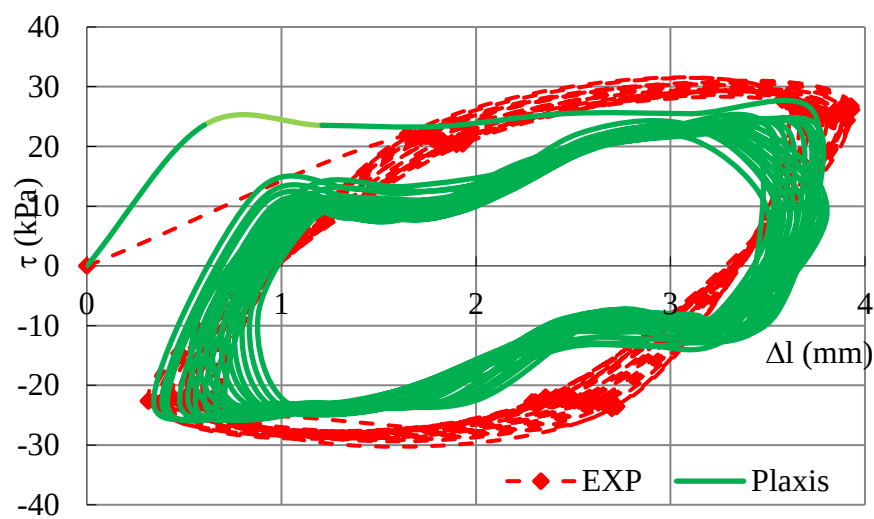


Figure .4.18 Simulation des essais à contrainte normale constante, pour l'interface sable lâche -plaque lisse

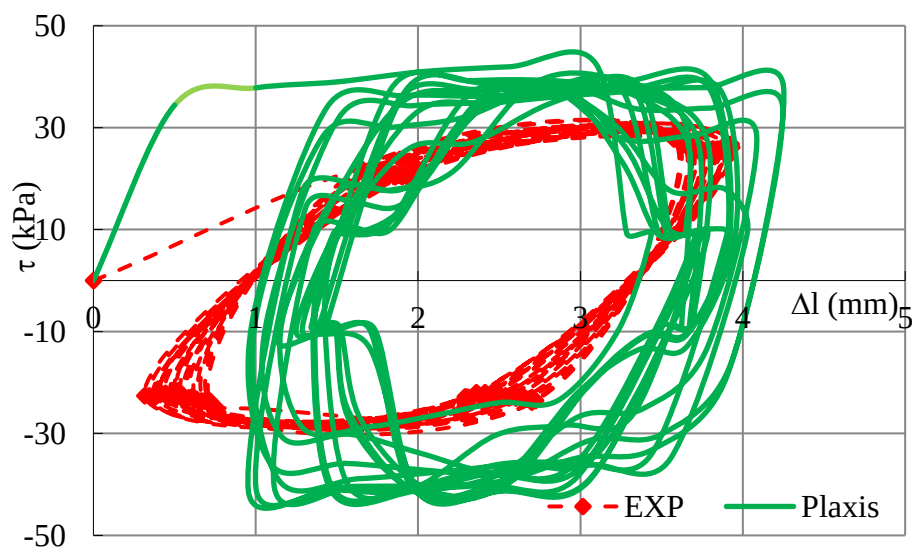


Figure .4.19 Simulation des essais à contrainte normale constante, pour l'interface sable dense -plaque lisse

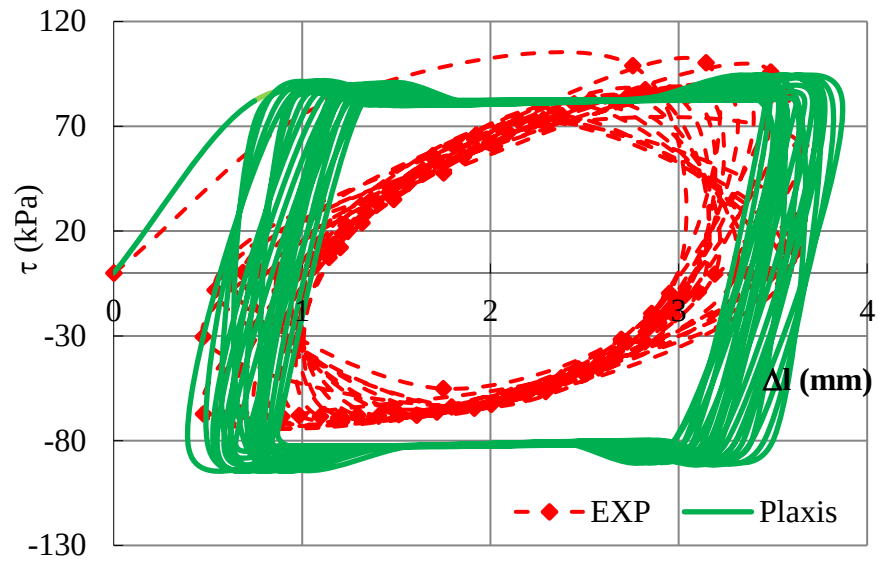


Figure .4.20 Simulation des essais à contrainte normale constante, pour l'interface sable lâche -plaque rugueuse

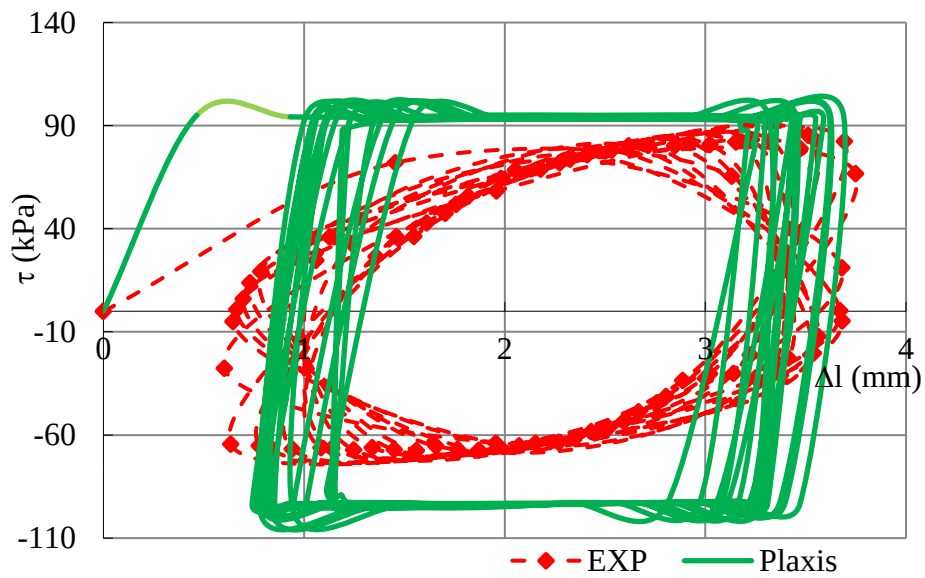


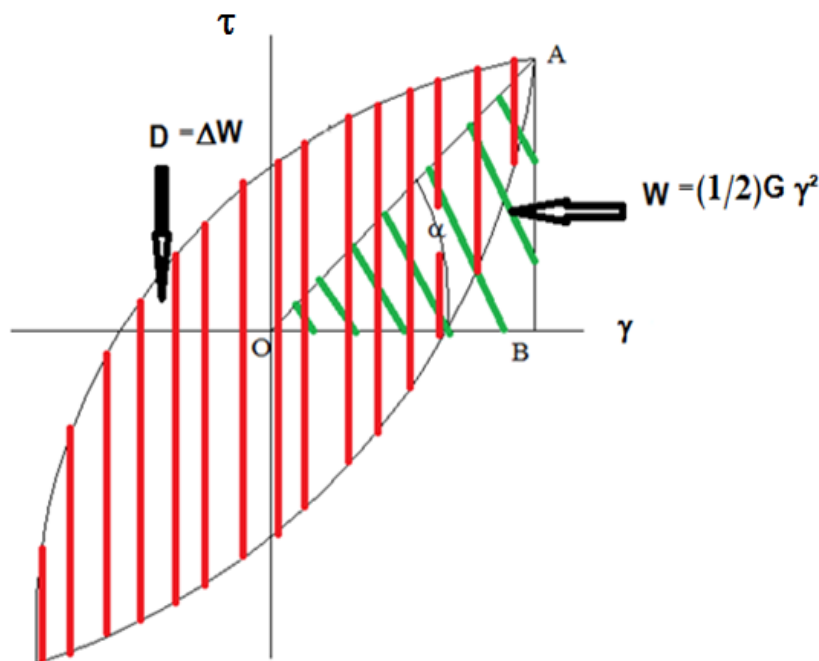
Figure .4.21 Simulation des essais à contrainte normale constante, pour l'interface sable dense - plaque rugueuse

