

TABLE DES MATIERES :

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Etude bibliographique

1. Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure.....	3
1.1. Définition de l'interface sol-structure.....	3
1.2. Caractérisation expérimentale de l'interface.....	3
1.2.1. Rappels de quelques appareils de caractérisation de l'interface.....	4
1.2.2. Notion du coefficient de frottement.....	10
1.2.3. Notion d'angle de frottement sol-structure.....	10
1.2.4. Epaisseur d'interface.....	10
1.3. Influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface.....	11
1.3.1. Influence de la contrainte normale.....	12
1.3.2. Influence de la rugosité.....	12
1.3.3. Influence de la densité relative de l'échantillon.....	13
2. Travaux de modélisation du comportement des interfaces sol-structure.....	14
2.1. Approche type contact.....	14
2.1.1. Modèle de Goodman.....	15
2.1.2. Modèles élastoplastiques.....	16
2.1.3. Modèles incrémentaux.....	26
2.2. Approche type couche mince.....	26
3. Conclusion.....	27

Chapitre II : Etude expérimentale

1. Etude expérimentale sur le sable de Messaâd	28
1.1. Matériau étudié	28
1.2. Essais réalisés.....	29
1.2.1. Essais physiques.....	29
1.2.2. Essais mécaniques.....	31
2. Etude expérimentale du comportement des interfaces sol-structure.....	34
2.1. Description de l'appareillage	34
2.2. Mode opératoire	34
2.3. Essais réalisés	35
2.4. Essai de Répétabilité.....	35
3. Conclusion.....	37

Chapitre III : Présentation et interprétation des résultats des essais

1. Résultats des essais de l'interface sol-structure	38
1.1. Sable dense.....	38
1.1.1. Surface rugueuse en acier.....	38
1.1.2. Surface lisse en acier.....	38
1.1.3. Surface lisse en béton.....	39

1.2. Sable lâche.....	40
1.2.1. Surface rugueuse en acier.....	40
1.2.2. Surface lisse en acier.....	41
1.2.3. Surface lisse en béton.....	41
2. Interprétation des résultats	42
3. Etude des angles de frottement et de dilatance.....	42
4. Effet de rugosité et de la densité initiale.....	44
4.1. Effet de la densité initiale.....	44
4.2. Effet de la rugosité.....	45
5. Effet du type de colle	47
6. Effet du type de structure (béton ou acier).....	49
7. Étude comparative avec les résultats obtenus par Tallah Naoui utilisant le sable de Boussaâda	50
8. Conclusion.....	50

Chapitre IV : Modélisation du comportement des interfaces sol-structure

1. Etape de développement du modèle.....	52
1.1. Version initiale du modèle (critère de rupture de Mohr-Coulomb).....	52
1.1.1. Comportement élastique.....	52
1.1.2. Critère de rupture.....	52
1.2. Deuxième version du modèle.....	53
1.2.1. Surface de charge.....	53
1.2.2. Règle d'écrouissage.....	54
1.2.3. Règle d'écoulement plastique.....	55
1.3. Version finale du modèle.....	57
1.3.1. Introduction de l'élasticité non linéaire.....	57
1.3.2. Introduction du radoucissement.....	58
2. Détermination et effet des paramètres du modèle.....	59
2.1. Détermination des paramètres.....	59
2.1.1. Paramètres élastiques K_0 et G_0	59
2.1.2. Paramètres plastique.....	59
2.2. Etude de l'influence des paramètres sur la réponse du modèle.....	61
2.2.1. Effet de paramètre K_0	61
2.2.2. Effet de paramètre G_0	62
2.2.3. Effet de paramètre ϕ	63
2.2.4. Effet de paramètre β	63
2.2.5. Effet de paramètre α	64
2.2.6. Effet de paramètre A.....	64
2.2.7. Effet de paramètre B.....	65
2.2.8. Effet de paramètre ψ	65
2.2.9. Effet de paramètre a_g	66
3. Simulation des essais d'interface.....	66
3.1. Sable dense.....	66
3.1.1. Surface rugueuse en acier.....	66
3.1.2. Surface lisse en acier.....	67
3.1.3. Surface lisse en béton.....	68
3.2. Sable lâche.....	68
3.2.1. Surface rugueuse en acier.....	68
3.2.2. Surface lisse en acier.....	69

3.2.3. Surface lisse en béton.....	70
4. Conclusion.....	70
Conclusion générale.....	71
Références bibliographiques.....	73
Annexe A:	
L'élastoplasticité appliquée aux interfaces.....	75
Annexe B:	
Organigramme de calcul du modèle en chargements monotones.....	78

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Etude bibliographique

Figure I.1: Essai de cisaillement direct (d'après Yoshimi & Kishida 1981).....	6
Figure I.2 : Essai de cisaillement simple (d'après Kishida et al. 1987).....	7
Figure I.3 : Essai de cisaillement annulaire (d'après Yoshimi et al. 1981).....	7
Figure I.4 : Essai d'arrachement avec suivi de particules d'après Sartoris & Chambon (1999).....	8
Figure I.5 : Essai mis en œuvre par Marchal (1986).....	8
Figure I.6 : Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (a) CNC, (b) VC, (c) RNC (Evgin et Fakharian 1996).....	9
Figure I.7 : Réponses mécaniques typiques de l'interface à CNC.....	9
Figure I.8 : Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004).....	12
Figure I.9 : Influence de la rugosité sur le comportement de l'interface sable dense – acier (Hu et Pu 2004).....	13
Figure I.10 : Influence de la densité sur le comportement de l'interface sable d'Hostun-acier rugueux à l'ACSA (Dumitrescu 2005).....	14
Figure I.11:Elément joint de type Goodman.....	15
Figure I.12:Modèle de Goodman (Goodman et al,1968).....	16
Figure I.13:Deuxième modèle de Goodman(d'après Goodman et al,1968).....	16
Figure I.14: Comportement élastoplastique avec écrouissage.....	17
Figure I.15 : Surface de charge.....	18
Figure I.16: Modèle d'écrouissage isotrope.....	19
Figure I.17: Ecrouissage cinématique.....	19
Figure I.18: Modèle de Mohr-Coulomb.....	20
Figure I.19: Tests de calibration à contrainte normale constante et à déplacement normal bloqué (D'après Boulon et Nova,1990).....	21
Figure I.20: Tests 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.B (1991).....	23
Figure I.21: Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux: essai à chemin de contrainte (données expérimentales d'Evgin et de Fakharian, 1996). (a) Essais à contrainte normale constante.....	24
Figure I.22: Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux: essai à chemin de contrainte (données expérimentales d'Evgin et de Fakharian, 1996). (b) essai de rigidité normale constante ($k = 800$ kPa/mm), (c) avec différents rigidités normaux. HUABEI LIU (2006)..	25
Figure I. 23 : Comparaison du modèle avec les résultats expérimentaux : avec divers rugosités (données expérimentale de Hu et Pu ,2004), HUABEI LIU (2006).....	26

Chapitre II : Étude expérimentale

Figure II.1: Courbe granulométrique du sable de Messaâd.....	29
Figure II.2: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Sable dense à 90%).....	32
Figure II.3: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Sable lâche à 15%).....	33
Figure II.4: Courbes d'intrinsèque.....	33
Figure II.5: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%).....	36
Figure II.6: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/sable lâche à 15%).....	36

Chapitre III : Présentation et interprétation des résultats des essais

Figure III.1: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%).....	38
Figure III.2: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface lisse en acier/sable dense à 90%).....	39
Figure III.3: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface lisse en béton/sable dense à 90%).....	40
Figure III.4: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/sable lâche à 15%).....	40
Figure III.5: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface lisse en acier/sable lâche à 15%).....	41
Figure III.6: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface lisse en béton/sable lâche à 15%).....	41
Figure III.7: Détermination de l'angle de frottement ϕ	43
Figure III.8: Détermination de l'angle de dilatance ψ	44
Figure III.9: Effet de la densité (surface rugueuse en acier/sable lâche à 15% ou dense à 90%).....	45
Figure III.10: Effet de la densité (surface lisse en acier/sable lâche à 15% ou dense à 90%).....	45
Figure III.11: Effet de la rugosité (sable dense à 90%).....	46
Figure III.12: Effet de la rugosité (sable lâche à 15%).....	46
Figure III.13: Effet du type de colle (surface rugueuse en acier /sable dense à 90%).....	47
Figure III.14: Effet du type de colle (surface rugueuse en acier /sable lâche à 15%).....	48
Figure III.15: Etats de surface avant et après les essais.....	48
Figure III.16: Effet du type de structure (béton ou acier) (surface rugueuse /sable dense à 90%).....	49
Figure III.17: Effet du type de structure (béton ou acier) (surface rugueuse /sable lâche à 15%).....	49
Figure III.18: Comparaison entre le comportement de sable Messaâd et de Boussaâda (Surface lisse en acier /sable lâche à 15%).....	50

Chapitre IV : Modélisation du comportement des interfaces sol-structure

Figure IV.1: Critère de rupture de Mohr –Coulomb.....	53
Figure IV.2: Simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$ (Première version du modèle) (Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%).....	53
Figure IV.3: Surface de charge – surface de rupture Ouverture Homothétique des surfaces de charge....	54
Figure IV.4: Courbes d'égale distorsion Cisaillement (densité forte).....	55
Figure IV.5: Fonction d'érouissage hyperbolique.....	55
Figure IV.6: Droite d'état caractéristique.....	56
Figure IV.7: Evolution de l'état de contrainte. Essais de cisaillement $\sigma_n = \text{cst}$	56
Figure IV.8: Simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$ (Deuxième version du modèle) (Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%).....	57
Figure IV.9: Simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$ (Version finale du modèle) (Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%).....	58
Figure IV.10: Détermination du module de cisaillement G_0	59
Figure IV.11: Détermination des paramètres α , A et B.....	60
Figure IV.12: Effet du paramètre K_0	62
Figure IV.13: Effet du paramètre G_0	62
Figure IV.14: Effet du paramètre ϕ	63
Figure IV.15: Effet du paramètre β	63
Figure IV.16: Effet du paramètre α	64
Figure IV.17: Effet du paramètre A.....	64
Figure IV.18: Effet du paramètre B.....	65
Figure IV.19: Effet du paramètre ψ	65
Figure IV.20: Effet du paramètre ag	66

Figure IV.21: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/Sable dense à 90%).....	67
Figure IV.22: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface lisse en acier/Sable dense à 90%).....	67
Figure IV.23: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface lisse en béton/Sable dense à 90%).....	68
Figure IV.24: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/Sable lâche à 15%).....	69
Figure IV.25: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface lisse en acier/Sable lâche à 15%).....	69
Figure IV.26: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface lisse en béton/Sable lâche à 15%).....	70

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Etude bibliographique

Tableau I.1: Quelques dispositifs d'étude du frottement d'interfaces granulaires (Frih 2005).....	5
Tableau I.2 : Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Frih 2005)...	11
Tableau I.3 : Résumé des modèles constitutifs élastoplastiques récents d'interface.....	22

Chapitre III : Présentation et interprétation des résultats des essais

Tableau III.1: Évolution de l'angle de frottement φ en fonction de la contrainte de confinement σ_{n0}	43
Tableau III.2: Évolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σ_{n0}	43

Chapitre IV : Modélisation du comportement des interfaces sol-structure

Tableau IV.1: Différents paramètres pour chaque type d'essai.....	61
Tableau IV.2: Pourcentage de perturbation des paramètres.....	61

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction de Djelfa (LNHC), sous la direction de monsieur BENCHEIKH B. Maître de Conférence à l'Université de Djelfa.

L'aide qu'il m'a apportée, les conseils qu'il m'a formulés et ses encouragements m'ont été précieux et il a toujours pris le temps de me faire profiter de son expérience et de ses connaissances. Je le remercie vivement.

Monsieur HACHI Brahim Elkhailil, Maître de Conférence à l'université de Djelfa, m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury. Je tiens à lui témoigner de mes remerciements les plus sincères.

Je remercie également monsieur KHENFER Med Mouldi Professeur à l'Université de Laghouat, monsieur LAMARA Mohamed Maître de Conférence à l'université de Laghouat et Madame KETTAB Ratiba Maître de Conférence à l'ENP d'Alger qui ont accepté d'être examinateur de ce travail et de me faire profiter de leurs précieuses remarques.

Je tiens également à remercier mes collègues mes amis. Je citerai en particulier Mr TAHCHI Belgacem, BENATIA Taher, ALIOUAT Hocine et M^{elle} LAHRACHE Zineb.

J'adresse un message particulier à mes chers parents pour leur affection, leur compréhension, et leur encouragement. Et à mes sœurs et frères: Maria, Nadia, Dalila, Souad, Mounir, Mohamed et toute ma famille.

الخلاصة

تصميم الهياكل في الهندسة المدنية غالبا ما يتطلب الأخذ في الاعتبار ظروف التماس هيكل-التربة. وتجري حاليا بحوث لتحسين طرق حساب الهياكل بفهم أفضل لسلوك المواد والواجهات. هذا العمل يشكل مساهمة في هذا الاتجاه. و ينقسم هذا العمل إلى جزأين:

في الجزء الأول، و رقدّم نتائج الاختبارات الالتيبقا لواجهة هيكل- التربة الالتي تحصلنا عليها باستخدام تعديل مربع القص المباشر. أجريت الاختبارات على تربة محلية (رمال منطقة مسعد)، وفق طريقة الضغط العمودي الثابت. وقد تمت مقارنة النتائج المتحصل عليها مع نتائج الاختبار أخرى مذكورة في البحث المكتبي.

في الجزء الثاني، يتم التحقق من صحة النموذج Modjoin على نتائج الاختبارات المحصل عليها في الجزء الأول. هذا النموذج يتضمن المفاهيم الرئيسية المستخدمة في نمذجة التربة (تصلب موحد الخواص ، الحالات الهميزة ، الحالة الحرجة ، وتليين...) وأظهرت اختبارات التحقق من أن النموذج يصف بشكل صحيح سلوك هيكل-التربة تحت تحميل رتيب.

كلمات المفتاح: القص، واجهة، وتصلب، وتليين، تقلص / التمدد، نموذج المرونة-البلاستيكية ، التحقق من الصحة النموذج.

RÉSUMÉ

Le dimensionnement des ouvrages en Génie Civil nécessite souvent la prise en compte des conditions de contact et d'interface sol-structures. Les recherches en cours visent à améliorer les méthodes de calcul des ouvrages par une meilleure connaissance du comportement des matériaux et des interfaces. Le présent travail constitue une contribution dans ce sens. Il comporte deux parties :

Dans la première partie, nous présentons les résultats des essais monotones d'interface sol-structure qui ont été réalisés à l'aide d'une boîte de cisaillement direct modifiée. Les essais ont été réalisés sur un matériau local qui est le sable de Messâad, selon un chemin à contrainte normale constante. Les résultats ainsi obtenus sont comparés avec des résultats des essais tirés de la bibliographie.

Dans la deuxième partie, le modèle d'interface Modjoin est validé sur les essais réalisés dans la première partie. Ce modèle comporte les principaux concepts utilisés dans la modélisation des sols (écrouissage isotrope, état caractéristique, état critique, radoucissement...) Les tests de validation ont montré que le modèle décrit bien le comportement de l'interface sol-structure sous chargement monotone.

Mots-clés : Cisaillement, interface, écrouissage, radoucissement, contractance/dilatance, modèle élastoplastique, validation.

ABSTRACT

The design of civil engineering structures requires to take into consideration the contact conditions at the soil-structure interface. Current researches aim at ameliorate the method of calculation of structures by a better understanding of the behavior of interface. The present work constitutes a contribution in this field.

It is divided in two parts:

In the first part, we present the results of monotonous tests of soil-structure interaction which were realized by means of a modified direct shearing box. Experimental results obtained in this study provide interesting data for the development and validation of soil-structure interface models under monotonous loadings.

In the second part, includes the validation of a soil-structures interface model named "Modjion", this model is based on the main concepts used in the modeling of the soil (isotropic hardening, characteristic state, critical state, softening...). Validation tests show that this model reproduces well the behavior of the soil-structure interaction under monotonous loadings.

Key words: Shearing, interface, hardening/softening, contraction/dilation, elastoplastic model, validation.

PRINCIPALES NOTATIONS

σ_n	(KPa)	Contrainte normale
τ	(KPa)	Contrainte de cisaillement
ε_n	(mm)	Déplacement relatif normal
ε_t	(mm)	Déplacement relatif tangentiel
τ_{lim}	(KPa)	Contrainte limite de cisaillement
U	(mm)	Déplacement relatif normal
W	(mm)	Déplacement relatif tangentiel
σ	(-----)	Vecteur des contraintes
ε	(-----)	Vecteur des déplacements relatifs
c	(KPa)	Cohésion
φ	(Degré)	Angle de frottement
ψ	(Degré)	Angle de dilatance
σ_{n0}	(KPa)	Contrainte normale initiale
P_a	(KPa)	Pression atmosphérique
P	(KPa)	Pression moyenne
K	(KPa)	Module normale
G	(KPa)	Module de cisaillement
DA	(-----)	Densité apparente
I_D	(-----)	Indice de la densité

INTRODUCTION GENERALE

Dans le domaine des constructions en Génie Civil, la plupart des structures peuvent être assimilées à un assemblage de solides déformables en contact. La stabilité d'ensemble de ces structures dépend sensiblement du comportement des surfaces de contact (ou interfaces). En effet la plupart des ruptures observées dans ces structures se produisent le long des surfaces de discontinuité.

Les cas pratiques où le problème d'interface est présent sont nombreux en génie civil. Qu'il s'agisse d'un problème de contact entre deux ou plusieurs couches de sol (interface d'un remblai et du sol de fondation, par exemple), ou de contact d'un sol et d'un substratum rocheux, de fissures et de joints dans les masses rocheuses, sol-pieux ou sol-ouvrages souterraines, par exemple); ou d'un problème de renforcement (terre armée ou béton armé).

Différentes techniques expérimentales ont été employées : Potyondy (1961), Wernik (1979), Yoshimi et Kishida (1981), Kishida et Uesugi (1987), Boulon (1989), Boulon et Nova (1990), Evgin et Fakharian (1996), Chambon (2003), Corfdir et al.(2004) pour étudier le comportement des interfaces sous chargements monotone et cyclique. 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 MEF dans le calcul des structures et des ouvrages en Génie Civil à permis de traiter également le problème d'interaction sol-structure sous les deux aspects suivants:

- ✓ Développement d'éléments d'interfaces spéciaux pour la prise en compte des conditions de contact sol-structure : l'élément Godman et al. (1968), l'élément Katona (1983), Kaliakin et Li (1995), Villard (1996), l'élément couche mince isoparamétrique de Zienkiewicz et al. (1970), ou celui de Desai et al (1984).
- ✓ Développement et validation des modèles de comportement pour les interfaces, qui permettent de tenir compte de certains aspects tel que le radoucissement, on peut citer quelques modèles basés sur l'élastoplastisité, le modèle de Desai et Fishman (1991), Shahrour et Bencheikh (1992),Fakharain et Evgin (2000) avec un modèle dit "tridimensionnel", Mortara (2001), Wang et al (2002), Hu et Pu (2003) et De Gennaro et Frank (2005).

La plupart de ces modèles sont capables de reproduire un phénomène très important qui est la dilatance à l'interface sol-structure. Cependant, le phénomène des aspérités et de la rugosité à l'interface n'a pas été entièrement dévoilé.

Le présent travail a pour objectif d'apporter une contribution à la modélisation du comportement des interfaces sol-structure, sous chargement monotone. Une partie importante de ce travail est consacré à l'étude expérimentale du comportement des interfaces, en utilisant une boîte de cisaillement direct et un matériau local (sable de Messaâd), et au cours du quelle plusieurs facteurs ont été étudiés tel que: la densité du sol, la surface de l'interface et le type de structure. Ces essais ont servi par la suite à la validation d'un modèle de comportement des interfaces sous chargements monotones.

Le travail réalisé est présenté en quatre chapitres :

- ✓ Le premier chapitre comporte une étude bibliographique portant sur 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 second chapitre comporte les essais expérimentaux sur le sable de Messaâd pour la connaissance de sa nature ainsi que l'étude expérimentale du comportement de l'interface sol-structure (béton ou acier) (lisse ou rugueuse), le chemin de contrainte suivi est un chemin à contrainte normale constante.
- ✓ Le troisième chapitre est consacré à la présentation et l'interprétation des résultats des essais d'interface sol-structure et une étude comparative de ces résultats avec d'autres auteurs est présentée.
- ✓ Dans le quatrième chapitre nous présentons les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide de la version monotone du modèle Modjoin et une étude paramétrique est également présentée.

Ce chapitre est composé de deux parties. La première comporte une caractérisation du comportement de l'interface sol-structure (les principaux appareillages utilisés en laboratoire ainsi les notions des différents paramètres et leur influence sur le comportement de l'interface sol-structure).

Dans la deuxième partie on présente les principaux travaux de modélisation du comportement des interfaces sol-structure.

1. Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure:

1.1. Définition de l'interface sol-structure :

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. Boulon (1988) définit les interfaces sol-structure comme étant de purs concepts. Ils sont, dit-il, constitués principalement par une partie du sol au contact avec la structure, et secondairement, parfois, par quelques particules arrachées à la structure. Hoteit (1990) définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre eux-ci. Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu. Elle 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 2001 ; 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 Ugai 2002). Les problèmes d'interaction sol-structure ainsi que les problèmes reliés à la mécanique des joints dans les roches dépendent principalement du comportement de cette interface. La réponse des systèmes sol-structure comme les fondations profondes et superficielles, les tunnels, les murs de soutènement, la terre armée, aux chargements monotones ou cycliques est ainsi influencée par les caractéristiques des interfaces.

1.2. Caractérisation expérimentale de l'interface:

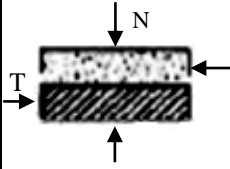
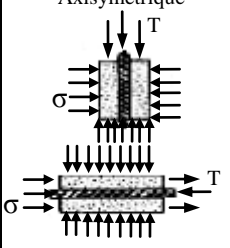
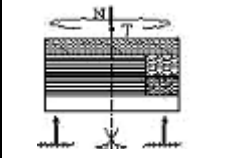
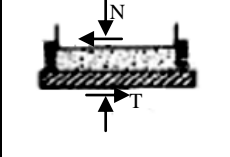
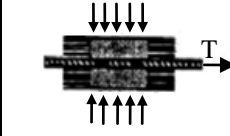
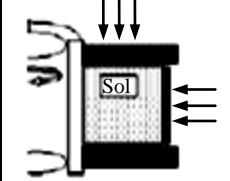
Physiquement, la couche d'interface définie précédemment, permet le transfert du chargement de la structure vers le sol. Pour déterminer les caractéristiques de cette couche mince, plusieurs types d'expérimentations ont été réalisés. On peut classer les essais d'interface en essais à contrainte normale constante "CNC" (Wernick 1978 ; Al-Douri et Poulos 1991 ; Tabucanon et Airey 1992 ; De Gennaro 1999 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005), à volume constant "VC" (Schlosser et Guilloux 1981 ; Lerat 1996) ou à rigidité normale "RNC" (Johnston et al. 1987 ; Hoteit 1990 ; Evgin et Fakharian 1996 ; Ghionna et constante Mortara 2002) (Figure I.6). D'après les propos de Schlosser et Guilloux (1981), on pourrait déduire que l'essai le plus représentatif de la réalité est celui à volume constant ; en effet les auteurs affirment que la mise en traction (ou en compression) d'une inclusion dans le sol produit des contraintes de cisaillement dont les valeurs ne sont significatives que dans une zone limitée autour de l'inclusion. Dans cette zone, le sol a tendance à augmenter de volume par suite de la dilatance, mais s'en trouve en partie empêché par le reste du sol. Il en résulte une augmentation importante de la contrainte normale sur le pourtour de la zone de cisaillement et par suite à la surface de

l'inclusion : c'est le phénomène de dilatance empêchée. Par ailleurs, les essais à contrainte normale constante et à volume constant ont été considérés par plusieurs auteurs comme des chemins de cisaillement extrêmes contrairement à l'essai à rigidité normale constante qui est considéré comme un chemin intermédiaire qui permet de bien simuler les conditions réelles de frottement (Boulon 1988 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 2000 ; Ghionna et Mortara 2002). Une autre classification des essais d'interface consiste à les diviser en essais de cisaillement direct qui sont présentés comme des dispositifs simples où l'on impose au sol de glisser par rapport à l'interface et essais de cisaillement simple qui se différencient des précédents par le fait que la surface de l'interface sol/matériau reste constante tout au long de l'essai et par l'identification séparée des composantes de déplacement (glissement, cisaillement).

1.2.1. Rappels de quelques appareils de caractérisation de l'interface :

Depuis les années 1960, de nombreux types d'appareillages ont été développés. De la boîte de cisaillement direct plan modifiée aux derniers appareils utilisés, les améliorations des essais n'ont cessé de se développer. Dans le tableau I.1 (Frih 2005), un certain nombre de ces dispositifs est rappelé en mentionnant les avantages et les inconvénients. Nous signalons aussi dans ce cadre, l'existence de l'appareil de cisaillement cyclique multi-degrés de liberté (CYMDOF), capable d'exécuter les deux modes de cisaillement direct et simple (Desai et Fishman 1991) et permettant de mesurer la pression interstitielle en faisant des essais sur sol saturé (Desai et Rigby 1995). Notons aussi que d'autres appareils de cisaillement permettent d'effectuer des essais de cisaillement sur sol saturé tel que l'appareil de cisaillement simple annulaire ACSA (Lerat 1996 ; De Gennaro 1999 ; Chambon 2003 ; Dumitrescu 2005 ; Frih 2005) (Tableau I.1). Dumitrescu (2005) remarque une augmentation du coefficient de frottement pour un essai de sable saturé par rapport au sable sec ainsi qu'une augmentation de la dilatance, ceci est dû au fait que la saturation d'un sable augmente sa rigidité au cisaillement (Cascante et al. 1998). Plus récemment, un appareil de cisaillement simple tridimensionnel cyclique C3DSSI a été développé (Evgin et Fakharian 1996 ; Fakharian et Evgin 2000). Il permet à l'interface un cisaillement simultané dans les deux directions orthogonales au plan et a aussi la faculté de garder la contrainte normale constante ou la rigidité normale constante pendant le cisaillement.

Tableau I.1: Quelques dispositifs d'étude du frottement d'interfaces granulaires (Frih 2005)

Type	Exemples	Avantages	Inconvénients
cisaillement directe plan 	Potyondy (1961) Wernick (1978) Kulhawy et al. (1979) Acar et al. (1982) Plytas (1985)	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositif simple -Préparation et procédure faciles -Surface de contact de la surface en dessous ou au dessus du sol 	<ul style="list-style-type: none"> -Effet de bord -Difficultés de distinguer le glissement du sol le long de l'interface de la déformation du sol -Risque de perte de matériau -Surface de contact qui diminue avec l'augmentation du cisaillement -Impossibilité de réalisation des cycles
Cisaillement directe Axisymétrique 	Coyle et al. (1967) Brumand et al (1973)	<ul style="list-style-type: none"> -Configuration géométrique adaptée à l'étude du frottement des pieux et des ancrages -Dispositif commode pouvant être obtenu par transformation d'un appareil triaxial standard -Surface de contact constante 	<ul style="list-style-type: none"> -Concentration des contraintes à l'extrémité du chargement -Contrainte normale à l'interface inconnue -Influence de la manière de déposer le sol autour de la barre sur l'interaction -Pas d'identification indépendante des composantes du déplacement
Cisaillement annulaire direct 	Yoshimi et al. (1981 a et b) Boulon et al. (1991)	<ul style="list-style-type: none"> -Pas d'effet de bords -Niveaux de contraintes très élevées -Grand déplacement tangentiel (1000 mm) -Possibilité de varier les conditions de sollicitations 	<ul style="list-style-type: none"> -Montage, procédure et préparation difficile -Structure solide recouvrant le sol -Pas d'identification indépendante des composantes du déplacement (Yoshimi et al. ont eu recours aux rayons X) -Gradient de déplacement à l'interface et développement d'un cisaillement simple dans le sol (Boulon et al. corrigent ce défaut par un moule très rugueux)
Cisaillement simple plan 	Goh et al. (1984) Uesugi et al. (1986 a et b) Uesugi et al. (1988) Zaman et al. (1995)	<ul style="list-style-type: none"> -Préparation et procédure facile -Surface de contact constante -Identification séparée des composantes du déplacement (glissement et cisaillement) -Possibilité de visualisation directe de l'interface 	<ul style="list-style-type: none"> -Concentration des contraintes aux extrémités -Contact sol-solide différent quand le sol se trouve au-dessus
Cisaillement double Simple-directe 	Paikowsky et al. (1995)	<ul style="list-style-type: none"> -Cisaillement simple et direct -Pas d'effet de bords -Interface simple ou double pour la barre -Surface solide interchangeable -Surface de contact constante -Identification séparée des composantes du déplacement 	<ul style="list-style-type: none"> -Instrumentation spéciale pour mesurer les contraintes le long de l'interface -Nécessite une longueur suffisante de la barre pour une mesure correcte lion des zones non uniformes aux extrémités
Cisaillement simple annulaire 	Lerat (1996) De Gennaro (1999) Chambon (2003) Dumitrescu et al. (2003) Cofidif et al. (2004)	<ul style="list-style-type: none"> -Homogénéité des conditions aux limites de déplacement sur toute l'interface -Plusieurs types de consolidation et confinement -Déplacement tangentiel très important sans perte de matériau -Vitesse de cisaillement variable en cours d'essai de 0 à 6 mm/min -Essais monotone et cycliques -Niveaux de contrainte élevée (jusqu'à 1 MPa) -Surface de contact constante -Possibilité de visualisation directe de l'interface -Choix de saturation et de drainage -Surface solide interchangeable (possibilité de bétonnage sur place) 	<ul style="list-style-type: none"> -Montage, procédure et préparation difficile -Dispositif et échantillon de grandes dimensions -Nécessite un appareil de pluviation pour un dépôt homogène de l'échantillon -Contrainte normale à l'interface non contrôlée (uniquement une structure en acier lisse est équipée de capteurs locaux)

1.2.1.1 Essai de cisaillement :

Les essais de cisaillement classiques destinés à la détermination des caractéristiques de résistance au cisaillement des sols ont fait l'objet d'aménagement pour l'étude du comportement d'interface. C'est le cas de la boîte de Casagrande pour laquelle la demi-boîte inférieure est remplacée par l'inclusion étudiée.

La boîte de cisaillement permet de mettre en évidence le phénomène plan. Il est possible de distinguer deux principaux essais : cisaillement plan direct ou simple, cisaillement annulaire.

a/ L'essai de cisaillement direct: (Figure I.1) est un essai facile d'emploi donc couramment utilisé dans de nombreux travaux malgré les inconvénients que représentent les pertes de matière au cours de l'essai et la répartition non uniforme de la contrainte normale (Schlosser & Guilloux 1981, Yoshimi & Kishida 1981, Hryciw. 1993, Hassan 1995 Evgin & Fu 1997).

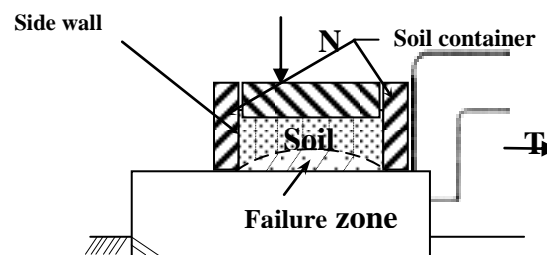


Figure I.1: Essai de cisaillement direct (d'après Yoshimi & Kishida 1981)

Cet essai peut être réalisé selon trois chemins :

- **Contrainte normale constante:** la contrainte de confinement est maintenue constante au cours du cisaillement, la paroi supérieure pouvant se déplacer. Cet essai ne tient pas compte du phénomène de dilatance empêchée qui entraîne une augmentation de la contrainte normale.

- **À volume constant:** la contrainte normale appliquée varie au cours de l'essai, la hauteur de l'échantillon restant constante quant à elle. Ceci permet de tenir compte, en partie, du phénomène de dilatance empêchée, mais tout comme l'essai précédent ne permet pas de décrire le comportement réel.

- **Rigidité normale imposée:** le comportement réel est situé entre les deux essais précédents, le chemin permettant de le simuler expérimentalement est le cisaillement direct à rigidité normale imposée. Le principe consiste à imposer une rigidité normale extérieure afin d'asservir les variations de contrainte normale au déplacement relatif normal selon la relation : $\Delta\sigma = K\Delta u$ afin de simuler la présence et le comportement de sol au dessus de la partie étudiée.

