



N° d'ordre :

UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIORAT

Département de génie civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique

Par: Tallah Naoui

SUJET

**MODELISATION EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE
DU COMPORTEMENT DES INTERFACES
SOL-STRUCTURE**

Soutenu publiquement le: 30/04/2008 devant le jury composé de :

M.C Khemissa. M	Université de M'sila	Président
M.C Bencheikh. B	C.Universitaire de Djelfa	Rapporteur
Prof. Bouhicha .M	Université de Laghouat	Examineur
M.C. Boudaoud .Z	C.Universitaire d'Oum Elbouaghi	Examineur
M.C.C. Rahmouni .Z	Université de M'sila	Examineur

Année : 2007 /2008

Avant- propos

Ce travail a été réalisé au Laboratoire National d'Habitat et de Construction de Djelfa (L.N.H.C), sous la direction de Monsieur Bencheikh B. Maître de Conférence au C.U 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 ces connaissances. Je le remercie vivement.

Monsieur Khemissa. M Maître de Conférence à l'université de M'sila, 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 Bouhicha .M professeur à l'Université de Laghouat, monsieur Boudaoud.Z maître de conférence au Centre Universitaire d'Oum Elbouaghi et monsieur Rahmouni Z .M.C.C à l'Université de M'sila qui ont accepté d'être examinateur de ce travail et de me faire profiter de leurs précieuses remarques.

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

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

Sommaire

AVANT- PROPOS.....	1
SOMMAIRE.....	2
RESUME.....	4
ABSTRACT.....	4
NOTATIONS.....	5
INTRODUCTION GENERALE.....	6

CHAPITR I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.Appareils d'étude en laboratoire de l'interface sol-structure.....	09
1.1 Boite de cisaillement direct.....	09
1.2 Boite de cisaillement simple.....	12
1.3 Appareil de cisaillement simple annulaire.....	14
1.4 Appareil de cisaillement direct annulaire par torsion.....	15
1.5 Appareil de cisaillement par arrachement.....	16
2.Résultats d'essai de cisaillement direct et simple.....	17
2.1 PLYTAS (1985).....	18
2.2 REZAIE (1994).....	20
2.3 TEIMING FU (1998).....	23
3.Travaux de modélisation des interfaces sol-structure.....	26
1. Approche type contact.....	26
1.1 Modèle GOODMAN.....	26
1.2 Modèle élastoplastique.....	28
1.2.1 Comportement élastoplastique.....	28
1.2.2 BENCHEIKH .B (1991).....	34
1.2.3 V.D. GENNARO (2002)	36
1.2.4 HUABEI LIU (2006).....	45
1.3 Modèle Incrémentaux.....	50
2. Approche type couche mince.....	50

CHAPITRE:II DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISE ET MODE OPERATOIRE

1. Description de l'appareillage	52
2. Mode opératoire.....	54
3. Matériaux étudiés.....	54
4. Test de répétabilité.....	56

CHAPITRE III PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

1. Essais réalisés sur sable	59
1.1 Surface rugueuse (Acier).....	60
1.2 Surface lisse (Acier).....	63
1.3 Surface lisse (Béton).....	67
1.4. Surface sable-sable.....	70
2. Etude des angles de frottement et de dilatance	72
3. Effet de la rugosité et de la densité initiale.....	73
4. Etude comparative avec les résultats de REZAIE (1994) sur le sable d'Hostun.....	77

CHAPITRE IV

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE

1. Présentation du modèle MODJOIN.....	79
1.1 Comportement élastique.....	79
1.2 Partie plastique.....	79
1.3 Règle d'écoulement.....	81
2. Détermination des paramètres.....	82
2.1 Paramètres élastiques Ko et Go.....	82
2.2 Paramètres plastiques.....	82
3. Simulation des essais d'interface.....	92
3.1 Sable dense.....	92
3.2 Sable lâche	95
3.3 Sable à densité moyenne	97
CONCLUSION	100
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	102
ANNEXE A	
L'ELASTOPLASTICITE APPLIQUEE AUX INTERFACES.....	105
ANNEXE B	
ORGANIGRAMME DE CALCUL DU MODELE EN CHARGEMENTS	
MONOTONES.....	110

Résumé

La résolution d'un problème d'interaction sol-structure (pieux, ouvrages souterrains, terre armée ;.....) nécessite la connaissance du comportement des interfaces. Ce travail constitue une contribution dans ce sens. Il est composé de deux parties:

Dans la première partie, nous présentons les résultats des essais monotones sol-structure qui ont été réalisés à l'aide d'une boîte de cisaillement direct modifiée, ces essais ont été réalisés sur un matériau local (sable de Bou-saâda) à contrainte normale constante. Les résultats ainsi obtenus sont comparés avec des résultats expérimentaux tirés de la bibliographie

*Dans la deuxième partie, le modèle d'interface **Modjoin** 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

Interface; sol-structure ; Cisaillement direct ; Chemin ; Rugosité ; Ecouissage ; radoucissement ; plasticité.

Abstract

The resolution of a problem of interaction soil-structure (piles, works underground, reinforced earth;) requires the knowledge of the behavior of the interfaces. This work constitutes a contribution in this direction. It is composed of two parts:

In the first part, we present the results of monotonous tests of soil-structure which were realised by means of modified direct shearing box, these tests were realised on a local material (sand of Bou-saâda) with constant normal stress. Results obtained are compared with results experimental draw from the bibliography.

In the second part, the soil-structure interface model named "Modjoin" is modified and validated with tests realised in the first part. This model is based on the main concepts used in modelling of the elastoplastic behaviour of the soil (isotropic hardening, characteristic state, critical state, softning....).

Validation tests shows that's model well reproduces the behaviour of the soil-structure interface under monotonous loadings.

Key words: Interface , soil-structure; Direct shearing; Way; Rough; ; hardening; softening; plasticity.

NOTATIONS

σ_n	(Kpa)	Contrainte normale
τ	(Kpa)	Contrainte de cisaillement
ε_n	(mm)	Déplacement relatif normal
ε_t	(mm)	Déplacement relatif tangentiel
τ	(Kpa)	Contrainte limite de cisaillement
U	(mm)	Déplacement normal
W	(mm)	Déplacement tangentiel
σ	(-)	Vecteur des contraintes
ε	(-)	Vecteur des déplacements relatifs
C	(Kpa)	Cohésion
Φ	(degrés)	Angle de frottement
ψ	(degrés)	Angle de dilatance
σ_{no}	(Kpa)	Contrainte normale initiale
P_a	(Kpa)	Pression atmosphérique
P	(Kpa)	Pression moyenne
K	(-)	Module normale
G	(-)	Module de cisaillement
I_d	(%)	Indice de densité
D_r	(%)	Densité relative

INTRODUCTION GENERALE

Le comportement des ouvrages en génie civil dépend en grande partie de celui des interfaces sol-structure. En effet, dans la littérature en géotechnique de ces trois dernière décennies une partie importante est consacrée au développement et amélioration des techniques d'analyse du phénomène d'interaction sol-structure, on peut citer, comme exemple, les pieux sous chargement axial ou latéral, les fondations superficielles sous chargement latéral ou excentré et les ouvrages soutènement (murs, rideaux de palplanche, parois moulées,.....).

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

L'utilisation très large de la 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:

- Le 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) .

- Le développement et la validation de modèles de comportement pour les interfaces, qui permettent de tenir compte de certains aspects tel que le radoucissement, on peut citer par exemple, le modèle de Desai et al (1985) , utilisant l'élasticité non linéaire , ou les modèle basé sur l'élastoplasticité tels que les modèles de : Aubry et al. (1990), Shahrour et Bencheikh (1992); Shahrour et Rezaie (1997), Ghionna et Mortara (2002), Fakharian et Evgin (2000), Zeghal et Edil (2002), Gennaro et Frank (2002), Mortara et al. (2002) .

On cite, également, Desai et Ma (1992) qui ont proposé un modèle basé sur le concept (DSC) (disturbed-state concept), et Hu et Pu (2004) ont employé la mécanique de l'endommagement au comportement de l'interface sol-structure.

La plupart de ces modèles sont capables de reproduire un phénomène très important qui est celui de 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 chargements monotones. 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 Bou-saâda), 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 est consacré à 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 et les modèles développés par certains auteurs pour modéliser l'interface sol-structure.
- Le second chapitre comporte une description du dispositif expérimental utilisé, le mode opératoire et une présentation des tests de reproductibilité.
- Le troisième chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais réalisés à la boîte de cisaillement direct modifiée sur le sable des Bous-saâda et une structure en béton ou en acier (lisse ou rugueuse), le chemin de contrainte suivi est un chemin à contrainte normale constante 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 qui est également présentée.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE: I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Appareils d'étude en laboratoire de l'interface sol-structure

La plupart des dispositifs d'essai d'interface de sol-structure sont conçus pour mesurer le déplacement relatif entre le sol et les matériaux structuraux sous les charges appliquées. Pour des buts de recherche, il est aussi nécessaire de mesurer séparément le glissement à l'interface et la déformation de cisaillement de la masse de sol. Dans le meilleur des cas, un dispositif d'essai d'interface devrait être capable d'imposer tous les états de frontière possibles et n'importe quel chemin de contrainte désiré.

Plusieurs études ont été publiées concernant l'essai en laboratoire des interfaces. Le plus souvent, ces essais d'interface ont été exécutés pour déterminer l'angle de frottement sol-structure utilisé dans le calcul de structure en géotechnique, comme les murs de soutènement, les caniveaux enterrés, les piles, etc..., et dans quelques cas, pour la détermination de paramètres des modèles d'interface.

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

Les différents appareils utilisés sont:

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

1.1 Boîte de cisaillement direct

L'idée première d'une boîte de cisaillement direct appartient à Alexandre Collin (1846), mais c'est A.Casagrande qui l'a mis au point et lui à donné la diffusion qu'on lui connaît actuellement (Costet,Sanglirat ,1981) .La boîte est formé de deux demi-boîte indépendantes, l'une supérieure qui est formée de deux parties: un cadre et un couvercle servant de piston pour l'application de l'effort normale et une partie inférieure qui est ici remplacée par une plaque (lisse ou rugueuse). Le plan de séparation des deux demi- boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette (figure1-1).

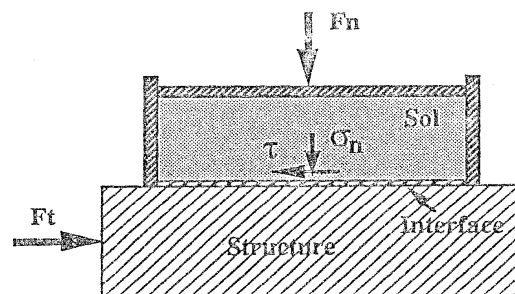


Figure : 1.1- Principe de la boîte de cisaillement direct

L'essai fournit des caractéristiques mécaniques le long d'une surface de rupture imposée. En plus de sa simplicité, elle permet de réaliser différents chemins de sollicitations. (Contrainte normale constante, déformation normale constante et rigidité normale imposée). De nombreux auteurs l'ont utilisé pour l'analyse de l'influence de divers facteurs sur le phénomène de frottement le long de la surface imposée, et pour la détermination de paramètres des modèles d'interface (tableau 1-1).

L'appareil de cisaillement direct présente plusieurs défauts.

- La répartition des contraintes n'est pas uniforme à cause des extrémités rigides de la boîte. La contrainte de cisaillement dépend du mouvement et de la répartition de contraintes normales.
- Les conditions aux limites imposées. En effet ces conditions ne permettent pas à l'échantillon de se déformer librement et uniformément avec une indépendance complète des rotations des axes principaux des contraintes et des déformation
- La rupture se fait progressivement avec une épaisseur variable le long de la zone cisailée (Saada et Towensad, 1981).
- Il peut y avoir perte de grains de sable pour les matériaux fins notamment.