4.3.2.3 Caractéristiques du comportement cyclique :

Après la comparaison graphique de l'évolution de la contrainte de cisaillement cyclique, on présente ci-après la comparaison des paramètres influençant le comportement au cisaillement cyclique de l'interface sol-structure dans le cas sable-sable ou bien sable-plaque, ces paramètres sont :

- le module de cisaillement maximal $G_{\max}$,
- le coefficient d'amortissement maximal $\beta_{\max}$,

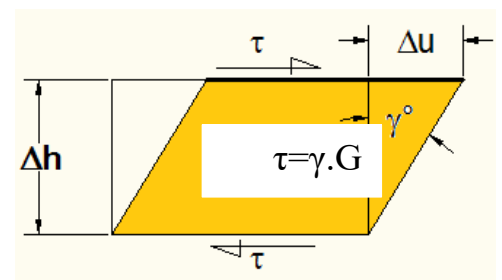
définis ci-après.



$$\beta = \left(\frac{1 * (\text{aire de la boucle})}{4\pi * (\text{aire OAB})} \right)$$

$$G = t g \alpha$$

Où $\gamma = \Delta u / \Delta h$ désigne la distorsion



$$\tau = G \cdot \gamma$$

Les figures 4.22 et 4.23 présentent les valeurs expérimentales et numériques du module de cisaillement $G_{\max}$ et du coefficient d'amortissement $\beta_{\max}$ pour l'amplitude $\lambda \leq +1.5\text{mm}$. On observe que les résultats obtenus expérimentalement sont plus élevés que les résultats obtenus numériquement sauf dans le cas du sable-sable pour $\beta_{\max}$ ou on remarque que les résultats obtenus numériquement sont plus élevés.

Figure 4.22 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques du module de cisaillement maximal

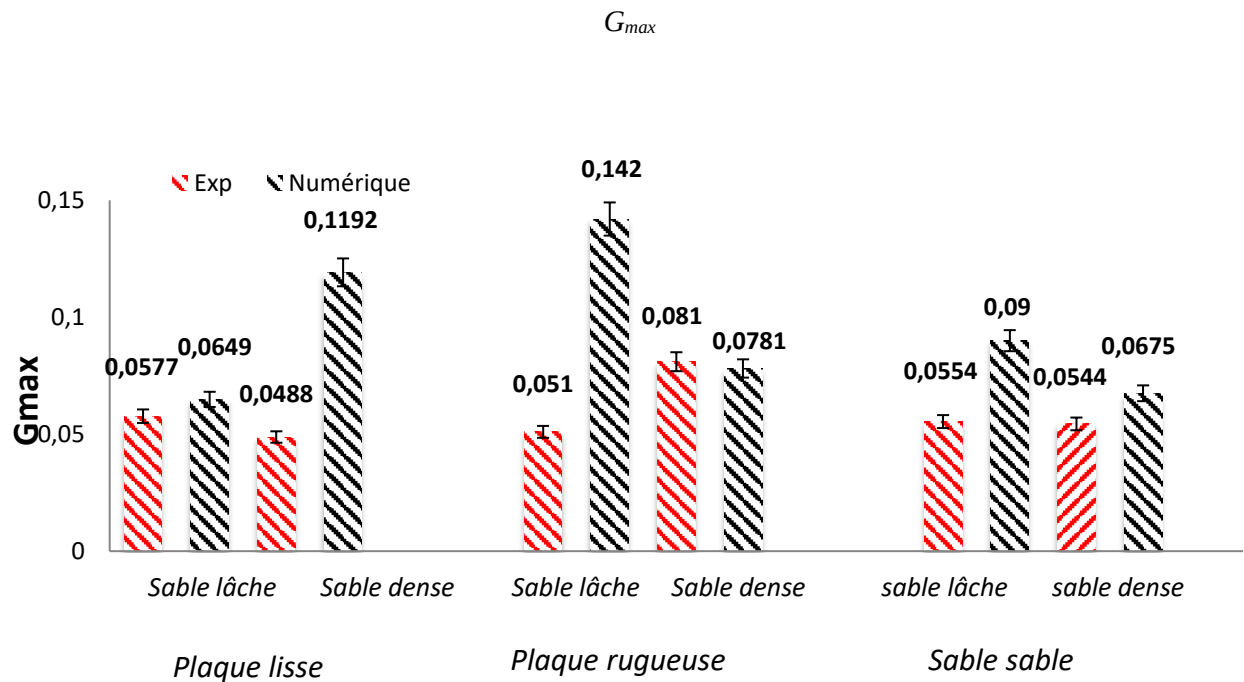
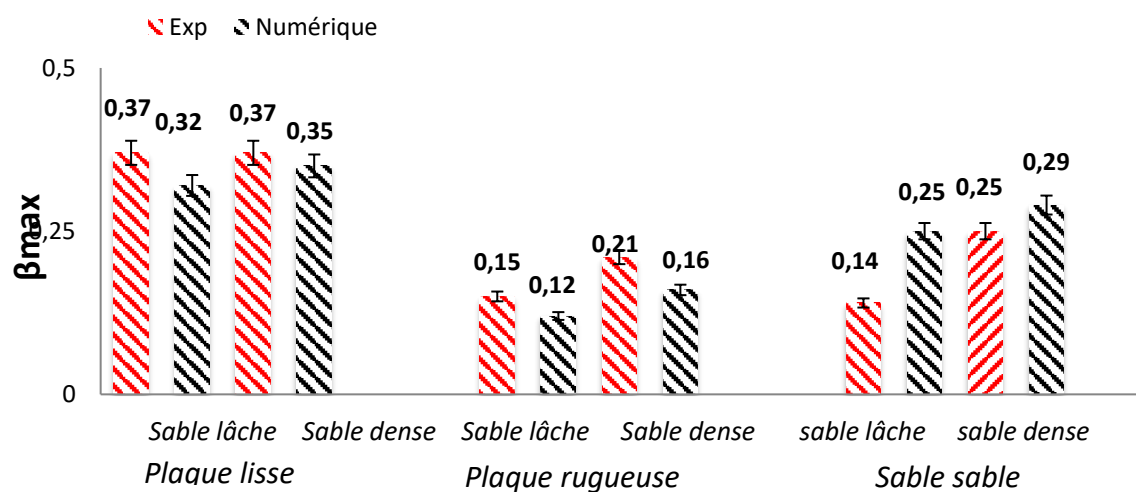


Figure 4.23 Comparaison des valeurs expérimentales et numériques du coefficient d'amortissement maximal $\beta_{\max}$



4.3.3 Analyse paramétrique

a/ Effets des paramètres du modèle

Pour étudier l'influence des paramètres du modèle sur le module de cisaillement maximal $G_{\max}$ et le coefficient d'amortissement maximal $\beta_{\max}$, une étude paramétrique est faite, on fait varier un paramètre de $\pm 25\%$ de sa valeur de référence pendant que les autres paramètres sont maintenus à leurs valeurs de référence ; les valeurs de référence choisies représentent le sable dense dans le cas du cisaillement sable-sable ; le tableau 4.3 donne les valeurs de référence retenus pour le modèle de comportement Mohr-Coulomb.