Les effets de bords sont importants comme l'a mis en évidence Hassan (1995), ainsi il est préférable de s'intéresser uniquement au comportement de la partie centrale.

D'autre part cet essai ne permet de mesurer que les déplacements globaux, sans distinction entre la part de glissement et de déformation du sol (ce qui permet l'essai de cisaillement simple).

b/ Le cisaillement simple: (Figure I.2) contrairement à l'essai de cisaillement direct, les parois initialement verticales de la cellule s'inclinent au cours de l'essai. Ceci peut être obtenu soit par l'intermédiaire de plaques superposées huilées ou de membranes en caoutchouc. Hormis sa simplicité d'utilisation, l'avantage de ce type d'essai est de connaître la part de glissement dans le déplacement. Les principaux inconvénients sont la concentration de contrainte aux extrémités ainsi que les déplacements limités. Ce type d'essai a été mis en œuvre notamment par Kishida (1987).

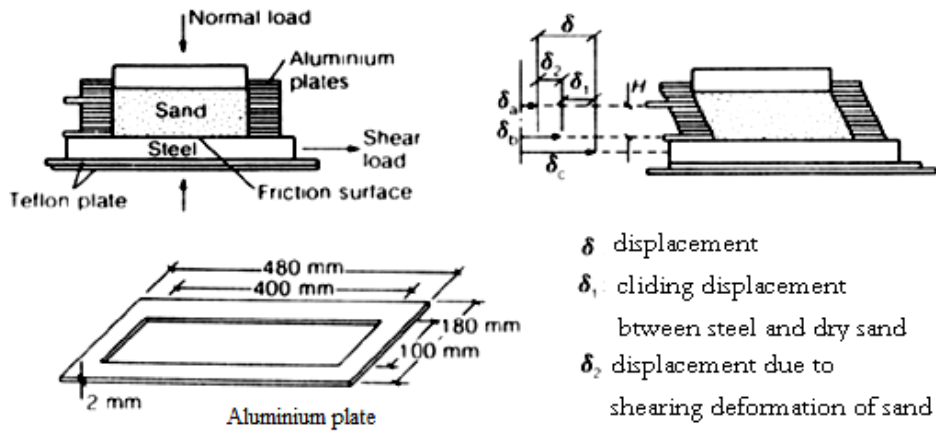


Figure I.2 : Essai de cisaillement simple (d'après Kishida et al. 1987)

c/ L'essai de cisaillement annulaire: (Figure I.3) permet de s'affranchir des effets de bord et de s'abstraire des pertes de matière. D'autre part, il est possible de mettre en œuvre des sollicitations aux grands déplacements et pour des gammes de contraintes élevées. L'essai peut être réalisé à volume constant ou à contrainte normale constante. En revanche le principal inconvénient est une mise en œuvre difficile avec une procédure délicate. Il a notamment été mis en œuvre par Yoshimi & Kishida (1981) et Lerat (1997) pour l'étude du frottement entre le sol et une structure.

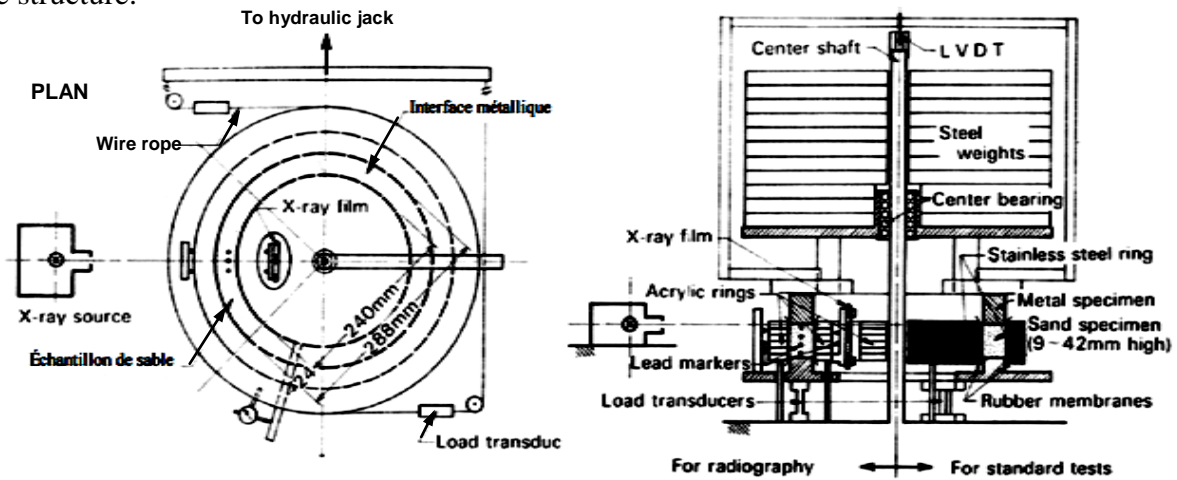


Figure I.3 : Essai de cisaillement annulaire (d'après Yoshimi et al. 1981)

1.2.1.2 Essai d'arrachement:

Un essai d'arrachement à symétrie de révolution consiste en un cylindre de matériau sous pression radiale de confinement, avec en son centre une inclusion soumise à un effort de traction. Cet essai permet d'effectuer l'étude sur un domaine de déformation important, sans perte de matière et avec une bonne corrélation avec les essais in situ. Cependant, il présente une non homogénéité importante des contraintes le long de l'inclusion et ne permet pas l'observation des particules proches de l'inclusion.

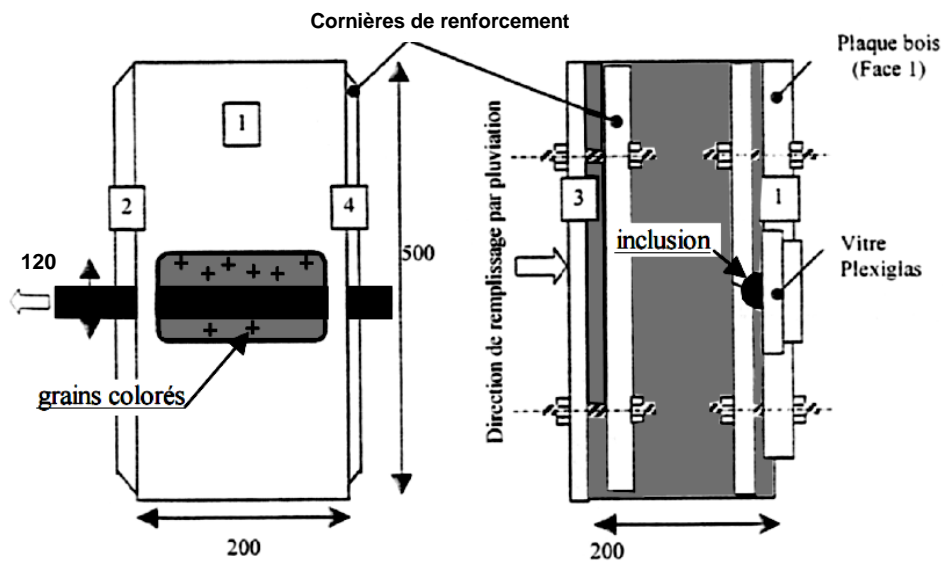


Figure I.4 : Essai d'arrachement avec suivi de particules d'après Sartoris & Chambon (1999)

Afin de palier ce dernier point, les travaux de Sartoris & Chambon (1999) mettent en œuvre un essai d'arrachement en ne considérant qu'une demi inclusion (Figure I.4). La mise en place d'une fenêtre de visualisation couplée à la présence d'une caméra permet de suivre l'évolution du champ de déplacement (sans les rotations). Un logiciel de traitement d'images détermine en temps réel la position du centre de gravité de tâches colorées (quelques grains étant préalablement colorés).

La visualisation des particules proches de l'inclusion par le suivi de quelques particules marquées permet l'étude du champ de déplacement proche de l'inclusion au cours de l'essai. Notons que les essais d'arrachement mettent en jeu le comportement de l'inclusion elle-même. Ainsi il est important de garder à l'esprit la présence d'une déformation propre à l'inclusion lors de l'essai, ce qui n'est pas le cas dans des essais de cisaillement précédent.

Remarque :

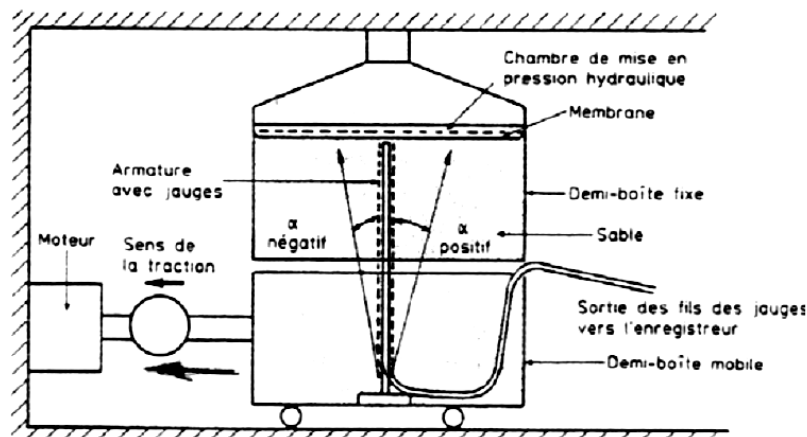


Figure I.5 : Essai mis en œuvre par Marchal (1986)

D'autres essais plus complexes à exploiter ont été mis en œuvre pour l'étude du comportement d'interface tel que celui de Marchal (1986) (Figure I.5) consistant en un essai de cisaillement direct dans lequel une inclusion est placée verticalement au milieu des deux demi-boîte.

Les observations expérimentales sont classées selon le type de sollicitation (CNC, VC ou RNC) (Figure I.6). K est la rigidité dans la direction normale $K = d\sigma_n/dU_n$.

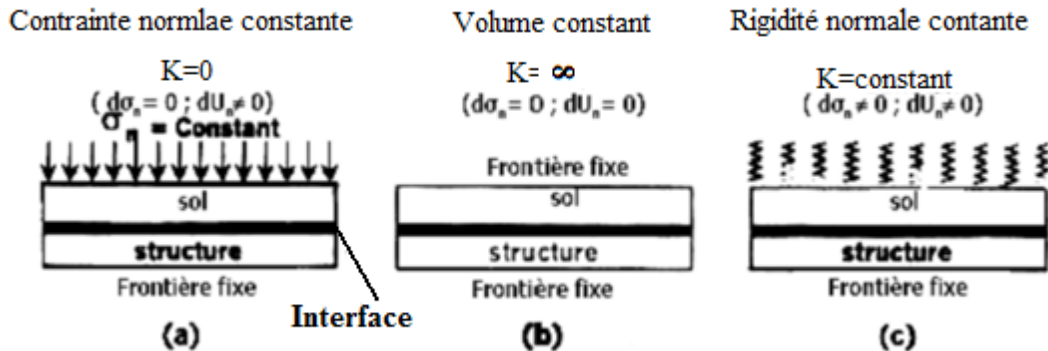


Figure I.6 : Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (a) CNC, (b) VC, (c) RNC (Evgin et Fakharian 1996)

Dans le cas d'essais d'interface à contrainte normale constante, l'interface peut se contracter ou se dilater librement. Dans ce cas, les courbes typiques des essais de cisaillement sont, d'une part, l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel relatif (u_t , τ) et, d'autre part, l'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel relatif (u_t , u_n). Une augmentation progressive du frottement est observée jusqu'à une condition de rupture (pic ou palier). La présence d'un pic de résistance au cisaillement se produit pour des sables denses. Ce pic est généralement suivi d'une phase de radoucissement puis d'une stabilisation du frottement (Figure I.7). 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.

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 se contracter (dilatance, ou contractance empêchées).

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.

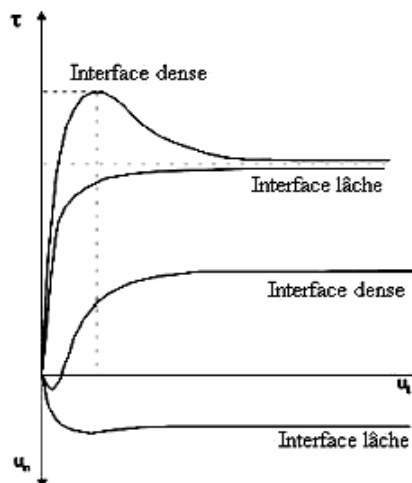


Figure I.7 : Réponses mécaniques typiques de l'interface à CNC

1.2.2. Notion du coefficient de frottement :

Lerat (1996) reprend la définition d'Alimi et al. (1977) sur le coefficient de frottement apparent μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_0}$$

Où τ_{\max} est la contrainte de cisaillement maximale et σ_0 est la contrainte normale initiale. Ce coefficient peut être fortement supérieur au coefficient de frottement réel μ :

$$\mu = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_0 + \Delta\sigma(\tau_{\max})} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma(\tau_{\max})}$$

Où $\Delta\sigma(\tau_{\max})$ est l'accroissement de contrainte normale. Ceci est dû au phénomène de dilatance empêchée généré au sein de l'interface (Schlosser et Guilloux 1981).

1.2.3. Notion d'angle de frottement sol-structure :

Parmi les facteurs qui ont une influence sur la valeur de l'angle de frottement sol-structure δ' , Schlosser (1991) cite :

- ✓ la rugosité de la structure,
- ✓ l'angle de frottement interne du sol φ' ,
- ✓ le tassement relatif entre la structure et le sol.

La mesure du coefficient de frottement réel sol-structure ($\mu = \tau/\sigma_n$) détermine immédiatement la valeur absolue de l'angle δ' ($\delta' = \tan^{-1}(\mu)$). L'angle δ' peut varier entre 0 et φ' . Les praticiens fixent la valeur de δ' en fonction de φ' , en précisant la nature de la surface de contact : de lisse à rugueuse. La pratique française consiste à prendre pour l'angle δ' les valeurs: 0 pour une surface lisse, $(1/3 \varphi')$ pour une surface peu rugueuse, et $(2/3\varphi')$ pour une surface rugueuse (Mestat et Prat 1999). Brumund et Leonards (1973) et Bolton (1991) estiment que l'angle δ' peut être égal ou supérieur à celui du sol granulaire, si la taille des aspérités de la surface de la structure est supérieure au diamètre moyen des grains du sol " D_{50} "; en conséquence la surface de cisaillement se produit à l'intérieur de l'échantillon de sable. Yoshima et Kishida (1981) montrent que la rupture se produit à l'interface sol-pieu pour les sols granulaires, sauf si le pieu est très rugueux. Leland et Kraft (1991) suggèrent que pour un pieu en acier δ'/φ' est de 0,7 pour du sable silteux, alors que pour du sable calcaire le rapport devient égal à 0,6. Moormann (2002) affirme que pour une interface sol-béton rugueux $\delta' = \varphi'$. Enfin, l'Eurocode 7 (2004) convient de limiter δ' à $(2/3\varphi')$ dans le cas des ouvrages de soutènement préfabriqués pour les interfaces sol-béton et suggère $\delta' = \varphi'$ quand l'ouvrage de soutènement est en béton coulé en place.

1.2.4. Epaisseur d'interface :

La couche d'interface peut être visualisée au cours des essais au laboratoire à l'aide des photographies, radiographies, etc. 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) a présenté l'étude la plus détaillée réalisée sur le comportement individuel des grains dans la zone d'interface (étude microscopique). En plus de la détermination de l'épaisseur de cette couche, les champs de déformation de l'échantillon et la rotation de quelques grains marqués ont été soigneusement examinés. L'auteur a constaté que l'épaisseur de la couche d'interface diminue avec l'augmentation de la densité. Lerat (1996) a observé la couche d'interface en faisant simultanément des prises photographiques et vidéo. Il a montré clairement que l'épaisseur de la couche d'interface augmente pour des rugosités élevées. Plusieurs autres ont observé l'épaisseur de la couche d'interface pour différents types d'essais, de sol et de rugosité de structure. Ces études sont résumées dans le tableau I.2 (Frih 2005). L'épaisseur varie de $0-1 D_{50}$ à $40 D_{50}$.

Tableau I.2 : Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Frih 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)

1.3. Influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface :

Comme dans le cas du cisaillement d'un matériau granulaire, le cisaillement de l'interface sol-structure est influencé par la variation de quelques paramètres dont les plus importants sont la contrainte normale, la rugosité et la densité.

1.3.1. Influence de la contrainte normale :

La plupart des auteurs (Hassan 1995 ; Lerat 1996 ; Evgin et Fakharian 1996 ; De Gennaro 1999 ; Reddy et al. 2000 ; Ghionna et Mortara 2002 ; Hu et Pu 2004 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005) constatent que la résistance au cisaillement augmente proportionnellement à l'augmentation de la contrainte normale imposée. Quant aux variations volumiques, les observations expérimentales montrent une contractance plus forte quand la contrainte normale initiale est élevée et une dilatance plus prononcée pour les contraintes normales les plus faibles (Figure I.8). Pour une contrainte normale plus grande, la valeur de pic du coefficient de frottement apparent diminue et un déplacement tangentiel relatif plus important est requis pour mobiliser le pic de la contrainte de cisaillement (Fakharian et Evgin 1996). En revanche, la valeur résiduelle n'est pas influencée par la contrainte normale imposée (état souvent qualifié de "critique" ou à "volume constant").

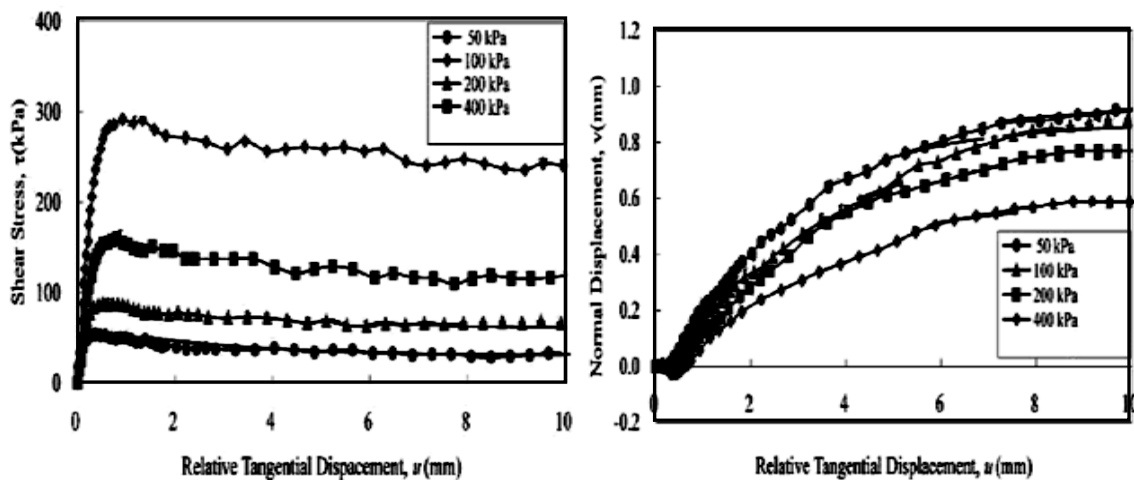


Figure I.8 : Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004)

1.3.2. Influence de la rugosité:

L'état de surface de la structure influe énormément sur le comportement de l'interface. La plupart des auteurs utilisent le concept de rugosité normalisée définie par :

$$R_n = \frac{R_{max}(L = D_{50})}{D_{50}}$$

Où le terme R_{max} est défini par Uesugi et Kishida (1986) comme étant la profondeur des aspérités sur une longueur L égale à D_{50} . Unterreiner (1994) a classé les surfaces des structures suivant l'échelle de rugosité notée R_p . L'interface est dite lisse lorsque $R_p \approx 0$ elle est rugueuse pour $\frac{D_{50}}{10} < R_p < \frac{D_{50}}{2}$ et très rugueuse quand $R_p > D_{50}$, R_p étant la différence entre le point le plus bas et le point le plus haut sur une surface de 2,5 mm de long.

Par ailleurs, Navayogarah et al. (1992) ont défini la rugosité relative de l'interface qui varie entre 0 et 1 par analogie à la densité relative d'un sol. Ce paramètre est défini par le rapport entre

la rugosité normalisée et la rugosité normalisée critique (Hassan 1995 ; Paikowsky et al. 1995 ; Reddy et al. 2000 ; Dove et Jarrett 2002). Si la rugosité normalisée augmente, la valeur du pic ainsi que la valeur résiduelle de la résistance au cisaillement deviennent plus importantes. De plus, Hu et Pu (2004) ont montré qu'il existe deux modes de rupture dus à la différence de rugosité : un mode élastique parfaitement plastique quand $R_n < 0.1$ (interface lisse) et un mode avec pic et radoucissement quand $R_n > 0.1$ (interface rugueuse) (Figure I.9).

Cependant, Dumitrescu (2005) observe le pic même pour l'interface lisse mais c'est un pic atteint plus rapidement que pour la surface rugueuse, fait confirmé par Junaiden et al. (2004).

De plus, Dumitrescu (2005) montre que l'influence de la rugosité est d'autant plus prononcée dans le cas d'un sable dense. En effet, l'enchevêtrement entre les grains et les aspérités de l'inclusion confèrent une résistance supplémentaire par rapport à l'interface lisse, phénomène expliqué aussi par Schlosser et Guilloux (1981). En ce qui concerne les déformations volumiques, la plupart des observations expérimentales ont montré que plus la structure est rugueuse, plus les variations volumiques sont importantes (Hoteit 1990 ; Boutrif 1993 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 1996 ; Lerat 1996 ; Dumitrescu 2005). De plus, un comportement essentiellement contractant est observé pour l'interface lisse et contractant-dilatant pour l'interface rugueuse. La contractance maximale est plus importante pour l'interface lisse. A l'ACSA, pour l'interface rugueuse, un deuxième comportement contractant a lieu après le comportement dilatant (Lerat 1996 ; Chambon 2003 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005).

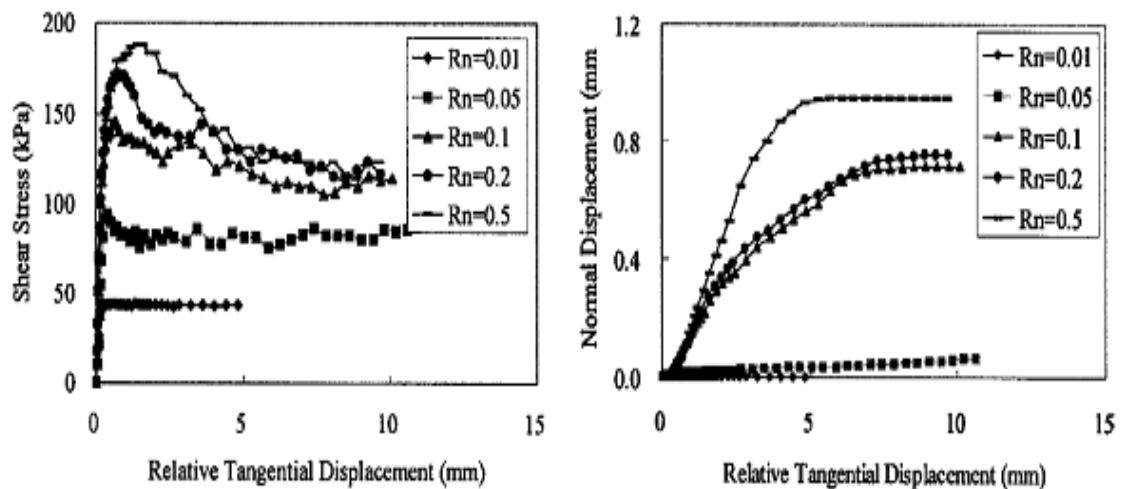


Figure I.9 : Influence de la rugosité sur le comportement de l'interface sable dense – acier (Hu et Pu 2004)

1.3.3. Influence de la densité relative de l'échantillon :

L'effet de la densité du sable sur le comportement de l'interface est bien connu. Les valeurs de résistance au cisaillement augmentent pour les échantillons les plus denses à cause de la dilatance, phénomène d'enchevêtrement et de désenchevêtrement des grains lors du cisaillement d'interface (Wernick 1978 ; Tejchman et Wu 1995). Les courbes de cisaillement pour les échantillons lâches montrent l'absence d'un pic prononcé. Ce dernier, présent dans les échantillons denses, est suivi par un radoucissement progressif et une stabilisation de la valeur de cisaillement résiduel. Du point de vue volumique, la courbe du déplacement normal des

échantillons denses est caractérisée par une phase contractante très courte suivie par une phase dilatante et enfin une stabilisation (Tabucanon et Airey 1992 ; Fakharian et Evgin 1996) et éventuellement une deuxième phase contractante (Lerat 1996 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005) (Figure I.10). Par contre, la courbe des échantillons lâches se caractérise par une seule longue phase de contractance globale ; la diminution du volume est continue et proportionnelle au déplacement de cisaillement et à la baisse de l'indice de densité I_D .

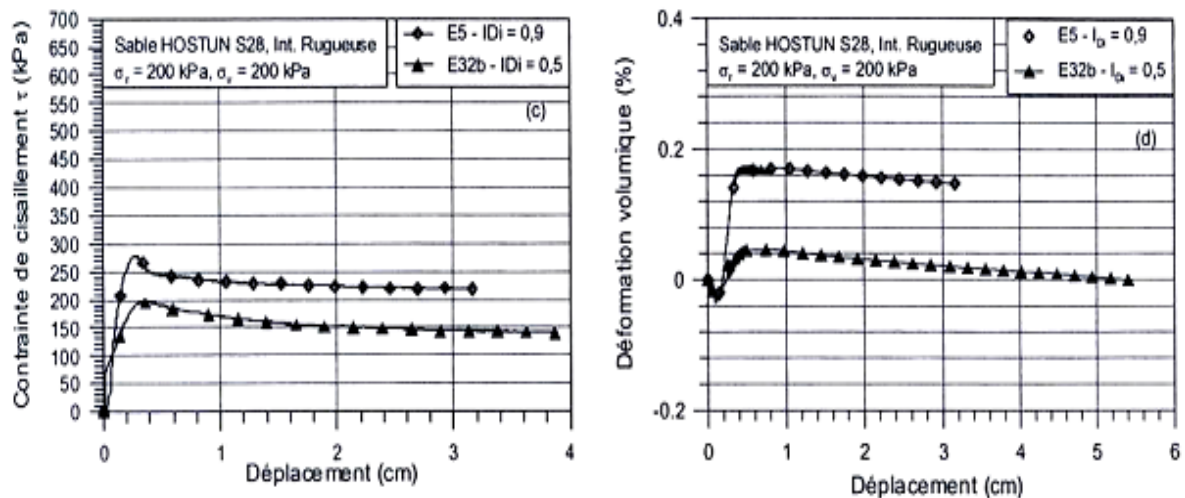


Figure I.10 : Influence de la densité sur le comportement de l'interface sable d'Hostun-acier rugueux à l'ACSA (Dumitrescu 2005)

2. Travaux de modélisation du comportement des interfaces sol-structure:

Le traitement analytique des problèmes comportant des interfaces pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématiques.

Ces dernières décennies plusieurs modèles de comportement pour les interfaces ont été développés utilisant les concepts de l'élasticité non linéaire ou ceux 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 type contact et
- Approche type couche mince.

Dans cette partie, nous allons présenter ces deux approches.

2.1. Approche type contact :

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

- Modèle de Goodman
- Modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage et
- Modèles incrémentaux.

2.1.1. Modèle de Goodman :

Goodman et al (1968) ont proposé pour la simulation des fissures dans les roches un élément spécial d'épaisseur nulle (Figure I.11). Cet élément est constitué de deux doublets 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 de force de liaison $\{P\}$ par unité de longueur de l'élément est donné par une loi du type:

$$\{P\} = [K]\{\Delta u\}$$

Avec:

$$\{P\} = \{P_t/P_n\} \text{ et } \{\Delta u\} = \begin{Bmatrix} \Delta u_t \\ \Delta u_n \end{Bmatrix}$$

$[k]$ est la matrice de comportement de l'élément joint, donnée par: $[k] = \begin{pmatrix} k_t & 0 \\ 0 & k_n \end{pmatrix}$

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 et
- K_n prend une valeur forte si la contrainte normale est de compression. Cette condition doit assurer la non interpénétration entre les corps en contact.

La loi de comportement de ce modèle peut être donc représentée par un critère de rupture en cisaillement (type Mohr-Coulomb, par exemple), une courbe de cisaillement reliant Δu_t et P_t et enfin une courbe de compression donnant Δu_n en fonction de P_n (Figure I.12).

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, basé sur le critère de rupture bilinéaire de Patton (Figure I.13).

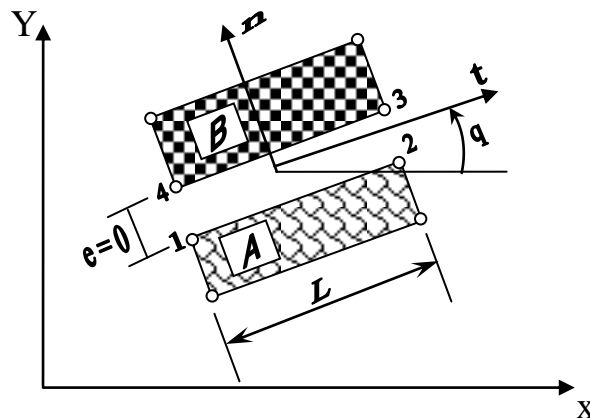


Figure I.11: Elément joint de type Goodman

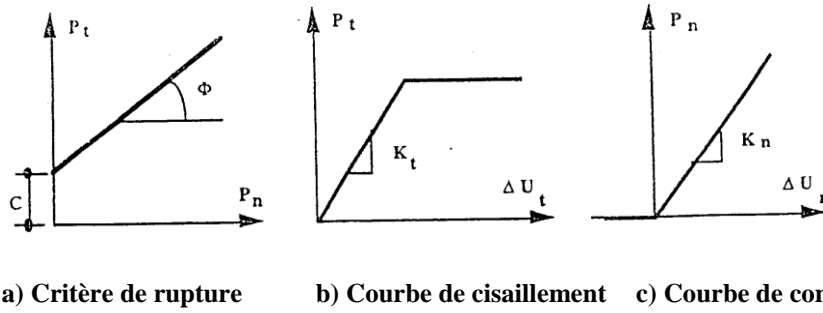


Figure I.12:Modèle de Goodman (Goodman et al,1968)

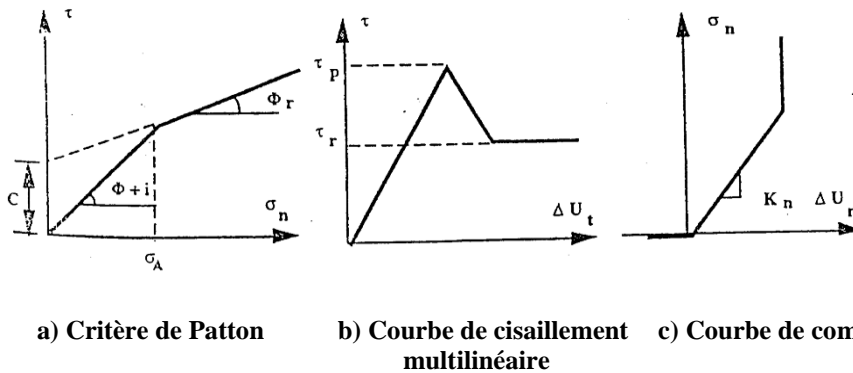


Figure I.13:Deuxième modèle de Goodman(d'après Goodman et al,1968)

Goodman et St John (1977) ont présenté une nouvelle version de ce modèle qui comprend la notion de rigidité rationnelle 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.

2.1.2. Modèles élastoplastiques :

2.1.2.1. Comportement élastoplastique :

Un corps est dit avoir un comportement élastoplastique quand au delà d'un certain niveau de chargement il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement écouvissable avec les déformations. Ce critère ne peut être dépassé en aucun point. Lorsqu'il est atteint, débutent les déformations irréversibles ou plastiques. Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement.

L'essai classique de traction sur une éprouvette d'un matériau ayant un comportement élastoplastique avec écrouissage permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique (Figure I.14).

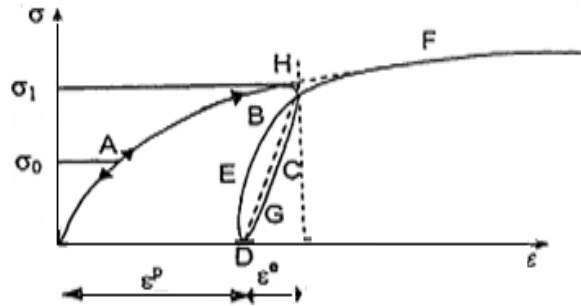


Figure I.14: Comportement élastoplastique avec écrouissage

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire quand on décharge on revient en O. le point A, point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite seuil de plasticité initial ou limite élastique. Après l'avoir franchi, et si étant au point B, par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste OD = ϵ^p est une déformation irréversible, dite plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le point précédent (A). Cette évaluation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastiques ϵ^e et plastiques ϵ^p

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \dots\dots\dots (01)$$

Si le seuil actuel σ_B est constant, le matériau est dit parfaitement plastique.