Malgré ces défauts, la simplicité de cet appareil et la facilité d'exécution des expériences constituent un énorme avantage.

Source	Type d'interface et dimensions	Type de contrainte	Constatations et observations
Potyondy (1961)	Sable –béton Sable - acier	Cisaillement monotone sous contrainte normale constante	Développement d'une base de données des valeurs de paramètre de frottement d'interface entre le sable et le béton avec une rugosité variable
Clough et duncan (1971)	Sable –béton	Cisaillement monotone sous contrainte normale constante	Développement d'une formulation hyperbolique pour modéliser la réponse d'interface
Peterson et al (1976) et kulhawy et peterson (1979)	Sable –béton 102mm x 120mm	Cisaillement monotone et inversion de cisaillement sous contrainte normale constante	Analyse du rapport entre la réponse d'interface et la rugosité d'interface, le type de sol, et la densité et la gradation de sol. – Ajout des Contributions importantes supplémentaires à la base de données des paramètres pour le Clough et Duncan (1971) formulations hyperboliques
Acar, Durgunoglu et Tumay (1982)	Sable –béton Sable - acier	Cisaillement monotone sous contrainte normale constante	- Etude du rapport entre l'indice de vide du sable et l'angle de frottement d'interface. -Présentation d'un rapport entre l'indice de vide et les valeurs de paramètre hyperboliques pour Clough et Duncan (1971), formulation pour les matériaux a employé dans leurs essais.

Desai, Drumm, et Zaman (1985)	Sable –béton 305mm x 305mm	Cisaillement cyclique sous contrainte normale constante	- Développement d'un dispositif cyclique de degré de libertés multiples pour l'essai d'interface. - Etude de l'influence sur la réponse d'interface des facteurs suivants : amplitude de déplacement et d'effort de cisaillement, nombre de cycles de chargement, et densité d'initiale du sable
Plytas (1985)	Sable - acier	Cisaillement monotone sous contrainte normale constante et à déformation normale constante	- Développement d'une base de données des valeurs de paramètre de frottement pour des interfaces entre le sable et une plaque rugueuse d'acier. - Identification d'une loi d'interface incrémentale à dépendance directionnelle.
Bosscher et Ortiz (1987)	Sable –béton Sable - roche	Cisaillement cyclique sous contrainte normale constante	- Etude du rapport entre la rugosité d'interface et l'angle de frottement d'interface - Evaluation de l'effet de la rugosité sur la constante d'amortissement de l'interface
Bosscher et Ortiz (1987)	Sable –béton Sable - roche	Cisaillement cyclique sous contrainte normale constante	- Etude du rapport entre la rugosité d'interface et l'angle de frottement d'interface - Evaluation de l'effet de la rugosité sur la constante d'amortissement de l'interface
Lee et al (1989)	Sable –béton 100mm x 100mm	Cisaillement monotone sous contrainte normale constante	- Développement d'un ensemble de valeurs de paramètre hyperboliques pour la réponse des interfaces utilisées dans leurs essais.
Hryciw et Irsyam(1993)	Sable à l'acier des nervures 267 mm 76mmm	Cisaillement monotone et cyclique sous contrainte normale constante	- Etude du mécanisme de la formation de bande de dilatation et de cisaillement à l'interface - Etude de l'influence de la géométrie et de l'espacement de nervure, et la densité de sol sur la réponse d'interface
Rezaie .F (1994)	Sable - acier	Cisaillement monotone et cyclique sous contrainte normale constante et déformation normale constante.	- Analyse de l'influence des principaux paramètres sur le comportement cyclique d'interface à savoir: la densité initiale du sable, la rugosité de l'interface et la forme des cycle de chargement. - Validation la version cyclique du modèle Modjoin .

Tableau 1.1 Essais de cisaillement direct sur les interfaces sable - béton et sable - acier

Kishida et Uesugi (1987), Fakharian et Evgin (1995), et Evgin et Fakharian (1996) ont précisé que le glissement réel entre les particules de sol et le béton ne peut pas être directement mesuré dans la boîte de cisaillement direct, comme illustré dans la Figure 1-2a. Le déplacement mesuré entre la boîte de sol et l'échantillon du béton inclut le glissement à l'interface, aussi bien que la déformation de la masse de sable due à la distorsion sous les contraintes de cisaillement appliquées.

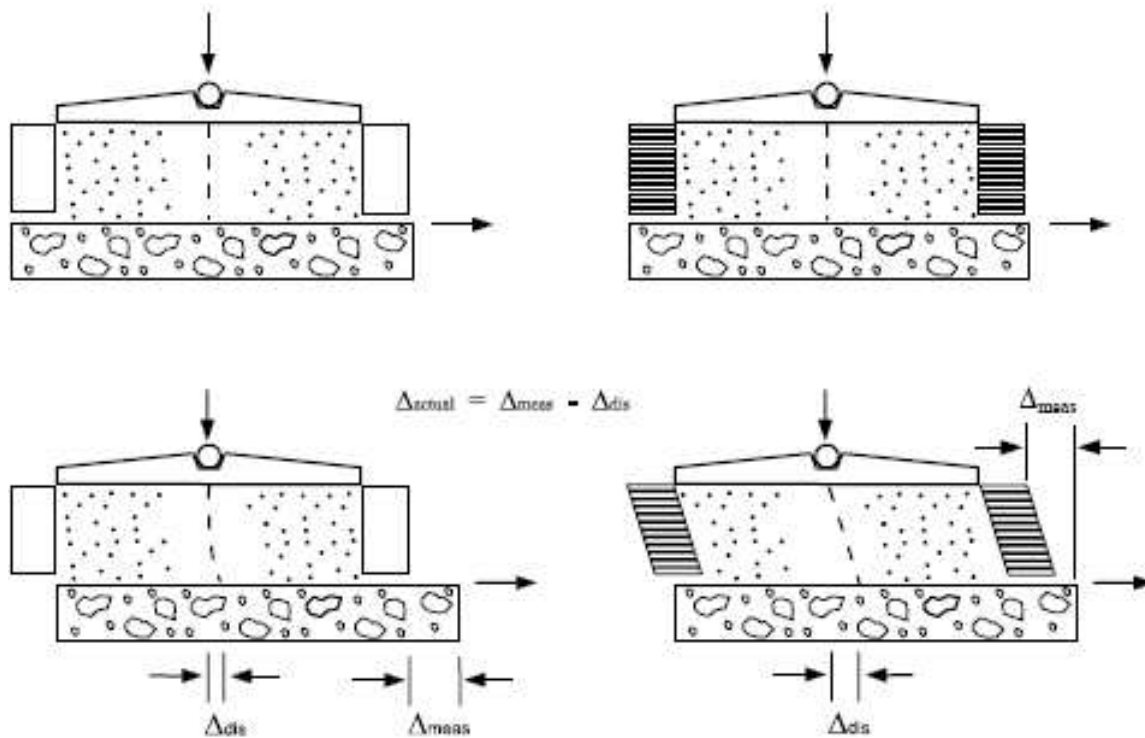
1.2 Boîte de cisaillement simple

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

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

- l'appareil de cisaillement simple de type Roscoe (1953);
- l'appareil de cisaillement cylindrique de l'Institut Géotechnique de Norvège (NGI) conçu par Bjerrum et Lambva (1966) et
- l'appareil de cisaillement rectangulaire de Uesugi et Kishida (1987)

Boîte de cisaillement simple type Uesugi et Kishida



a) Boîte de cisaillement direct

b) Boîte de cisaillement simple

Figure 1-2. La distorsion de la masse de sable pendant l'essai l'interface dans les boîtes de cisaillement direct et de cisaillement simple (Kishida et Uesugi (1987))

Appareil de cisaillement simple type Roscoe

L'appareil de cisaillement simple conçu par Roscoe (1953) a été modifié à Cambridge.

Dans cet appareil, l'échantillon est un prisme à section rectangulaire ou carrée enfermé dans un jeu de 6 plateaux rigides. Ce dispositif permet la déformation verticale et une distorsion uniforme de l'échantillon.

Des cellules de forces fixées sur les faces internes des plateaux ont été utilisées pour mesurer la contrainte principale intermédiaire. Une cellule placée sur le plateau supérieur permet de mesurer la force normale appliquée à l'échantillon.

Appareil de cisaillement simple type (NGI)

L'appareil de cisaillement simple de type (NGI) a été présenté par Kjellemen (1951) et modifié par Bjerrum et Lambva (1966). Dans ce type d'appareils, l'échantillon cylindrique est renfermé dans une membrane renforcée par des spirales empêchant la déformation radiale de l'éprouvette (Figure 1-3a).

La force verticale est appliquée par des poids. Un appareil de déformation contrôlé a été utilisé pour appliquer un déplacement tangentiel. Les forces verticale et horizontale appliquées sur l'échantillon sont mesurées.

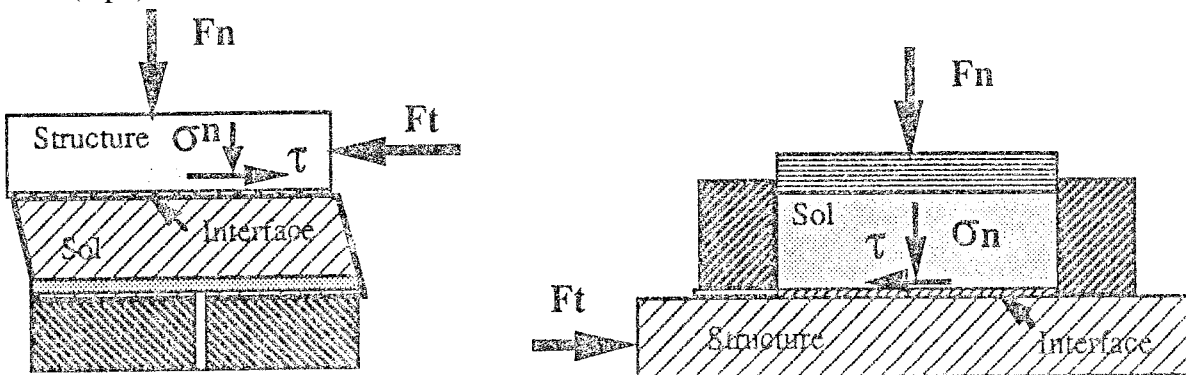
Appareil de cisaillement simple type Uesugi et Kishida

La (Figure 1-3b) montre le Principe de l'appareil de cisaillement de Kishida et Uesugi (1987). L'interface sable-acier est un rectangle de 400 mm de longueur et 100 mm de largeur. L'échantillon de sable de la forme parallélépipède rectangle est renfermé dans une boîte construite d'un empilement de cadre en aluminium. La partie inférieure est constitué d'une plaque de dimensions plus grande que celles de la boîte utilisée.

L'un des avantages principaux de cet appareil de cisaillement simple est la capacité de mesurer séparément le glissement à l'interface total Δ_{meas} et la distorsion Δ_{dis} de sol comme illustré dans la Figure 1-2b. Selon Uesugi et Kishida (1986b), la déformation horizontale due à distorsion de la masse de sable est un composant important du déplacement total mesuré dans Boite de cisaillement simple.

La boîte de cisaillement simple a des limitations importantes pour l'essai d'interface:

1) Distribution non-uniforme des contraintes à l'interface (Kishida et Uesugi 1987). 2) la préparation de l'échantillon est très compliqué. 3) et limitation du déplacement total maximum, qui n'excède pas 25.4 millimètres (1 po).



a) Type N.G.I (Bjerrum et Lambva, 1966)

b) Type Uesugi et Kishida (1987)

Figure : 1-3 Appareils de cisaillement simple

1.3 Appareil de cisaillement simple annulaire

L'appareil d'essai, l'ACSA (appareil de cisaillement simple annulaire) a été développé au CERMES, centre commun de l'ENPC et du LCPC.