Tableau : 4.14 valeurs de référence retenues pour les paramètres du modèle Mohr-Coulomb

Paramètres	E(MPa)	ν	C	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	R_{int}
Valeurs	500	0.3	0.1	43	13	0.9

Les figures 4.24 et 4.25 présentent l'évolution des indices de variation I_G et I_{β} du module de cisaillement maximal $G_{\max}$ et du coefficient d'amortissement maximal $\beta_{\max}$ correspond en fonction de chacun des paramètres du modèle Mohr-Coulomb tels que :

$$I_G = \frac{G_{\max} - G_{\text{ref}}}{G_{\text{ref}}} \times 100(\%)$$

$$I_{\beta} = \frac{\beta_{\max} - \beta_{\text{ref}}}{\beta_{\text{ref}}} \times 100(\%)$$

Où G désigne module de cisaillement ; ($G_{\max}$ et G_{ref} étant ses valeurs pour $\pm 25\%$ et de référence) et β le coefficient d'amortissement maximal ; ($\beta_{\max}$ et β_{ref} étant les valeurs pour $\pm 25\%$ et de référence)

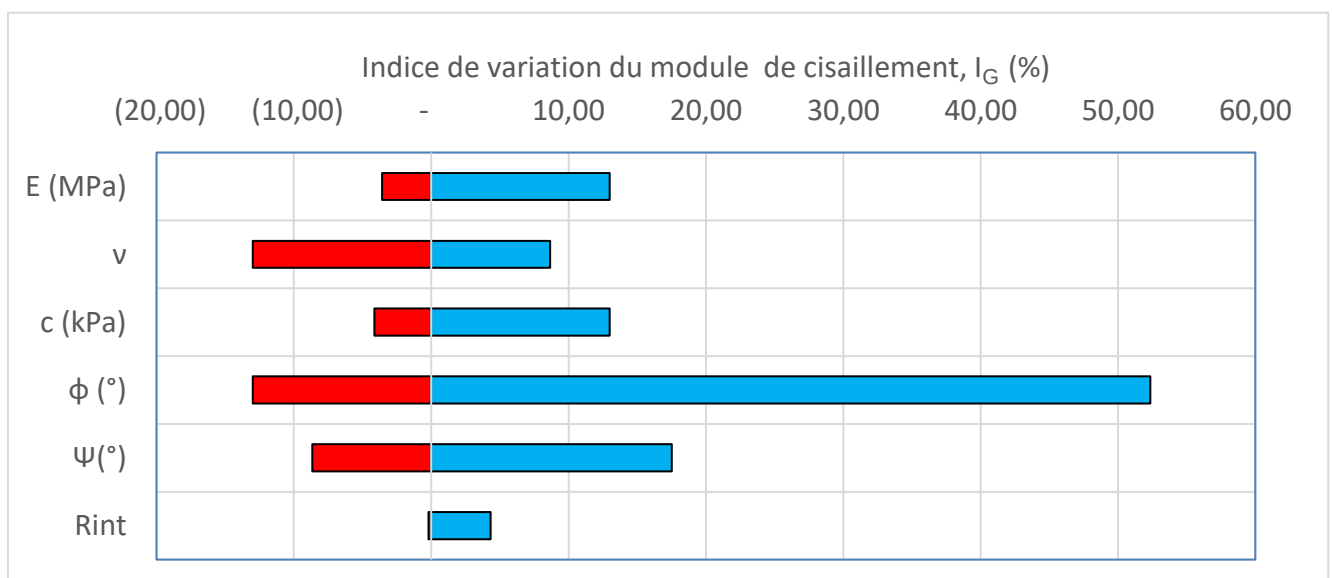
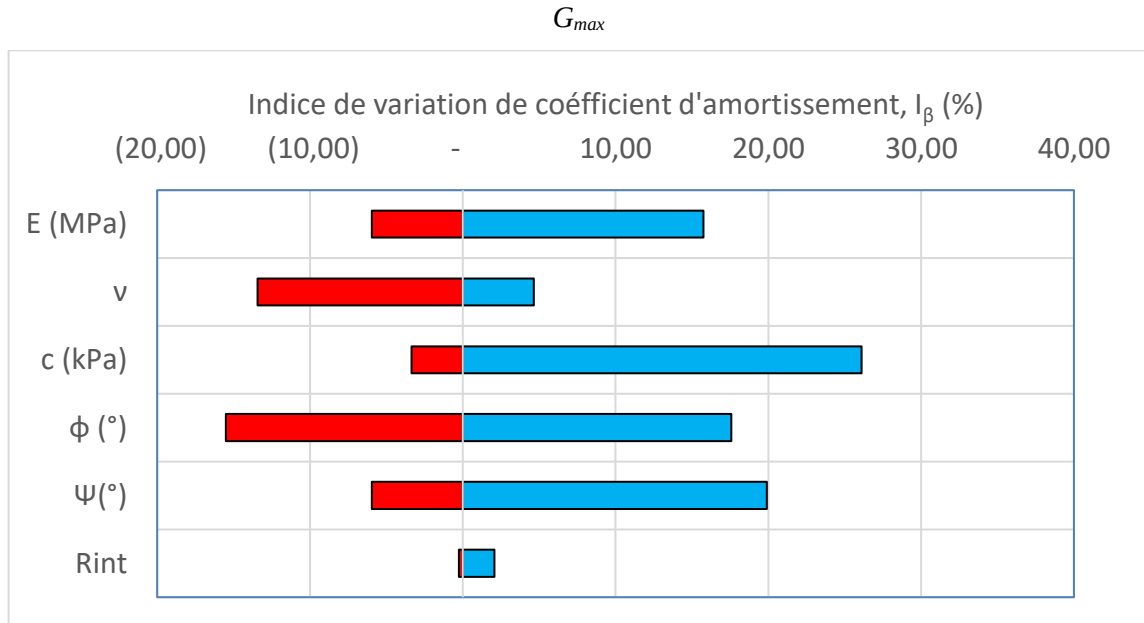


Figure 4.24 Influence des paramètres du modèle Mohr-Coulomb sur le module de cisaillement maximal

Figure 4.25 Influence des paramètres du modèle Mohr-Coulomb sur le coefficient d'amortissement maximal β_{max}

Ces courbes appellent les remarques suivantes :

- E : la variation du module d'élasticité conduit à une variation du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement
- ν : la variation du coefficient de Poisson conduit à une diminution du module de cisaillement, et du coefficient d'amortissement.
- C : l'augmentation de la cohésion conduit à une augmentation du module de cisaillement, L'influence de ce paramètre est plus importante dans le cas du coefficient d'amortissement.
- ϕ : la variation de l'angle de frottement a une influence très importante sur la variation du module de cisaillement, et du coefficient d'amortissement, donc le modèle est très sensible à la variation de l'angle de frottement .
- ψ : l'augmentation de l'angle de dilatance conduit à une augmentation du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement.
- R_{int} : la variation du facteur de réduction à une influence quasi-négligeable sur la variation de contrainte de cisaillement et du coefficient d'amortissement.

b/ Effets du contrainte de confinement, de l'amplitude et de nombre de cycle sur les boucles d'hystérésis.

La figure 4.26 présente l'influence du contrainte de confinement, sur les boucles d'hystérésis. On remarque que la forme des boucles d'hystérésis est très influencée par la contrainte de confinement et que les boucles d'hystérésis agrandissent avec l'augmentation de la contrainte de confinement et on remarque aussi qu'à partir du premier cycle la variation de la forme des boucles est constante.

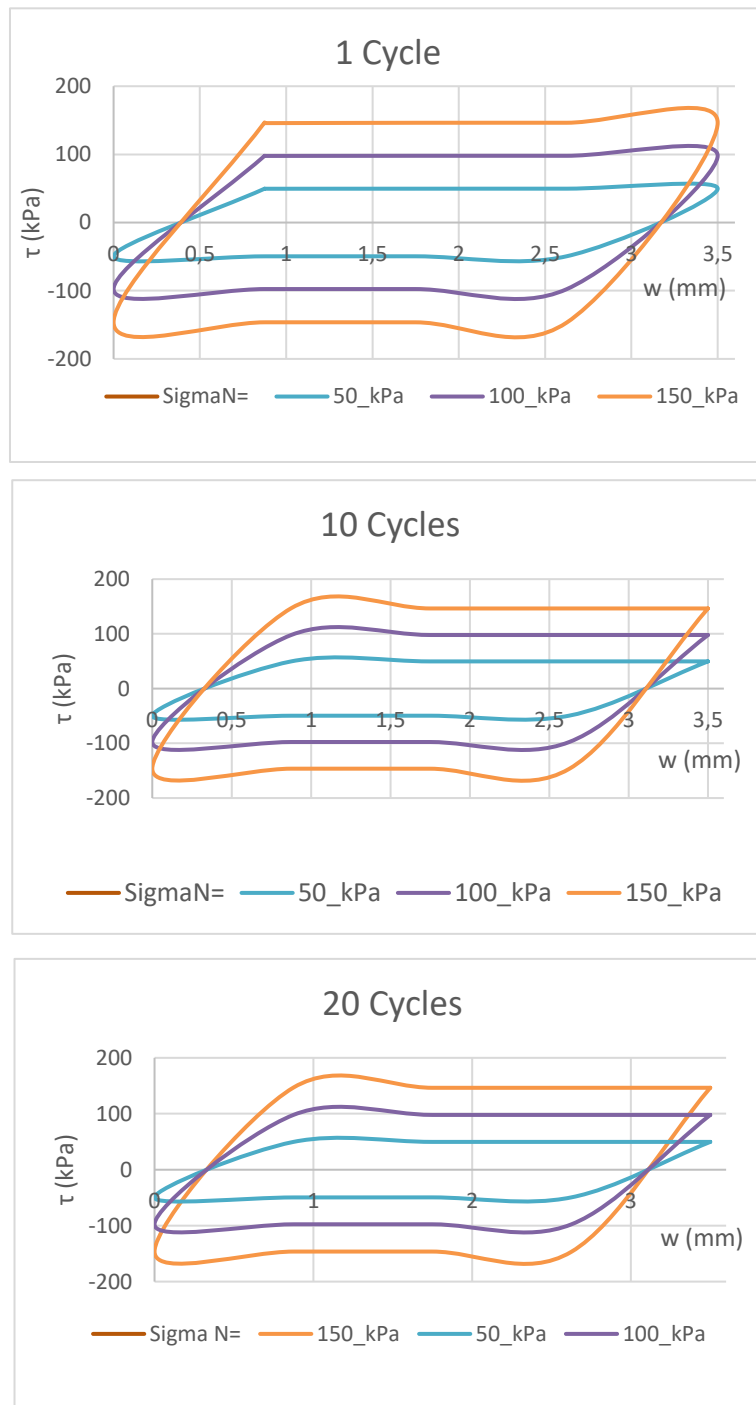


Figure 4.26 Influence de la contrainte de confinement sur les boucles d'hystérésis