Si σ_B est toujours croissant ou décroissant le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

*** Notions de bases fondamentales :**

Des modèles de comportement élastoplastique sont basés sur trois notions fondamentales: la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons maintenant exposer les bases pour chacune de ces notions.

A/ Notions de surfaces de charge:

D'une façon plus générale et pour les cas tridimensionnels, le seuil de plasticité est remplacé par une fonction scalaire F dite fonction de charge ou critère de plasticité

$$\mathbf{F} = (\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{R}) = 0$$

Avec,

$\boldsymbol{\sigma}$: Tenseur des contraintes;

R : L'ensemble des paramètres d'écrouissage.

Cette fonction décrit dans l'espace des contraintes - déformations une surface dite communément en mécanique des sols surface d'état limite ou d'écoulement dont la projection dans le plan des contraintes est une courbe dite courbe d'état limite. La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties: L'intérieur de la surface de charge, correspond à un état de déformations réversibles (élastiques), La surface de charge (Figure I.15) en elle-même correspond à un état de déformation pouvant se décomposer de la manière suivante:

- Une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

En résumé, trois états de chargement sont possibles :

$F < 0$: C'est l'intérieur de la surface, le domaine est élastique.

$F = 0$: Des déformations élastiques peuvent être éventuellement accompagnées de déformations plastiques.

$F > 0$: Est un état de contraintes physiquement impossible en élastoplasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportement élastoplastique sont possibles :

a)- La surface de charge n'évolue pas et l'expression de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage (modèle élastoplastique parfait).

b)- La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

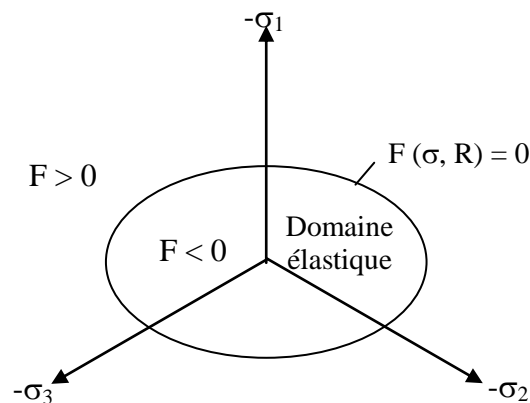


Figure I.15 : Surface de charge

B/ Notions de règle d'écrouissage :

L'écrouissage de matériau se traduit par l'évolution de la surface de seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage. Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être des scalaires fonctions des déformations plastiques comme pour le modèle de Cam Clay (Rascoe & Buraland 1968, Scholfield & Wroth 1968) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écrouissage, ou bien des invariants par exemple ε_{ij}^P (déformation plastique)

En général, on peut distinguer trois catégories de loi d'écrouissage :

a)Écrouissage isotrope: (Le vecteur représentatif des contraintes dans l'espace des contraintes garde une direction constante), La théorie d'écrouissage isotrope de Taylor et Quinney (1931) admet que le domaine élastique intérieur au critère de plasticité se transforme par homothétie de centre o pendant l'écrouissage. Il correspond au cas où la surface de charge subit une dilatation ou une

contraction uniforme. L'érouissage dans ce cas est caractérisé par une variable scalaire (Figure I.16).

b) Erouissage cinématique: La théorie d'érouissage cinématique de Prager (1955 – 1958) propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes. L'érouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge (Figure I.17).

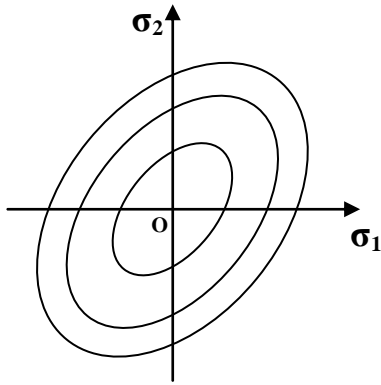


Figure I.16: Modèle d'érouissage isotrope

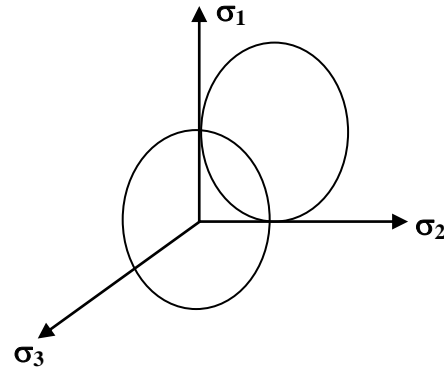


Figure I.17: Erouissage cinématique

c) Erouissage mixte : La théorie de l'érouissage mixte est une combinaison des deux théories précédentes qui conduit à un schéma plus complet pour permettre la création d'un modèle (Anisotrope cinématique). La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

d) Erouissage anisotrope : Pour un érouissage anisotrope, la surface de charge peut subir en plus d'une expansion/contraction et d'une translation une rotation et une déformation.

C/ Notions de loi d'écoulement :

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij})=0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation (01) (page 20)

a)- Lois d'écoulement associées :

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer

$$F=G.$$

La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principales) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F=0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Ce la conduit à une loi d'écoulement de la forme:

$$\varepsilon_{ij} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}$$

Où, λ est le multiplicateur plastique (Scalaire positif); les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux.

b) - Lois d'écoulement non associées :

Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet pour les lois élastoplastiques, considérant un angle de frottement φ , une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance, $\psi = \varphi$, qui s'avère souvent trop élevé pour les géo -matériaux

On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $G(\sigma_{ij})=0$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})$. Cela permet de considérer des angles de dilatance, ψ compris entre 0 et φ .

Meimon et al (1981) ont utilisé, pour le calcul des fondations des plates-formes pétrolières, des éléments joints à 6 nœuds. Le comportement à l'interface, dans le sens tangentiel, est décrit par une loi élastoplastique non associée du type Mohr-Coulomb. Le glissement ou la plastification dans l'élément joint est donc gouverné par une fonction de charge f et un potentiel plastique g s'écrivant sous la forme:

$$\begin{aligned} F(\sigma_n, \tau) &= |\tau| - \sigma_n \operatorname{tg}\varphi - c \\ g(\sigma_n, \tau) &= |\tau| - \sigma_n \operatorname{tg}\psi \end{aligned}$$

φ , C et ψ sont respectivement l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatance. Le principe de ce modèle est illustré dans les figures I.18.a à I.18.d.

Des modèles élastoplastiques à écrouissage ont été également proposés pour les interfaces. Parmi ces modèles, on peut citer le modèle Modjoin (Bencheikh, 1991; Shahrour c- Bencheikh, 1992) développé dans le laboratoire du mécanique de Lille, le modèle avec radoucissement proposé par Ottosen et Olsson (1988) et celui proposé par Boulon et Nova (1990).

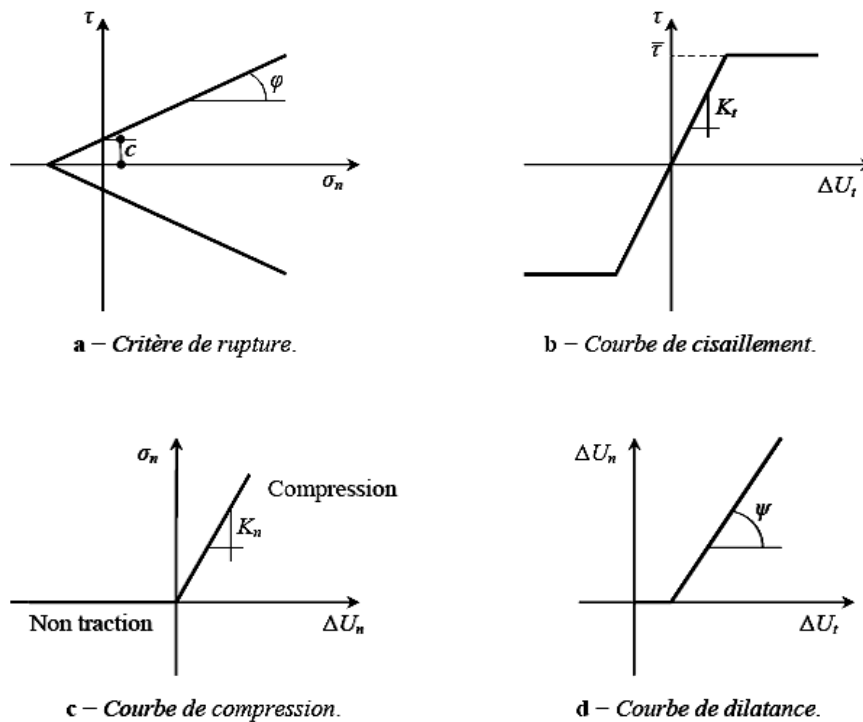


Figure I.18: Modèle de Mohr-Coulomb

La figure I.19 montre une simulation à l'aide des modèles Boulon et Nova (1990) des essais d'interface réalisés par Plytas (1985). On peut constater que ce modèle décrit correctement le comportement de l'interface pour les faibles niveaux de déplacement tangentiel relatif ($I\gamma \leq 5\text{mm}$).

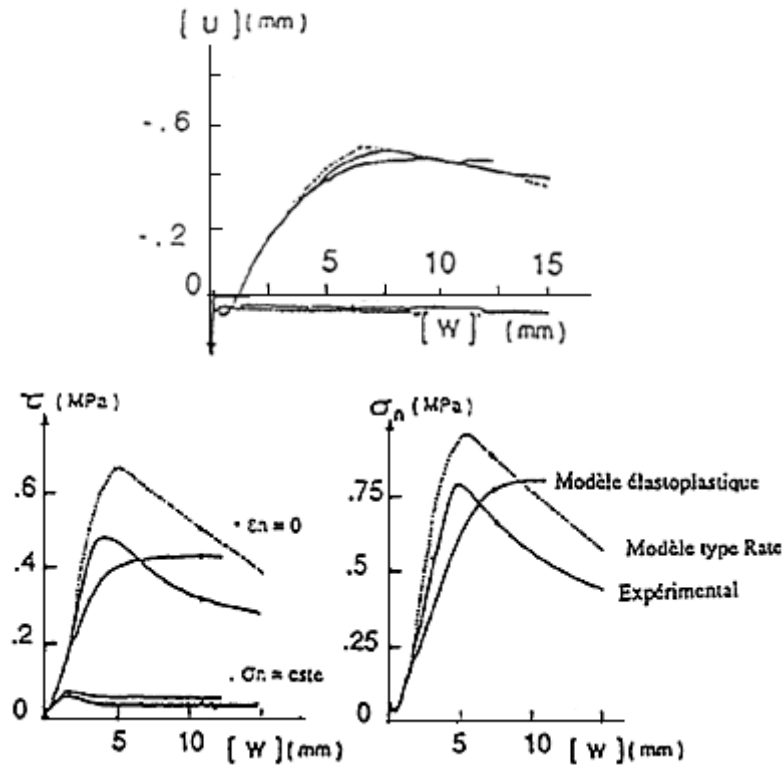


Figure I.19: Tests de calibration à contrainte normale constante et à déplacement normal bloqué (Sable d'Hostun moyennement dense, $\sigma_n = 56\text{KPa}$) (D'après Boulon et Nova, 1990)

2.1.2.2. Quelques Modèles basés sur l'élastoplasticité:

Le tableau I.3 résume les fonctions de charge, les potentiels plastiques ainsi que les variables d'écroissage utilisées dans quelques modèles d'interface élastoplastique.

Tableau I.3 : Résumé des modèles constitutifs élastoplastiques récents d'interface

Source	Fonction d'érouissage Potentiel plastique	Variable d'érouissage	Type d'interface	Nombre des paramè-tres
Desai et fishman (1991)	$F = \tau^2 + \alpha\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$ $Q = F + h(\sigma_n, \xi)$	$\xi = \int ((du_n^p)^2 + (du_t^p)^2)^{1/2}$	Joints rocheux	7
Navayogarajah et al. (1992)	$F = \tau^2 + \alpha\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$ $Q = \tau^2 + \alpha_Q\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$	$\xi_D = \int du_t^p $ $\xi_V = \int du_n^p $	Interface sable-acier	15
Desai et Ma (1992)	$F = Q = \tau^2 + \alpha\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^q$	$\xi = \int ((du_n^p)^2 + (du_t^p)^2)^{1/2}$	-Joints rocheux -Interface roche-béton	15
De Gennaro (1992) De Gennaro et Frank (2002a) De Gennaro et Frank (2005)	$F = \tau - \mu(u_t^p)\sigma_n$ $Q = \tau + \mu_c(u_t^p)\sigma_n \ln\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0}\right)$	u_t^p	Interface sable-structure	10
Mortara (2001) Ghionna et Mortara (2002)	$F = \tau - \alpha\sigma_n^\beta$ $Q = \tau - \frac{b}{1+a}\sigma_n \left[1 + a\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0}\right) - \frac{1-a}{a}\right]$	$w_n = \int \frac{\dot{w}^p}{w_p}$	Interface sable-aluminium	12
Wang et al. (2002)	$F = Q = \frac{(\sigma_n - \gamma H)}{C} + \frac{\tau_{sn}^2}{Ba^2(\theta)} - H^2$	$h = m_1 + m_2[u_n] + m_2[u_t]\alpha(\theta)$	Joints et interface rocheuses	17
Zeghal et Edit (2002)	$F = T + \mu\Sigma$ $T = (\sigma_n \sin\alpha_k + \tau \cos\alpha_k)$ $\Sigma = (\sigma_n \sin\alpha_k - \tau \cos\alpha_k)$ $Q = T $	Travail plastique w_p	Interface sable-structure	6
Hu et Pu (2003)	$F = \frac{\tau^i}{D_s} + \varepsilon_s^p (\tau^i - \sigma_n \cdot \tan\delta_0)$ $F = \tau^c - \sigma_n \cdot \tan\delta_r$ $Q = \tau^i$	ε_t^p	Interface sable-structure rugueuse	9
Fakharian et Evgin (2000) Modèle dit "tridimensionnel"	$F = \tau_x^2 + \tau_y^2 + \alpha\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$ $Q = \tau_x^2 + \tau_y^2 + \alpha_Q\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$	$\xi_D = \int du_t^p $ $\xi_V = \int du_n^p $	Interface sable-acier	15

*** Modèle de Bencheikh.B(1991):**

L'hauteur a développé un modèle de comportement pour les interfaces, ce modèle est basé sur l'élastoplasticité, la version monotone du modèle est validée sur des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante ou à déformation normale constante, ces sont les résultats d'une étude en laboratoire du problème d'interaction sol-structure par Plytas (1985).

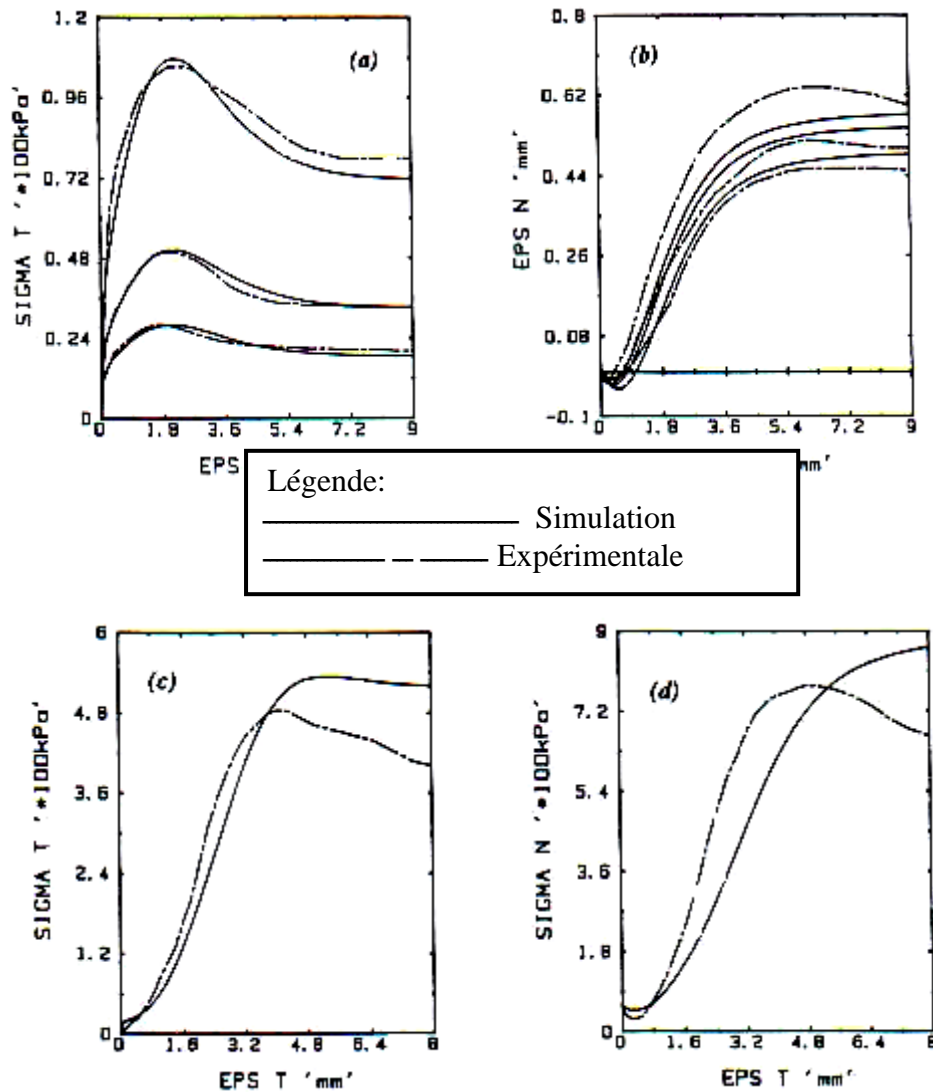


Figure I.20: Tests de la version améliorée du modèle sur les essais de calage
 (a,b : chemin à contrainte normale constante)
 (c,d : chemin à déformation normale constante)
BENCHEIKH.B (1991)

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 I.20.a). Cependant, l'évolution de la déformation normale est légèrement sensible à la contrainte normale initiale (figure I.20.b).

Concernant l'essai à déformation normale constante, on obtient un léger radoucissement de la courbe de cisaillement, mais la valeur du pic est surestimée (figure I.20.c). Quant à la courbe d'évolution de la contrainte normale (figure I.20.d), elle est moins reproduite, surtout dans sa phase finale où σ_n continue à augmenter.

* **Modèle HUABEI LIU (2006):**

L'auteur a développé un modèle en 2D dans le cadre de la plasticité généralisée en utilisant le concept d'état critique de la mécanique de sol, et il a essayé de généraliser la modélisation des interfaces sol-structure avec différentes rugosités dans le cadre de l'état critique de la mécanique de sol. Le modèle proposé a été validé sur des résultats expérimentaux publiés (Evgin et Fakharian ;1996 , Hu et Pu ;2004).

Evgin et Fakharian (1996) ont réalisé des essais à chemin de contrainte sur interface sable/acier. L'épaisseur de l'interface t était de 3 millimètres. Les paramètres du modèle ont été identifiés la première fois en utilisant les essais à contrainte normale constante. Les résultats sont illustrés dans les figures (I.21.a) à (I.22.c). Le modèle a reproduit d'une manière satisfaisante les résultats expérimentaux.

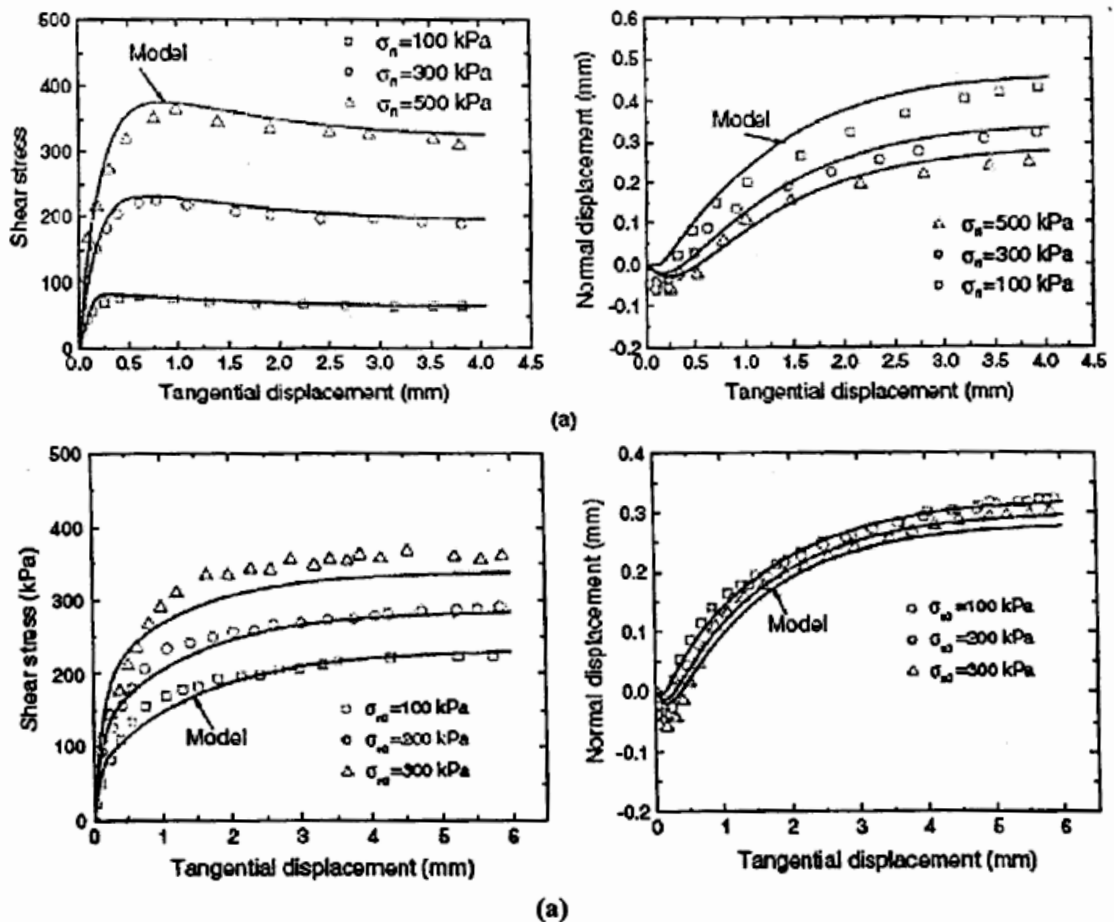


Figure I.21: Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux: essai à chemin de contrainte (données expérimentales d'Evgin et de Fakharian, 1996).

(a) Essais à contrainte normale constante.

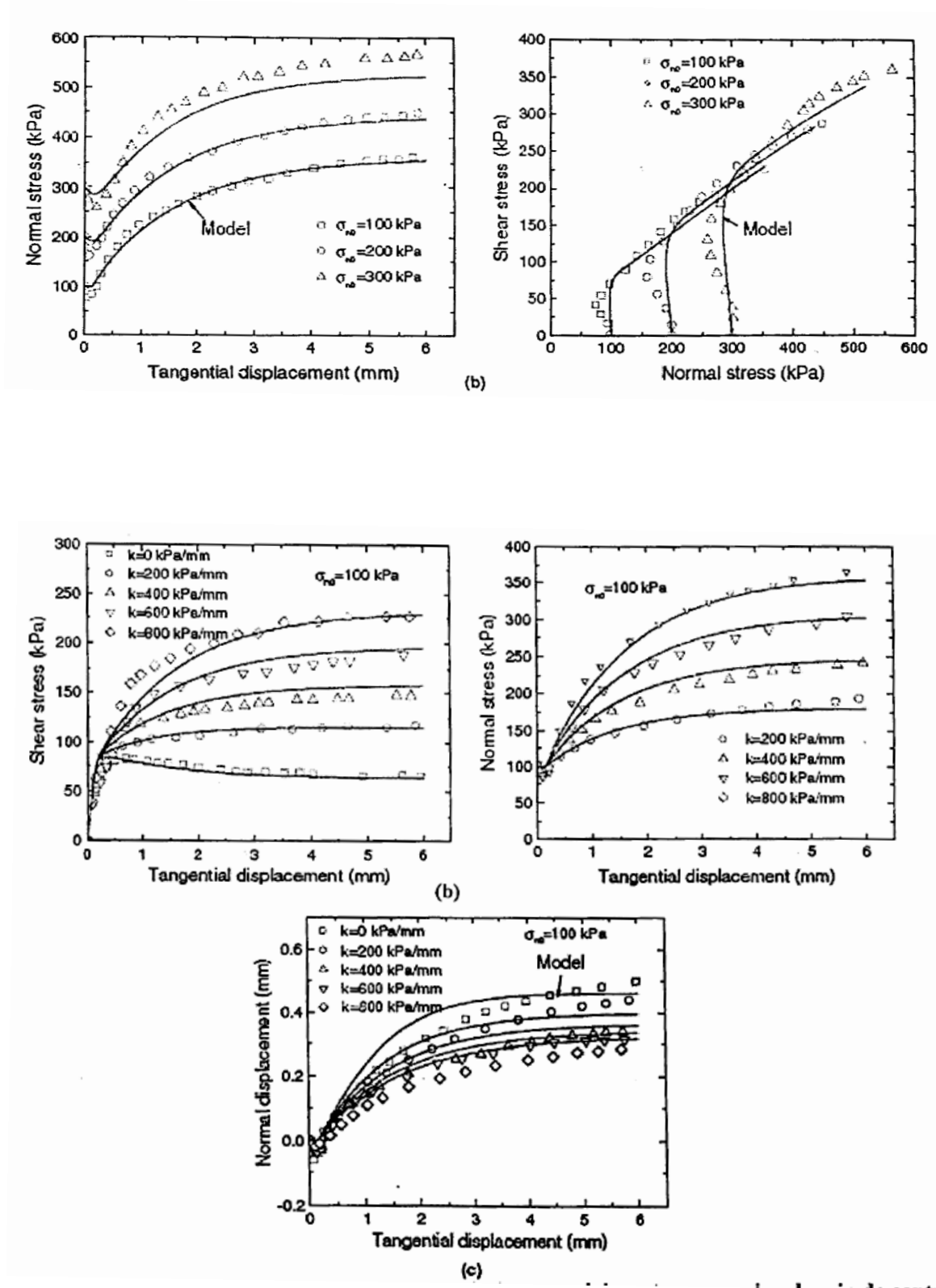


Figure I.22: Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux: essai à chemin de contrainte (données expérimentales d'Evgin et de Fakharian, 1996).
 (b) essai de rigidité normale constante ($k = 800$ kPa/mm), (c) avec différents rigidités normales.
 HUABEI LIU (2006)

Le modèle peut également être développé pour décrire les différents comportements des interfaces avec diverses rugosités.

Pour la vérification, les résultats expérimentaux par Hu et Pu (2004) ont été simulés en utilisant la version du modèle modifié. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les prévisions est montrée dans la figure I.23

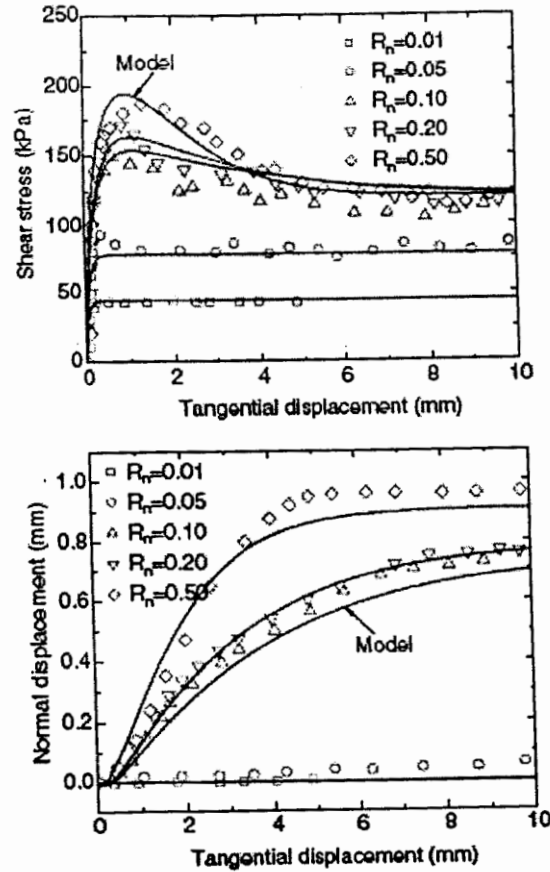


Figure I. 23 : Comparaison du modèle avec les résultats expérimentaux : avec divers rugosités (données expérimentale de Hu et Pu ,2004), HUABEI LIU (2006)

2.1.3. 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.

2.2. Approche type couche mince :

Certains auteurs (Ghaboussi, 1973.- Pande, 1978 et Desai, 1984) ont proposé l'introduction de la notion de déformations aux éléments joints, ceci 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 ont 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 plan et tri-dimensionnel, adaptés aux problèmes d'interaction sol-structure et aux joints dans les roches.

3 .Conclusion:

Dans ce chapitre on constate que l'appareil de cisaillement direct est très utilisé dans l'étude des interfaces sol-structure malgré les inconvénients qu'il présente. On constate également, que plusieurs paramètres telle que la densité, la rugosité la contrainte normale initiale, ont des effets très importants sur le comportement des interfaces sol-structure.

Deux types d'approche sont utilisés pour la prise en compte des conditions d'interface sol-structure. Dans la première, l'interface est considérée sans épaisseur et son comportement est modélisé à l'aide de lois de comportement élastoplastique ou incrémentale. Dans la deuxième approche, l'interface a une certaine épaisseur et des lois rhéologiques propres aux zones d'interface ont été développées.

Ce chapitre est composé de deux parties. Dans la première on présente une série d'essais d'identification (physiques et mécaniques) du sable de Messaâd; matériau utilisé lors de cette étude expérimentale.

La deuxième partie comporte une étude expérimentale du comportement des interfaces sol-structure à l'aide d'une boîte de cisaillement modifiée; les essais sont réalisés selon un chemin à contrainte normale constante sous trois valeurs de contrainte normale initiales (100,200 et 300KPa). On a utilisé également deux densités du matériau (lâche et dense) et deux types de structure (acier, béton).

1. Etude expérimentale sur le sable de Messaâd :

1.1. Matériau étudié :

Des essais géotechniques sont réalisés sur des échantillons prélevés dans la région d'oued de Messaâd (sable le plus utilisé dans les constructions dans la région de Djelfa); les prélèvements sont effectués à l'aide d'un matériel simple « pelle». (Photos II.1 et II.2)



Photo. II. 1: Vue d'Oued Messaâd



Photo. II. 2: Vue du lieu de prélèvement du sable de Messaâd

1.2. Essais réalisés :

Après avoir transporté les prélèvements au Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (L.N.H.C de Djelfa) nous avons effectué les essais suivants :

- ✓ Essai granulométrique;
 - ✓ Essais d'identification;
 - ✓ Essais de cisaillement ;
- } **Essais physiques**
} **Essais mécaniques**

1.2.1. Essais physiques :

1.2.1.1. Essai granulométrique :

Principe : L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé dans la partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

L'analyse granulométrique est conduite sur la fraction refusée par le tamis de 0,08mm. Les résultats sont présentés par la courbe figure II.1.

D'après l'étude de la courbe granulométrique (figure II.1) la nature du sol est un sable grossier graveleux caillouteux.