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

L'échantillon annulaire a un volume de l'ordre de 9,4 dm³. Il est disposé autour d'un cylindre central dont la mise en rotation assurera le cisaillement de l'échantillon. Sur l'autre bord cylindrique, une pression de confinement est exercée par l'intermédiaire d'une membrane en néoprène elle-même soumise à une pression d'eau (Figure 1-4a). Un tel principe assure l'homogénéité des conditions aux limites de déplacement sur toute l'interface et minimise les effets de bord comme ceux que présente une boîte de cisaillement direct modifiée (où il y a une dissymétrie entre le bord « amont » et le bord « aval »).

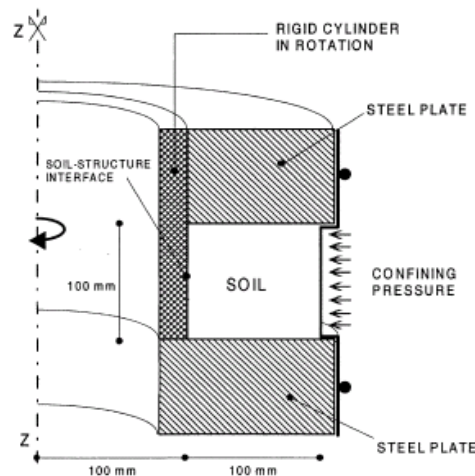


Figure 1-4a. Schéma de l'Appareil de cisaillement simple annulaire

La face supérieure de l'échantillon est en contact avec un couvercle fixe, la face inférieure repose sur une plaque de verre fixe elle aussi (Figure 1.4b).

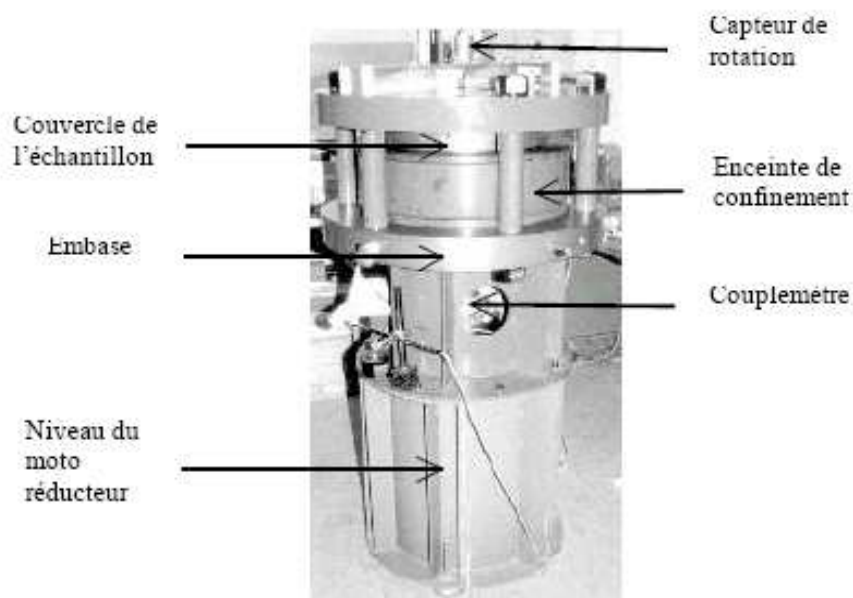


Figure 1-4b. Vue de l'ACSA.

1.4 Appareil de cisaillement direct annulaire par torsion

Des appareils de cisaillement annulaire ont été employés par Huck et Saxena (1981) et Yoshimi et Kishida (1981) pour l'essai d'interface sable-béton et sable-acier. Selon Strak, Williamson, et Eid (1996), les appareils de cisaillement annulaire ont les avantages suivants:

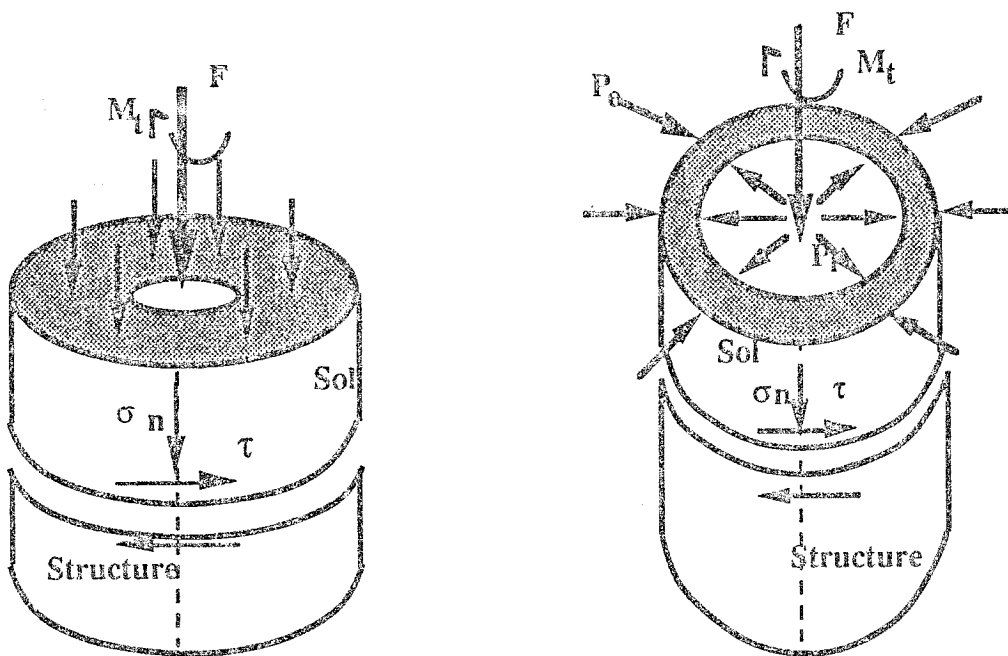
1) déplacement illimité d'interface, rendant possible la détermination des résistances au cisaillement résiduelles d'interface, 2) cisillant le long de la même interface dans tout l'essai, et 3) aucun chargement excentrique pendant le cisaillement.

Dans ce type d'appareil, l'échantillon et la structure ont une forme annulaire. Le cisaillement se fait par application d'un couple de torsion des sections de contact entre le sol et la structure (Figure 1-5). Selon les conditions aux limites sur les parois internes et externes de l'échantillon, on distingue deux catégories d'essais:

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

Les principaux inconvénients appareils de cisaillement annulaire sont comme suit :

1) procédures compliquées de préparation de l'échantillon, particulièrement pour les interfaces sable-béton (Kishida et Uesugi, 1987), 2) échantillons relativement étroits de sol, qui peuvent induire des effets de balance en quelques essais d'interface, 3) distribution radiale non-uniforme des contraintes de cisaillement (Strak, Williamson et Eid 1996), et 4) le glissement réel est inconnu à l'interface dans le cas des appareils de cisaillement annulaire



a) Cisaillement annulaire
(type Yoshimi et kishida, 1982)

Cisaillement: par torsion sur cylindre creux
(type Ishihara 1972)

Figure : 1.5- Appareils de cisaillement direct par torsion

1.5 Appareil de cisaillement par arrachement

Afin d'éviter les limitations des appareils conventionnels pour les essais d'interface, Brumund et Leonards (1973) ont développé un appareil spécial de cisaillement par arrachement permettant d'étudier le frottement entre le sable et un matériau de construction. L'échantillon de sable est cylindrique contenu dans une membrane en caoutchouc (Figure 1-6). Il est traversé par un cylindre en acier, en mortier ou en d'autres matériaux. L'appareil permettait de procéder à des mesures « statiques » et des mesures dynamiques en appliquant la force en 1 à 2 ms.

Cet appareil a été créé afin d'essayer de modéliser le comportement d'un axe de pile et il permet d'atteindre du niveau des déplacements plus élevés. La préparation de l'échantillon pour ce type d'essai est compliquée, et il est difficile de commander et mesurer l'état de contrainte et de déformation à l'interface (Kishida et Uesugi 1987).

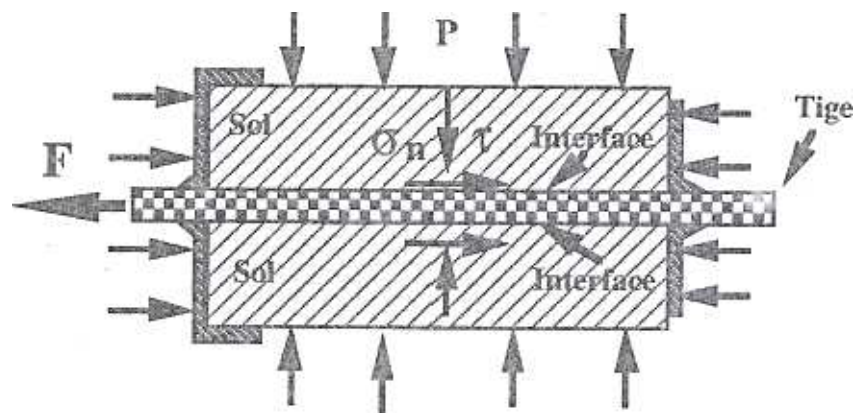


Figure : 1-6- Principe de l'essai d'arrachement (Brumund et Leonards, 1973)

2. RESULTATS D'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT ET SIMPLE

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

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

En utilisant les résultats expérimentales, Uesugi et Kishida (1986a) ont conclu que l'influence du type de sable et de la rugosité extérieure d'acier sur le coefficient de frottement est significative, alors que les effets de la contrainte normale et de la taille de grain moyenne sont d'importance faible. Seulement peu d'influence de la contrainte normale jusqu'à 3.90 MPa a été observé sur le coefficient de frottement.

Plus tard, Uesugi et Kishida (1986b) ont conclu que la taille de grain moyenne (d_{50}) à également une influence significative sur le coefficient de frottement.

Au contraire, Acar et al. (1982) réalise des essais de cisaillement direct sur des interfaces entre le sable et les matériaux structuraux tels que l'acier, le bois et le béton, ont conclu que la densité relative du sable et de l'effort normal a évidemment influencé l'angle du frottement.

Cette évidence a prouvé que l'influence de la densité relative du sable et la valeur de la contrainte sur le comportement d'interface ont été également indiqués par d'autres, tel que Desai et al. (1984) et Fakharian et Evgin (1996).

Certain auteurs indiquent qu'ils existent quelques incertitudes sur l'influence de la densité relative du sable et la valeur de la contrainte normale sur le comportement d'interface, dû aux limitations des essais et aux différentes méthodes des essais.

La relation contrainte-déformation d'interface dépend des conditions normales de frontière. La plupart des résultats d'essai existants ont été obtenues dans l'état de contrainte normale constante. La valeur initiale de la contrainte normale influence la densité relative du sable.

Sous des conditions normales de frontière, les essais sur les échantillons de densité relative différentes n'auront pas la même déformation. On note que peu de travaux sur le comportement des interfaces sol-structure à volume constant et rigidité normale constante, ont été réalisé.

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

2.1 PLYTAS (1985)

Plytas a réalisé une série d'essais de cisaillement direct entre le sable d'Hostun avec trois granulométries différentes et une plaque rugueuse en acier, selon deux chemins: à contrainte et à déformation normale constante.