La figure 4.27 présente l'influence de l'amplitude sur les boucles d'hystérésis. On remarque que la forme des boucles d'hystérésis est influencée par l'amplitude et que les boucles d'hystérésis agrandissent dans le sens horizontal avec l'augmentation de l'amplitude, mais ils sont constants dans le sens vertical, c'est-à-dire que la contrainte de cisaillement reste constante. On remarque aussi qu'à partir du premier cycle la variation de la forme des boucles est constante.

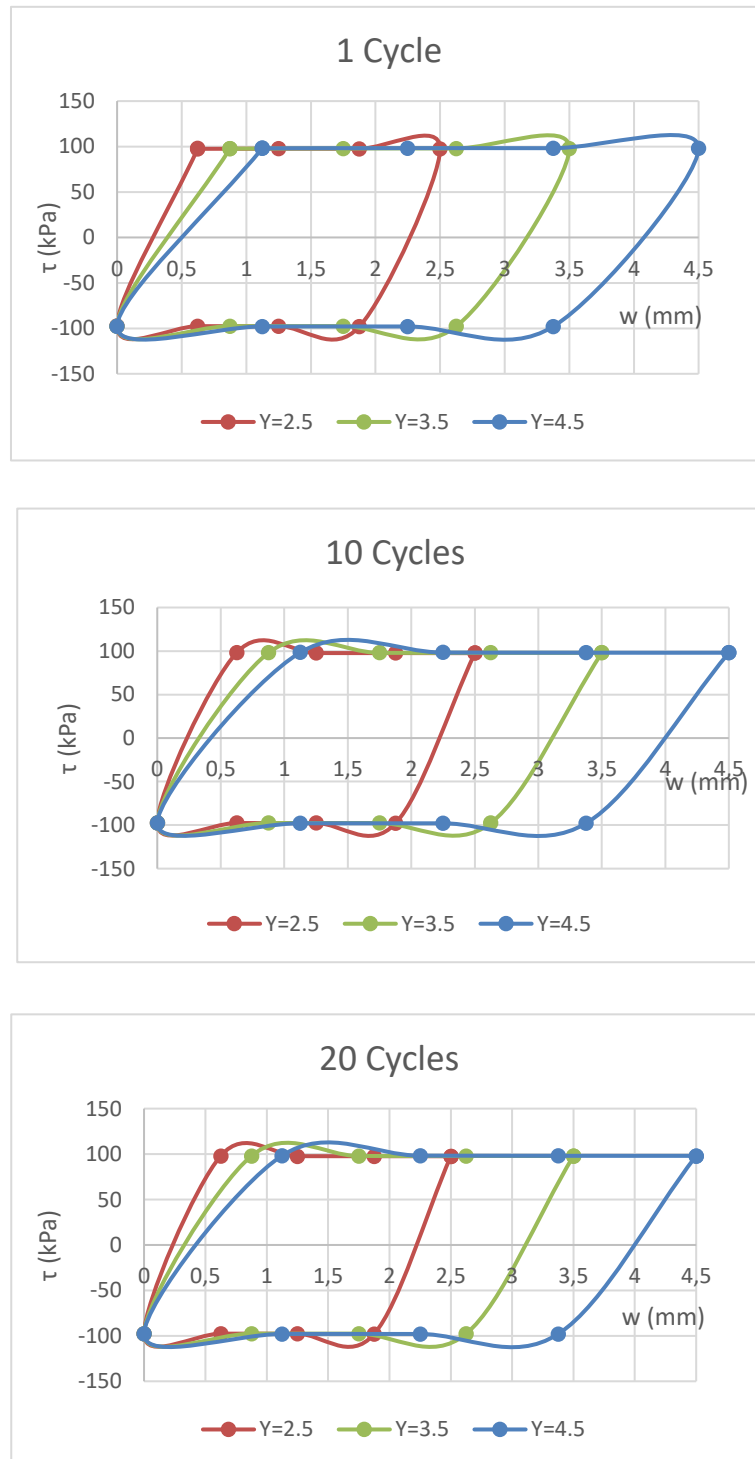


Figure 4.27 Influence de l'amplitude sur les boucles d'hystérésis

La figure 4.28 présente l'influence de nombre de cycle sur les boucles d'hystérésis. On remarque que la variation du nombre de cycles n'a aucune influence sur la forme des boucles d'hystérésis et que ces boules sont des formes constantes quelque soit le nombre de cycles.

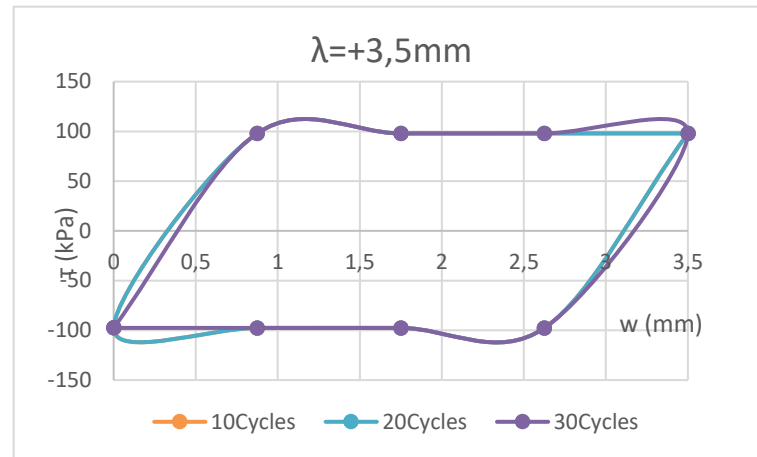


Figure 4.28 Influence du nombre de cycle sur les boucles d'hystérésis

4.4 Conclusion

L'analyse comparative des modèles élastoplastiques Mohr-Coulomb et ModJoin permet de constater que:

- Pour les courbes de cisaillement (c'est-à-dire les caractéristiques de résistance), ces deux modèles donnent des résultats plus ou moins satisfaisants. Le modèle ModJoin semble représenter le comportement de l'interface pour les petits et les grands déplacements de cisaillement. Cependant, le modèle de Mohr-Coulomb ne semble approprié que pour les grands déplacements de cisaillement.

- Pour les courbes de déformation (c.-à-d. Les caractéristiques de déformabilité), seul le modèle ModJoin semble approprié pour les petits et les grands déplacements de cisaillement.

Cependant, le modèle de Mohr-Coulomb ne semble représenter que partiellement les courbes expérimentales. Ainsi, on peut conclure que:

- Dans le domaine correspondant aux petits déplacements de cisaillement, ces deux modèles peuvent être utilisés indifféremment pour caractériser le comportement des interfaces sol-structure.

- Dans le domaine correspondant aux grands déplacements cisailés, seul le modèle ModJoin semble donner une réponse satisfaisante.

Pour la simulation des essais cyclique par le code PLAXIS on remarque que le modèle décrit assez bien l'évolution de la contrainte de cisaillement. Il reproduit bien le module initial, mais concernant l'évolution de l'écrouissage cyclique on remarque que la contrainte de cisaillement est constante au cours des cycles de même pour l'évolution du déplacement normale.

Conclusions générales

Nous avons présenté dans cette thèse un travail de recherche expérimental et numérique sur le comportement mécanique des interfaces sol-structure. Il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-structure, où l'interface joue un rôle essentiel au comportement de nombreux ouvrages de génie civil.

La synthèse bibliographique effectuée sur le comportement des sables a montré que la réponse de ce type de sols aux sollicitations homogènes auxquels ils sont soumis est générée fondamentalement par leur compacité initiale (sable dense ou sable lâche).