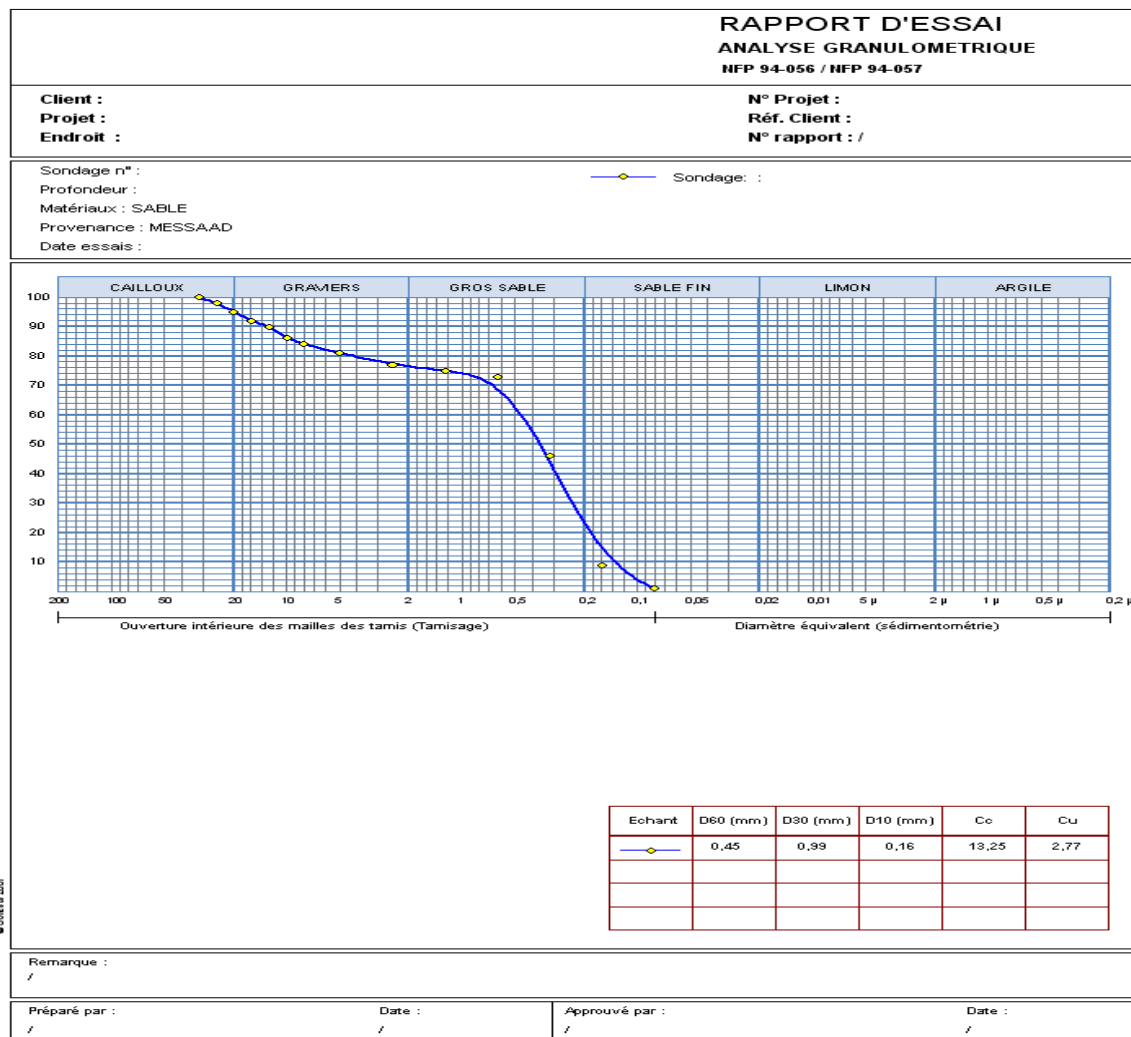


Figure II.1: Courbe granulométrique du sable de Messaâd

1.2.1.2. Essais d'identification :

a/ Densité apparente (DA) : C'est le rapport entre le poids du tamisat et le volume du moule :

$$DA = \frac{P}{1000}$$

On trouve [$DA = 1,33$]

b/ Poids spécifique(S):

$$S = \frac{500}{P_1 + 500 - P_2}$$

Tel que : 500g est le poids de l'échantillon,

P_1 est le poids de l'éprouvette + l'eau distillée

P_2 est le poids de l'éprouvette + échantillon + l'eau distillée jusqu'à la jauge de l'éprouvette.

On trouve [$S = 2.50$]

c/ Equivalent de sable :

$$ES = \frac{h_1}{h_2} \times 100$$

Tel que : h_1 est la hauteur du sable propre.

h_2 est la hauteur de l'argile flocule en suspension.

On trouve [$ES = 87\%$] , on a donc un sable propre.

d/ Poids volumique sec à l'état lâche (γ_{dmin}): C'est le rapport entre le poids du sol à l'état lâche et le volume du moule de cisaillement (volume occupé par l'échantillon du sol):

$$\gamma_{dmin} = \frac{P_{min}}{V}$$

On trouve [$\gamma_{dmin} = 17.20\text{KN/m}^3$]

e/ Poids volumique sec à l'état dense (γ_{dmax}): C'est le rapport entre le poids du sol à l'état dense et le volume du moule de cisaillement (volume occupé par l'échantillon du sol):

$$\gamma_{dmax} = \frac{P_{max}}{V}$$

On trouve [$\gamma_{dmax} = 20.3\text{KN/m}^3$]

1.2.2. Essais mécaniques :

* Essai de cisaillement :

L'essai s'effectue sur deux éprouvettes du sol (l'une dense à 90% est l'autre lâche à 15%) placées dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîte indépendantes placées en suite dans l'appareil de cisaillement. (Photos II.3 et II.4).



Photo. II.3: Deux demi-boîte de cisaillement



Photo. II. 4: Appareil numérique de cisaillement

Les mesures sont effectuées à l'aide de deux comparateurs l'un vertical pour la mesure du déplacement vertical et l'autre horizontal lié à un anneau dynamométrique pour la mesure de l'effort de cisaillement (photo II.5).



Photo. II.5: Comparateurs de mesure

a/ Sable dense:

Trois essais de cisaillement à trois valeurs de contrainte normale initiale ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa) sont effectués pour étudier l'influence de la contrainte normale initiale. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures (II.2.a) et (II.2.b). On constate que la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du chargement. Elle atteint un pic pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 4 mm pour $\sigma_{n0} = 300$ KPa et 3 mm pour 100 et 200 KPa,

puis elle diminue (figure II.2.a), on remarque que la stabilisation apparaît tardivement pour des cisaillements importants.

La figure (II.2.b) présente l'évolution du déplacement normal. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, en suite, il devient dilatant. On note que la phase de contractance augmente avec la diminution de la contrainte initiale et la phase de dilatance diminue.

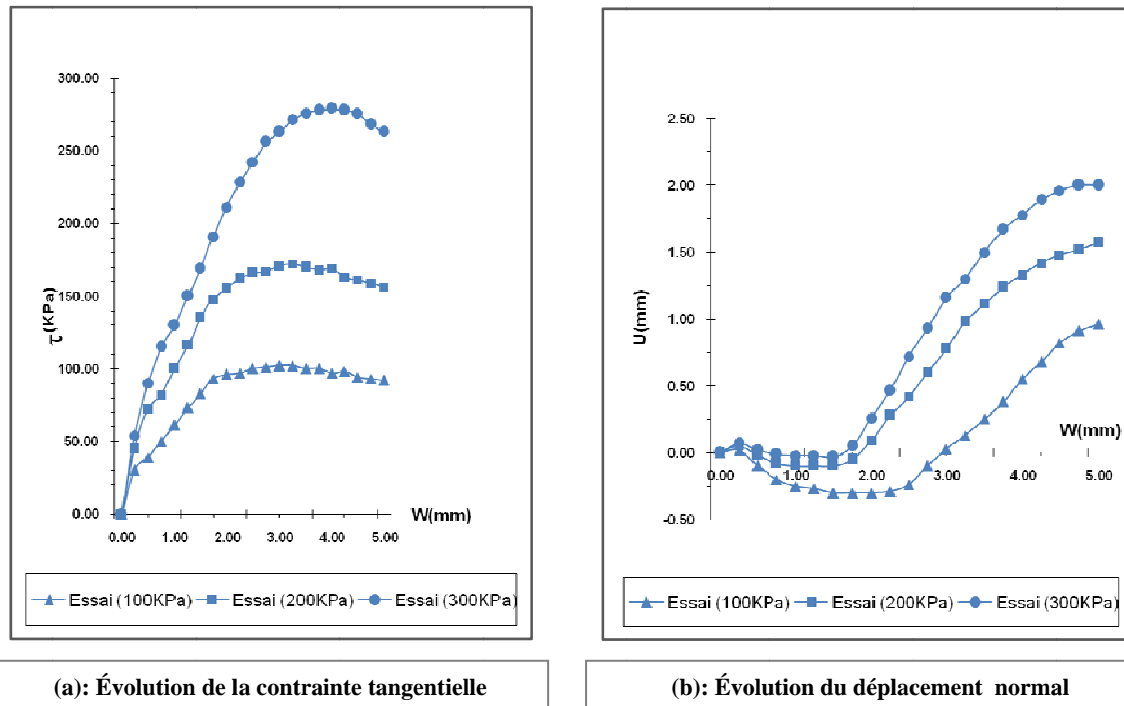


Figure II.2: Essais de cisaillement à contrainte normale constante
(Sable dense à 90%)

b/ Sable lâche:

Des essais ont été réalisés pour trois valeurs de contrainte normale initiale ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa).

Les résultats sont illustrés dans les figures (II.3.a) et (II.3.b). On remarque que la contrainte cisaillement croit au début de l'essai pour atteindre un palier, avant de se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 3.74 mm pour 100 et 200 KPa et 5 mm pour 300 KPa (figure II.3.a).

Pour l'évolution du déplacement normal, on note que le comportement du sable est contractant au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 2 mm puis il devient dilatant, on note aussi que la contractance diminue avec l'augmentation de la contrainte normale initiale (figure II.3.b).

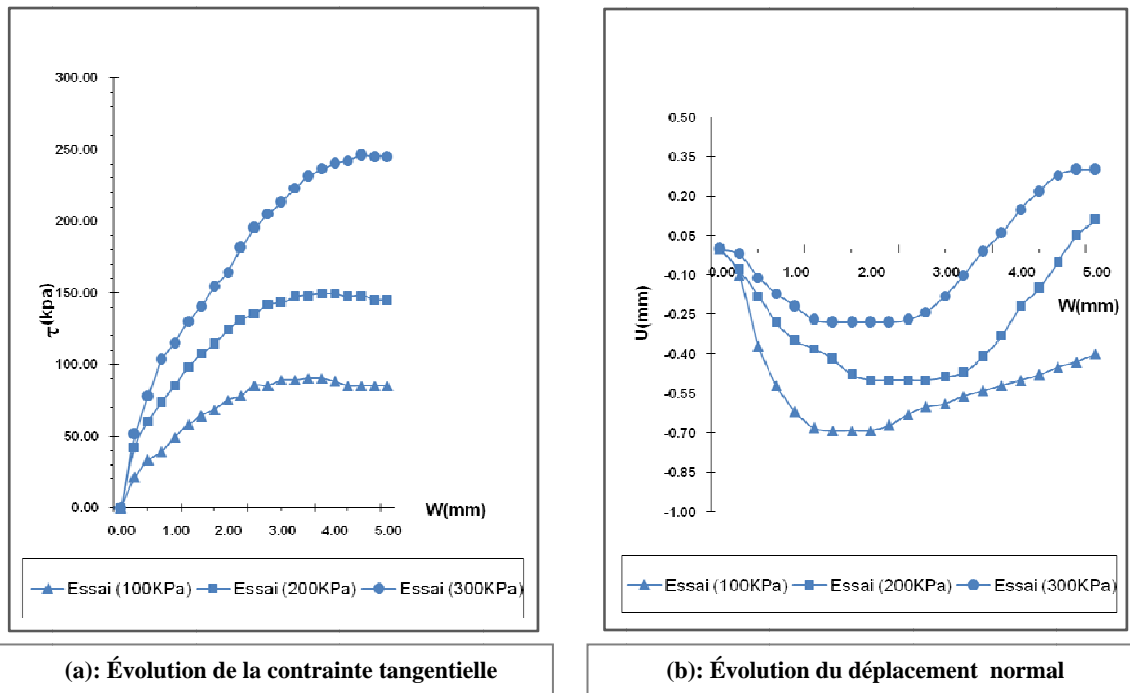


Figure II.3: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Sable lâche à 15%)

* caractéristiques mécaniques du matériau (ϕ et c) :

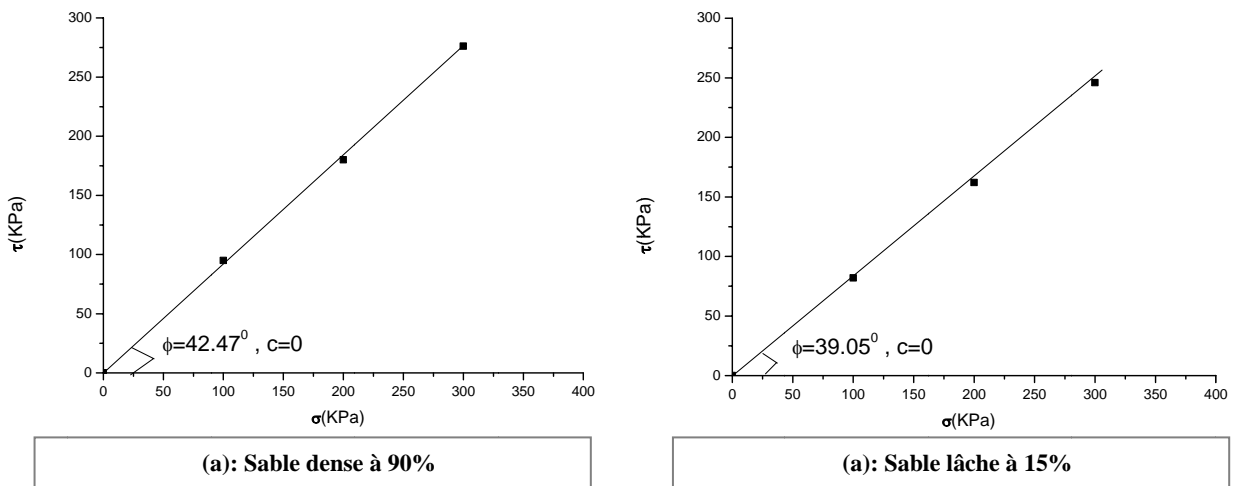


Figure II.4: Courbes d'intrinsèque

A partir des courbes intrinsèques du matériau (figures (II.4.a) et (II.4.b)) on déduit une cohésion égale 0,00 bar et un angle de frottement pour le sable lâche de 39.05 degrés et pour le sable dense de 42.47 degrés.

2. Étude expérimentale du comportement des interfaces sol-structure :

2.1. Description de l'appareillage :

Une machine de cisaillement et une boîte de Casagrande circulaire de 6 cm de diamètre ont été utilisées.

Un piston est placé au dessus de la demi boîte supérieure pour transmettre l'effort normal et sur le quel on a placé un comparateur pour la mesure du déplacement normal, l'épaisseur de sol est égale 1 cm.

Dans la demi-boîte inférieure on introduit une plaque circulaire en acier ou en béton qui représente la structure. (Photo II.6)

La plaque a un diamètre légèrement inférieur à celui de la demi-boîte, et une épaisseur de 1 cm. (Photo II.7)

L'effort de cisaillement est mesuré à l'aide d'un anneau dynamométrique placé entre la demi-boîte inférieure et le socle de la machine.



Photo. II.6: Pose de la structure dans la partie inférieure (Acier à surface rugueuse)



Photo. II.7: Surface rugueuse en acier et en béton

2.2. Mode opératoire :

Après l'emplacement de la plaque dans la demi-boîte inférieure, on monte la demi-boîte supérieure sur celle-ci (Photo II.8), puis on verse le matériau (quantité du sable pesé à l'avance) que l'on compacte manuellement à l'aide d'une dame selon la densité désirée. (Photo II.9)

On place la boîte et les instruments de mesure (comparateurs et anneau dynamométrique) puis on applique la contrainte normale souhaitée. (Photos II.10 et II.11)

Par la suite, on commence le cisaillement de l'échantillon à vitesse de déplacement constante selon un chemin à contrainte normale constante.

Les mesures à effectuer sont donc :

- ✓ La contrainte de cisaillement (τ)
- ✓ Le déplacement relatif normal (U)
- ✓ Le déplacement relatif tangentiel (W)



Photo. II.8: Fixation de la partie supérieure de la boîte de cisaillement



Photo. II.9: Versement du sable dans la boîte



Photo. II.10: Emplacement de la boîte sur la machine de cisaillement



Photo. II.11: Application de la contrainte normale souhaitée

2.3. Essais réalisés :

Une série d'essais de cisaillement a été effectuée pour l'étude de l'influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface à savoir : la rugosité de la surface de la structure (lisse ou rugueuse), la densité du sable (lâche ou dense), le type de colle et le type de structure (acier ou béton). On utilise deux densités l'une lâche à 15% et l'autre dense à 90%; la rugosité est obtenue par collage des grains de sable sur les plaques représentant les structures par deux types de colle.

2.4. Essais de Répétabilité:

Des essais de répétabilité ont été effectués avec le sable de Messaâd, afin de vérifier la fiabilité du dispositif expérimental et du mode opératoire.

Les figures II.5 et II.6 présentent deux essais :

- La première comporte des essais avec une surface rugueuse et un sable dense pour deux contraintes de confinements (200 et 300KPa) (Figure II.5).

- La deuxième comporte des essais avec une surface rugueuse et un sable lâche pour deux contraintes de confinements (200 et 300KPa) (Figure II.6).

Une analyse des résultats obtenus montre une bonne répétabilité des essais tant au niveau de la contrainte du cisaillement que du déplacement normal.

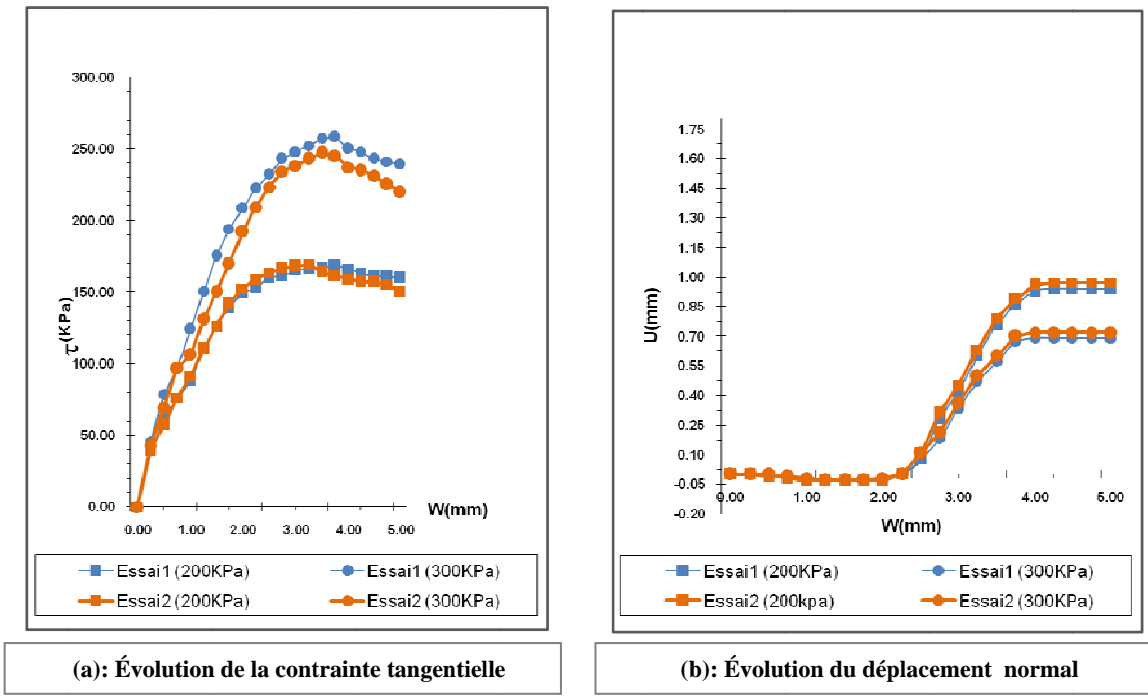


Figure II.5: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%)

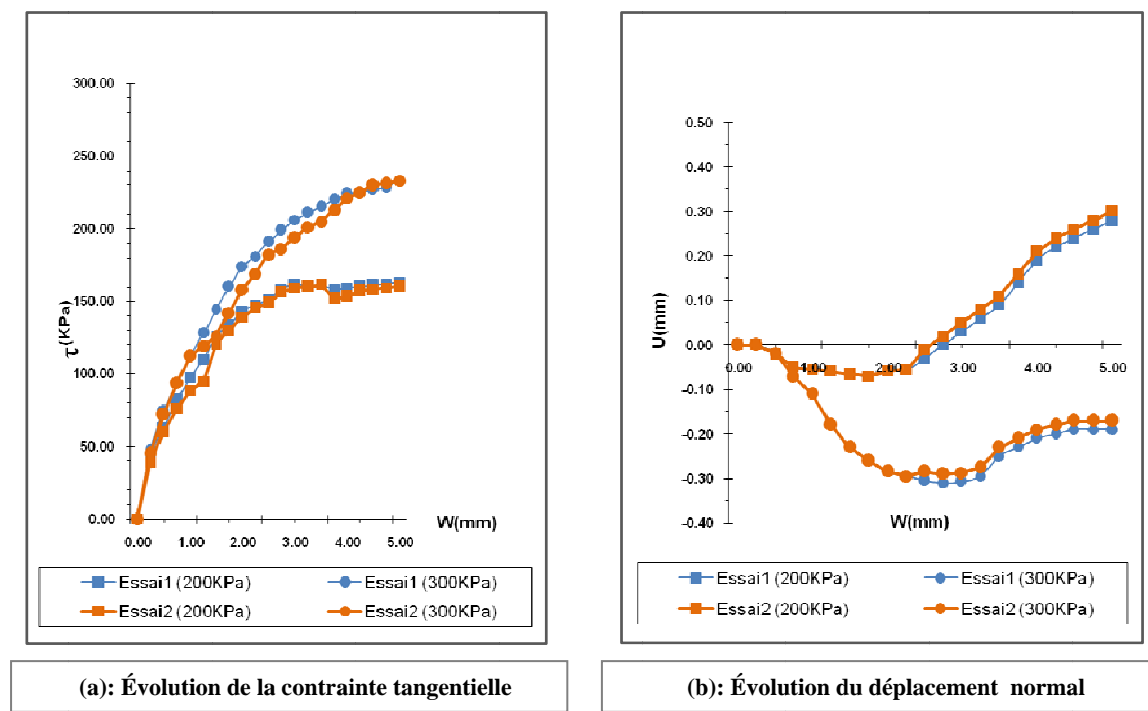


Figure II.6: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/sable lâche à 15%)

3. Conclusion :

A partir des essais d'identification réalisés, on déduit que le sable de Messaâd est un sable propre grossier graveleux caillouteux.

Les essais de répétabilité montrent une bonne reproduction que ce soit pour les courbes de cisaillement ou les courbes de déplacement normal.

Dans ce chapitre on présente les résultats obtenus des essais de l'interface sol-structure et leur interprétation ainsi qu'une étude de l'angle de frottement et de dilatance et une autre étude des effets des différents paramètres tel que la densité, la rugosité et le type de colle et enfin une étude comparative avec les résultats obtenus par Tallah Naoui utilisant le sable de Boussaâda.

1. Résultats des essais de l'interface sol-structure:

1.1. Sable dense:

1.1.1. Surface rugueuse en acier:

Trois essais de cisaillement à trois valeurs de contrainte normale initiale ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa) sont effectués pour étudier l'influence de la contrainte normale initiale, les résultats obtenus sont illustrés dans les figures (III.1.a) et (III.1.b). On constate que la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du chargement. Elle atteint un pic pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 3 mm, puis elle diminue (figure III.1.a).

Le pic correspond à l'effort de cisaillement qu'il faut appliquer pour provoquer le désenchevêtrement des grains dans le plan de l'interface.

La figure (III.1.b) présente l'évolution du déplacement normal. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, en suite, il devient dilatant. On note que la phase de contractance augmente avec la contrainte initiale et la phase de dilatance diminue.

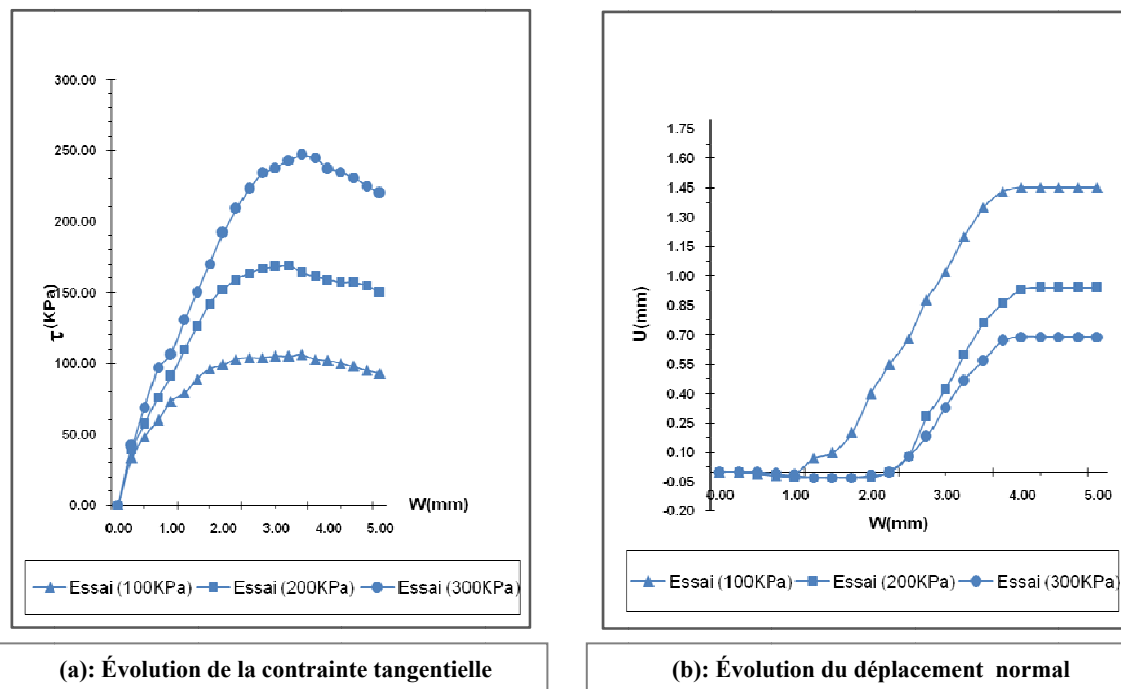


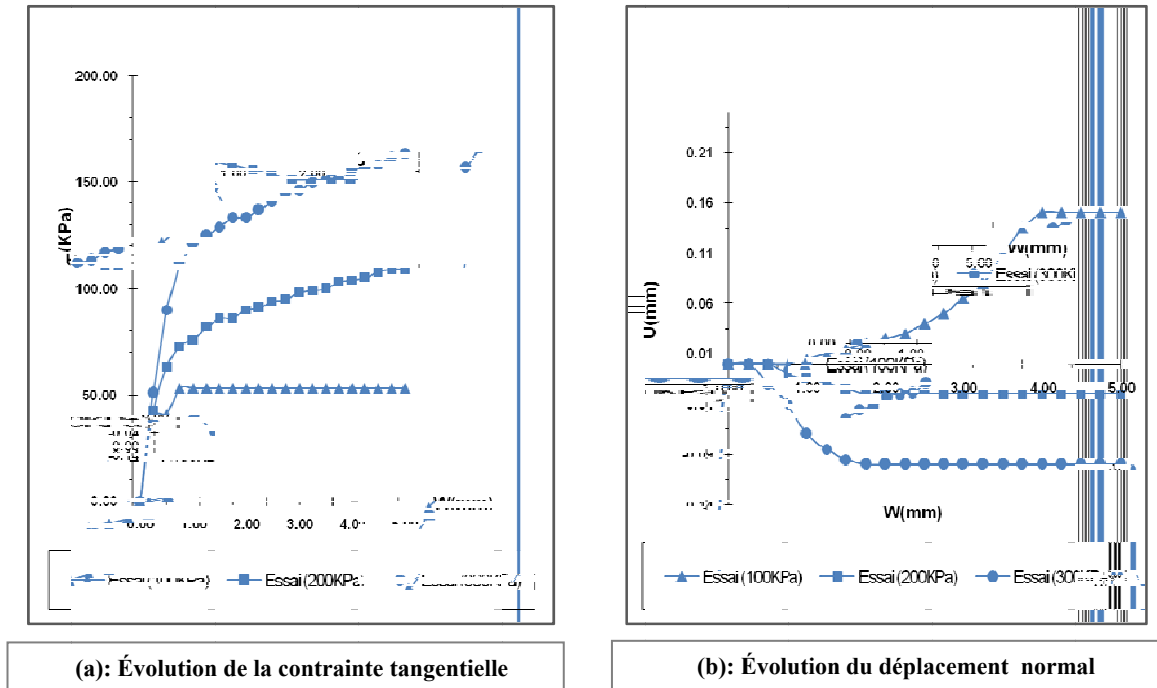
Figure III.1: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%)

1.1.2. Surface lisse en acier:

Des essais ont été réalisés pour trois valeurs de contrainte normale initiale ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa). Les résultats sont illustrés dans les figures (III.2.a) et (III.2.b)

On constate que la contrainte tangentielle croit au début du chargement pour atteindre un palier, puis, elle se stabilise pour l'essai à contrainte normale initial égale à 100 KPa, mais elle augmente légèrement pour les deux autres essais (200 et 300 KPa) ; figure(III.2.a).

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal. On constate que le comportement de l'interface pour 100 KPa au début de l'essai est dilatant puis il se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre 4mm. Pour les essais à 200 et 300 KPa le comportement au début de l'essai est contractant et il se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 2mm (figure III.2.b).



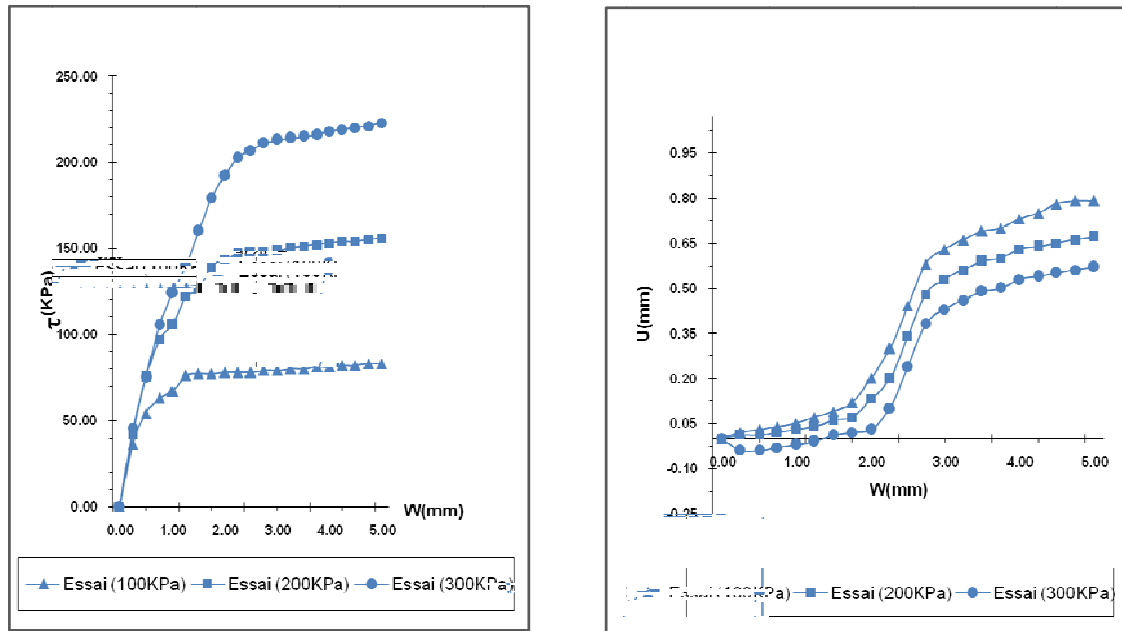
**Figure III.2: Essais de cisaillement à contrainte normale constante
(Surface lisse en acier/sable dense à 90%)**

1.1.3. Surface lisse en béton:

Des essais à trois valeurs de contrainte normale initiale ont été réalisés ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa).

Les résultats sont présentés par les figures (III.3.a) et (III.3.b). On constate que la contrainte tangentielle augmente au début du chargement pour atteindre un palier, puis, elle se stabilise (figure III.3.a).

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la figure (III.3.b). On constate que le comportement au début de l'essai est légèrement contractant, en suite il devient dilatant. On note que la dilatance s'amplifie avec la diminution de la contrainte initiale appliquée.