Les résultats de certains de ces essais sont présentés ici, sous forme de deux courbes:

- a- Courbe de cisaillement : donnant l'évolution du cisaillement " τ " en fonction du déplacement relatif tangentiel " ϵ_t "
- b- Courbe de comportement normal: représentant l'évolution de la déformation normale " ϵ_n " ou la contrainte normale " σ_n " (selon le type d'essais) en fonction du déplacement relatif tangentiel " ϵ_t "

Les figures 1.7 et 1.8 illustrent les résultats de ces essais pour trois contraintes normales initiales ($\sigma_{no}=31,56$ et 122 kpa)

Essais à contrainte normale constante

Dans un essai à contrainte normale constante (Figure 1.7), la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début de chargement jusqu'à atteindre un maximum, après lequel, elle diminue et atteint un palier pour de grands déplacements. On notera que le pic de contrainte est plus accentué pour les fortes contraintes normales initiales.

L'allure générale des courbes de déformation normale montre une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. L'importance relative de ces deux phases dépend de la contrainte normale initiale. La phase de contractance augmente avec celle-ci, tandis que la phase de dilatance diminue avec l'accroissement de σ_{no} . Pour ce type de courbes, le palier n'est pas parfait; en effet, on observe un léger pic, suivi d'une légère diminution de ϵ_n pour les grands déplacements. Plytas a expliqué ce phénomène par le fait que sous l'effet de la contrainte normale et l'augmentation de ϵ_t , les aspérités des grains collés sur la plaque se brisent, diminuant ainsi l'imbrication de ceux-ci, ce qui entraîne une diminution de l'angle de frottement résiduel.

Enfin on remarque la correspondance entre le pic de la déformation normale (ou plutôt le palier) et le palier de la courbe de cisaillement. On retrouve ainsi le comportement généralement observé dans un essai triaxial de compression sur un sable dense drainé.

Essais à déformation normale constante

Dans un essai à déformation normale constante (Figure 1.8), les courbes d'évolution du cisaillement et de la contrainte normale ont des formes assez proches. Au début de chargement, la contrainte de cisaillement augmente moins rapidement que dans l'essai à σ_n puis elle atteint un pic, et ensuite elle diminue. Il a constaté que le pic n'est pas important pour les faibles contraintes normales initiales. En ce qui concerne la courbe d'évolution de la contrainte normale, on note une légère phase de contractance suivie d'une phase de dilatance jusqu'à un maximum, puis la contrainte normale diminue lentement. Bien qu'il y ait diminution du domaine contractant quand σ_{no} croît, on observe une augmentation progressive de l'amplitude des courbes avec σ_{no} .

En comparaison avec les courbes premier type d'essais, on remarque également une augmentation de la contrainte de cisaillement à la rupture avec σ_{no} . Par contre pour les grands déplacements relatifs tangentiels, aucun palier n'est observé. Le comportement sous ce type de chemin est assez proche de celui observé dans les essais triaxiaux de compression sur un sable dense non drainé.

En fin il a constaté que:

- les valeurs maximales des contraintes sont assez indépendantes de la géométrie. Par contre les déplacements sont infiniment plus sensibles aux variations de dimensions de la boîte utilisée, et contrairement à l'idée répandue, il a confirmé que la granulométrie influence peu les propriétés de dilatance-contractance à poids volumique égale, car la densité relative varie également avec la granulométrie.

- La rupture des grains est un phénomène important à prendre en compte, toujours responsable d'une certaine contractance ajoutée aux variations de volume provenant des modifications d'assemblage des grains. Cette influence est d'autant plus faible que les grains sont plus fins.

-Les caractéristiques d'interface corps rugueux-sable sont toujours légèrement en deçà des caractéristiques d'interface sable-sable

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

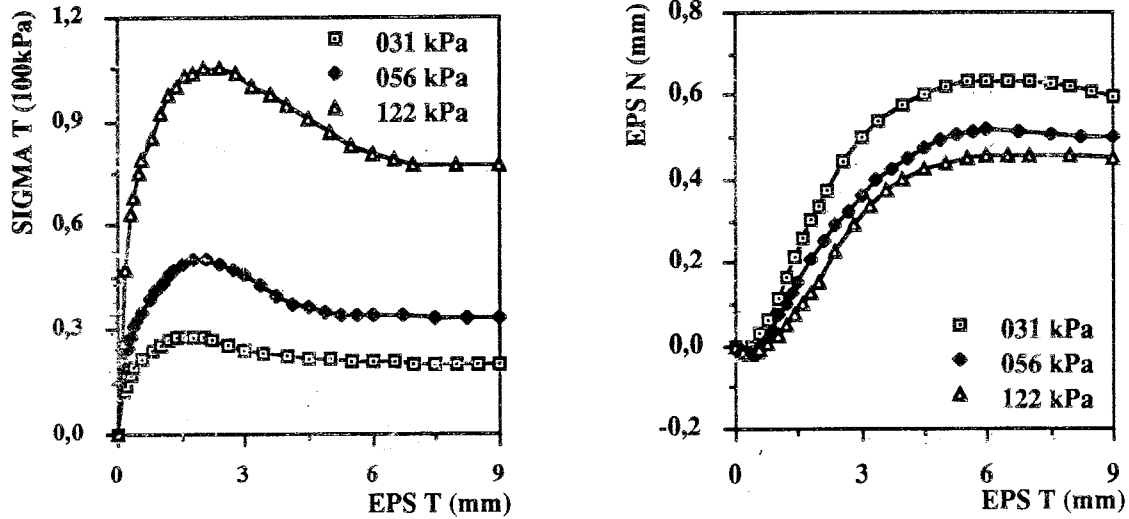


Figure 1.7
Essais de cisaillement direct à contrainte normale constante (Plytas 1985)

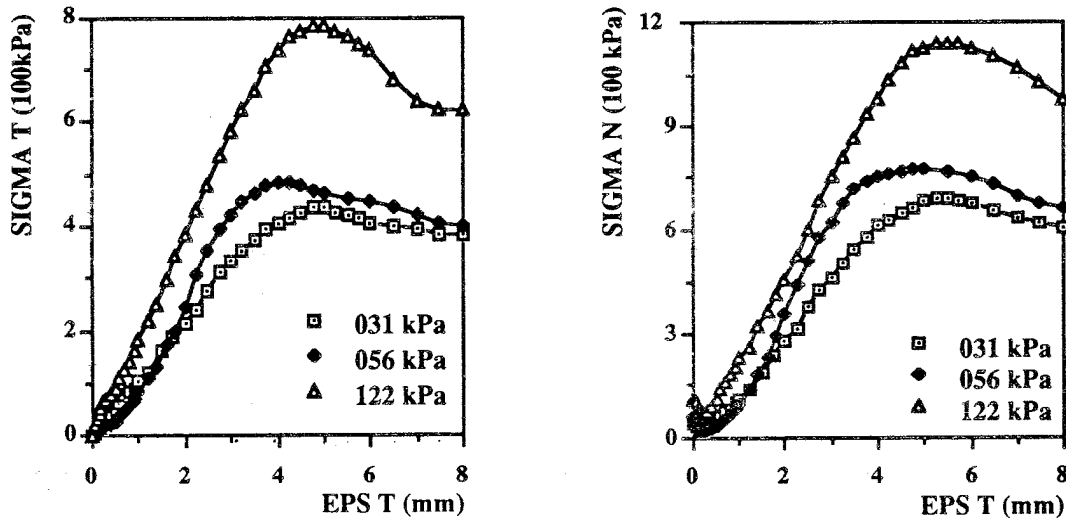


Figure 1.8
Essais de cisaillement direct à déformation normale constante (Plytas 1985)

2.2 Rezaie (1994)

Rezaie a réalisé une série d'essais de cisaillement direct monotone avec le sable quartzueux d'Hostun et sable calcaire de Quiou, pour étudier l'influence de principaux paramètres (la rugosité, la densité et la contrainte normale constante) sur le comportement de l'interface sol-structure. Les essais ont été effectués avec deux densités (forte et faible) et deux types de surfaces (lisse et rugueuse). Deux chemins de chargement ont été réalisés : à contrainte normale constante et à déplacement normale bloqué. Dans le cas du sable lâche, une gamme de contraintes de 17 à 300 kpa a été explorée.

Les figures 1.9 à 1.12 illustrent les résultats de ces essais pour trois contraintes normales initiales ($\sigma_{no}=100,200$ et 300 kpa)

Essais a contrainte normale constante (Surface rugueuse)

Sable dense

Il a constaté que la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du chargement. Elle atteint un pic pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 2 mm, puis elle diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4 mm (Figure 1.9a). Le pic correspond à l'effort de cisaillement qu'il faut appliquer pour provoquer le désenchevêtrement des grains dans le plan d'interface.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la figure 1.9b. Il a constaté que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 0,5 mm), puis il revient contractant à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4 mm. On note que la dilatance s'amplifie avec la diminution de la contrainte initiale appliquée.

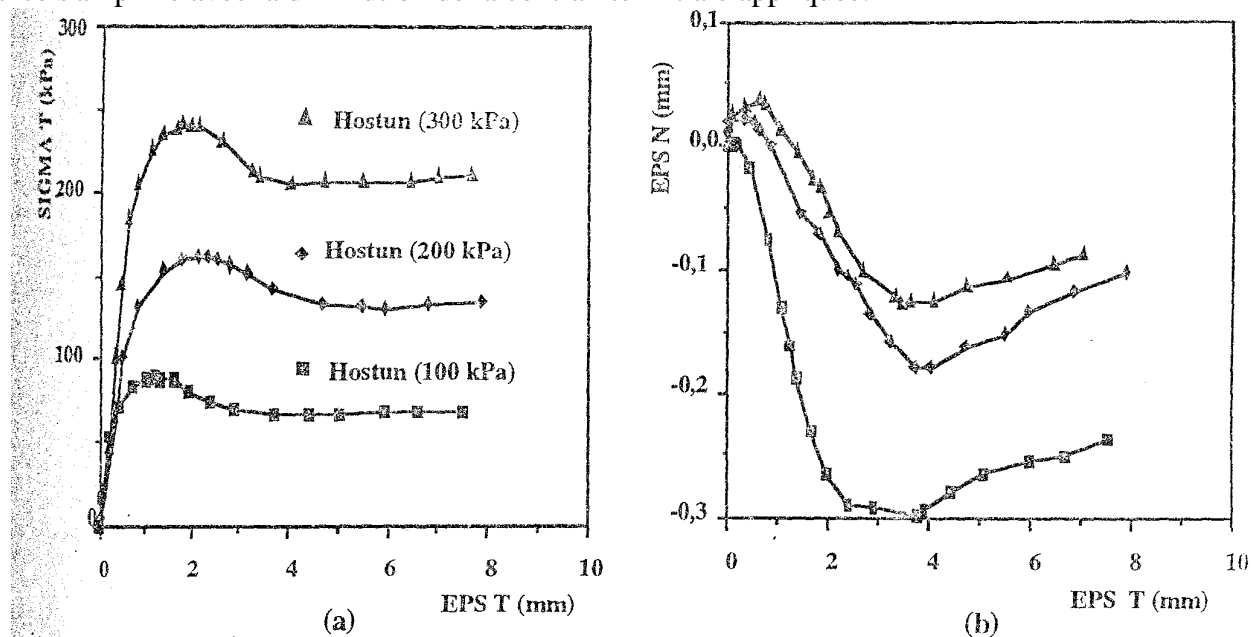


Figure : 1.9- Essais de cisaillement à contrainte normale constante
Surface rugueuse, sable d'HOSTUN dense ($D_r=90\%$)

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal
(Rezaie.F 1994)

Sable lâche

Une analyse des résultats obtenus (Figures 1.10a à 1.10b) montre que La contrainte de cisaillement croît rapidement au début de l'essai jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 0,5 mm, puis qu'elle continue à augmenter faiblement sans atteindre de palier.