La boîte de cisaillement direct reste, malgré ses défauts, l'outil le plus utilisé dans l'étude des interfaces sol-structure. Nous avons utilisé cet appareillage pour la réalisation d'une série d'essais de cisaillement monotones à contrainte normale constante sur le sable de dune en contact avec une plaque en acier. Les résultats des essais monotones montrent qu'il y a une analogie entre le comportement des sols pulvérulents et celui des interfaces sol-structure. Ils ont permis d'analyser de l'effet de certains paramètres tels que la densité relative et la contrainte normale initiale.

A partir des résultats des essais monotones, les observations faites, qui fournissent une idée sur les facteurs influençant le comportement de l'interface sol-structure :

- le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale. On note que pour un sable dense, le comportement est dilatant avec radoucissement, alors que pour le sable lâche, le comportement de l'interface est contractant tout au long, du chargement ;
- la rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement : avec une surface lisse, où l'on note un comportement de type élastique parfaitement plastique avec une légère variation du déplacement normal. Alors qu'avec une surface rugueuse, on note un écrouissage important accompagné d'une forte variation du déplacement normal ;
- l'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement, en particulier dans le domaine des faibles contraintes ;

- l'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement pour les sables lâches alors qu'il diminue avec l'augmentation du confinement pour les sables denses ;

- la contrainte de cisaillement ultime peut être définie par la contrainte de rupture (correspondant au pic de la courbe) dans le cas du sable dense et à la contrainte résiduelle (correspondant à l'asymptote) dans le cas du sable lâche, tant pour la plaque lisse que rugueuse ;

On notera donc que la plaque rugueuse est plus performante que la plaque lisse de même type et davantage lorsqu'elle est en contact avec un sable dense qu'avec un sable lâche de même type.

La simulation des essais de cisaillement à contrainte normale constante à l'aide du modèle Modjoin est satisfaisante. En effet le modèle décrit bien les principaux aspects du comportement de l'interface (plastification progressive, radoucissement, contractance-dilatance, et l'état critique en grands déplacements).

Par contre la simulation de ces essais par éléments finis à l'aide du code PLAXIS a révélé de nombreuses imperfections, notamment une mauvaise description de l'écrouissage et de l'évolution de déplacement normale.

Une partie importante de ce travail a été consacré à l'étude expérimentale du comportement cyclique de l'interface, des essais ont été réalisés pour analyser l'influence sur ce comportement des principaux paramètres à savoir la densité du sable, la rugosité de l'interface et le nombre et l'amplitude des cycles du chargement.

Ces essais ont montré que le chargement cyclique induit un écrouissage cyclique qui se traduit par un durcissement ou radoucissement selon la densité de sable, la rugosité de l'interface et le niveau de chargement. Ils ont également mis en évidence que le comportement de l'interface est contractant à chaque inversion du sens chargement et que le déplacement normal est toujours contractant.

Pour la simulation des essais cycliques à l'aide du code PLAXIS, on a constaté que le modèle décrit assez bien l'évolution de la contrainte de cisaillement.

Il reproduit bien le module initial, mais concernant l'évolution de l'écroutissement cyclique on remarque que la contrainte de cisaillement est constante au cours des cycles de même pour l'évolution du déplacement normal.

Ce travail peut être poursuivi par des études du comportement des interfaces sous des chemins de contraintes variés ; notamment le cas de la déformation normale constante et l'implémentation du modèle MODJOIN dans le code PLAXIS, ainsi que l'utilisation d'autres types d'interface à savoir béton-sol pour étudier le comportement des fondations profondes (pieux) , et géotextile-sol afin d'étudier le comportement des remblais renforcés en terre armée.

Références bibliographiques

1. Alimi I, Bacot J, Lareal P, Long, NT, Schlosser F (1977) Etude de l'adhérence sol-armature. In: Proceedings of the 9th international conference on soil mechanics and foundations engineering, Tokyo, Japan, vol 1, pp 11–14
2. Bacas BM, Canizal J, Konietzky H (2015) Shear strength behavior of geotextile/geomembrane interfaces. *J Rock Mech Geotech Eng* 7(6):638–645.
3. Bacas BM, Konietzky H, Berini JC, Sagaseta C (2011) A new constitutive model for textured geomembrane/geotextile interfaces. *Geotext Geomembr* 29(2):137–148.
4. Bencheikh B (1991) Interaction sols-structures: modélisation et résolution numérique. Doctoral thesis, Université des Sciences et de Technologie de Lille, France.
5. Bjerrum L, Lambva A (1966) Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay, *Geotechnique*, Vol. 16, No.1, pp. 1-20.
6. Boulon M, Ghionna VN, Mortara G (2003) A strain-hardening elastoplastic model for sand–structure interface under monotonic and cyclic loading. *Math Comput Model* 37(5–6):623–630.
7. Brinkgreve RBJ, Vermeer PA (2002) PLAXIS: finite element code for soil and rock analyses (version 8.2). Balkema, Rotterdam, Brookfield, Netherlands
8. Chamban G, Schnitbuhl J, Corfdir A (2002) Laboratory gouge friction: Seismic – like slip weakening and secondary rate-and-state effects. *Geophysical Research Letter*, 29(10), 10, 1029, GLO14467.
9. Das Braja M (2016) Use of geogrid in the construction of railroads. *Innov Infrastructure Solut* 1:15.
10. De Gennaro V, Frank R (2002) Elasto-plastic analysis of the interface behaviour between granular media and structure. *Comput Geotech* 29(7):547–572.
11. Esfandiari J, Selamat MR (2012) Laboratory investigation on the effect of transverse member on pull out capacity of metal strip reinforcement in sand. *Geotext Geomembr* 35:41–49.
12. Ezzein FM, Bathurst RJ (2014) A new approach to evaluate soilgeosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus and transparent granular soil. *Geotext Geomembr* 42(3):246–255.
13. Fakharian K, Evgin E (2000) Elasto-plastic modelling of stresspath-dependent behaviour of interfaces. *Int J Numer Anal Meth Geomech* 24(2):183–199.
14. Ferreira FB, Vieira CS, Lopes ML (2015) Direct shear behaviour of residual soil-geosynthetic interfaces-influence of soil moisture content, soil density and geosynthetic type. *Geosynth Int* 22(3):257–272.
15. Frank R (2017) Some aspects of research and practice for piles design in France. *Innov Infrastructure Solut* 2:32.
16. Ghionna VN, Mortara G (2002) An elastoplastic model for sand– structure interface behaviour. *Géotechnique* 52(1):41–50.
17. Goodman R.E, Taylor R.L, Brekke T.L (1968) A model for the mechanics of jointed rock, *Journ. of the soil Mech. and Found. Division*, Vol. 94, No. SM3, pp. 637–659.
18. Hammoud F, Boumekik A (2006) Experimental study of the behaviour of interfacial shearing between cohesive soils and solid materials at large displacement. *Asian J Civil Eng (Building and Housing)* 7(1):63–80.