(a): Évolution de la contrainte tangentielle (b): Évolution du déplacement normal

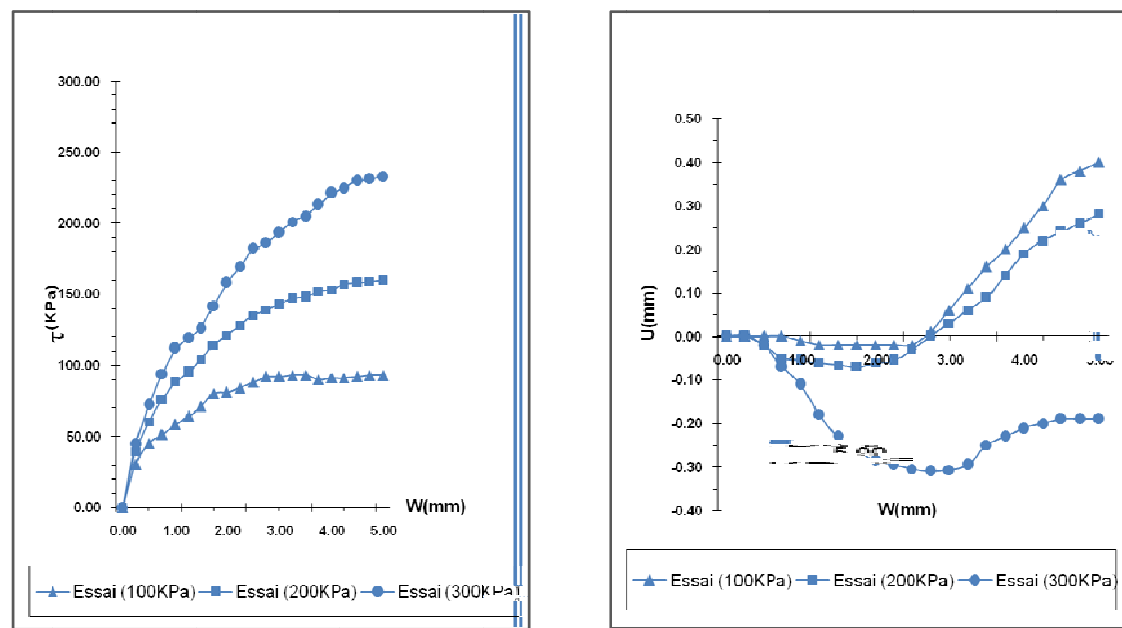
Figure III.3: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface lisse en béton/sable dense à 90%)

1.2. Sable lâche:

1.2.1. Surface rugueuse en acier:

Trois essais de cisaillement à trois valeurs de contrainte normale initiale ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa) sont effectués, les résultats obtenus sont illustrés dans les figures (III.4.a) et (III.4.b). On constate que la contrainte de cisaillement croit au début du chargement puis elle continue à augmenter légèrement (figure III.4.a).

Quant à l'évolution du déplacement normal, on note que le comportement de l'interface est contractant au début de l'essai puis il devient dilatant (figure III.4.b).



(a): Évolution de la contrainte tangentielle (b): Évolution du déplacement normal

Figure III.4: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/sable lâche à 15%)

1.2.2. Surface lisse en acier:

Des essais à trois valeurs de contrainte normale initiale ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa) ont été réalisés.

Les résultats sont illustrés dans les figures (III.5.a) et (III.5.b). On remarque que la contrainte de cisaillement croît au début de l'essai pour atteindre un palier, et se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 2 mm (figure III.5.a).

Pour l'évolution du déplacement normale, on note que le comportement de l'interface est contractant au cours de l'essai puis il se stabilise (figure III.5.b).

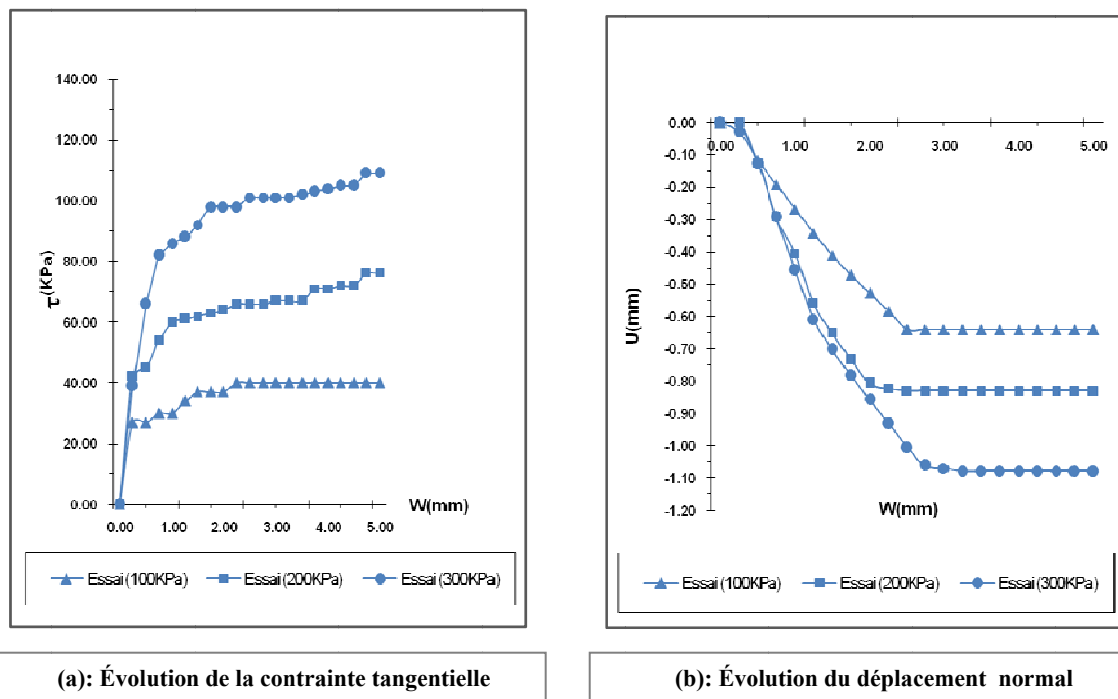


Figure III.5: Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Surface lisse en acier/sable lâche à 15%)

1.2.3. Surface lisse en béton:

Des essais à trois valeurs de contrainte normale initiale ont été réalisés ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa).

Les résultats sont présentés par les figures (III.6.a) et (III.6.b). On constate que la contrainte de cisaillement augmente au début de l'essai pour atteindre un palier, et se stabiliser (figure III.6.a)

En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement de l'interface est contractant le long de tous les essais et on observe la stabilisation de ce déplacement à la fin des essais (figure III.6.b).

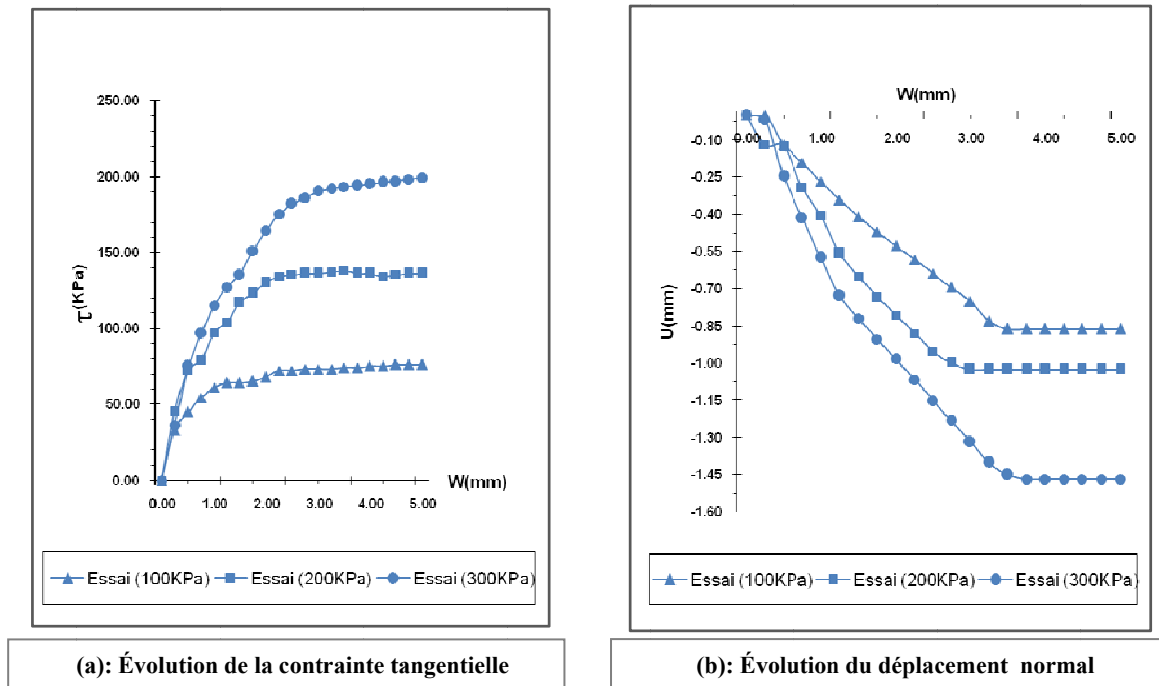


Figure III.6: Essais de cisaillement à contrainte normale constante
(Surface lisse en béton/sable lâche à 15%)

2. Interprétation des résultats:

Dans le cas d'essais d'interface à contrainte normale constante, l'interface peut se contracter ou se dilater librement. Dans ce cas, les courbes typiques des essais de cisaillement sont, d'une part, l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel relatif (w , τ) et, d'autre part, l'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel relatif (w , U). Une augmentation progressive du frottement est observée jusqu'à une condition de rupture (pic ou palier). La présence d'un pic de résistance au cisaillement se produit pour des sables denses. Ce pic est généralement suivi d'une phase de radoucissement puis d'une stabilisation du frottement. 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. La condition de contrainte normale constante est la plus fréquente et la plus simple à reproduire du point de vue des conditions aux limites.

3. Etude des angles de frottement et de dilatance:

Les tableaux (III.1) et (III.2) représentent l'évolution des angles de frottement et des angles de dilatance en fonction de la contrainte de confinement σ_{n0} ; ces angles ont été déterminés à partir de la droite Coulomb. On détermine la valeur de l'angle de frottement (φ) par régression linéaire sur les points (σ_n , τ) à la rupture figure (III.7), et la valeur de l'angle de dilatance est déterminée par la pente de la partie linéaire de la phase de dilatance dans le repère (ε_n , ε_t) figure (III.8).

Une analyse de ces résultats montre que:

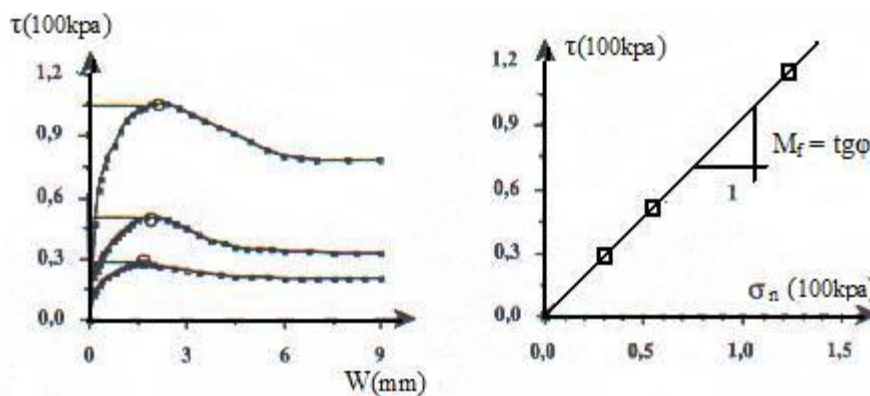
- L'angle de frottement décroît avec l'augmentation de la densité.
- L'angle de frottement pour l'interface rugueuse est plus élevé que celui de l'interface à surface lisse.
- L'angle de dilatance diminue avec l'augmentation de la densité pour la surface rugueuse et augmente pour la surface lisse.

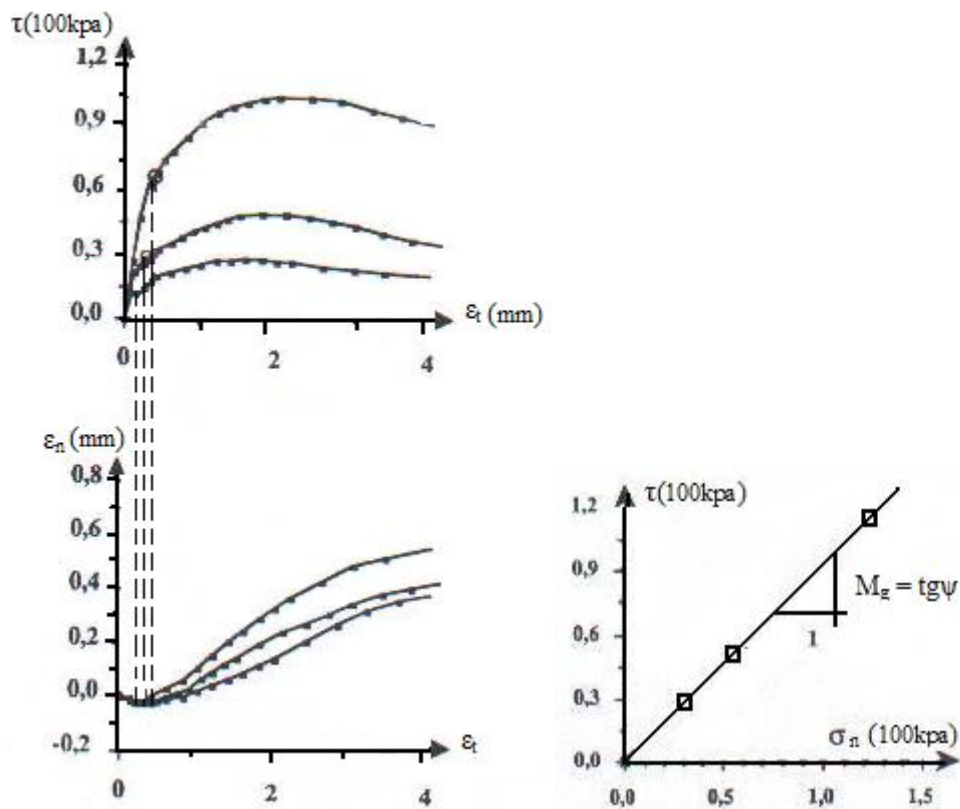
Tableau III.1: Évolution de l'angle de frottement φ en fonction de la contrainte de confinement σ_{n0}

σ_{n0} (KPa)	Sable lâche	Sable dense
	(100,200 et300KPa)	(100,200 et300KPa)
Surface rugueuse en acier	$\varphi = 37.61^\circ$	$\varphi = 40.29^\circ$
Surface lisse en acier	$\varphi = 21.24^\circ$	$\varphi = 29.06^\circ$
Surface rugueuse en béton	$\varphi = 37.81^\circ$	$\varphi = 39.97^\circ$
Surface lisse en béton	$\varphi = 32.34^\circ$	$\varphi = 35.27^\circ$
Sable-sable	$\varphi = 39.05^\circ$	$\varphi = 42.47^\circ$

Tableau III.2: Évolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σ_{n0}

σ_{n0} (KPa)	Sable lâche	Sable dense
	(100,200 et300KPa)	(100,200 et300KPa)
Surface rugueuse en acier	$\psi = 19.07^\circ$	$\psi = 17.36^\circ$
Surface lisse en acier	$\psi = 12.14^\circ$	$\psi = 20.85^\circ$
Surface rugueuse en béton	$\psi = 19.16^\circ$	$\psi = 17.40^\circ$
Surface lisse en béton	$\psi = 13.22^\circ$	$\psi = 29.17^\circ$
Sable-sable	$\psi = 13.89^\circ$	$\psi = 15.41^\circ$

Figure III.7: Détermination de l'angle de frottement φ

Figure III.8: Détermination de l'angle de dilatance ψ

4. Effet de la rugosité et de la densité initiale:

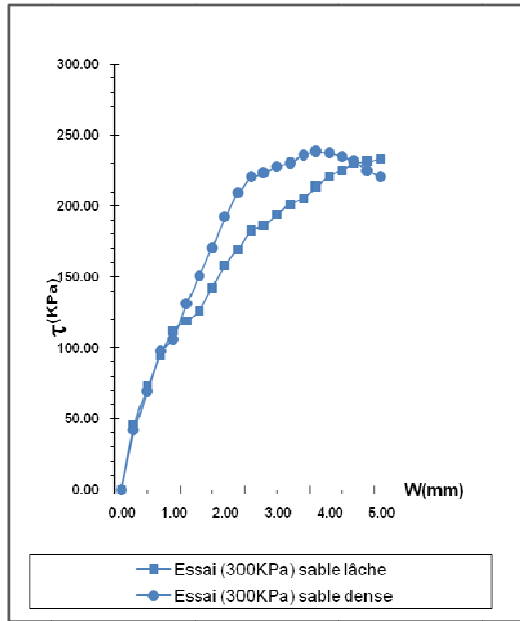
Afin d'illustrer l'influence de la rugosité de la surface d'interface et de la densité initiale du sable sur le comportement mécanique de l'interface, nous avons tracé les résultats des essais à contrainte normale constante réalisés avec les deux densités et les deux rugosités (figures de III.9.a à III.10.b) et (figures de III.11.a à III.12.b).

4.1. Effet de la densité initiale:

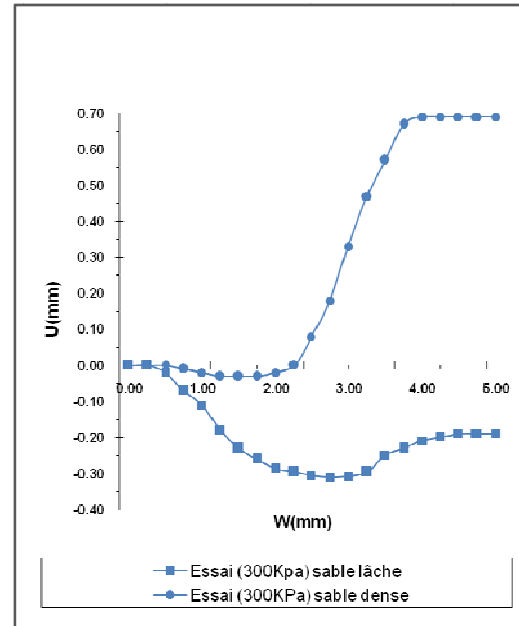
Les résultats de ces essais montrent que le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale.

Dans le cas d'une surface rugueuse, on note la présence d'un pic de cisaillement dans le cas d'un sable dense et la présence d'une phase de dilatance accompagnée d'un radoucissement pour l'évolution du déplacement normal, alors que la courbe de cisaillement pour le sable lâche; continue à augmenter pour les grands déplacements et le comportement normal reste contractant le long de l'essai (figures de III.9.a et III.9.b).

Dans le cas d'une surface lisse (figures de III.10.a et III.10.b); la densité du sable affecte d'une manière moins sensible l'évolution du cisaillement. Pour le déplacement normal, on note un comportement très contractant pour les sables denses et cependant une amplification du déplacement normal dans le cas du sable lâche.

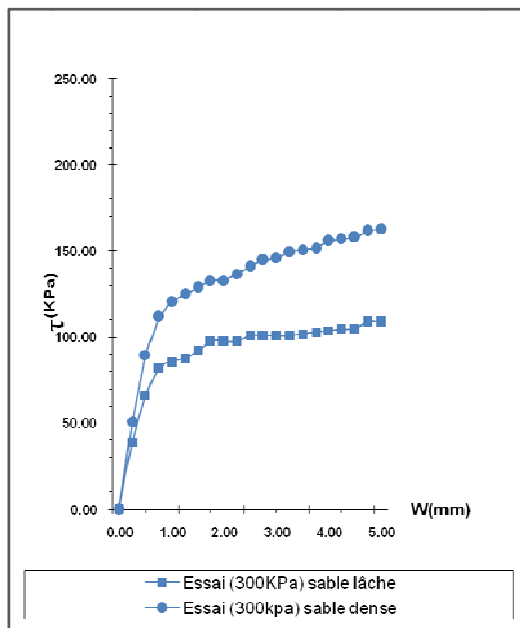


(a): Évolution de la contrainte tangentielle

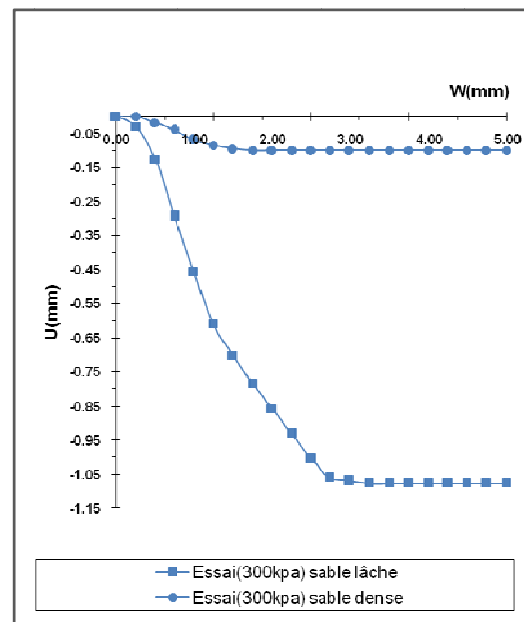


(b): Évolution du déplacement normal

Figure III.9: Effet de la densité (surface rugueuse en acier/sable lâche à 15% ou dense à 90%)



(a): Évolution de la contrainte tangentielle



(b): Évolution du déplacement normal

Figure III.10: Effet de la densité (surface lisse en acier/sable lâche à 15% ou dense à 90%)

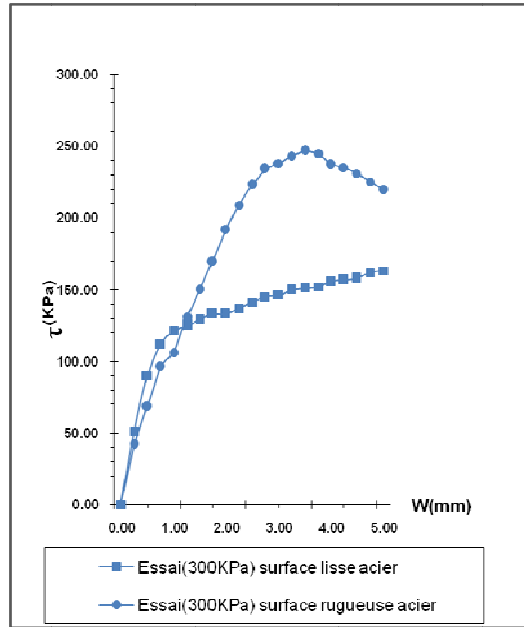
4.2. Effet de la rugosité:

Dans le cas de la densité forte et pour la courbe de cisaillement, on note une différence du comportement importante sur le plan qualitatif et quantitatif (présence d'un pic de cisaillement et le niveau de contrainte est plus élevé dans le cas d'une plaque rugueuse) (Figure III.11.a).

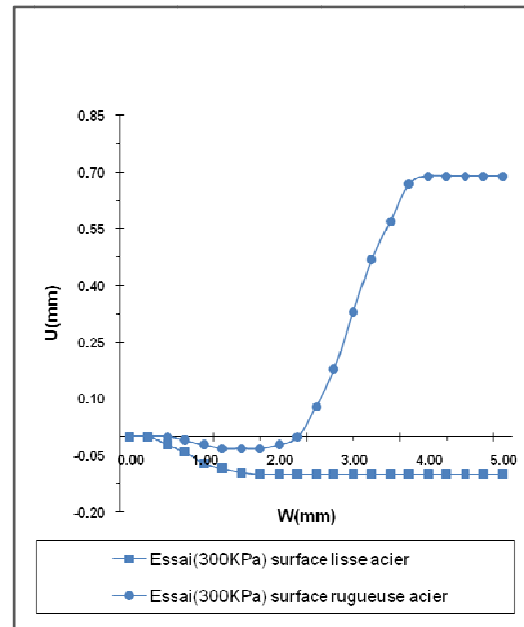
Pour la courbe d'évolution du déplacement normal on note une différence très importante, en effet la phase de dilatance est complètement absente dans le cas de la surface lisse (Figure III.11.b).

Dans le cas de la densité faible on note une différence très importante dans le comportement du cisaillement, en effet pour une surface rugueuse la contrainte de cisaillement continue à augmenter pour les grands déplacements, alors que pour la surface lisse cette contrainte se stabilise (Figure III.12.a).

Pour le déplacement normal, et qualitativement les deux surfaces représentent le même comportement (contractant) mais quantitativement la différence est importante (Figure III.12.b).

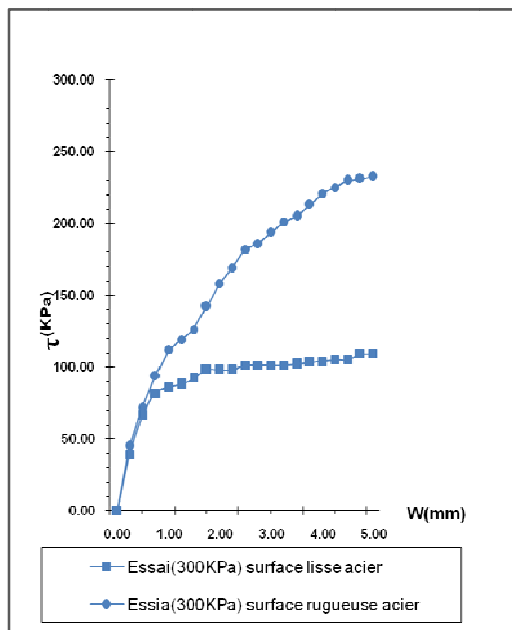


(a): Évolution de la contrainte tangentielle

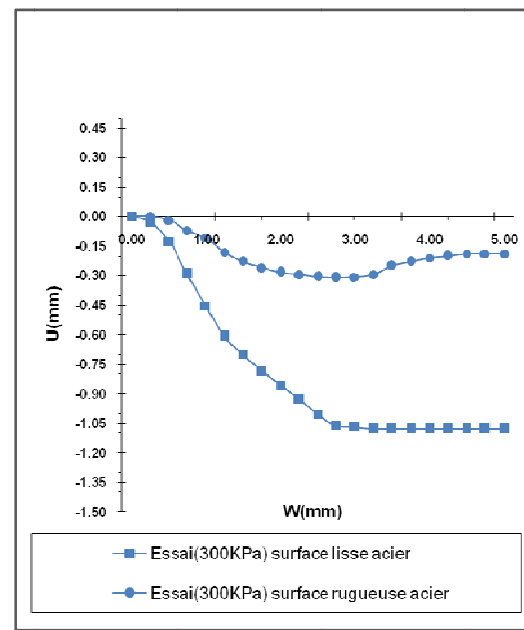


(b): Évolution du déplacement normal

Figure III.11: Effet de la rugosité (sable dense à 90%)



(a): Évolution de la contrainte tangentielle



(b): Évolution du déplacement normal

Figure III.12: Effet de la rugosité (sable lâche à 15%)

5. Effet du type de colle:

Pour l'étude de l'effet du type de colle et en plus de la série d'essais ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa) effectuée initialement avec la colle (1) de la marque ARALDITE, nous avons réalisé une autre série d'essais ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa) avec un autre type de colle (2) de la marque BECTA, les résultats sont présentés sur les figures III.13 et III.14.

On constate que l'influence de la colle n'est pas très importante sur le cisaillement et également sur le comportement normal.

Une très légère différence quantitative est observé sur les courbes de cisaillement ceci peut être due au mode opératoire " lecture sur les comparateurs durant l'essai, cassure des grains durant l'essai....ext".

Le calcul des angles de frottement, pour les deux types de colle montre que les valeurs sont très proches. En effet pour la densité forte on a $\varphi = 40.29^\circ$ pour le premier type de colle "ARALDITE" et $\varphi = 40.56^\circ$ pour le deuxième type de colle "BECTA". Et pour la densité faible $\varphi = 37.61^\circ$ pour le premier type de colle et $\varphi = 37.99^\circ$ pour le deuxième type de colle.

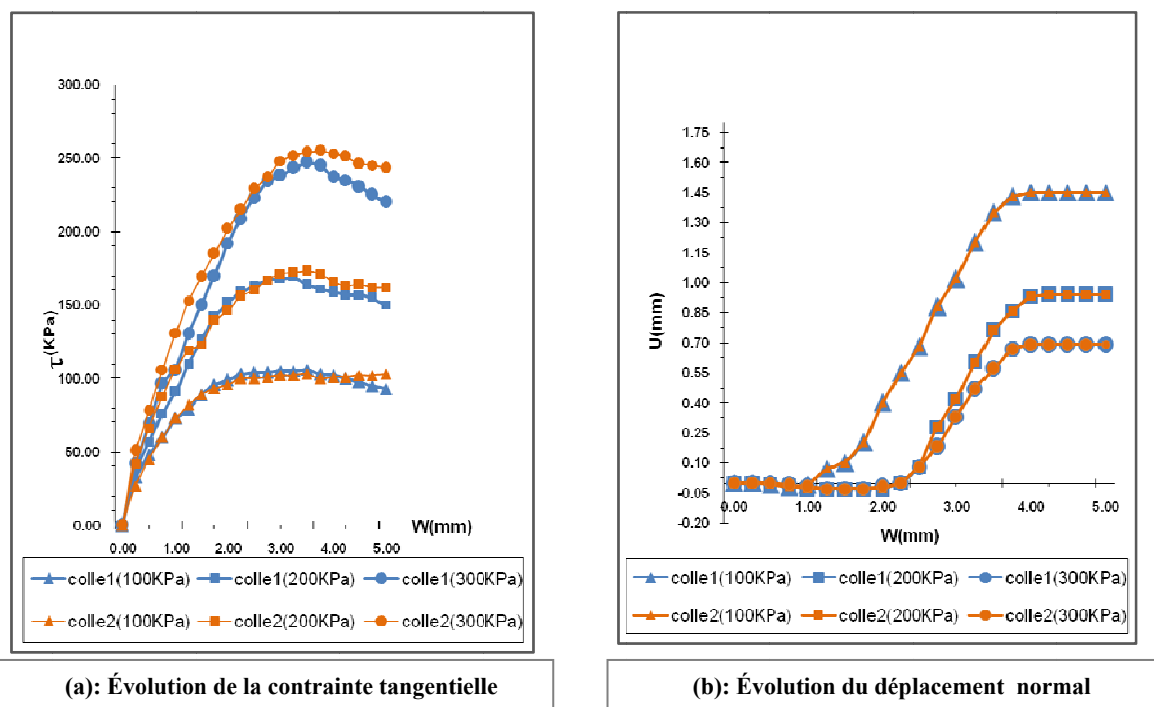
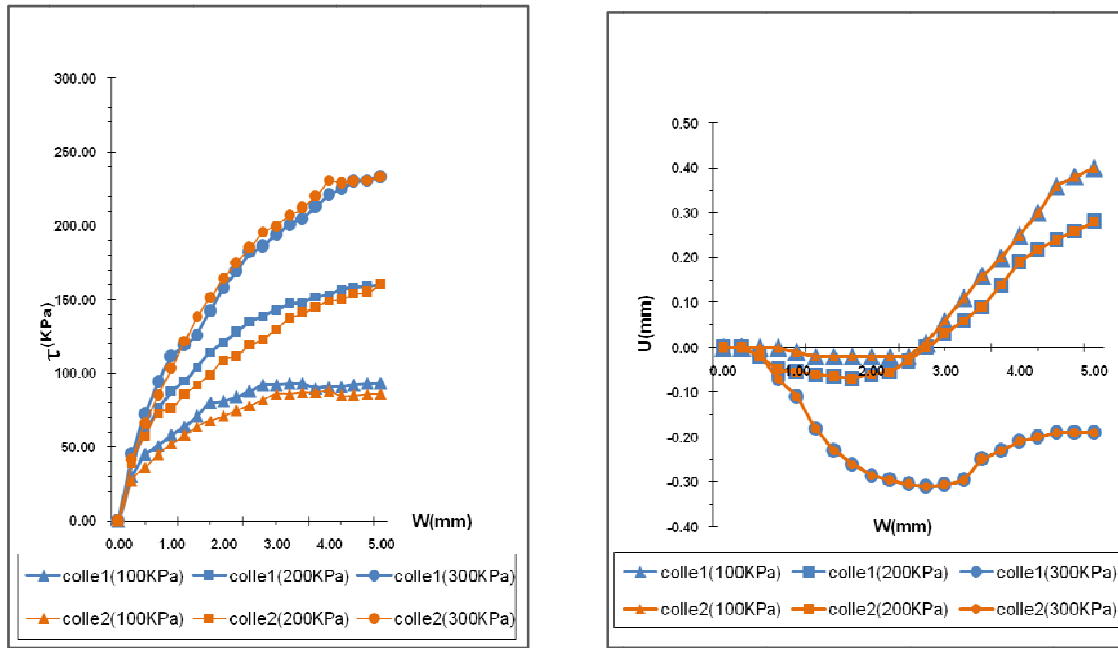


Figure III.13: Effet du type de colle (surface rugueuse en acier /sable dense à 90%)



(a): Évolution de la contrainte tangentielle

(b): Évolution du déplacement normal

Figure III.14: Effet du type de colle (surface rugueuse en acier /sable lâche à 15%)

On remarque, après chaque essai, que l'état de la surface rugueuse reste le même (pas de décollement des grains), (figure III.15).