En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement du sable est contractant tout au long de l'essai et on n'observe pas de stabilisation de ce déplacement, même en fin de chargement. Il a constaté également que le déplacement normal s'accroît avec la contrainte initiale. Cette influence devient moins importante lorsque la contrainte normale initiale est élevée ($\sigma_{no} > 100$ kPa).

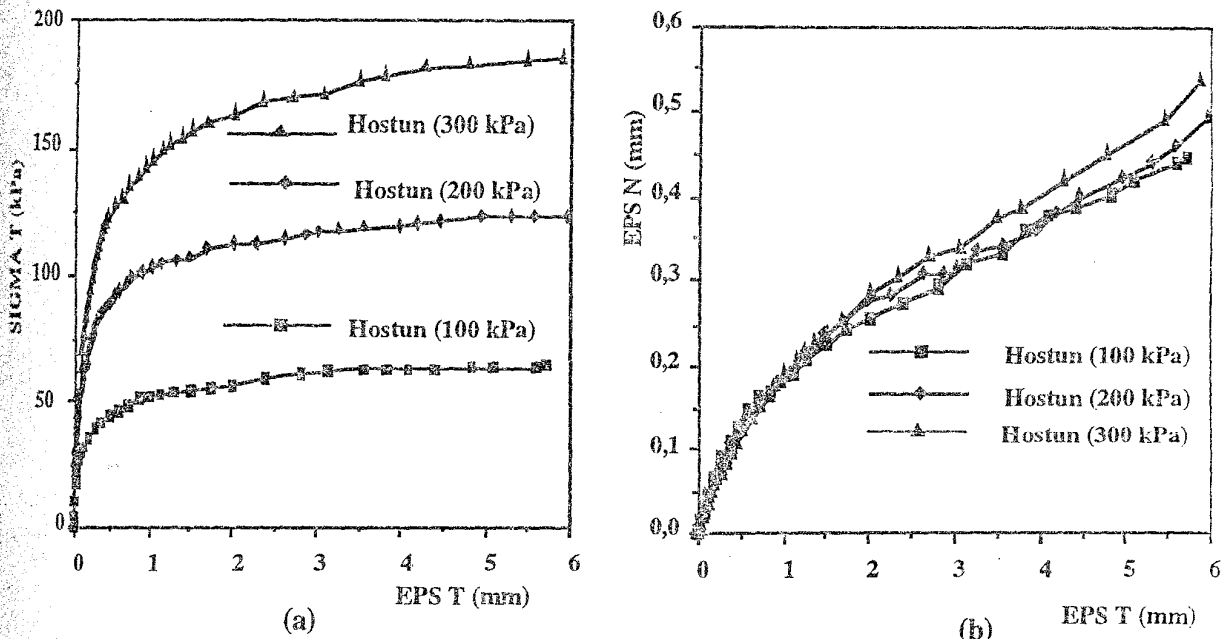


Figure : 1.10 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface rugueuse, sable d'HOSTUN lâche ($D_r = 15\%$)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal
(Rezaie.F 1994)

Essais a contrainte normale constante (Surface lisse)

Sable dense

Les résultats sont illustrés dans les figures 1.11a et 1.11b. Il a constaté que la contrainte tangentielle croît au début du chargement pour atteindre un pic, puis, elle diminue légèrement avant de se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 2 mm (Figure 1.11a).

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, il a constaté que le comportement du sable est contractant au début de l'essai, puis il devient dilatant. Le déplacement normal se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4 mm (Figure 1.11b).

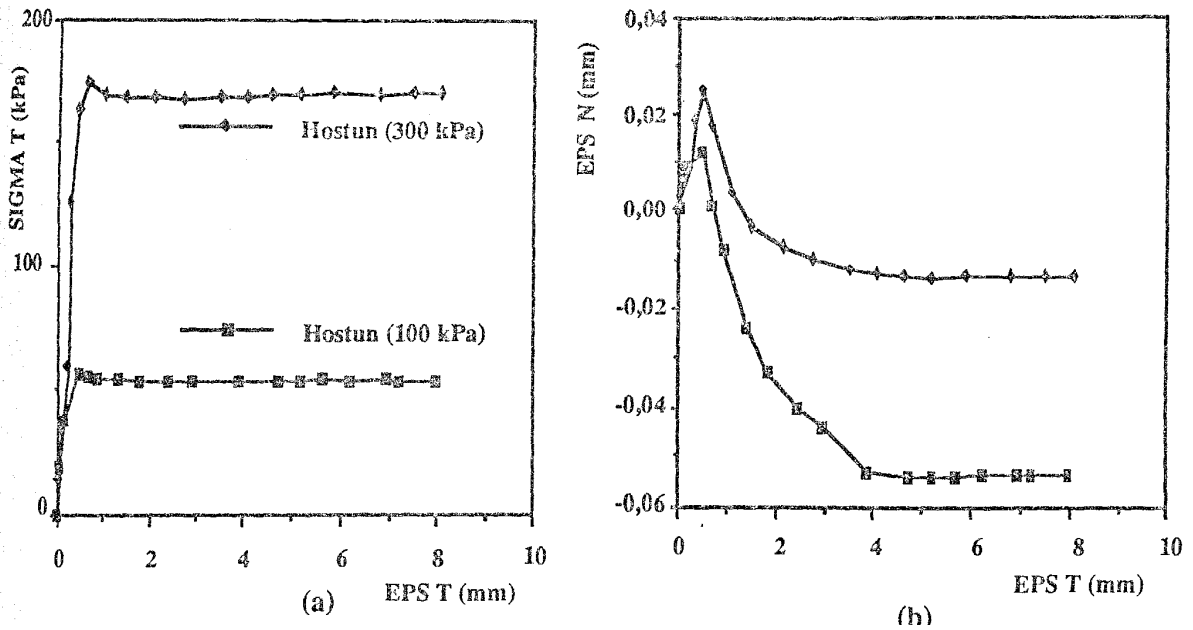


Figure 1.11- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface lisse, sable d'HOSTUN dense ($D_r = 90\%$)
 a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal (Rezaie.F 1994)

Sable lâche

Les figures 1.12a à 1.12b montrent les résultats de trois essais réalisés. Il a constaté que la contrainte de cisaillement croît rapidement au début du chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 0,6 mm, puis qu'elle continue à augmenter faiblement mais sans atteindre de palier. Quant à l'évolution du déplacement normal, on note que le comportement du sable est contractant tout au long de l'essai et on n'observe pas de stabilisation de ce déplacement, même, en fin de chargement. On constate également que le déplacement initial s'accroît avec la contrainte initiale. Cette influence devient faible lorsque la contrainte normale initiale est élevée ($\sigma_{no} > 100$ kPa).

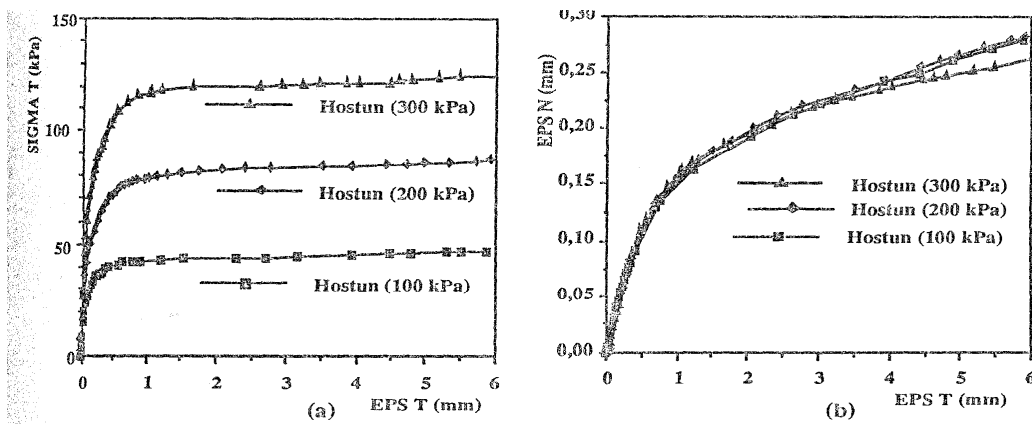


Figure : 1.12- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface lisse, sable d'HOSTUN lâche ($D_r = 15\%$)
 a- Evolution de la contrainte tangentielle b- Evolution du déplacement normal (Rezaie.F 1994)

2.3 TEIMING FU (1998)

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

Les plaques en acier utilisées comme matériau de structure sont à basse teneur en carbone de 300x300 millimètre. Deux types de surfaces ont été étudiés dans les essais. Une plaque lisse de rugosité R_{\max} de $4\mu\text{m}$, pour une longueur de $L = 0.8$ millimètre. La plaque rugueuse a été obtenue après avoir collés uniformément de grains de sable sur la plaque lisse, avec une rugosité R_{\max} de $25\mu\text{m}$, pour une longueur de $L = 0.8$ millimètre. Un appareil automatisé C3DSSI (c.-à-d., essai cyclique d'interface de cisaillement simple à 3-Dimensions)

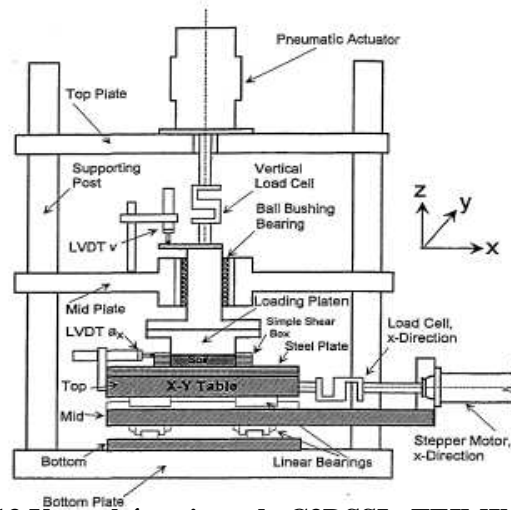


Figure 1.13 Vue schématique de C3DSSI , TEIMING FU (1998)

Essais avec contrainte normale constante

Les résultats des essais monotones sous contrainte normale constante sont illustrés dans la Figure 1.14. Le rapport des contraintes (c.-à-d., contrainte de cisaillement à contrainte normale) (Figure 1.14a) prouvent que les valeurs du rapport maximum de contrainte et le comportement au **pic** de l'interface sont influencés par l'importance de la contrainte normale. Pour la même densité relative initiale, la contrainte normale inférieure (MS3) donne un rapport maximum plus élevé de contrainte à un plus petit déplacement tangentiel et à un rapport résiduel plus élevé de contrainte. Au même valeur de contrainte normale, densité relative initiale inférieure (MS1) donne un rapport maximum inférieur de contrainte à un plus grand déplacement tangentiel mais donne le même comportement au pic que dans le cas avec une densité relative initiale plus élevée. Dans chacun des trois essais de contrainte normale constante, les échantillons ont été comprimés (Figure 1.14b). Avec une valeur de la contrainte plus élevée l'échantillon comprime plus pendant le cisaillement. On peut observer que l'échantillon avec une densité relative initiale plus élevée sous une contrainte normale inférieure (MS3) dilate un peu au commencement puis elle se comprime.