19. Hassan A. H (1995) Etude expérimentale et numérique du comportement local et global d'une interface sol granulaire – structure. Thèse de Doctorat de l'université Joseph Fourier - Grenoble I, Grenoble, France
20. Hoteit, N. (1990). Contribution à l'étude du comportement d'interface sable-inclusion et application au frottement apparent. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France
21. Horpibulsuk S, Niramitkronburee A (2010) Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand. *Soils Found* 50(2):215– 226.
22. Hu L, Pu J (2004) Testing and modeling of soil–structure interface. *J Geotech Geoenv Eng* 130(8):851–860.
23. Ishihara K. (1972) Liquefaction saturated sand in triaxial torsion shear test, Japanese Society of soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39.
24. Jayawickrama P, Lawson W, Wood T, Surles J (2014) Pullout resistance factors for steel MSE reinforcements embedded in Gravelly backfill. *J Geotech Geoenv Eng* 141:1–10.
25. Kavitha PE, Beena KS, Narayanan KP (2016) A review on soil– structure interaction analysis of laterally loaded piles. *Innov Infrastructure Solut* 1:14
26. Khemissa M, Safer S, Aidjouli S (2015) Roughness's shapes comparative analysis of some reinforced earth elements under monotonous loading. *Alexandria Eng J* 54(3):577–582.
27. Khemissa M, Safer S, Sahli M, Meddah A (2004) Etude des performances de quelques éléments de terre armée. In: Proceedings of the international conference on geotechnical engineering, GeoBeyrouth, University of Lebanon, pp 269–274
28. Lerat P (1995) Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement simple annulaire. Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, France.
29. Li Yao-Kun, Han Xiao-Lei, Ji Jing, Dong-Long Fu, Qiu Yan-Kun, Dai Bai-Cheng, Lin Chao (2015) Behavior of interfaces between granular soil and structure: a state-of-the-art review. *Open Civ Eng J* 9:213–223.
30. Liu CN, Ho YH, Huang JW (2009) Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces. *Geotext Geomembr* 27(1):19–30.
31. Liu H, Song E, Ling HI (2006) Constitutive modeling of soil– structure interface through the concept of critical state soil mechanics. *Mech Res Commun* 33(4):515–531.
32. Mestat P, Prat M (1999) Ouvrages en interaction. Hermès (Eds), France
33. Palmeira EM (2009) Soil–geosynthetic interaction: modelling and analysis. *Geotext Geomembr* 27(5):368–390.
34. Park J, Qiu T, Kim Y (2013) Field and laboratory investigation of pullout resistance of steel anchors in rock. *J Geotech Geoenv Eng* 139(12):2219–2224.
35. Plytas C, (1985) Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires-structures, Application à la prévision du frottement latéral des pieux, Thèse D. I. Université de Grenoble, I.M. G
36. Potyondy J.G, (1961) Skin friction between various soils and construction materials, *Geotechnique*, 24, No. 4, pp. 339-353.
37. Rousé PC, Fannin RJ, Taiebat M (2014) Sand strength for backanalysis of pull-out tests at large displacement. *Géotechnique* 64(4):320–324.
38. Schlosser F, Guilloux A (1981) Le frottement dans le renforcement des sols. *Rev Fr Géotech* 16:65–77.

39. Shahrour I, Bencheikh B (1992) Analysis of the soil–structure interaction under monotonic and cyclic Loadings. In: Hirsch Ch, Zienkiewicz E, Onate E (eds) Proceedings of the 1st European conference on numerical methods in engineering, 7–11 September 1992, Brussels, Belgium, pp 269–275
40. Shahrour I, Rezaie F (1997) An elastoplastic constitutive relation for the soil–structure interface under cyclic loading. *Comput Geotech* 21(1):21–39.
41. Sharma N, Dasgupta K, Dey A (2018) A state-of-the-art review on seismic SSI studies on building structures. *Innov Infrastructure Solut* 3:22.
42. Shehata HF (2016) Retaining walls with relief shelves. *Innov Infrastructure Solut* 1:4.
43. Suksiripattanpong C, Horpibulsuk S, Chinkulkijniwat A, Chai JC (2013) Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in coarse-grained soils. *Geotext Geomembr* 36:44–54.
44. Suriyavut Pra-Ai., Shahrour, I, Eric, V, 2013- Essais et modélisation du cisaillement cyclique sol-structure à grand nombre de cycles. Application aux pieux. Université de Grenoble.
45. Tejchman I, Wu, W (1995) Experimental and numerical study of sand-steel interfaces. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 19(8), 513-537.
46. Tieming Fu, Erman Evgin (1998) Experimental study and discrete element simulation of sand-steel interface behaviour , Department of Civil Engineering University of Ottawa Ottawa, Ontario Canada
47. Tiwari B, Ajmera B, Kaya G (2010) Shear strength reduction at soil structures interface. In: Proceedings of GeoFlorida 2010: advances in analysis, modeling & design (GSP 199) ASCE, pp 1747–1756.
48. Uesugi M, Kishida H. Influential factors of friction between steel and dry sands. *Soils and Foundations* 1986;26(2):33–46
49. Yao-Kun Li¹, Xiao-Lei Han^{1, 2,*}, Jing Ji^{1, 2}, Dong-Long Fu¹, Yan-Kun Qiu¹, Bai-Cheng Dai¹ and Chao Lin¹, Behavior of Interfaces between Granular Soil and Structure: A State-of the-art Review, *The Open Civil Engineering Journal*, 2015, 9, 213-223.
50. Yoshimi Y, Kishida T (1981) A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces. *Geotechnical testing Journal*, GT JODJ, Vol. 4, No. 4, pp. 145-152.
51. Zeghal M, Edil TB (2002) Soil–structure interaction analysis: modeling the interface. *Can Geotech J* 39(3):620–628.
52. Zhang G, Zhang J (2009) State of the art: mechanical behavior of soil–structure interface. *Prog Nat Sci* 19(10):1187–1196.
53. Zhou A, Lu T (2009) Elasto-plastic constitutive model of soil– structure interface in consideration of strain softening and dilation. *Acta Mech Solida Sin* 22(2):171–179.

Table des matières

Remercîments

ملخص

Résumé

Abstract

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale.....1

1^{ère} Partie

Synthèse bibliographique

Chapitre 1 : Etat de l'art sur le comportement de l'interface sol – structure.....3

1.1 Introduction.....3

1.2 Phénomène de l'interface sol-structure.....4

1.2.1 Définition de l'interface.....4

1.2.2 Comportement de l'interface selon le type de sollicitation.....4

1.2.3 Comportement de l'interface selon son épaisseur5

1.2.4 Facteurs influençant.....6

1.3 Caractérisation expérimentale.....8

1.3.1 Dispositifs d'essais.....9

1.2.4 Résultats expérimentaux.....14

1.4 Modèles constitutifs.....27

1.4.1 Approche type contact.....28

1.4.3 Approche type couche mince.....35

1.5 Simulation numérique.....36

1.5.1 Travaux de Suriyavut (2013).....37

1.5.2 Travaux de Yao-Kun Li et al (2015).....38

1.5.3 Travaux de Khemissa et al (2015).....39

1.6 Présentation du modèle ModJoin42

1.6.1 Formulation mathématique42

1.6.2 Validation expérimentale.....47

1.7 Conclusion.....49

2ème Partie
Etude expérimentale

Chapitre 2 : Programme expérimental et procédures d'essais.....	50
2.6. Introduction.....	50
2.7. Description des matériaux testés.....	50
2.7.1 Le sable de dune.....	50
2.7.2 Plaques d'acier.....	51
2.8. Description du dispositif expérimental utilisé.....	52
2.9. Description de la procédure d'essais suivie.....	54
2.9.1 Préparation des échantillons de sable lâche	54
2.9.2 Préparation des échantillons de sable dense	54
2.9.3 Phase de cisaillement direct.....	54
2.10. Programme d'essais réalisés.....	55
2.10.1 Cas du cisaillement monotone.....	55
2.10.2 Cas du cisaillement cyclique.....	55
Chapitre 3 : Résultats d'essais et discussion.....	57
3.1 Introduction.....	57
3.2 Cas du chargement monotone.....	57
3.2.1 Sable-sable.....	57
3.2.2 Sable-plaque lisse.....	58
3.2.3 Sable-plaque rugueuse.....	59
3.2.4 Paramètres influençant.....	61
3.3 Cas du cisaillement cyclique.....	64
3.3.1 Sable-sable.....	64
3.3.2 Sable-plaque lisse	70
3.3.4. Sable-plaque rugueuse.....	78
3.3.4 Paramètres influençant.....	86
3.4 Conclusion	89

3^{ème} Partie

Simulation numérique

Chapitre 4 : Simulation de l'essai de cisaillement direct.....	90
4.1 Introduction.....	90
4.2 Cas du cisaillement monotone	92
4.2.1 Données et mise en œuvre des calculs	92
4.2.2 Résultats des calculs et discussion.....	99
4.2.2.1 Sable-sable.....	99
4.2.2.2 Sable-plaque.....	100
4.2.2.3 Analyse comparative des résultats expérimentaux et numériques.....	102
4.2.3 Analyse paramétrique.....	105
4.3 Cas du cisaillement cyclique.....	109
4.3.1 Données et mise en œuvre des calculs.....	109
4.3.2 Résultats des calculs et discussion	115
4.3.2.1 Sable- sable	115
4.3.2.2 Sable - plaque	116
4.3.2.3 Caractéristiques du comportement cyclique	118
4.3.3 Analyse paramétrique.....	120
4.4 Conclusion	125
Conclusions générales.....	126

Références bibliographiques

Tables des matières

Annexe A1 Description du Code PLAXIS

Annexe A2 Organigramme de calcul du modèle ModJoin en chargements monotones

Annexes

ANNEXE A1

Description du Code PLAXIS

Description de l'outil de calcul utilisé : le Code PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter.

L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide.

Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique- plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation.