Photo. III.1: Pièce d'acier avant l'essai



Photo. III.2: Pièce d'acier après l'essai



Photo. III.3: Pièce du béton avant l'essai



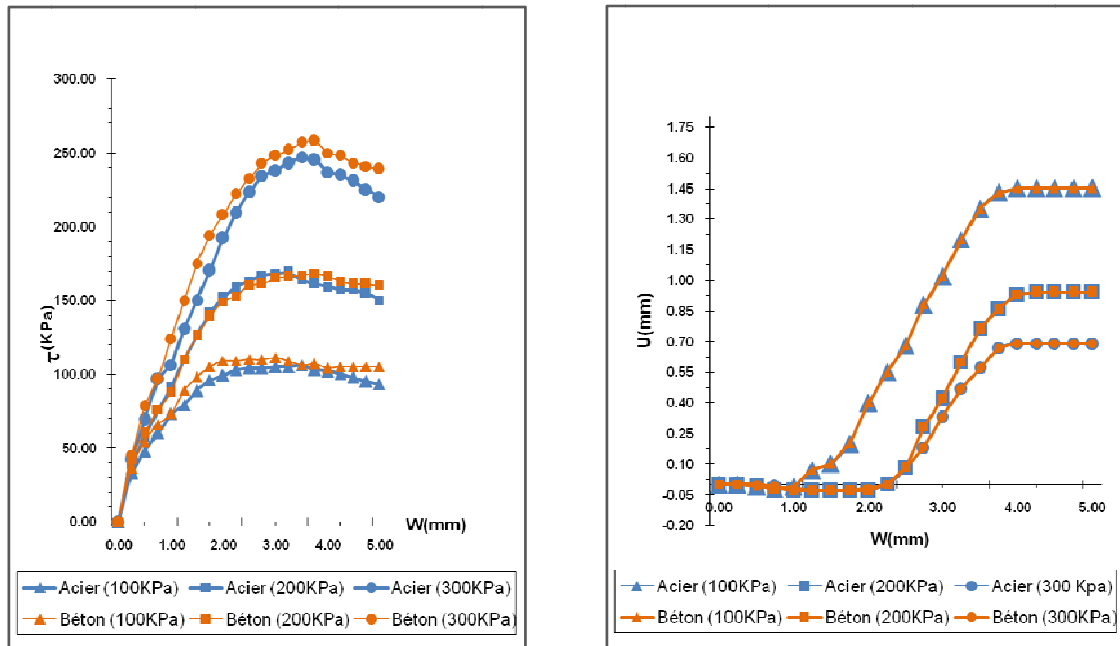
Photo. III.4: Pièce du béton après l'essai

Figure III.15: Etats de surface avant et après les essais.

6. Effet du type de structure (béton ou acier):

Six essais à trois valeurs de contrainte normale initiale ($\sigma_{n0} = 100, 200$ et 300 KPa) sont effectués, les résultats obtenus sont illustrés dans les figures de (III.16.a à III.17.b). On remarque pour les deux densités (lâche et dense) que la surface rugueuse du béton a le même comportement (cisaillement, déplacement) que la surface rugueuse d'acier car; la rugosité est constituée par les mêmes grains du sable collés sur les deux surfaces lisse (acier ou béton).

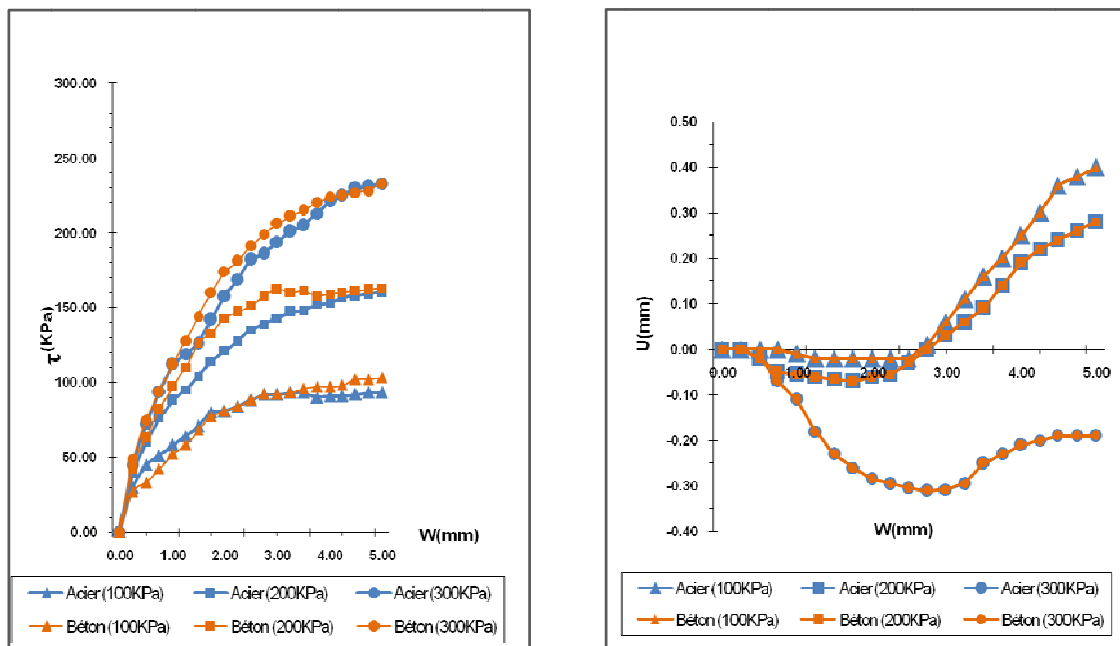
Le calcul des angles de frottement, pour les deux types de structure montre que les valeurs sont très proches. En effet pour la densité forte on a $\phi = 40.35^\circ$ pour la structure en béton rugueux et $\phi = 40.29^\circ$ pour le structure en acier rugueux. Et pour la densité faible $\phi = 37.81^\circ$ pour la plaque en béton et $\phi = 37.61^\circ$ pour la plaque en acier.



(a): Évolution de la contrainte tangentielle

(b): Évolution du déplacement normal

Figure III.16: Effet du type de structure (béton ou acier) (surface rugueuse /sable dense à 90%)



(a): Évolution de la contrainte tangentielle

(b): Évolution du déplacement normal

Figure III.17: Effet du type de structure (béton ou acier) (surface rugueuse /sable lâche à 15%)

7. Étude comparative avec les résultats obtenus par Tallah Naoui utilisant le sable de Boussaâda :

La figure III.18 présente une comparaison entre les résultats obtenus avec les deux sables "sable de Boussaâda et le sable de Messaâd".

On remarque que l'allure des courbes est identique ; les courbes d'une manière qualitative sont les même mais il y a une différence quantitative ; car le sable de Messaâd est un sable grossier donc la résistance au cisaillement est plus forte que celle mesurée avec le sable de Boussaâda qui est un sable plus fin.

En ce qui concerne le déplacement normal, pour les deux sables on constate que le comportement à 100 et 300 KPa au début de l'essai est contractant puis il devient dilatant le long de tout l'essai puis il se stabilise.

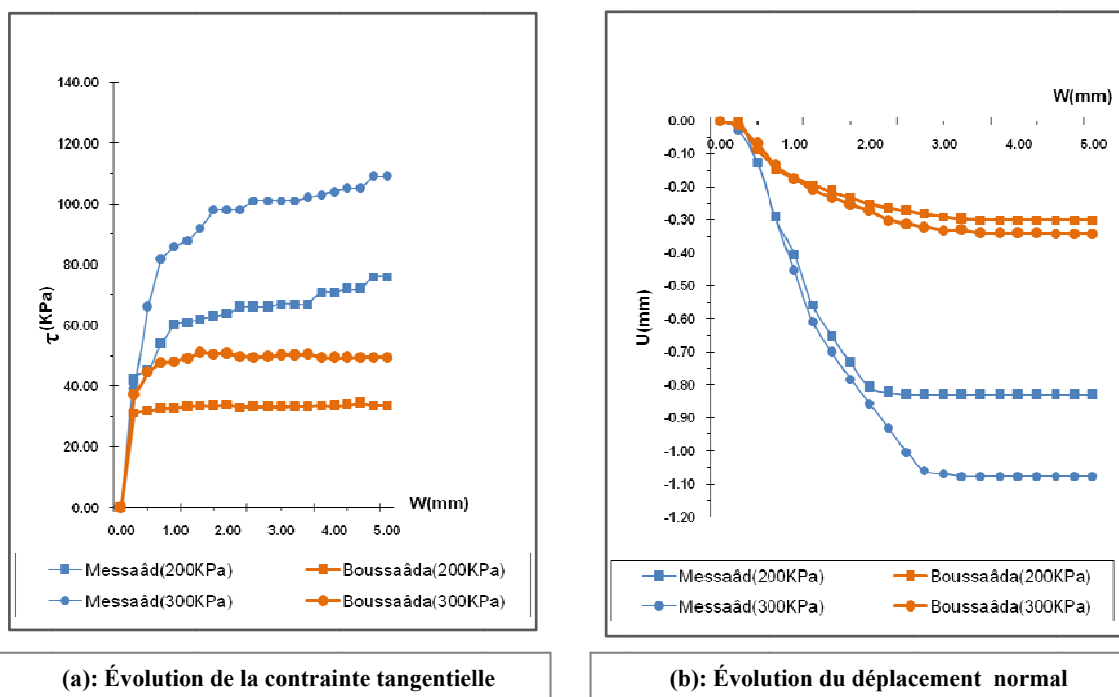


Figure III.18: Comparaison entre le comportement de sable Messaâd et de Boussaâda (Surface lisse en acier /sable lâche à 15%)

8. Conclusion:

Les résultats des essais réalisés, montrent que le comportement de l'interface sol-structure représente les principaux aspects du comportement des sols à savoir :

- ✓ La plastification progressive.
- ✓ Le pic de contrainte.
- ✓ Le radoucissement.
- ✓ Les phases de contractance et de dilatance.

Ces résultats montrent, également, que le comportement des interfaces sol-structure est très influencé par la densité du matériau et la rugosité de la structure. On note que la colle utilisée pour le collage des grains du sable n'a pratiquement pas d'effet sur ce comportement.

L'étude comparative menée sur les deux matériaux, montre que les allures des courbes sont les mêmes pour le sable de Messaâd et celui de Boussaâda. La différence quantitative dans les courbes est probablement due à la granulométrie des matériaux.

Dans cette partie nous allons présenter le modèle d'interface Modjoin (Bencheikh, 1991; Shahrou et Bencheikh, 1992) qui est basé sur l'élastoplasticité. Selon cette théorie, l'incrément de déplacement relatif à l'interface est décomposé en une contribution élastique $\Delta\varepsilon^e$ et une contribution plastique $\Delta\varepsilon^p$:

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^e + \Delta\varepsilon^p$$

1. Etape de développement du modèle (Modjoin):

1.1. Version initiale du modèle (critère de rupture de Mohr-Coulomb) :

Le développement d'une loi de comportement élastoplastique nécessite la formulation des expressions pour :

- Le comportement élastique,
- Le critère de rupture et la surface de charge,
- La règle d'écrouissage,
- La règle d'écoulement plastique.

1.1.1. Comportement élastique :

D'une façon générale, la loi de comportement élastique s'exprime par les relations suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_n = K \cdot \Delta\varepsilon_n^e \\ \Delta\tau = G \cdot \Delta\varepsilon_t^e \end{array} \right. \dots\dots\dots(1)$$

Qu'on peut écrire sous la forme : $\dot{\sigma} = D \cdot \dot{\varepsilon}^e \dots\dots\dots(2)$

Où $\dot{\sigma}$ et $\dot{\varepsilon}$ sont respectivement les vecteurs incréments de contraintes et de déformation.

Les modules élastiques de compressibilité K et de cisaillement G sont des paramètres du modèle.

1.1.2. Critère de rupture :

Les résultats expérimentaux de cisaillement sable-structure montrent que les états de contraintes au pic ou à l'état limite peuvent être approximés par une droite dans le plan de Mohr.

On peut donc adopter un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (figure IV.1) défini dans le plan (σ_n, τ) par:

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - (\sigma_n + C) \cdot M_f \dots\dots(3)$$

Avec : $C = c \cdot \cotg \varphi$ et $M_f = \tg \varphi$

c et φ représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement à l'interface.

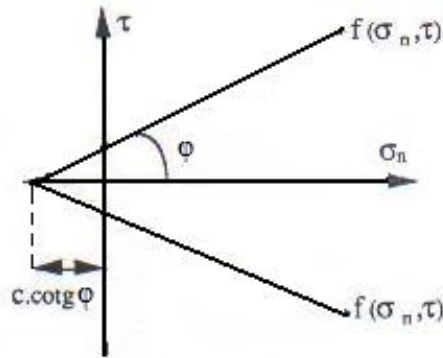


Figure IV.1: Critère de rupture de Mohr –Coulomb

La figure (IV.2) présente le résultat de simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$ par la version initiale du modèle. On note que cette version (élastique parfaitement plastique) ne présente pas la phase de radoucissement, l'écroûissage et le pic qui sont présentés par la courbe expérimentale de cisaillement elle ne présente pas même plus la phase de contractance dans la courbe de déplacement normal.

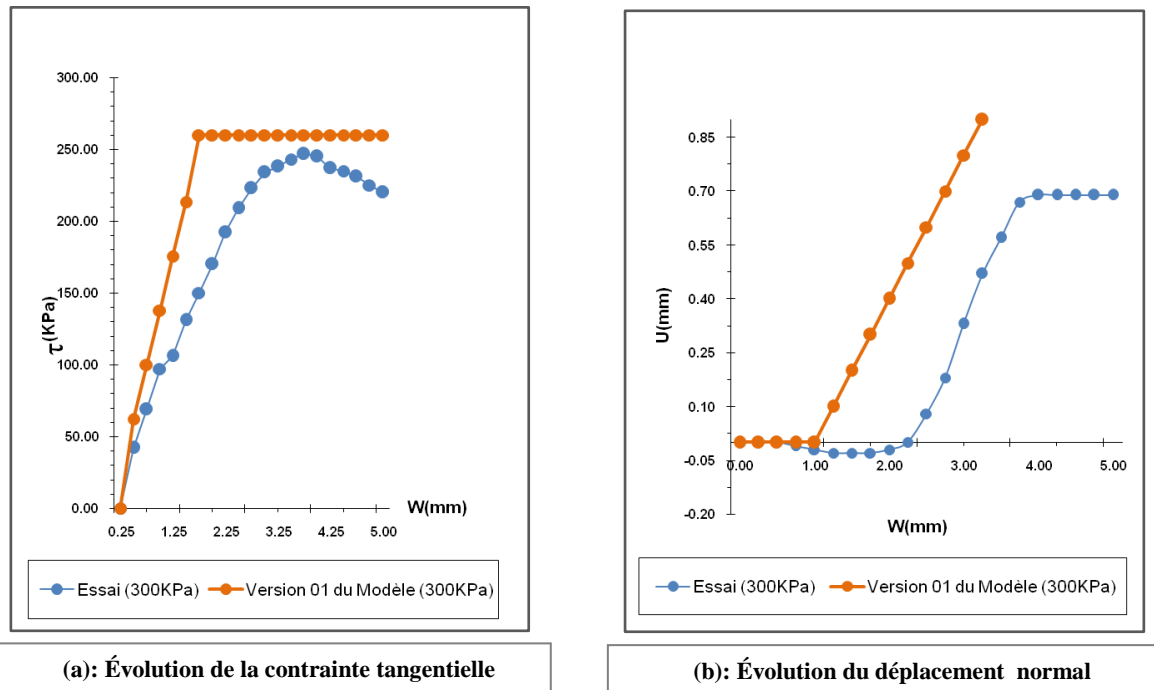


Figure IV.2: Simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$
(Première version du modèle)
(Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%)

1.2. Deuxième version du modèle:

1.2.1. Surface de charge :

Par analogie au comportement des sols, on définit pour les interfaces une surface de charge. Celles-ci est définie par deux droites et est délimité dans le plan de contraintes (σ_n, τ) le domaine où tout état peut être atteint sans génération de déformation irréversible (figure IV.3)

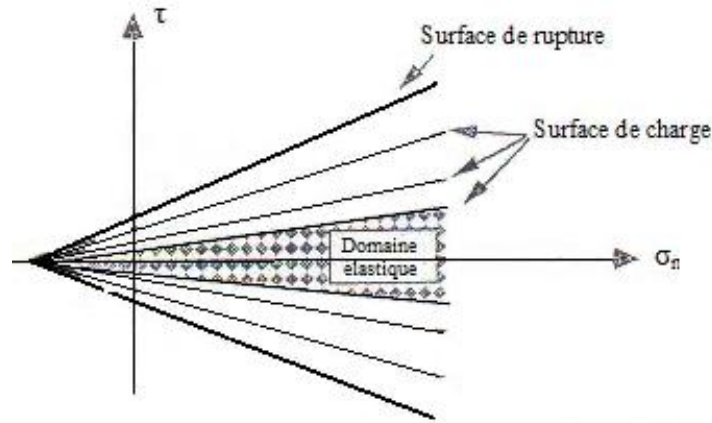


Figure IV.3: Surface de charge – surface de rupture
Ouverture Homothétique des surfaces de charge

Pour une interface écouissable, la position de deux droites composant la surface de charge est fonction des déformations plastiques. Quand celle-ci sont très importantes, la surface de charge tend vers la surface de rupture (figure IV.3).

On propose donc pour la surface de charge l'expression suivante :

$$f_m = |\tau| - M_f \cdot (\sigma_n + C) \cdot R_m \dots\dots(4)$$

Où R_m est une fonction d'écrouissage.

1.2.2. Règle d'écrouissage :

En se basant sur des observations expérimentales, plusieurs auteurs ont montré que dans le cas des sols, la déformation déviatorique plastique (ϵ_d^p) pouvait être prise comme paramètre d'écrouissage.

Dans le cas des interfaces, nous avons porté dans la figure (IV.4) les courbes d'égale déformation tangentielle (iso- ϵ_t), dans le plan(σ_n, τ).

A partir des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante, on constate la bonne approximation de ces courbes par des droites.

Ces résultats montrent que l'utilisation de la déformation plastique de cisaillement (ϵ_t^p) comme paramètre d'écrouissage permet de suivre l'évolution de la surface de charge

On constate sur la figure (IV.4) que les courbes obtenues pour ϵ_t très forte, sont en de ça de celles correspondant à la valeur de ϵ_t au pic. On peut conclure que la valeur de ϵ_t^p associée à une fonction d'écrouissage monotone permet une simulation correcte jusqu'au pic.

Après le choix de la variable d'écrouissage, il nous reste à définir une loi d'évolution de R_m . Pour les sols, deux lois sont couramment utilisées, soit de type hyperbolique, soit de type exponentiel.

Dans notre cas, on a opté la première; celle-ci s'écrit:

$$R_m(\epsilon_t^p) = \frac{\epsilon_t^p}{\beta \left(\frac{\sigma_{n0}}{P_a} \right) + \epsilon_t^p} \dots\dots\dots(5)$$

Où β est un paramètre du modèle, σ_{n0} est la contrainte normale initiale, et P_a est la pression atmosphérique. Le terme $\left(\frac{\sigma_{n0}}{P_a} \right)$ permet de prendre en compte l'effet de la contrainte normale initiale sur la réponse du modèle.

Ainsi, l'évolution de la fonction R_m , caractérisant le déplacement de la surface de charge, varie de R_0 (paramètre fixant l'entendue du domaine élastique initial) à 1 à la rupture (figure IV.5).

De ce fait le paramètre d'écroûissage ϵ_t^p est initialisé à :

$$\epsilon_t^p = \frac{R_0 \cdot \beta \cdot \frac{\sigma_{n0}}{Pa}}{1-R_0} \dots\dots\dots (6)$$

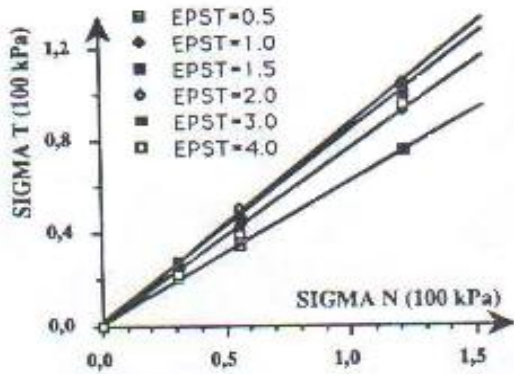


Figure IV.4: Courbes d'égalité de distorsion Cisaillement (densité forte)

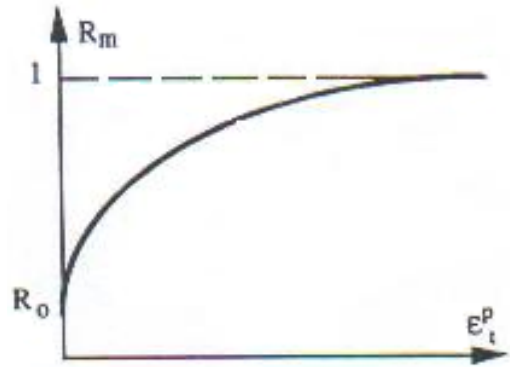


Figure IV.5: Fonction d'écroûissage hyperbolique

1.2.3. Règle d'écoulement plastique :

On fait l'hypothèse que l'incrément de déformation plastique ϵ^p dérive d'un potentiel plastique g :

$$\epsilon^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma} \dots\dots\dots (7)$$

Où $\lambda \geq 0$ est le multiplicateur de plasticité.

Reste à définir le potentiel plastique g , si l'on considère l'hypothèse de normalité ($g = f$), on constate d'après l'expression de f , que le comportement est trop dilatant puisqu'on a :

$$\epsilon_n^p = -\lambda \cdot tg\varphi \cdot R_m \leq 0 \dots\dots\dots (8)$$

Or, dans les essais de cisaillement direct, et notamment ceux à contrainte normale constante, on remarque la présence d'une phase de contractance en début de chargement. Le potentiel plastique doit être alors différent de f pour obtenir une variation de déformation normale en accord avec l'expérience.

Si l'on trace dans le plan (σ_n, τ) , le lieu des points où ϵ_n change de signe (contractance – dilatance), on remarque (figure IV.6) qu'il peut être approximé par une droite appelée droite d'état caractéristique dans le cas des sols. Cette droite peut être mise sous la forme : $\tau = M_g \cdot \sigma_n$

Pour décrire la variation du signe de ϵ_n , au cours du chargement, le gradient du potentiel de plasticité est pris sous la forme:

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = M_g - \frac{|\tau|}{\sigma_n} \dots\dots\dots (9)$$

$$\frac{\partial g}{\partial \tau} = 1 \dots\dots\dots (10)$$

On remarque que la position de l'état de contrainte (σ_n, τ) par rapport à la droite $\tau = M_g \cdot \sigma_n$ règle le signe de l'incrément de déformation normale plastique (figure IV.7).

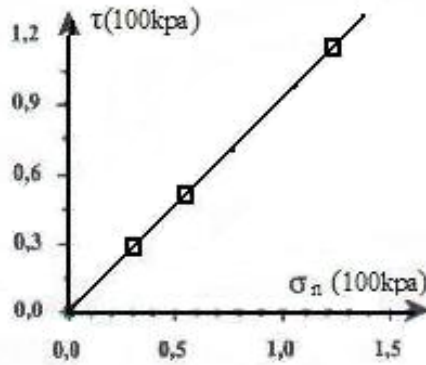


Figure IV.6: Droite d'état caractéristique

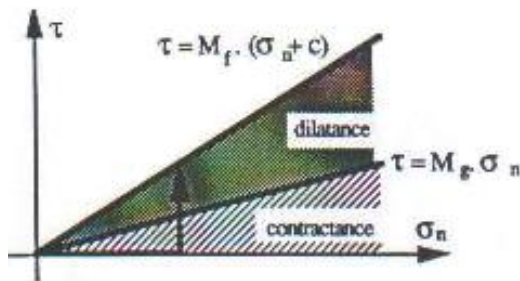


Figure IV.7: Evolution de l'état de contrainte. Essais de cisaillement $\sigma_n = cst$

On note que l'expression précédente de $\frac{\partial g}{\partial \sigma}$ ne permet pas de reproduire la stabilisation de ε_n pour des déformations de cisaillement importantes ($M_g \neq M_f$). Ceci nous a conduits à modifier cette expression en introduisant un terme multiplicatif en exponentiel qui tend à s'annuler pour les grandes valeurs de ε_t^p :

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = \left[M_g - \frac{|\tau|}{\sigma_n} \right] \cdot A_g \quad \dots\dots (11)$$

Avec $A_g = e^{-a_g \varepsilon_t^p}$

Cette modification apportée à la première composante du gradient de g permet de régler le comportement normal avec souplesse. Ainsi, la règle d'écoulement introduit deux nouveaux paramètres M_g et a_g

On remarque que cette version comporte huit paramètre: $K, G, M_f, C, R_0, \beta, M_g, a_g$.

Par la suite, les paramètres M_g et M_f seront remplacés respectivement par $\text{tg } \varphi$ et $\text{tg } \psi$ (les angles de frottement à la rupture et à l'état caractéristique) défini par:

$$M_f = \text{tg } \varphi \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$M_g = \text{tg } \psi \quad \dots\dots\dots (13)$$

Dans la figure (IV.8) on présente la simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$ par la deuxième version du modèle. On constate que le cisaillement, après une légère partie droite, continu à augmenter progressivement ce qui ne correspond pas avec la courbe expérimentale (présence d'un pic).

Concernant la courbe d'évolution du déplacement normal, on note que cette version ne reproduit pas correctement l'aspect expérimental, en effet le déplacement normal continu à augmenter pour les grands déplacements du cisaillement (trop dilatant).

En plus de ce défaut, on relève un aspect qui n'a pas encore été pris en compte dans le modèle. C'est celui de la phase de radoucissement. Afin de remédier à ces défauts, nous proposons une version améliorée du modèle qui inclut l'élasticité non linéaire et l'écroûissage négatif.

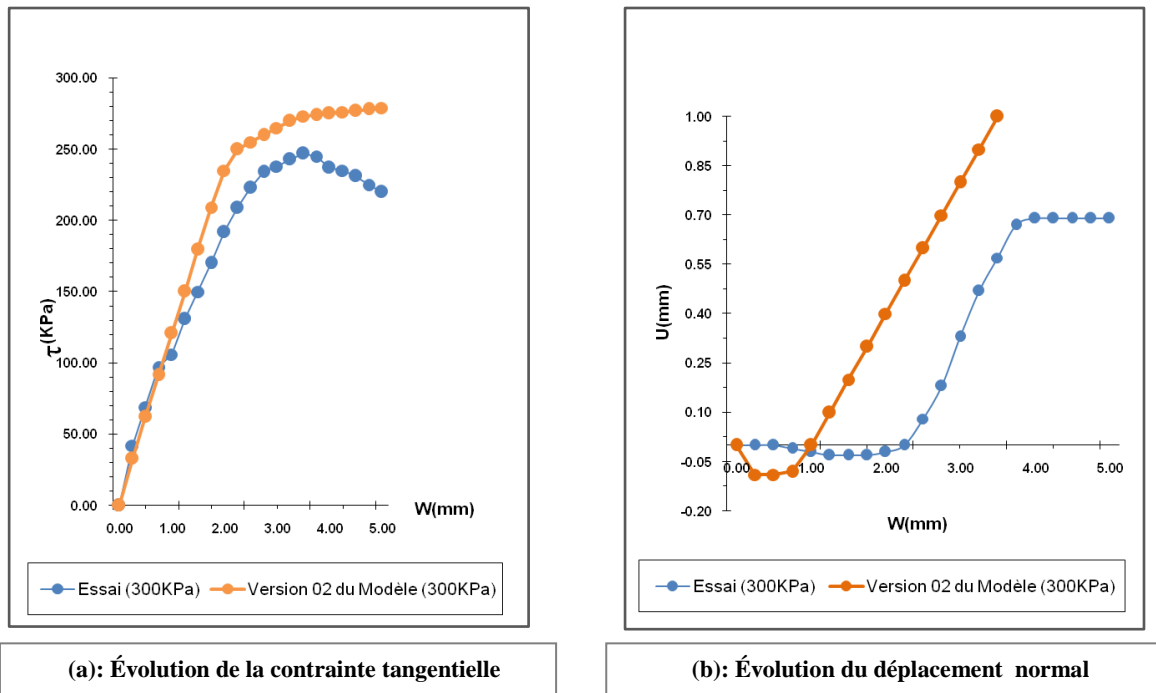


Figure IV.8: Simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$
(Deuxième version du modèle)
(Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%)

1.3. Version finale du modèle:

1.3.1. Introduction de l'élasticité non linéaire :

Pour les sols, les modules de compressibilité et de cisaillement élastique K^e et G^e s'expriment en général en fonction de la pression moyenne P par les relations suivantes:

$$\begin{cases} K^e(P) = K_0 P_a \left(\frac{P}{P_a}\right)^n \\ G^e(P) = G_0 P_a \left(\frac{P}{P_a}\right)^n \end{cases} \dots\dots\dots(14)$$

Où : K_0, G_0 et n sont des constantes et P_a est la pression atmosphérique.

Pour les problèmes d'interface, il est difficile de déterminer le comportement élastique. En s'inspirant des relations (14), on propose une évolution des paramètres élastique, en fonction de la contrainte normale selon les expressions suivantes:

$$\begin{cases} K = K_0 \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right)^{0.5} \\ G = G_0 \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right)^{0.5} \end{cases} \dots\dots\dots(15)$$

Où : K_0, G_0 sont des constantes caractéristiques de l'interface.

1.3.2. Introduction du radoucissement:

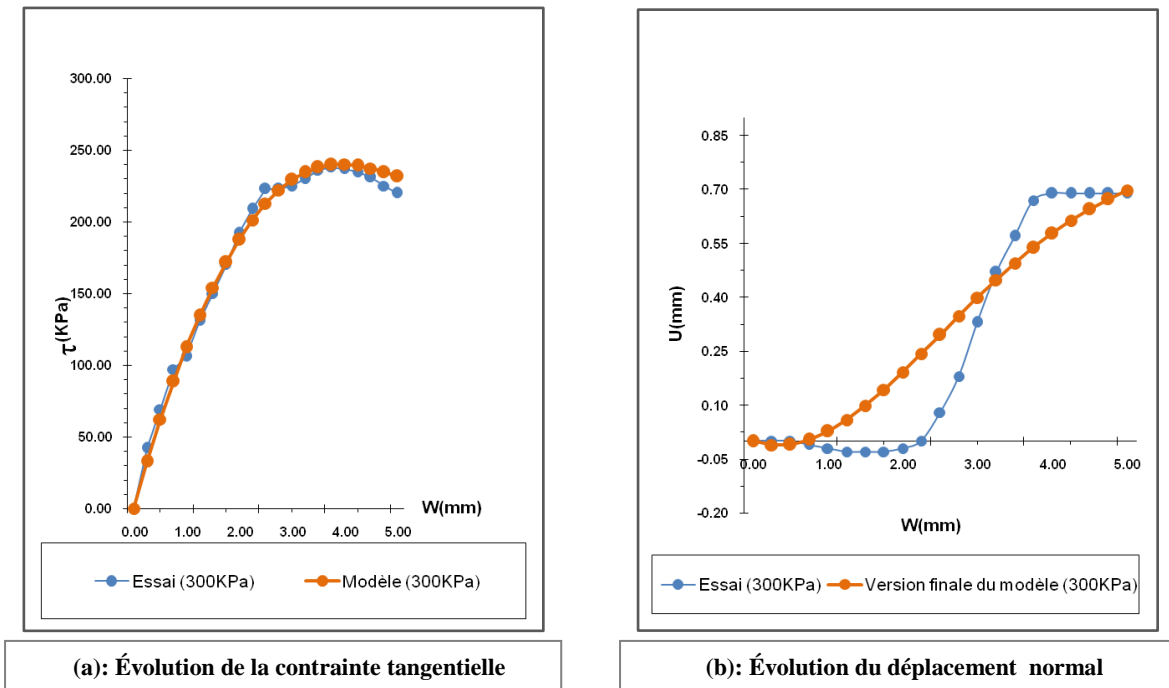
Pour tenir compte du radoucissement, nous adoptons l'expression suivante pour R_m :

$$R_m(\varepsilon_t^P) = \frac{\alpha \varepsilon_t^P}{\beta \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right) + \varepsilon_t^P} + A(\varepsilon_t^P)^2 e^{-B\varepsilon_t^P} \dots\dots\dots(16)$$

Où α, A et B sont des nouvelles constantes du modèle.