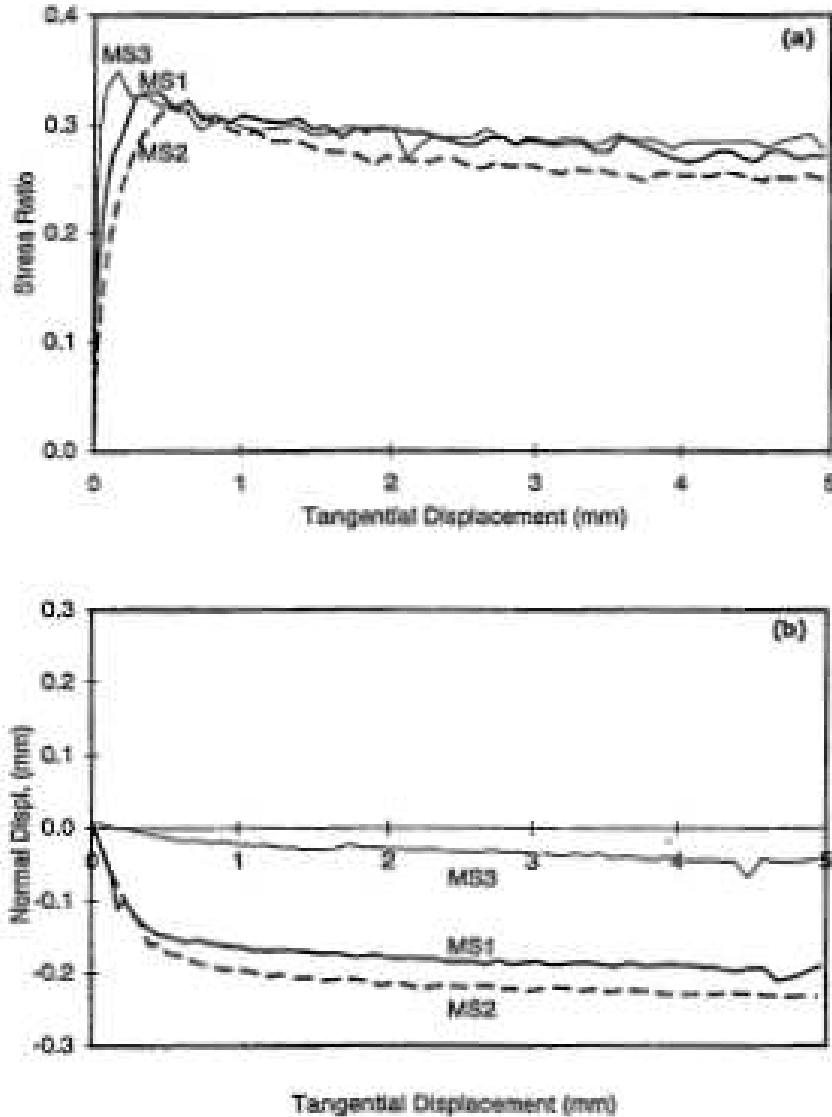


Figure 1.14

Les résultats des essais monotones dans la condition de contrainte normale constante
 FU (1998)

TEIMING

Essais avec volume normal constant

Les résultats des essais monotones avec volume constant sont illustrés dans la Figure 1.15 (La contrainte de cisaillement en fonction des déplacements tangentiels Figure 1.15a), prouvent que la contrainte de cisaillement augmente d'abord jusqu'à une valeur maximale plus rapide que celle dans le cas du contrainte normale constante, et diminué alors pendant que la contrainte normale diminue de sa valeur initiale (Figure 1.15b).

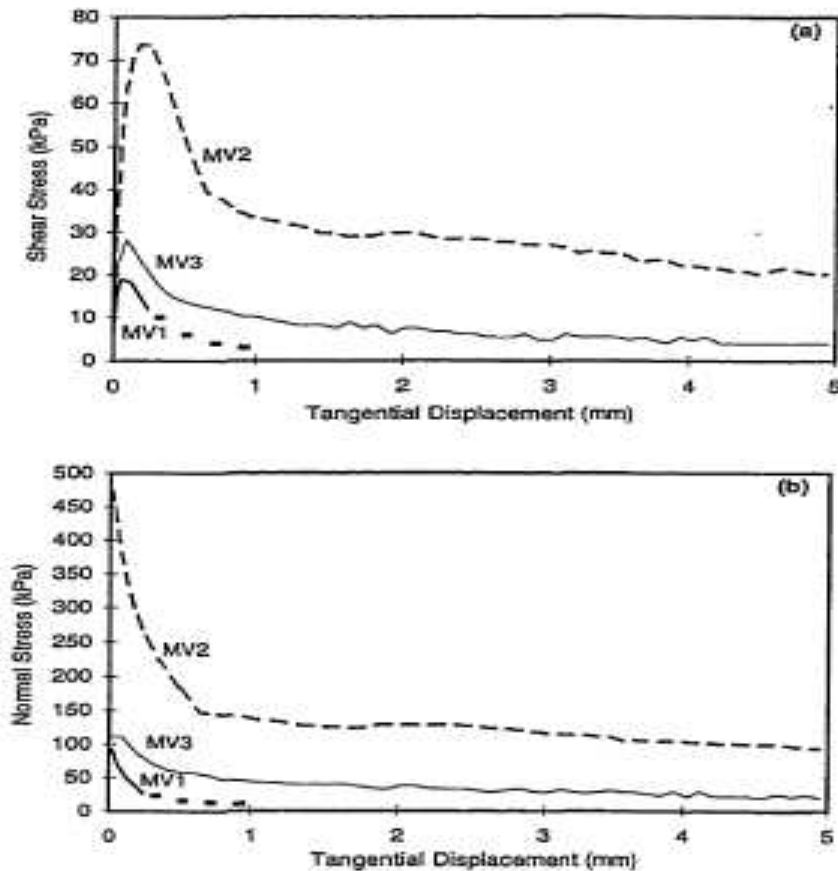


Figure 1.15
Les résultats des essais monotones dans la condition de volume constant
TEIMING FU (1998)

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

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

3. TRAVAUX DE MODILISATION 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.

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
- les modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage et
- les modèles incrémentaux.

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 1.16). Cet élément est constitué de deux doublets de noeuds. 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

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

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

$$[k] = \begin{bmatrix} k_t & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix}$$

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 1.17).

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 1.18).

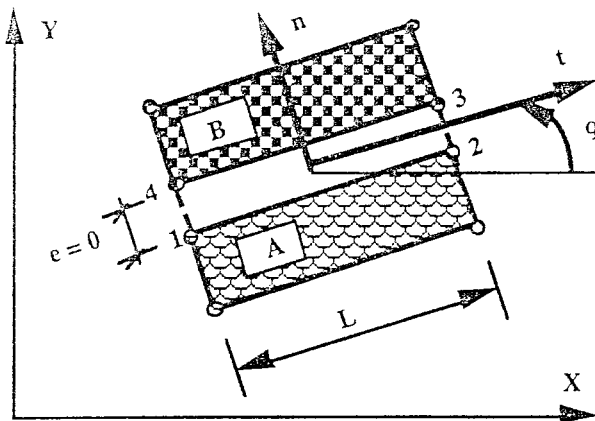
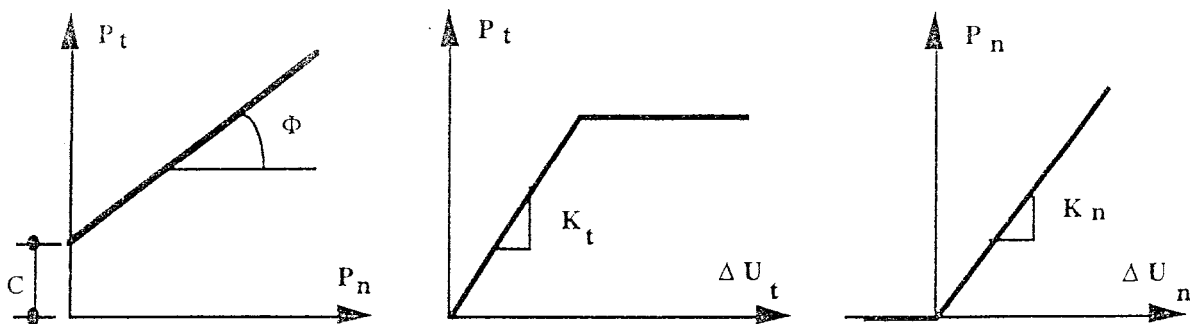


Figure :1.16 - Elément joint de type Goodman

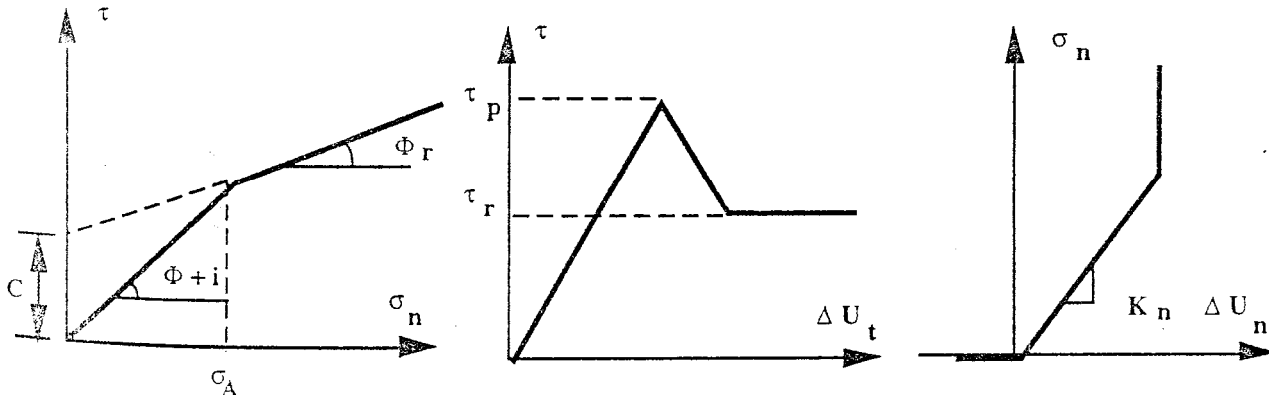


a) Critère de rupture

b) Courbe de cisaillement

c) Courbe de compression

Figure : 1.17 - Modèle de Goodman (Goodman et al, 1968)



a) Critère de Patton b) Courbe de cisaillement multilinéaire c) Courbe de compression
 Figure : 1.18 - Deuxième modèle de Goodman (D'après Goodman et al, 1968)

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

1-2 Modèles élastoplastiques

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 écouissable 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 écouissage permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique (Figure 1.19).

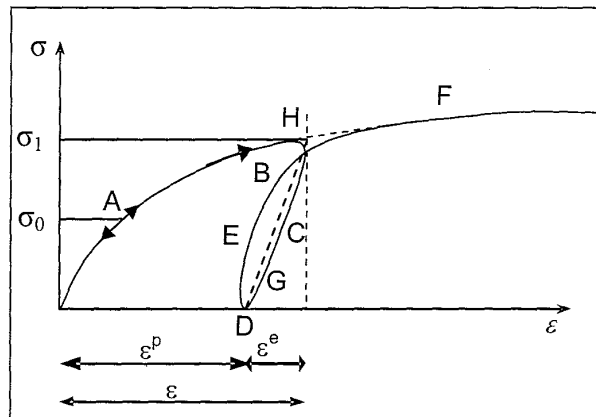


Figure 1.19: Comportement élastoplastique avec écouissage.

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

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (\text{IV.1})$$

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 chaque une de ces notions.

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

$$F = (f, R) = 0$$

Avec,

σ : Tenseur des contraintes;

R : L'ensemble des paramètres d'écrouissage.

Cette fonction décrite 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 1.20) 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 s'évalue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

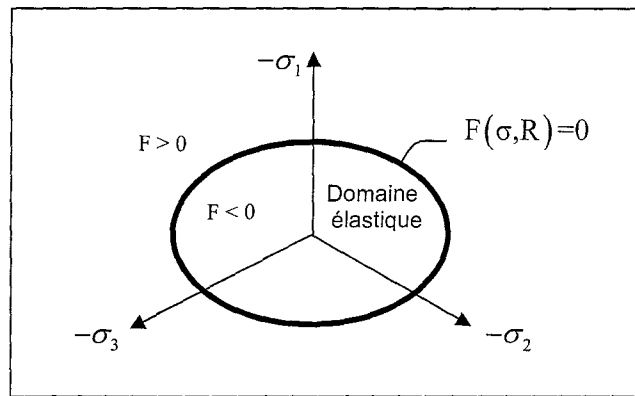


Figure1.20 : Surface de charge.