La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

❖ **Les modèles utilisés dans PLAXIS sont :**

1. Modèle élastique linéaire
2. Modèle de Mohr-Coulomb
3. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)
4. Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)
5. Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

A1.1 Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \dots\dots\dots 1$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure A1 .1)

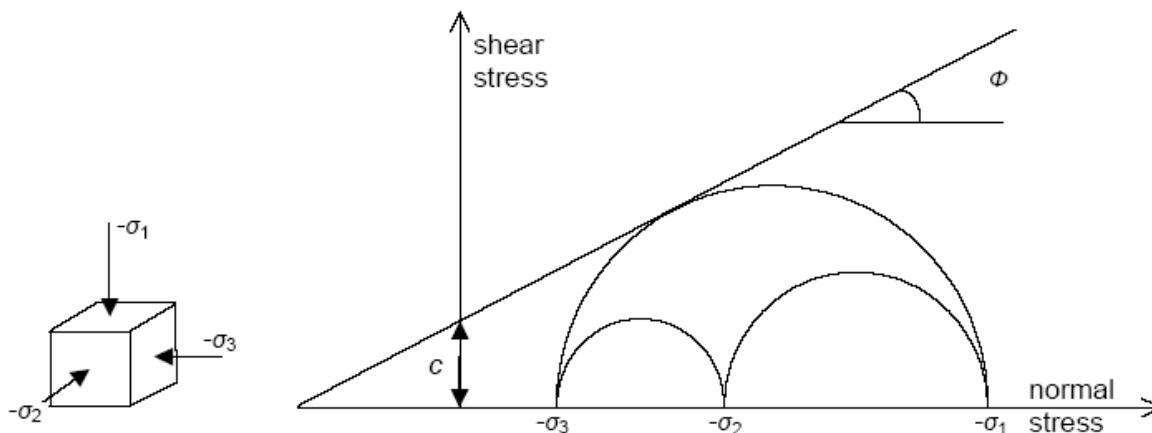


Figure. A11. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres figure A1.2. Les deux premiers sont **E** et **v** (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont **c** et **φ**, respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Figure. A1.2.Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

A1.2 Le module dynamique de PLAXIS :

Le code PLAXIS nous permet d'étudier un problème dynamique. La charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. Cette action peut être représentée par une force, vitesse, ou une accélération variable en fonction du temps.

Le code PLAXIS offre deux types d'analyse aux chargements séismiques :

- ❖ une analyse pseudo-statique (de plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique).
- ❖ une analyse dynamique (par exemple à partir d'accélérogrammes appliqués à la base du modèle) qui est une option de module dynamique complémentaire.

a) Equation de base du comportement dynamique en PLAXIS

L'équation de base du mouvement de déplacement d'un volume sous l'influence du chargement dynamique c'est :

$$Mu\ddot{\varnothing} + Cu\dot{\varnothing} + K\varnothing = F\sin(\omega t) \dots\dots\dots 2$$

- M : Matrice de masse.
- C : Matrice d'amortissement.
- K : Matrice de rigidité.
- u : Vecteur de déplacement.
- $u\dot{\varnothing}$: La vitesse.
- $u\ddot{\varnothing}$: L'accélération

La matrice M est une matrice de masse qui prend en considération le sol, l'eau et toutes les constructions. La matrice C représente l'amortissement des matériaux, dans la réalité cet amortissement dû au frottement ou dû à la déformation irréversible (plasticité ou viscosité). Plus la viscosité augmente plus l'énergie de vibration est dissipée.

Pour déterminer la matrice d'amortissement d'autres paramètres sont demandés. Généralement la matrice d'amortissement est formulée à partir de la matrice de masse et la matrice de rigidité d'après la formule de Rayleigh

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \dots\dots\dots 2$$

Si la contribution de M est dominante par ex ($\alpha_R = 10^{-2}$ et $\beta_R = 10^{-3}$) plus les basses fréquences sont amorties.

Si la contribution de K est dominante par ex ($\alpha_R = 10^{-3}$ et $\beta_R = 10^{-2}$) plus les hautes fréquences sont amorties.

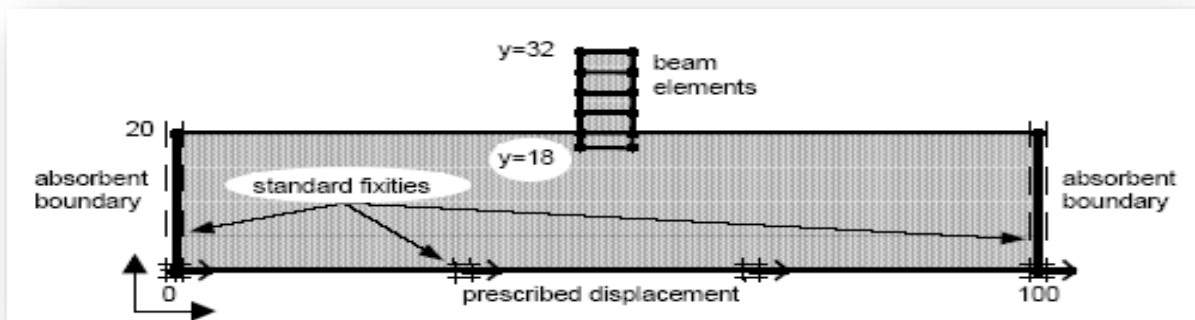


Figure A1.3 Exemple qui montre les conditions aux limites.

Dans des cas de tremblement de terre la source de chargement dynamique est habituellement appliquée le long du fond du modèle résultant aux ondes de cisaillement qui propagent vers le haut. Ce type de problèmes est généralement simulé avec un modèle de déformation plane. À noter qu'un modèle de déformation plane n'inclut pas l'amortissement géométrique. Par conséquent il peut être nécessaire d'inclure l'amortissement matériel pour obtenir des résultats réalistes.

❖ Amortissement matériel (Rayleigh alpha et beta)

La matrice C représente l'amortissement matériel. En réalité, l'amortissement de matériel est provoqué par frottement ou par des déformations irréversibles (plasticité ou viscosité). Plus de viscosité ou plus de plasticité, plus d'énergie de vibration peut être absorbée ; il est difficile de déterminer à partir des essais. Dans des formulations d'élément finis, C 'est souvent formulée en fonction des matrices de la masse et de rigidité (Amortissement de Rayleigh):

$$C = \alpha_R M + \beta_R K$$

Avec

K : matrice de rigidité

M : matrice de masse

Les coefficients d'amortissement de Rayleigh α et β peuvent être déterminés au moins de deux données des constantes d'amortissement ξ_i qui correspondent à deux fréquences de vibration ω_i . Le rapport entre α , β , ξ_i et ω_i peut être présenté comme :

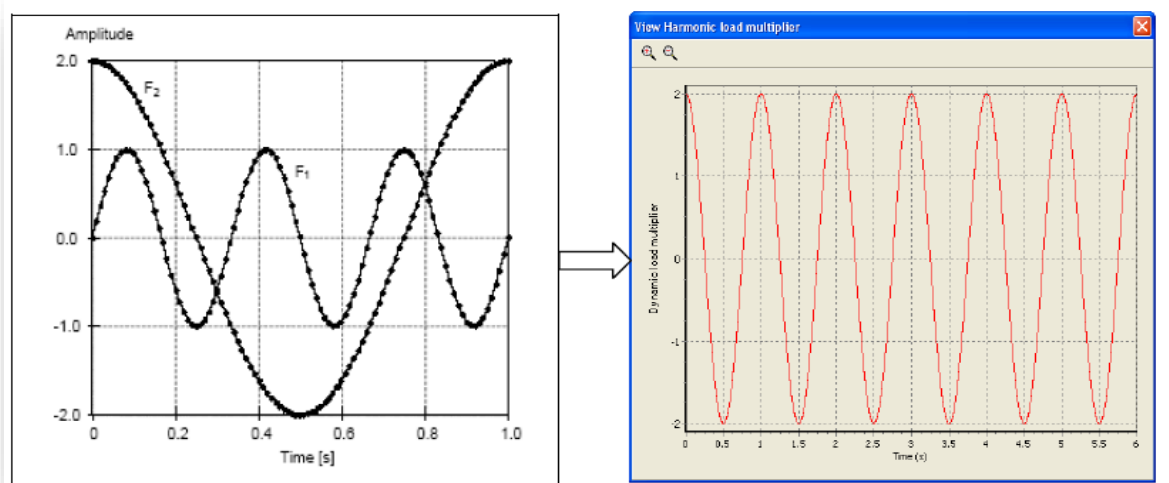
$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2 \omega_i \xi_i$$

Si, plus de deux paires de données sont disponibles, des quantités moyennes doivent être faites pour produire deux équations.

b) Chargement Cyclique :

Dans PLAXIS, la charge dynamique peut être introduite de trois manières :

❖ *A partir d'un chargement harmonique*



$$F = 2 \sin(2\pi t + \pi/2)$$

$$F_1 = \sin(6\pi t), F_2 = 2 \sin(2\pi t + \pi/2).$$

Figure.A1.4. Chargement harmonique

Comme on voit sur la figure A1.5, on peut modifier les caractéristiques du mouvement de vibration harmonique.