On note que l'expression (16) fait apparaître un terme en hyperbole et un autre en exponentiel. De cette manière R_m croît en début de chargement, puis décroît pour se stabiliser lorsque ε_t^P devient important. Dans ce cas, le terme en hyperbole tend vers α et le terme en exponentielle s'approche de zéro.

La figure (IV.9) présente le résultat de simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$ par la version finale du modèle, on note que cette version décrit bien la phase de plastification progressive, le pic et la phase du radoucissement observés sur la courbe de cisaillement expérimentale. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, le modèle décrit correctement la phase de contractance, mais, la phase de dilatance est mal reproduite. En effet, et en fin de l'essai, le déplacement normal continue à augmenter contrairement à la courbe expérimentale.



**Figure IV.9: Simulation de l'essai à $\sigma_{n0}=300\text{KPa}$
(Version finale du modèle)
(Surface rugueuse en acier/sable dense à 90%)**

2. Détermination et effet des paramètres du modèle :

Notons que la complexité d'un modèle est liée, non pas au nombre de paramètres, mais plutôt aux difficultés de déterminer ses paramètres à partir des essais. Le nombre de paramètres ne constitue donc pas un défaut d'un modèle si l'on dispose d'une méthode simple pour les identifier.

L'étude de l'effet des paramètres sur la réponse d'un modèle est d'une grande importance. Elle permet en effet de mieux comprendre le rôle de chaque paramètre et de cerner la sensibilité et l'imprécision dans sa détermination.

2.1. Détermination des paramètres :

La version finale du modèle nécessite la détermination de onze paramètres:

- Deux paramètres élastiques: K_0, G_0
- Neuf paramètres plastiques: $\varphi, c, R_0, \alpha, \beta, A, B, \psi, a_g$

2.1.1. Paramètres élastiques K_0 et G_0 :

Le module de cisaillement G_0 représente la pente initiale de la courbe (τ, w) , à partir des essais à différentes contraintes normales initiales. On détermine la pente initiale (G_i), puis, on procède à une régression linéaire sur les points $\left[G_i, \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)^{0.5} \right]$ pour déterminer la valeur de G_0 (figure IV.10).

La détermination de K_0 nécessite des essais de compression sur les interfaces. Or, on ne dispose pas de résultats expérimentaux sur ce type d'essais. Ce paramètre a été fixé arbitrairement, selon le Modèle Modjoin ($K_0 = 2G_0$).

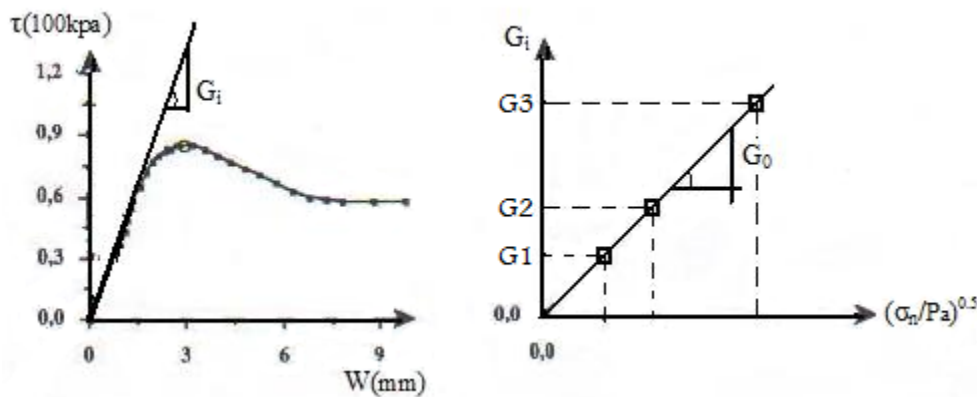


Figure IV.10: Détermination du module de cisaillement G_0

2.1.2. Paramètres plastique :

2.1.2.1. Paramètres φ, c et ψ :

Sont déterminés au chapitre III.

2.1.2.2. Paramètres α, β, A, B, R_0 et a_g :

Le paramètre α est déterminé à partir du rapport de la contrainte de cisaillement tangentielle limite et au pic. (Figure IV.11).

$$\alpha = \frac{\tau_{lim}}{\tau_{pic}} \dots\dots\dots(17)$$

Le paramètre β peut être évalué à partir de la condition de continuité de la courbe contrainte-déformation après le passage dans la phase élastoplastique, en faisant l'hypothèse que l'évolution initiale de la fonction R_m est égale à celle de la contrainte de cisaillement. Ainsi la valeur de la tangente initiale de R_m est donnée par :

$$\left. \frac{dR_m}{d\varepsilon_t^P} \right)_{\varepsilon_t^P=0} = \frac{\alpha}{\beta \left(\frac{\sigma_{n0}}{Pa} \right)} = \frac{G_0}{\sigma_{n0} tg\varphi} \dots\dots\dots(18)$$

Ce qui permet de déterminer la valeur de β .

Les paramètres A et B sont déterminés à partir de la courbe de cisaillement en considérant la condition de l'extremum de la fonction R_m au pic. Ainsi si on appelle γ la valeur de la déformation tangentielle plastique au pic (figure IV.11), on aura:

$$\begin{cases} R_m = 1 \text{ pour } \varepsilon_t^P = \gamma \\ \dot{R}_m = 0 \text{ pour } \varepsilon_t^P = \gamma \end{cases} \dots\dots\dots(19)$$

$$\begin{cases} B = \frac{2}{\gamma} + \frac{\alpha\beta \left(\frac{\sigma_{n0}}{Pa} \right)}{\left[\beta \left(\frac{\sigma_{n0}}{Pa} \right) + \gamma \right]^2 \cdot \left[1 - \frac{\alpha\gamma}{\beta \left(\frac{\sigma_{n0}}{Pa} \right) + \gamma} \right]} \\ A = \frac{\alpha\beta \left(\frac{\sigma_{n0}}{Pa} \right) e^{B\gamma}}{[B\gamma - 2]\gamma \cdot \left[\beta \left(\frac{\sigma_{n0}}{Pa} \right) + \gamma \right]^2} \end{cases} \dots\dots\dots(20)$$

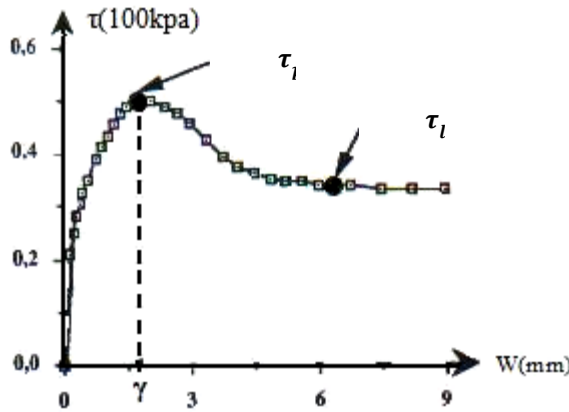


Figure IV.11: Détermination des paramètres α , A et B

Les paramètres α_g et R_0 sont obtenus par calage sur les courbes expérimentales, c'est-à-dire qu'on procède par approximation successives après la détermination des autres paramètres.

Le tableau suivant (tableau IV.1) présente les valeurs des paramètres pour chaque essai:

Tableau IV.1: Différents paramètres pour chaque type d'essai

Essais	$K_0(100\text{KPa/mm})$	$G_0(100\text{KPa/mm})$	φ°	c	R_0	α	β	A	B	ψ°	a_g
Béton lisse /Sable lâche à 15%	4.00	2.00	32.34	0	0.20	1	0.13	0.20	0.70	13.22	0.50
Béton lisse /Sable dense à 90%	4.00	2.00	35.27	0	0.20	1	0.10	0.10	0.60	29.17	0.50
Acier lisse /Sable lâche à 15%	4.00	2.00	21.24	0	0.20	1	0.08	0	0	12.14	0.50
Acier lisse /Sable dense à 90%	4.00	2.00	29.06	0	0.20	1	0.08	0	0	20.85	0.50
Acier rugueuse /Sable lâche à 15%	3.00	1.50	37.61	0	0.20	1	0.30	0.20	0.60	19.07	0.50
Acier rugueuse /Sable dense à 90%	3.00	1.50	40.29	0	0.20	0.89	0.20	0.36	0.80	17.36	0.50

2.2. Etude de l'influence des paramètres sur la réponse du modèle :

Dans cette partie, nous allons présenter une étude qui permet de mieux comprendre le fonctionnement du modèle et l'importance qu'il faut accorder à la détermination de chaque paramètre. La méthode suivie consiste à étudier, à partir d'un jeu de paramètres donné, l'effet d'une perturbation de chaque paramètre sur la réponse du modèle.

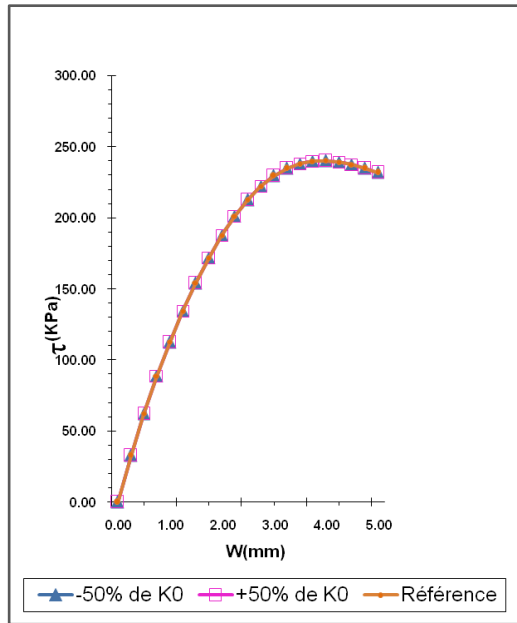
Le tableau suivant (tableau IV.2) présente le pourcentage de perturbation des paramètres :

Tableau IV.2: Pourcentage de perturbation des paramètres

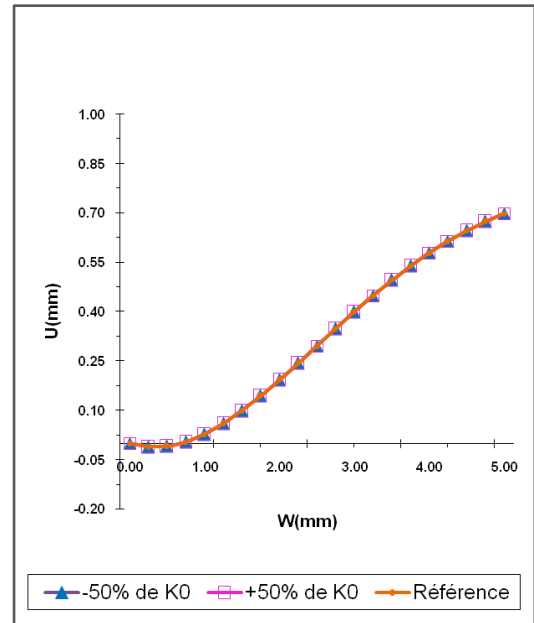
K_0	G_0	φ	β	α	A	B	ψ	a_g
$\pm 50\%$	$\pm 30\%$	$\pm 10\%$	$\pm 10\%$	$\pm 30\%$	$\pm 50\%$	$\pm 30\%$	$\pm 50\%$	$\pm 50\%$

2.2.1. Effet du paramètre K_0 :

La perturbation de K_0 n'a pratiquement pas d'effet sur les courbes de cisaillement et du déplacement normal (figures IV.12.a et IV.12.b)



(a): Évolution de la contrainte tangentielle

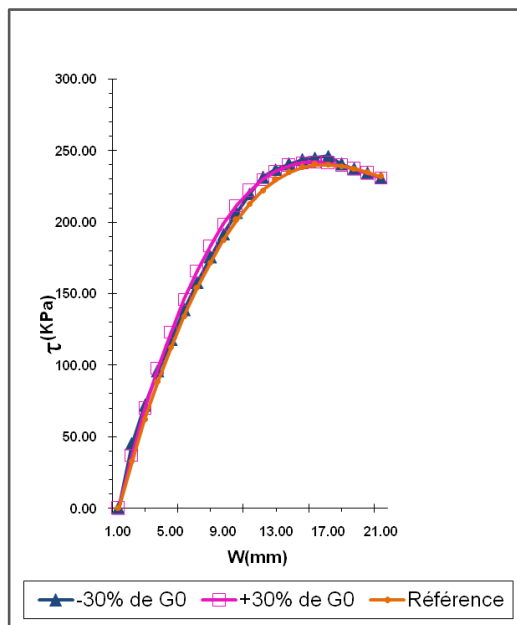


(b): Évolution du déplacement normal

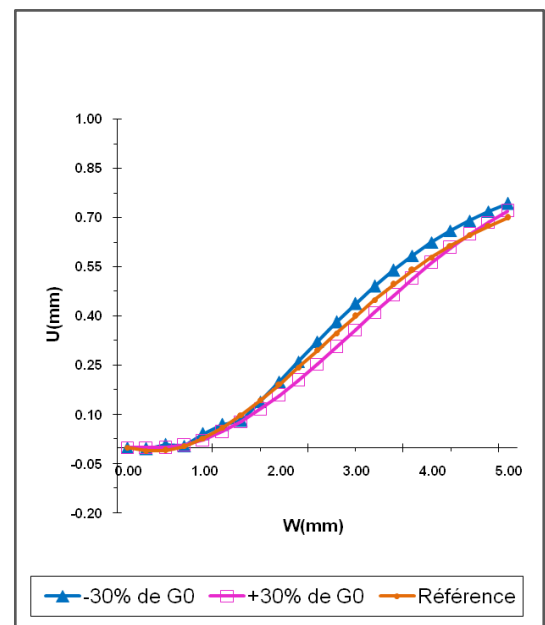
Figure IV.12: Effet du paramètre K_0

2.2.2. Effet du paramètre G_0 :

Son influence n'est pas importante, que ce soit sur la courbe de cisaillement ou sur la courbe d'évaluation du déplacement normal (figures IV.13.a et IV.13.b).



(a): Évolution de la contrainte tangentielle

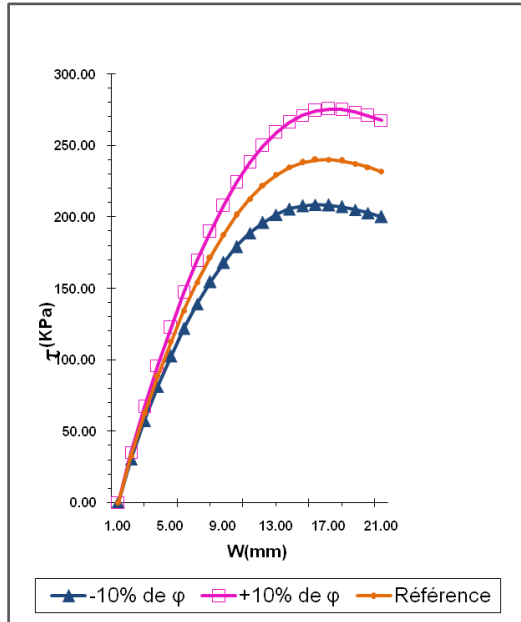


(b): Évolution du déplacement normal

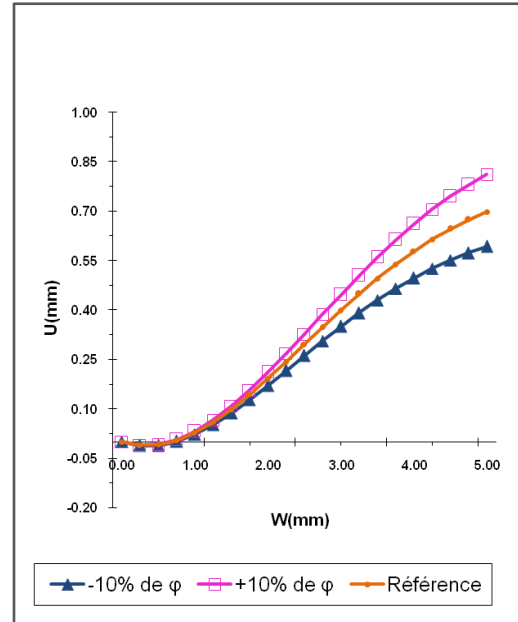
Figure IV.13: Effet du paramètre G_0

2.2.3. Effet du paramètre φ :

La perturbation du paramètre φ a un effet bien marqué sur les valeurs au pic et au limite de la contrainte de cisaillement (figure IV.14.a). L'influence de φ est également importante sur l'évolution de W (figure IV.14.b). En effet, une augmentation de φ amplifie le domaine de la dilatace.



(a): Évolution de la contrainte tangentielle

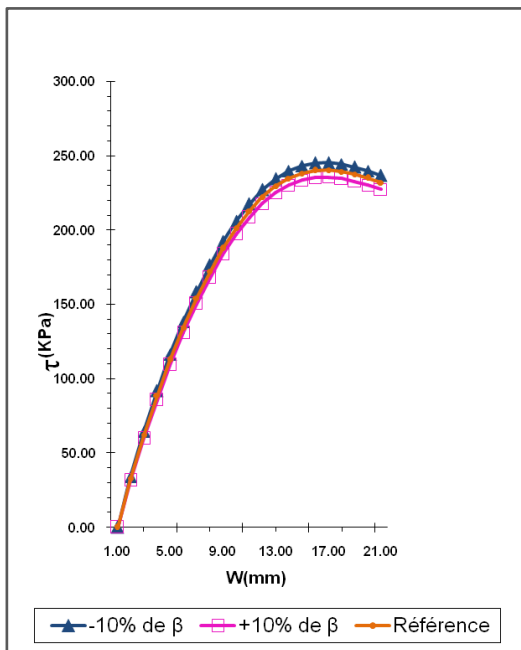


(b): Évolution du déplacement normal

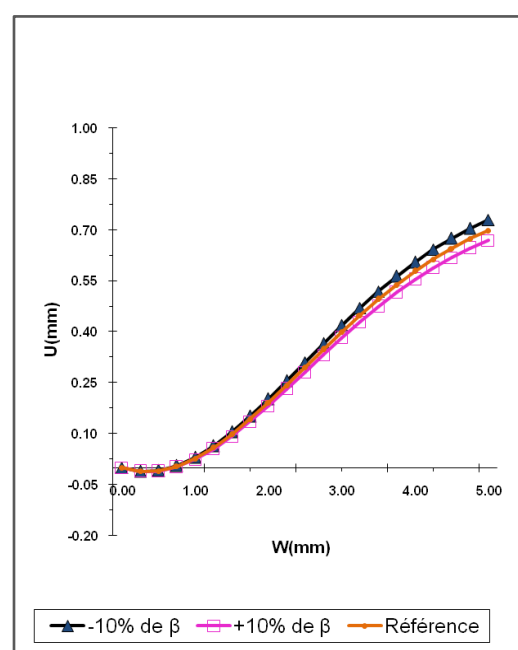
Figure IV.14: Effet du paramètre φ

2.2.4. Effet du paramètre β :

L'influence du paramètre β n'est pas très importante, une diminution de β à une certaine amplification de cisaillement et du domaine de la dilatace (figures IV.15.a et IV.15.b).



(a): Évolution de la contrainte tangentielle



(b): Évolution du déplacement normal

Figure IV.15: Effet du paramètre β

2.2.5. Effet du paramètre α :

L'influence du paramètre α est d'autant plus importante que celui de β , en effet, une augmentation de 30% de sa valeur amplifie le cisaillement et la courbe d'évolution du déplacement normal (figures IV.16.a et IV.16.b).

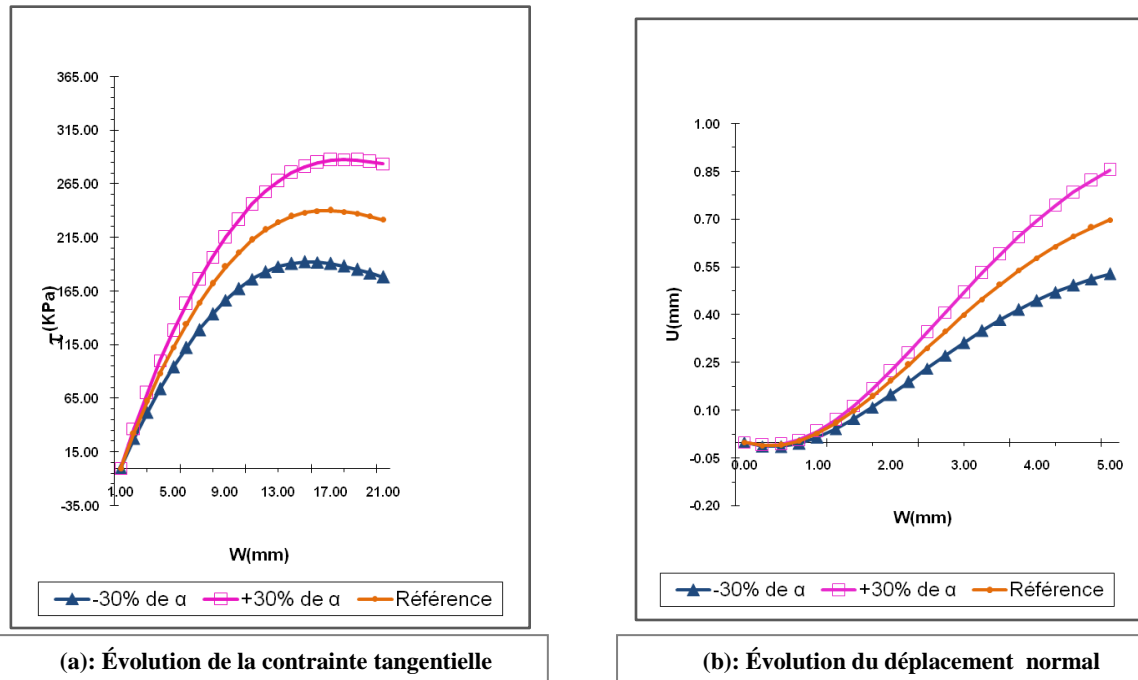


Figure IV.16: Effet du paramètre α

2.2.6. Effet du paramètre A :

La réponse du modèle est également sensible au paramètre A , son effet se situe principalement au niveau du pic de cisaillement (figure IV.17.a), et au niveau de la phase de dilatance de la courbe (W, U) (figure IV.17.b). Une augmentation de A amplifie, d'une part la valeur de τ au pic, et d'autre part la dilatance.

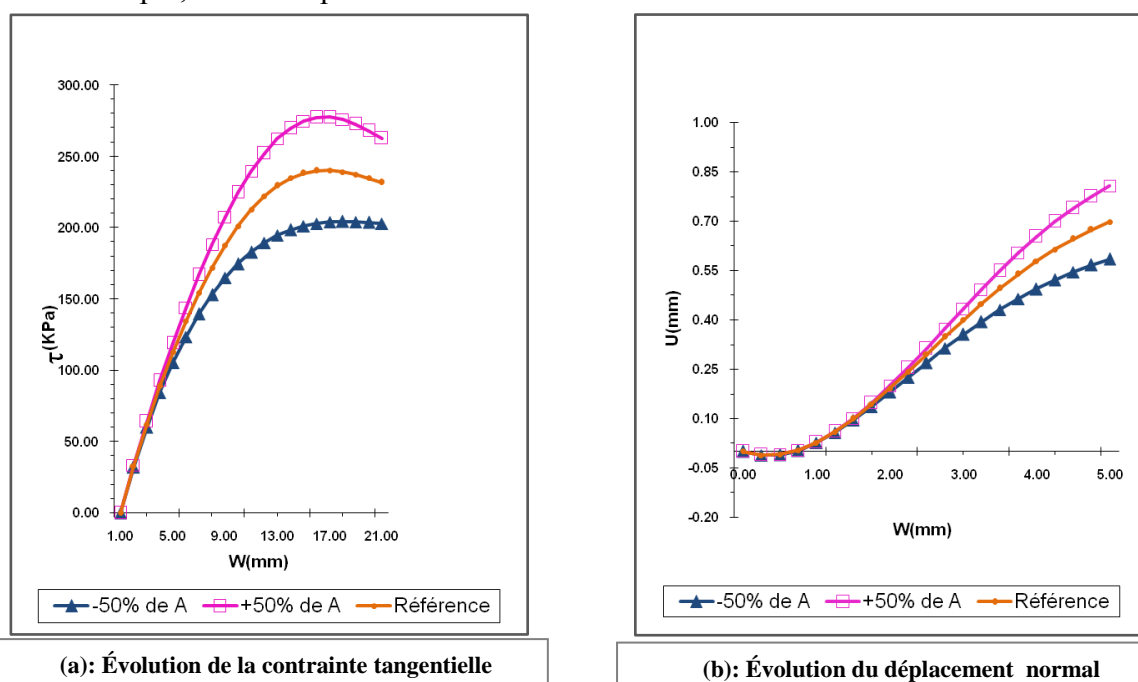


Figure IV.17: Effet du paramètre A

2.2.7. Effet du paramètre B :

Quant au paramètre B, son effet est très marqué sur les courbes de simulation, B influence principalement sur l'amplitude et la vitesse d'activation du pic de cisaillement (figure IV.18.a), et sur la phase de dilatance de la courbe d'évolution de W (figure IV.18.b).

Une diminution de B provoque une augmentation de la contrainte de cisaillement au pic et une amplification de la dilatance.

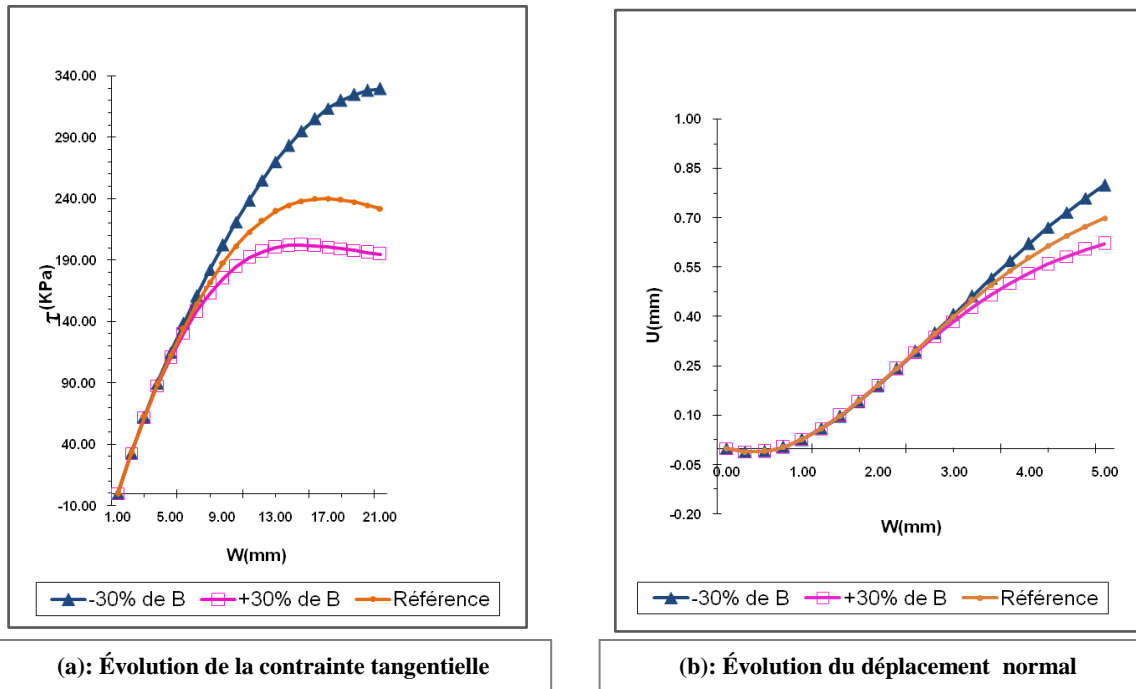


Figure IV.18: Effet du paramètre B

2.2.8. Effet du paramètre ψ :

L'effet de ψ est pratiquement nul sur la courbe de cisaillement (figure IV.19.a). Ce paramètre influence essentiellement sur l'évolution de W. En effet, une augmentation de ψ agrandit la contractance et diminue la dilatance (figure IV.19.b).

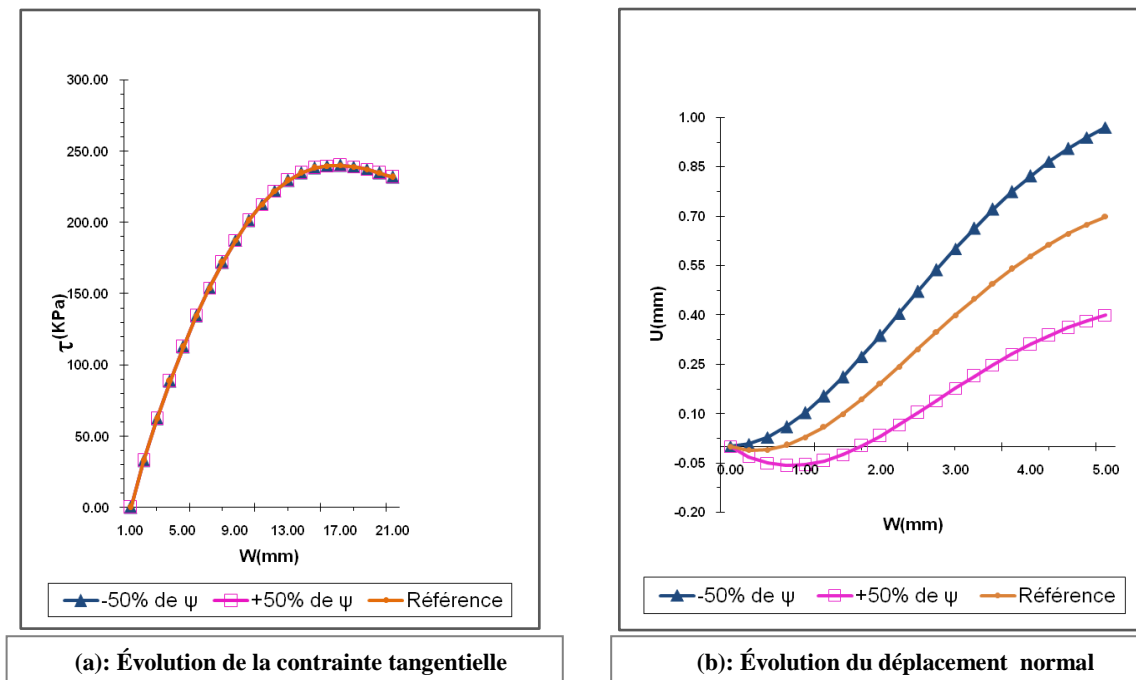


Figure IV.19: Effet du paramètre ψ

2.2.9. Effet du paramètre a_g :

La perturbation de a_g n'a pratiquement pas d'effet sur la courbe de cisaillement (figure IV.20.a), par contre ce paramètre influe sur la courbe du déplacement normal. En effet, une augmentation de a_g diminue la dilatance (figure IV.20.b).

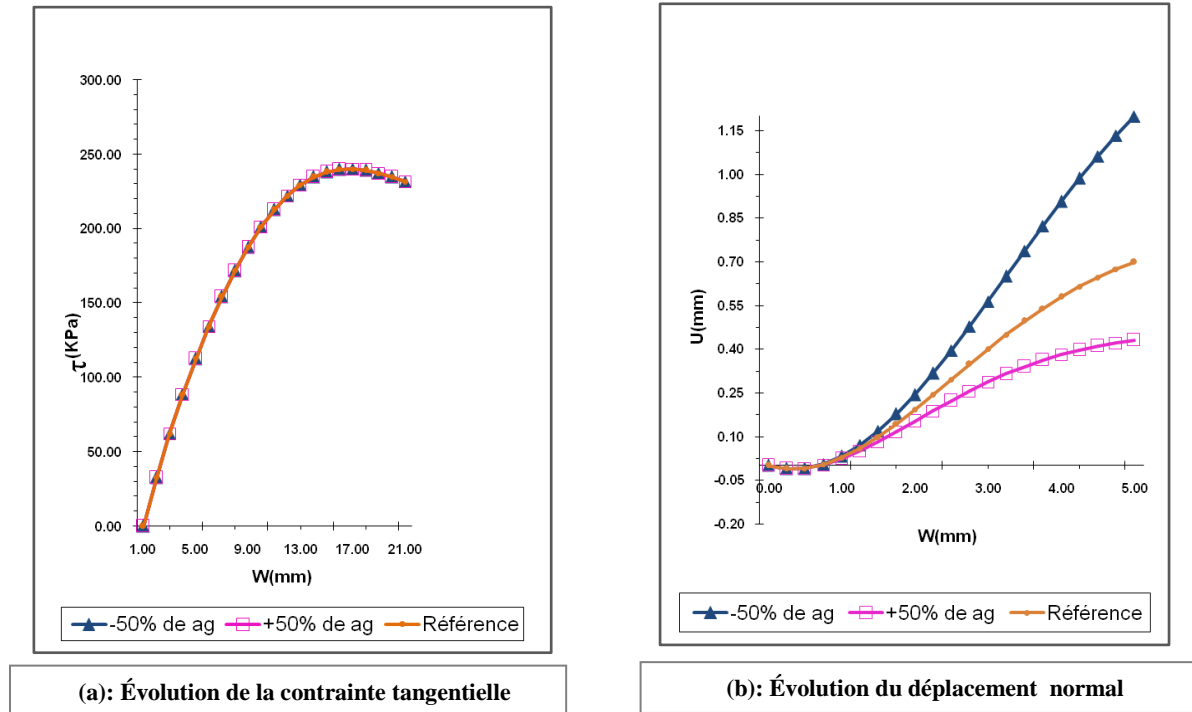


Figure IV.20: Effet du paramètre a_g

3. Simulation des essais d'interface :

Dans cette partie, nous présentons les résultats de simulation, par le modèle Modjoin, des différents essais réalisés avec sable de Messaâd.