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 fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de Com Clay (Rascoe & Buraland 1968, Scholfield & Wroth 1968) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écrouissage, ou bien des tenseurs par exemple ϵ^p_{ij} .

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

a) Ecrouissage isotrope: (lorsque le vecteur représentatif des contraintes dans l'espace des contraintes garde une direction constante) La théorie d'écrouissage isotrope de Taylor et Quinney [1931] qui 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'écrouissage dans ce cas est caractérisé par une variable scalaire (Figure 1.21).

b) Ecrouissage cinématique : La théorie d'écrouissage cinématique de Prager [1955 - 1958] qui propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge (Figure 1.22).

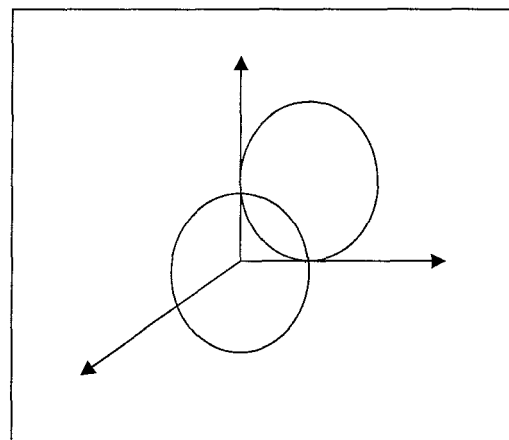
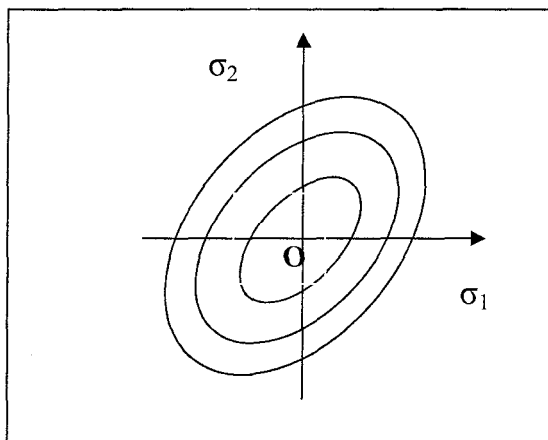


Figure1.21 : Modèle d'écrouissage isotrope. Figure 1.22: Ecrouissage cinématique

c) **Ecrouissage mixte** : La théorie de l'écrouissage 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) **Ecrouissage anisotrope** : Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir en plus d'une expansion/contraction et d'une translation une rotation et une déformation.

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 (IV.1).

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. Cela 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, $\psi = \phi$, 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 noeuds. 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 un fonction de charge f et un potentiel plastique g s'écrivant sous la forme

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \tan \phi - c$$

$$g(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \tan \psi$$

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 1.23a à 1.23d.

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).

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 1.23a à 1.23d.

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).

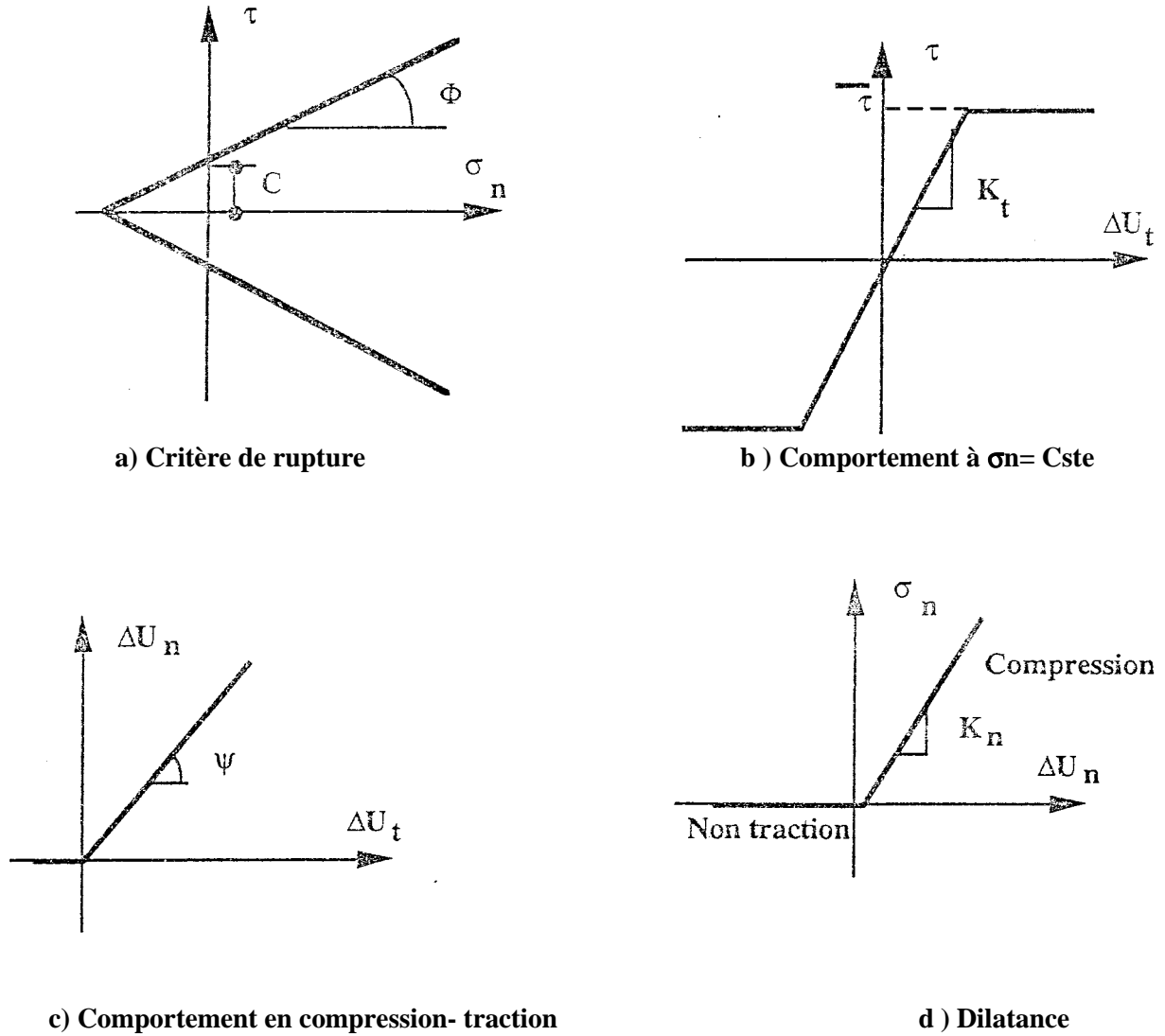


Figure : 1.23 - Modèle de Mohr-Coulomb

La figure 1.24 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 ($|y| < 5 \text{ mm}$).

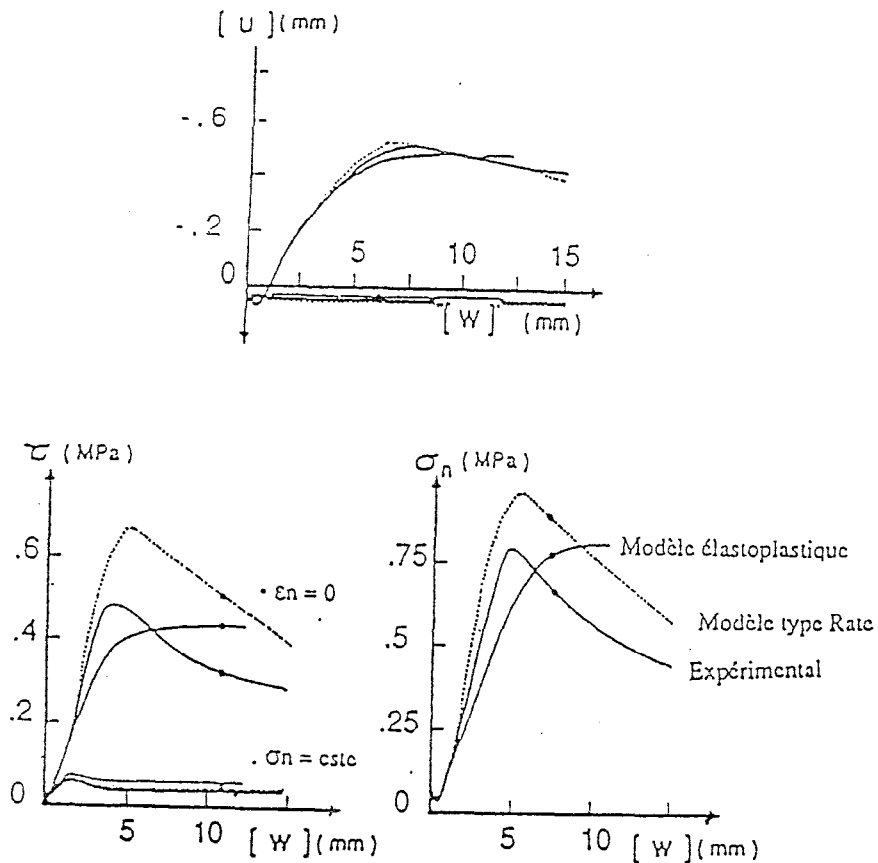


Figure : 1.24 - Tests de calibration à contrainte normale constante et à déplacement normal bloqué. (Sable d'Hostun moyennement dense, $\sigma_{no} = 56 \text{ kPa}$). (D'après Boulon et Nova, 1990)

1-2-2 - Modèle Bencheikh. B (1991)

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

Ce modèle est basé sur l'élastoplasticité. Selon cette théorie tout incrément de déformation à l'interface $\Delta \epsilon$ (déplacement relatif entre deux corps) est décomposé en une contribution élastique $\Delta \epsilon^e$ et une contribution plastique $\Delta \epsilon^p$. 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.

Test du modèle sur les résultats expérimentaux

Les valeurs des paramètres déterminées à partir des trois essais à contrainte normale constante sont données dans le tableau 1.2

Ko	Go	ϕ	C	R _o	β	α	A	B	ψ	a _g
80 MPa	40 MPa	41°	0	0.3	0.0015	0.7	0.6	0.96	27°	0.4

Tableau 1.2 : Jeu de paramètres du modèle

Dans le cas des essais à contrainte normale constante, on constate que les aspects recherchés, à savoir le pic de contrainte et la stabilisation du cisaillement pour de grands déplacements sont bien reproduits (figure 1.25a). Cependant, l'évolution de la déformation normale est légèrement sensible à la contrainte normale initiale (figure 1.25b).

Concernant l'essai à déformation normale constante, on obtient bien un léger radoucissement de la courbe de cisaillement, mais la valeur du pic est surestimée (figure 1.25c). Quant à la courbe d'évolution de la contrainte normale (figure 1.25d), elle est moins bien reproduite, surtout dans sa phase finale où σ_n continue à augmenter.