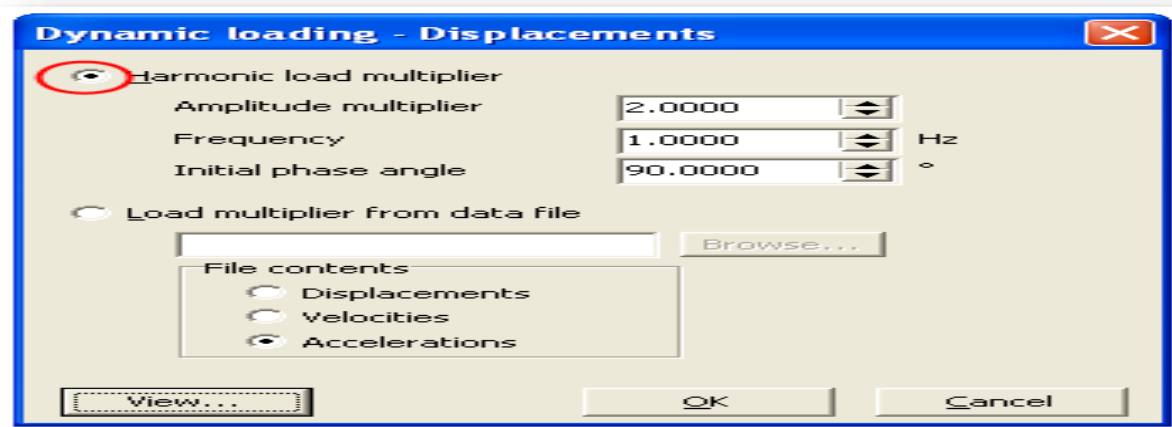


Figure. A1.5 Fenêtre de commande d'une excitation harmonique

❖ A partir d'un chargement arbitraire

Le code PLAXIS nous donne la main de simuler n'importe quel séisme par l'utilisation du fichier SMC (Strong Motion CD-ROM), ce programme est utilisé par (U.S Geological Survey National Strong-motion Program) ; et il est possible de porter plus de 200 valeurs par seconde. Ce programme porte toutes les informations d'un séisme ou d'une vibration (la date, le site, la station, l'amplitude, la fréquence, la magnitude) (Figure.A1.6 et Figure. A1.7).

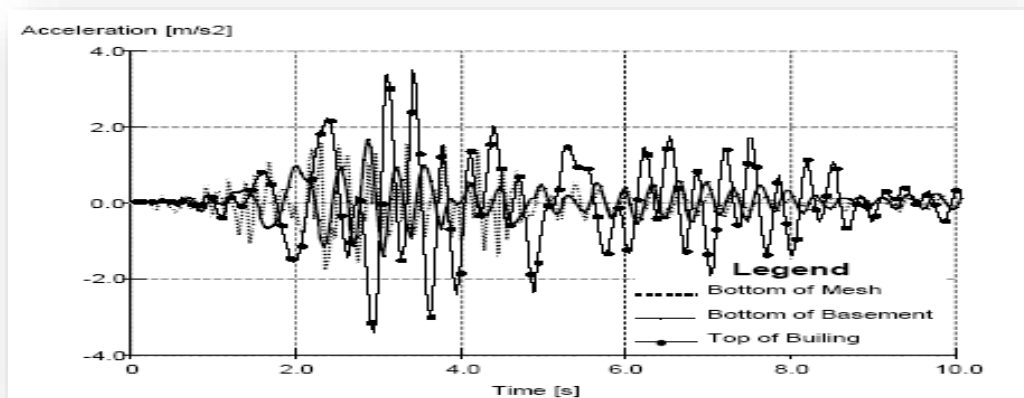


Figure A1.6. Exemple d'un accélélogrammes arbitraire.

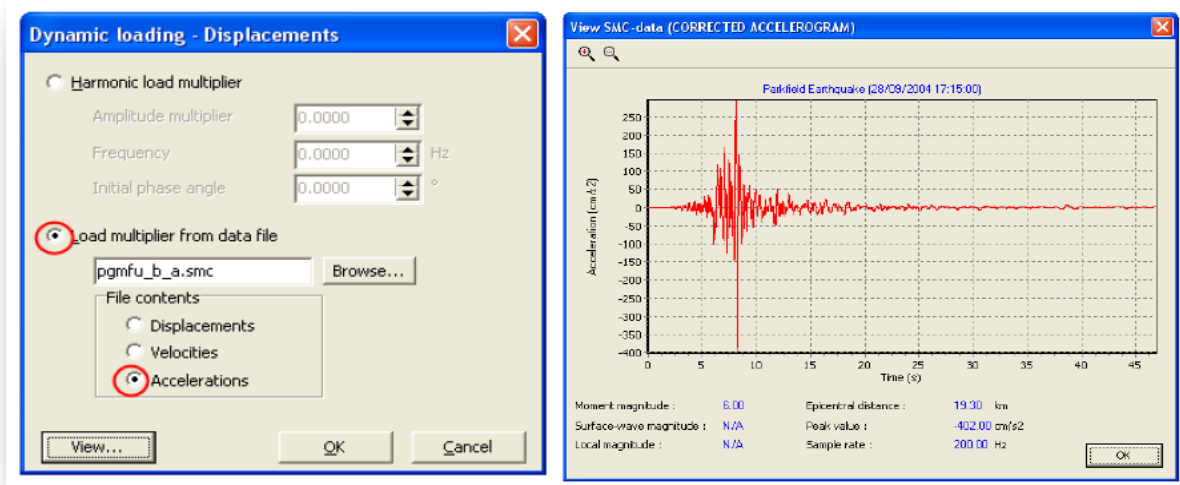


Fig. A1.7. Fenêtre d'insertion d'un fichier accélérogrammes (S.M.C).

❖ A partir d'un fichier ASCII

Ce dossier est un fichier ASCII qui peut être créé par l'utilisateur avec n'importe quel éditeur de texte. Dans chaque ligne par paires de valeurs (temps réel et multiplicateur correspondant dans deux colonnes) est défini, laissant au moins un espace entre elles. Le temps devrait augmenter dans chaque nouvelle ligne. Il n'est pas nécessaire d'utiliser des intervalles de temps constants.

- quand on utilise [m] comme unité de longueur, on impose un déplacement à la frontière inférieure ($u_x=0.01\text{m}$ et $u_y=0.00\text{ m}$).

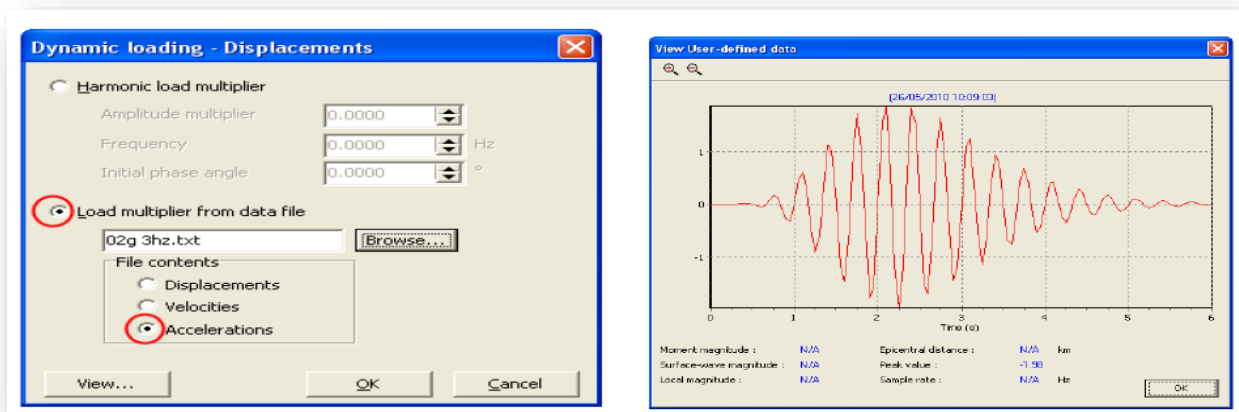


Figure A1.8. Fenêtre d'insertion d'un fichier d'un accélérogramme ASCII.

ANNEXE A2

Organigramme de calcul du modèle ModJoin en chargements monotones

Organigramme de calcul du modèle développé en chargements monotones