3.1. Sable dense :

3.1.1. Surface rugueuse en acier :

Les figures (IV.21.a) et (IV.21.b) montrent les résultats de simulation de trois essais à contrainte normale constante. On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement et reproduit bien le pic et le radoucissement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, le modèle décrit correctement la première partie de l'essai, mais, il ne reproduit pas la partie constante observée en fin d'essai qui serait due aux cassures des grains durant l'essai.

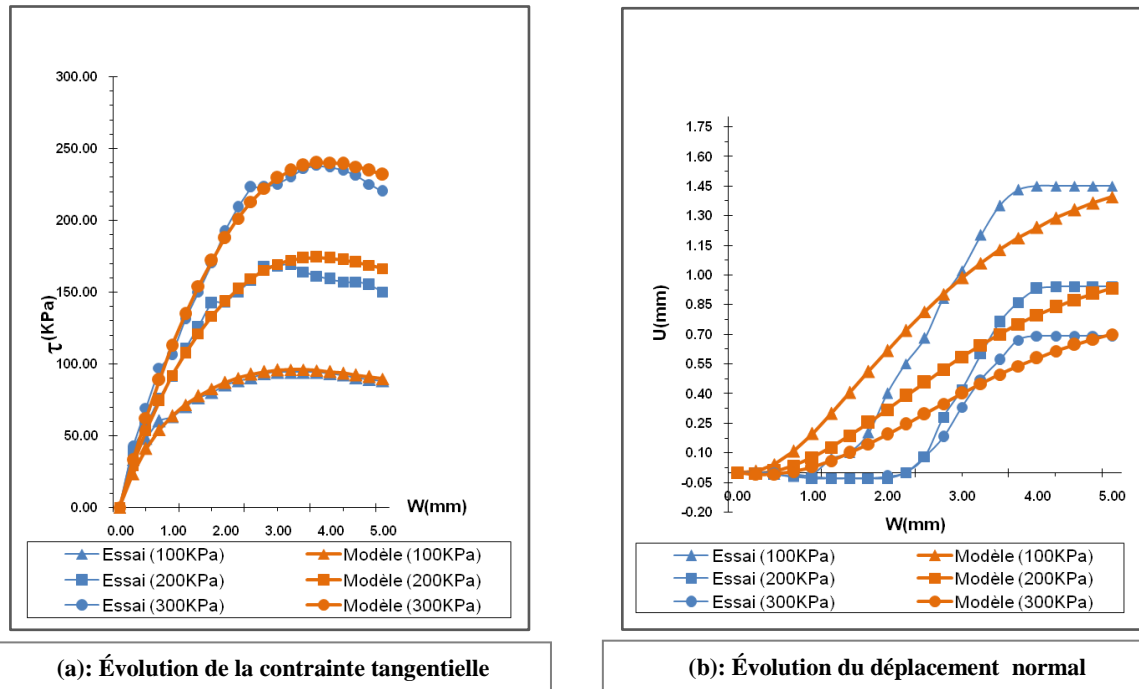


Figure IV.21: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/Sable dense à 90%)

3.1.2. Surface lisse en acier :

Dans les figures (IV.22.a) et (IV.22.b) on remarque que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement et du déplacement normal.

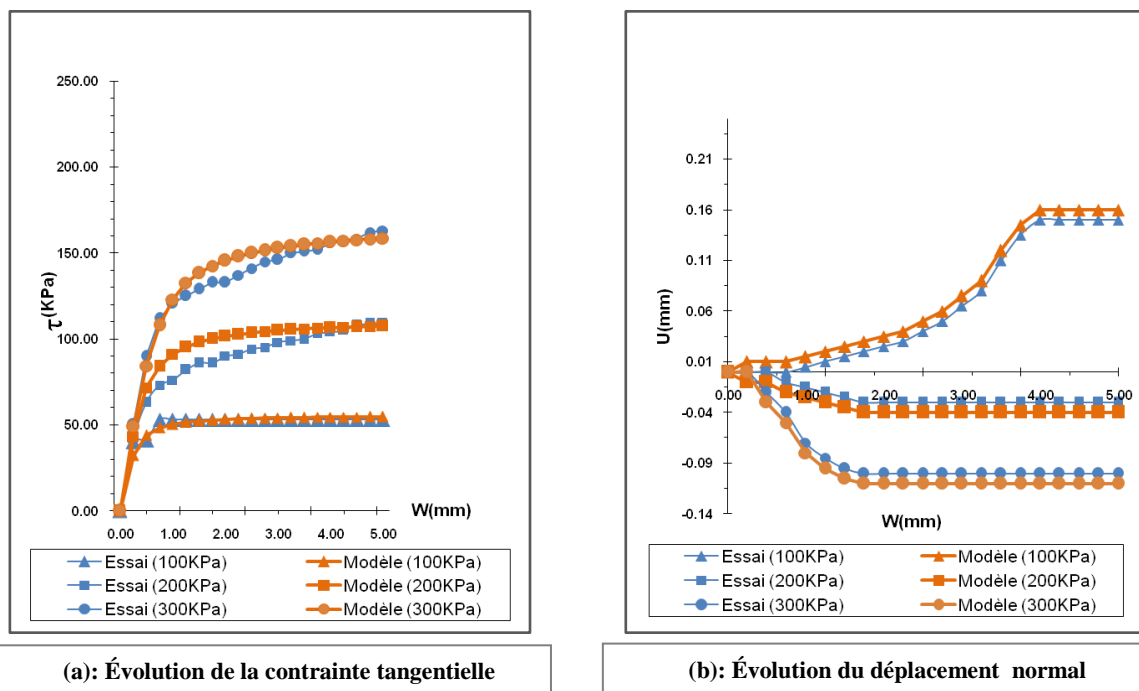


Figure IV.22: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface lisse en acier/Sable dense à 90%)

3.1.3. Surface lisse en béton :

Les figures (IV.23.a) et (IV.23.b) illustrent la simulation de trois essais à contrainte normale constante. On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement. Concernant le déplacement normal, le modèle décrit bien les phases de contractance et de dilatance, mais on note un écart entre la simulation et l'expérimental notamment pour les essais à 100 et 300 KPa qui serait due aux cassures des grains au cours de l'essai.

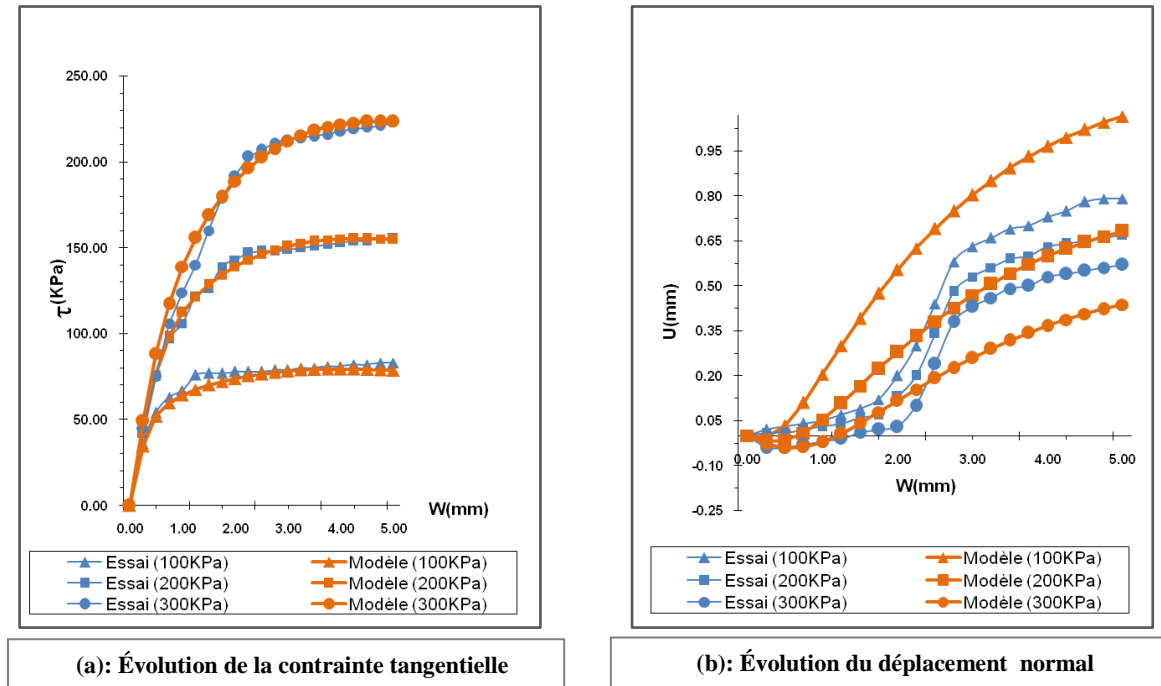


Figure IV.23: Simulation des essais à contrainte normale constante
(Surface lisse en béton/Sable dense à 90%)

3.2. Sable lâche :

3.2.1. Surface rugueuse en acier :

Dans les figures (IV.24.a) et (IV.24.b) on remarque que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement et du déplacement normal.

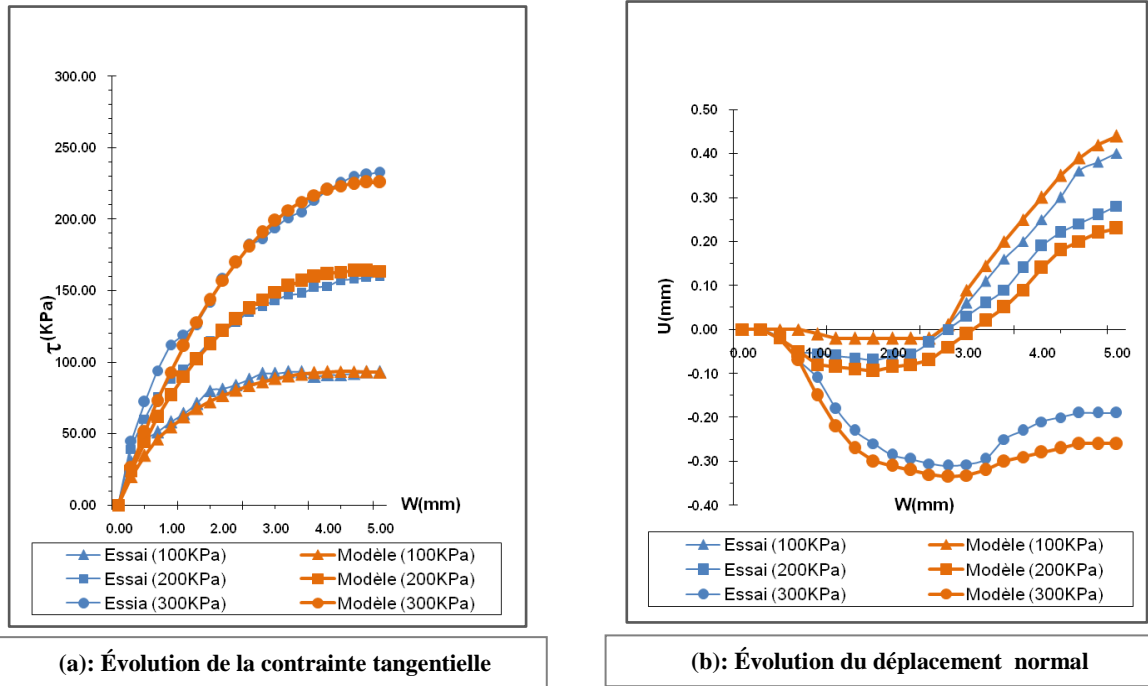


Figure IV.24: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface rugueuse en acier/Sable lâche à 15%)

3.2.2. Surface lisse en acier :

Les figures (IV.25.a) et (IV.25.b) illustrent la simulation des trois essais à contrainte normale constante. On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on constate que le modèle reproduit la première phase des essais puis on constate un écart remarquable entre l'essai et le modèle, et on remarque qu'en fin les courbes se convergent vers les mêmes valeurs.

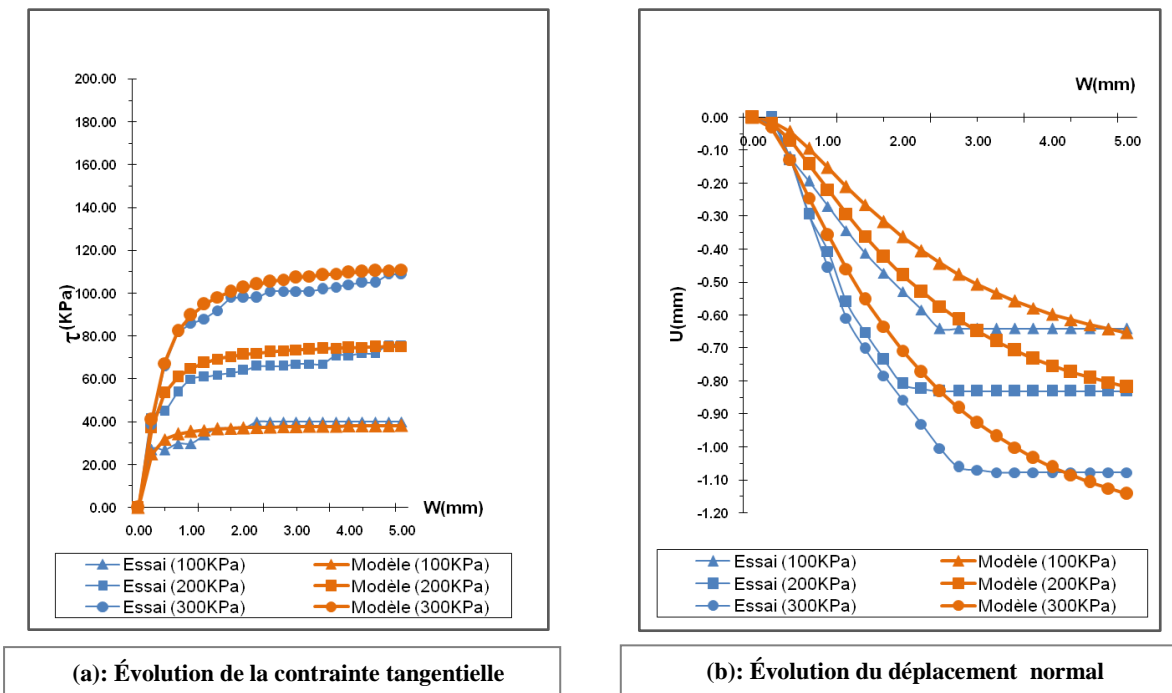


Figure IV.25: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface lisse en acier/Sable lâche à 15%)

3.2.3. Surface lisse en béton :

Les figures (IV.26.a) et (IV.26.b) montrent que le modèle décrit correctement l'évolution de contrainte de cisaillement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on constate que le modèle reproduit la première partie des essais puis l'écart entre les essais et le modèle devient remarquable surtout pour l'essai réalisé avec 200kpa, par contre la simulation des essais avec 100 et 300kpa sont acceptables.

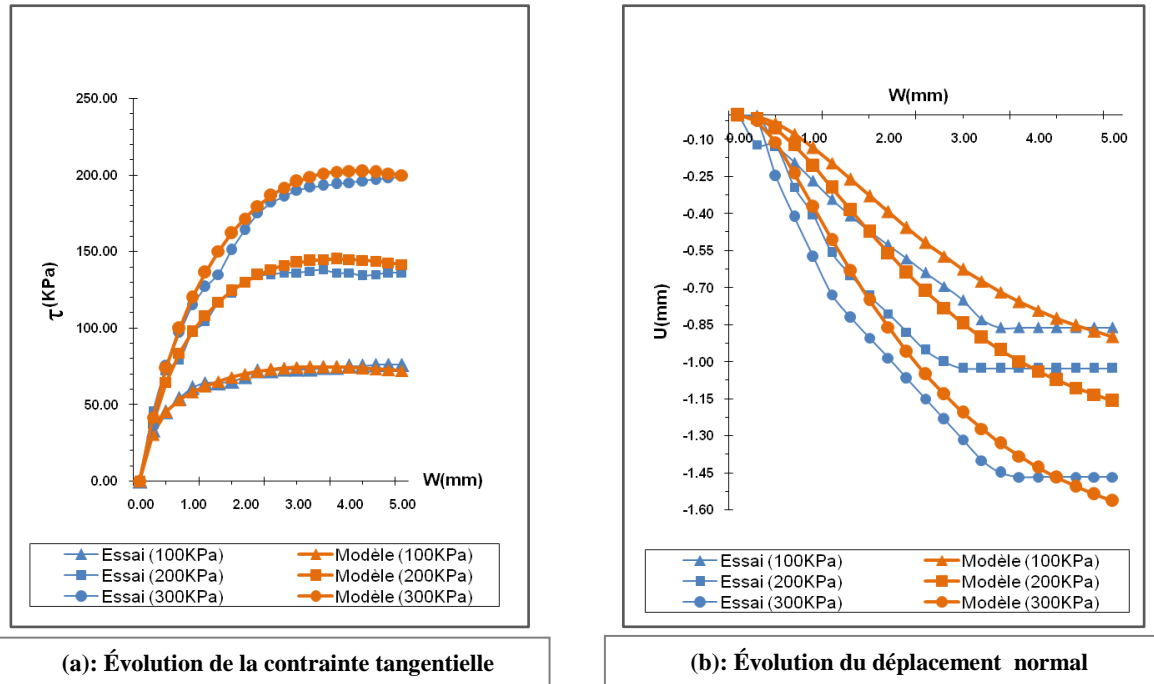


Figure IV.26: Simulation des essais à contrainte normale constante (Surface lisse en béton/Sable lâche à 15%)

4. Conclusion:

Le modèle Modjoin présenté dans cette partie, a été utilisé pour décrire le comportement des interfaces sol-structure sous chargement monotone et sur un chemin à contrainte normale constante.

La simulation des essais réalisés montre que le modèle décrit les aspects observés expérimentalement à savoir: la plastification progressive, le pic de contrainte et le radoucissement pour la courbe de cisaillement et l'état caractéristique (changement de phase contractance-dilatance) et l'état critique pour le déplacement normal.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent travail a été réalisé dans le but d'apporter une contribution à la modélisation expérimentale et théorique du comportement des interfaces sol-structure qui conditionne d'une manière sensible le comportement de nombreux ouvrages en Génie Civil. Il s'inscrit donc, dans le cadre de deux axes complémentaires dans l'étude de l'interaction sol-structure :

- ✓ Le développement d'essais de laboratoire permettant l'étude expérimentale des interfaces sol-structure.
- ✓ La validation des modèles du comportement permettant de reproduire le comportement des interfaces observé en laboratoire.

Dans la première partie du travail, une boîte de cisaillement directe a été modifiée par l'introduction d'une structure en béton ou en acier (lisse ou rugueuse). Dans la demi-boîte inférieure et la demi-boîte supérieure contenant des échantillons du sable de Messaâd (à faible et à forte densité) qui est un matériau local de la région de Djelfa.

A l'aide de cet appareillage, nous avons effectué une campagne d'essais de cisaillement sol-structure selon un chemin à contrainte normale constante.

Les résultats de ces essais montrent qu'il y a une analogie entre le comportement des sols pulvérulents et celui des interfaces sol-structure et notamment dans les principaux aspects : la plastification progressive, le radoucissement et l'état critique en grands déplacements.

Le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale du matériau. On note la présence d'un pic de cisaillement pour la densité forte et les deux phases de contractance et dilataance pour le déplacement normal, alors que pour la densité faible, le cisaillement continue à augmenter progressivement et se stabilise pour les grands déplacements; le comportement normal reste contractant le long de l'essai.

Le comportement de l'interface est très sensible à la rugosité de la structure; En effet, pour une rugosité faible (surface lisse) le comportement est pratiquement élastique parfaitement plastique avec un léger écrouissage accompagné d'une légère variation du déplacement normal. Alors que pour une surface rugueuse, l'écrouissage est important avec la présence du pic de cisaillement et d'une phase de radoucissement, et la variation du déplacement normal est très importante et composée d'une phase de contractance suivie d'une phase de dilataance.

Le type de colle (ARALDITE et BECTA) utilisé pour le collage des grains n'a pratiquement pas d'effet sur le comportement des interfaces sol-structure.

Dans la deuxième partie du travail, les résultats des essais réalisés ont servi à la validation de la version monotone du modèle "Modjoin" développé au Laboratoire de Mécanique de Lille.

Les résultats de simulation sont très satisfaisants. En effet, le modèle décrit bien les principaux aspects du comportement de l'interface (plastification progressive, radoucissement, contractance-dilataance et l'état critique pour les grands déplacements).

Une méthode de détermination des paramètres du modèle, à partir des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante, a été présentée. L'étude de la sensibilité du modèle à ses paramètres a été également effectuée. Celle-ci a permis de mieux comprendre le rôle de chaque paramètre et de cerner les incertitudes dans sa détermination.

Ce travail peut être suivi par la suite par :

- ✓ Des études du comportement des interfaces sous des chemins de contrainte variés; notamment le cas de la déformation normale constante ou du chargement cyclique et la validation de la version cyclique du modèle "Modjoin".
- ✓ L'intégration du modèle dans un code de calcul par éléments finis utilisant les éléments d'interface, et son application aux calculs des ouvrages en Génie Civil.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BENCHEIKH, B. (1991) Interaction sol-structure: modélisation et résolution numérique. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Lille. France.
- BOLTON, M.D. (1991) Geotechnical stress analysis: A possible approach for cantilever retaining walls on spread foundations. TRRL, Contractor Report 271, Berkshire, pp.28.
- BOUTRIF, A. (1993) Mesure du comportement d'interface sol-structure à la boîte de cisaillement direct annulaire et modélisation. Thèse de Doctorat de l'université Joseph Fourier-Grenoble I, Grenoble, France.
- BRUMUND, W.F. et LEONARDS, G.A. (1973) Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical construction materials. Journal of Testing and Evaluation, Vol.1(2), pp.162-165.
- CAI, F. et UGAI, K. (2002) An implicit integration algorithm for elastoplasticity of interface element. Proc.NUMOG VIII, Rome, pp.279-284.
- CHAMBON, G. (2003) Caractérisation expérimentale du frottement effectif des zones de failles. Thèse de doctorat de l'université Paris XI Orsay, pp.204.
- DE GENNARO, V. (1999) Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, pp.427.
- DESAI, C.S. et FISHMAN, K.L (1991) Plasticity based constitutive model with associated testing for joints. Int. J. Rock. Min. Sci. & Geomech. Abstr, Vol.28(1), pp.15-26.
- DUMITRESCU, A. (2005) Etude expérimentale du comportement d'interface sol grenu/structure. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, pp.226.
- EUROCODE 7 (2004) Calcul géotechnique - Partie 1: Règles Générales (EN 1997-1 : 2004).
- EVGIN, E. et FAKHARIAN, K. (1996) Effect of stress paths on the behaviour of sand steel interfaces. Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, pp.853-856.
- FRIH, N. (2005) Etude de l'interface sol-paroi moulée. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, pp.205.
- GHIONNA, V.N. et MORTARA, G. (2002) An elastoplastic model for sand-structure interface behaviour. Géotechnique, Vol.52, pp.41-50.
- HASSAN, A.H. (1995) Etude expérimentale et numérique du comportement local et global d'une interface sol granulaire-structure. Thèse de Doctorat. Université Joseph Fourier. Grenoble.

- HOTEIT N. (1990) Contribution à l'étude du comportement d'interface sable-inclusion et application au frottement apparent. Thèse de Doctorat de l'institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, France.
- HU, L. et PU, J.L. (2004) Testing and modelling of soil-structure interface. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.130(8), pp.851-860.
- LAHMADI, A. (2006) Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel-bâtiment-excavation. Thèse de Magister de l'Université de Batna.
- LERAT, P. ; BOULON, M. ; SCHLOSSER, F. (1997) Etude expérimentale de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires. *Revue Française de Génie Civil*, Vol.1 (2), pp.345-366.
- PLYTAS, C. (1985) Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sol granulaire-structure. Application à la prévision du frottement latéral des pieux. Thèse de docteur ingénieur. Institut National Polytechnique de Grenoble.
- RAZAIIE, F. (1994) Etude expérimentale et modélisation du comportement de l'interface sols-structures sous chargement monotone et cyclique. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Lille. France.
- REDDY, E.S.; CHAPMAN, D.N.; SASTRY, V.V.R.N. (2000) Direct shear interface test for shaft capacity of piles in sand. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.23 (2), pp.199-205.
- SAID, I. (2006) Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axial. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Institut Navier. France.
- SCHLOSSER, F. (1991) Ouvrages de soutènement, Poussée et butée. *Recueil/ Techniques de l'ingénieur, traité de construction, mécanique des sols*, C242, pp.1-16.
- TALLAH, N. (2005) Modélisation expérimentale et numérique du comportement des interfaces sol-structure. Mémoire de Magister de l'Université de M'sila.
- UESUGI, M. et KISHIDA, H. (1987) Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. *Solids and Foundations*, Vol. 26(4), pp.139-149.
- WERNICK, E. (1978) Stresses and strains of surface of anchors. *Revue Française de Géotechnique*, Vol.3, pp.113-119.
- YOSHIMI, Y. et KISHIDA, T. (1981) A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surface. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.4 (4), pp.145-152.

Dans cette annexe, on présente un court rappel de la théorie de l'élastoplasticité appliquée aux interfaces.

1- Principe de base de l'élastoplasticité :

L'incrément de déformation totale $\dot{\varepsilon}$ est la somme d'une contribution réversible $\dot{\varepsilon}^e$ et une contribution irréversible ou plastique $\dot{\varepsilon}^p$:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \dots\dots\dots(A.1)$$

2- Partie élastique :

Les incréments de déformation élastique sont reliés aux incréments de contrainte par la relation suivante :

$$\dot{\sigma} = C^e \dot{\varepsilon}^e \dots\dots\dots (A.2)$$

Où: C^e est la matrice de comportement; donnée par :

$$C^e = \begin{bmatrix} c_n & 0 \\ 0 & c_t \end{bmatrix}$$

3- Notion de surface de charge :

La partie plastique ne se manifeste que si on atteint un critère de rupture. Dans le cas d'un comportement écrouissable, cette condition peut être représentée par une fonction scalaire:

$$f(\sigma, R)$$

Où : σ est le vecteur de contraintes

R étant l'ensemble des paramètres d'écrouissage

4- Notion de charge et de décharge :

Dans le plan des contraintes, la surface de charge délimite deux zones; une dite de charge et l'autre de décharge (figure C.1)

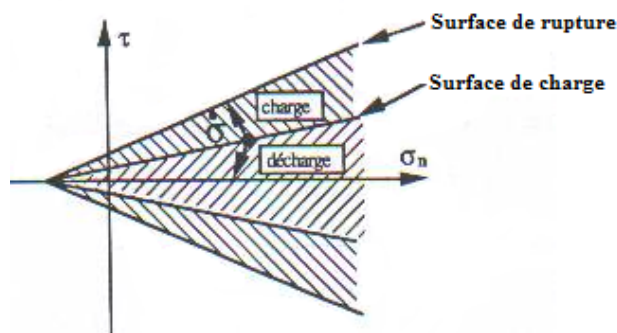


Figure C.1 : Notion de charge et de décharge
(Critère de Mohr-Coulomb)

La notion de charge et de décharge est régie par les équations :

$$\begin{cases} f(\sigma, R) = 0 \\ \dot{f}_R = \frac{\partial f}{\partial \sigma}(\sigma, R)\dot{\sigma} \end{cases} \dots\dots\dots(A.3)$$

On dira qu'on est en charge si : $\dot{f}_R > 0$
et qu'on est en décharge si : $\dot{f}_R < 0$

5- Notion de potentiel plastique et règle d'écoulement :

La règle d'écoulement définit la façon dont les vitesses (ou incréments) de déformations plastiques évoluent. On admet, en générale, que les $\dot{\varepsilon}^p$ dérivent d'un potentiel plastique $g(\sigma, R)$:

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma}(\sigma, R) \dots\dots\dots(A.4)$$

$\dot{\lambda}$: est le multiplicateur de plasticité (scalaire positif ou nul)

$\frac{\partial g}{\partial \sigma}$: définit les directions des déformations plastiques, celles-ci sont normales à la surface d'écoulement : $g(\sigma, R) = 0$

6- Multiplicateur de plasticité " $\dot{\lambda}$ " et module d'écrouissage " H " :

Le multiplicateur de plasticité $\dot{\lambda}$ étant calculé en écrivant la condition de consistance qui traduit que l'état de contrainte doit sur la surface de charge :

$$\dot{f} = \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial R} \dot{R} = 0 \dots\dots\dots(A.5)$$

Ou encore :

$$\left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t \dot{\sigma} = - \frac{\partial f}{\partial R} \dot{R} \dots\dots\dots(A.6)$$

Le module d'écrouissage $H(\sigma, R)$ est défini par la relation :

$$\frac{\partial f}{\partial R} \dot{R} = -\dot{\lambda} H(\sigma, R) \dots\dots\dots(A.7)$$

Compte tenu des relations (6) et (7), $\dot{\lambda}$ peut s'écrire :

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{H(\sigma, R)} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t \dot{\sigma} \dots\dots\dots(A.8)$$

Les déformations plastiques sont alors obtenues en utilisant l'équation du potentiel plastique :

$$\dot{\varepsilon}^p = \frac{1}{H} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right]^t \dot{\sigma} \dots\dots\dots(A.9)$$

Si l'on considère que les paramètres d'écroissage sont fonction des déformations plastiques, le module d'écroissage s'écrit :

$$H = - \frac{\partial f}{\partial R} \left[\frac{\partial R}{\partial \epsilon^p} \right] \frac{\partial g}{\partial \sigma} \dots\dots\dots (A.10)$$

A partir de la relation de consistance et des équations (A.1), (A.2) et (A.10), nous obtenons:

$$\dot{\lambda} = \frac{\left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t C^e \dot{\epsilon}}{H + \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t C^e \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right]} \dots\dots\dots (A.11)$$

Si l'on pose : $\begin{cases} f_n = \frac{\partial f}{\partial \sigma_n} \\ f_t = \frac{\partial f}{\partial \tau} \end{cases}$ et $\begin{cases} g_n = \frac{\partial g}{\partial \sigma_n} \\ g_t = \frac{\partial g}{\partial \tau} \end{cases}$ (A.12)

On obtient :

$$\dot{\lambda} = \frac{f_n c_n \dot{\epsilon}_n + f_t c_t \dot{\epsilon}_t}{H + f_n c_n g_n + f_t c_t g_t} \dots\dots\dots (A.13)$$

7- Notion de la matrice d'élastoplasticité :

L'incrément de contrainte $\dot{\sigma}$ peut s'exprimer par :

$$\dot{\sigma} = C^{ep} \dot{\epsilon} \dots\dots\dots (A.14)$$

C^{ep} est alors la matrice d'élastoplasticité. Si l'on appelle D le dénominateur de l'expression qui donne $\dot{\lambda}$, on peut calculer C^{ep} en utilisant les relations (A.1), (A.2), (A.4) et (A.11), on obtient alors :

$$C^{ep} = C^e - \frac{C^e \frac{\partial g}{\partial \sigma} \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right]^t C^e}{D} \dots\dots\dots (A.15)$$

En développant, on obtient :

$$C^{ep} = \begin{bmatrix} c_n - \frac{c_n^2 f_n g_n}{D} & - \frac{c_n c_t g_n f_t}{D} \\ - \frac{c_n c_t g_t f_n}{D} & c_t - \frac{c_t^2 f_t g_t}{D} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (A.16)$$

Notons que dans le cas d'un modèle non associé ($f \neq g$), la matrice C^{ep} est non symétrique.

Organigramme de calcul du modèle en chargements monotones