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

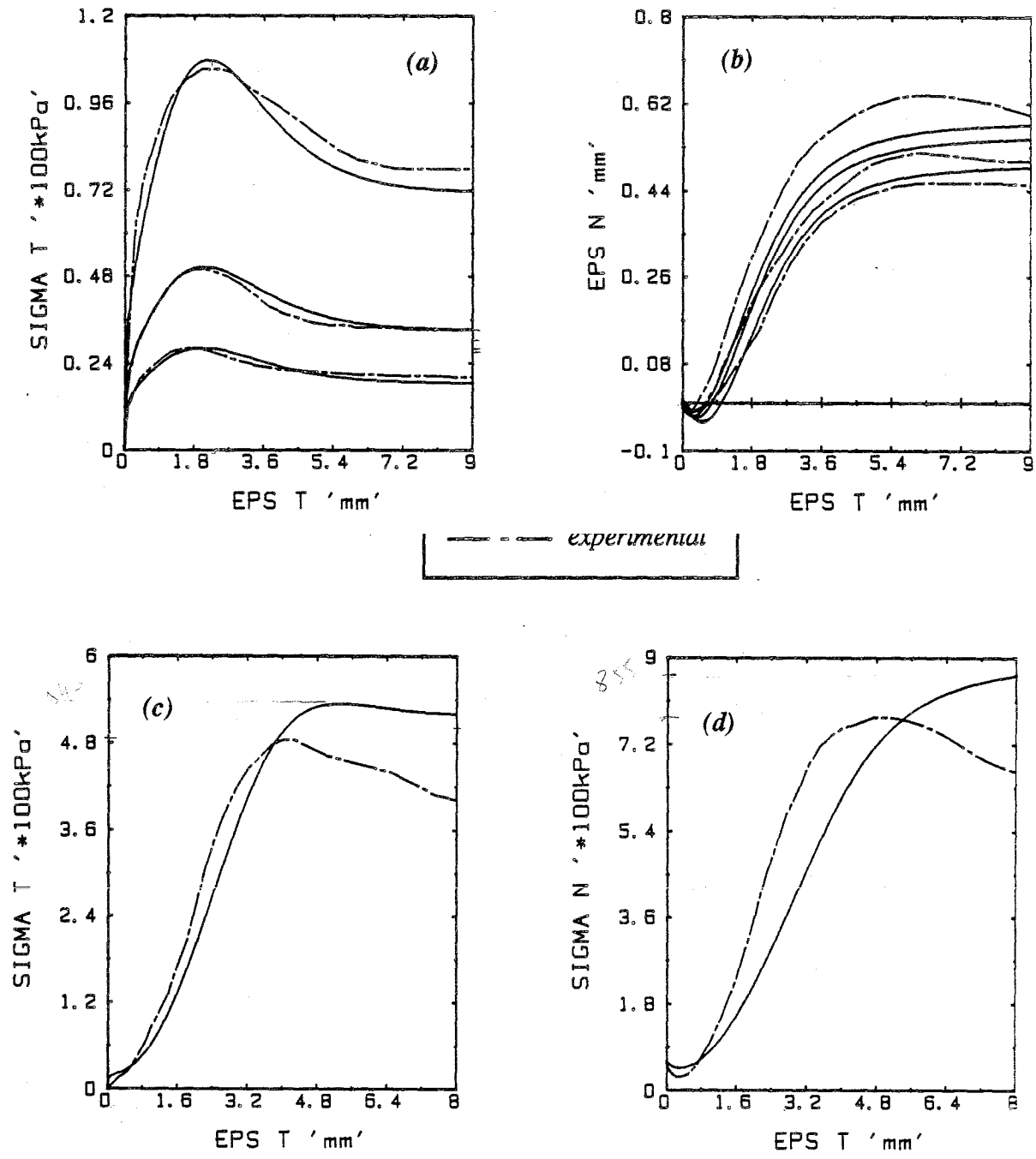


Figure 1.25
 Test de la version améliorée du modèle sur les essais de calage
 (a,b : chemin à contrainte normale constante)
 (c,d : chemin à déformation normale constante)
 BENCHEIKH. B (1991)

1-2-3- Modèle C. V.D. GENNARO (2002)

L'auteur s'est basé sur la théorie de l'élasto-plasticité pour développer un modèle simple qui décrit le comportement des interfaces soumises au chargement monotone.

Le modèle est basé sur le critère de rupture de type Mohr-coulomb, inclut le comportement déviatorique écrouissage / radoucissement et intègre la phase de l'état de transformation (concept d'écrouissage et radoucissement).

La loi d'élastoplasticité contrainte-déplacement

L'interface représente la zone du sol en contact avec la surface de l'élément structural. En matériaux granulaires, en l'absence d'une mesure directe "d'épaisseur" 't' de cette couche peut être estimé en tant qu'un multiple du diamètre moyen D_{50} des grains avec des valeurs s'étendant entre 5 à 10 D_{50} pour une interface rugueuse.

La formulation sera limitée au cas bidimensionnel (cas des problèmes la contrainte plate ou en ayant une symétrie de révolution).

Les variables cinématiques d'état sont le déplacement relatif normal de l'interface u_n , et le déplacement relatif tangentiel de l'interface, u_t . Les variables des contraintes associées sont la contrainte normale σ_n , et la contrainte de cisaillement τ , parallèle à la direction de l'interface $\Sigma=(\sigma_n\tau)^T$ est le vecteur de contrainte et $U=(u_n, u_t)^T$ est le vecteur relatif de déplacement.

Les équations du modèle

Réponse élastique

$$d\Sigma = k^e dU; K^e = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix} \quad (1.1)$$

$$K_n = k_n \sigma_{ni}^N; K_t = k_t \sigma_{ni}^N \quad (1.2)$$

$$\tau_f = \tan \delta_f \sigma_n = u_f \sigma_n \quad (1.3)$$

Le schéma d'une telle réponse, en termes d'évolution du rapport de contrainte $\nu=\tau/\sigma_n$ et les déplacements normaux un par rapport aux déplacements tangentiels u_t , est présenté dans la figure 1.26.

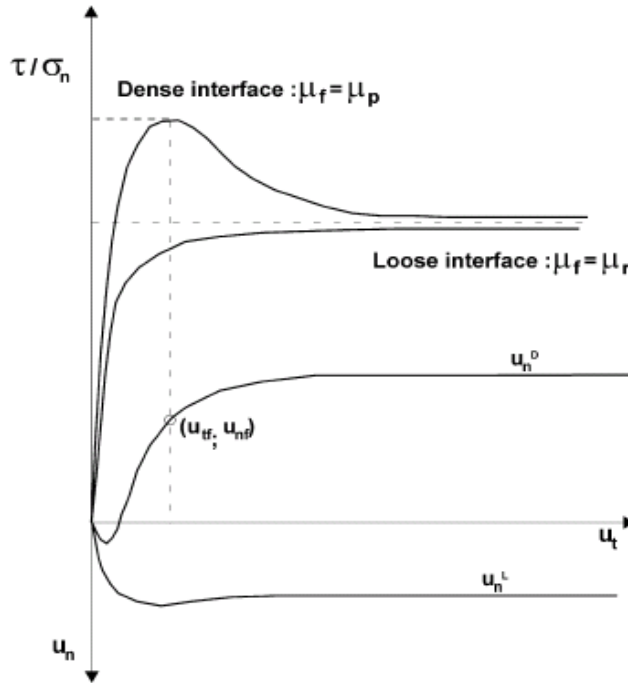


Figure 1.26 type de la réponse mécanique de l'interface, V.D. GENNARO (2002)

$$F = \tau - u(u_t^p) \sigma_n = 0 \tag{1.4}$$

$$u(u_t^p) = u_o + (u_f - u_o) \frac{u_t^p}{A \left(\frac{\sigma_{ni}}{p_o} \right) t + u_t^p} \tag{1.5}$$

Le déplacement relatif tangential plastique u_t^p est un paramètre d'écrouissage du modèle. u_f est le coefficient de frottement à la rupture, $u_o = t \delta_o$ est le coefficient de frottement délimitant le domaine élastique initiale (δ_o l'angle initial de frottement mobilisé). À l'intérieur de cette domaine triangulaire figure 1.27 seulement les déplacements relatifs réversibles sont autorisés, données en inversant la relation (1.1). Le paramètre t est l'épaisseur de la couche d'interface, A est un paramètre du modèle régissant la forme du fonction d'écrouissage, le σ_{ni} est la contrainte normale initiale agissant sur l'interface, et le P_o est une pression de référence.

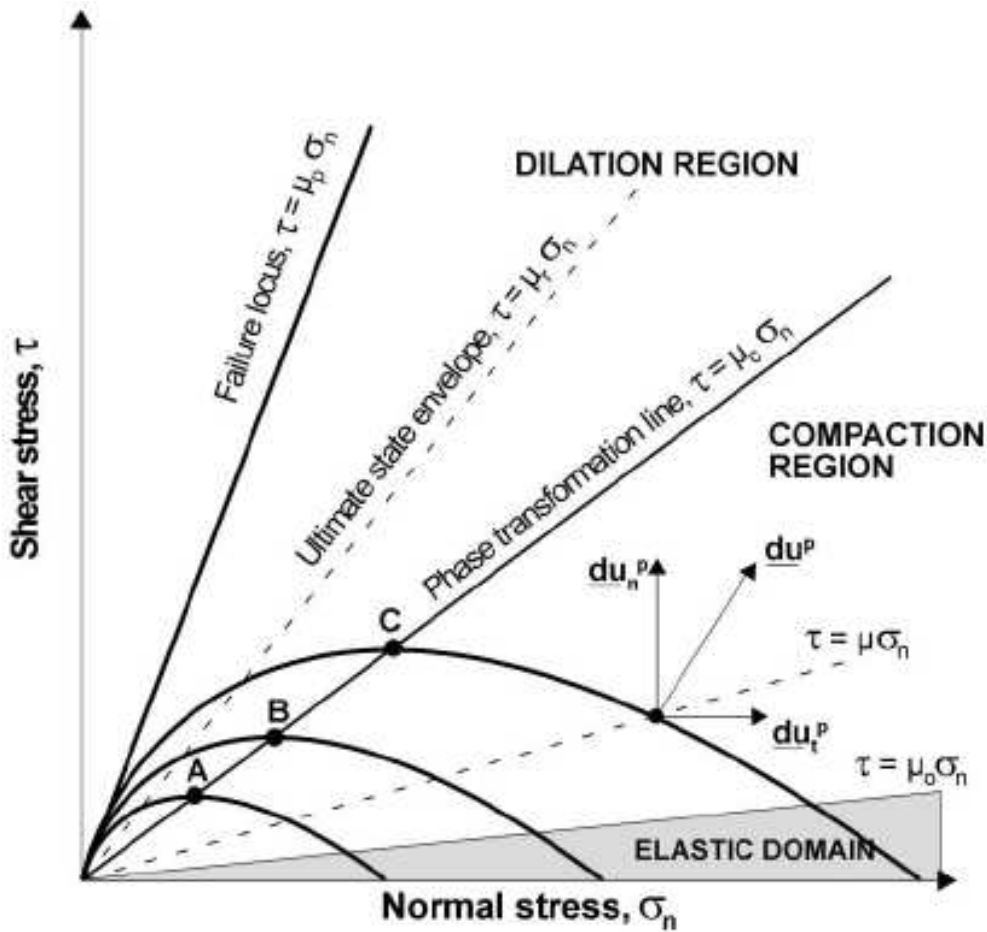


Figure 1.27 La fonction potentielle plastique, V.D. GENNARO (2002)

$$u(u_t^p) = u_r + (u_f - u_r) \operatorname{sech} \left[\frac{A_o}{T} (u_t^p - u_{tf}^p) \right] \quad u_{tf}^p < u_t^p \quad (1.6)$$

Déplacements : potentiel plastique et règle d'écoulement

$$Q = \tau + u_c \sigma_n \ln \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_o} \right) \quad (1.7)$$

$$\sigma_o = \sigma_n \exp \left(\frac{u}{u_c} \right) \quad (1.8)$$

Des parcelles de terrain typiques de la fonction Q dans le plan σ_n - τ , sont présentées dans la figure 1.27. Cette fonction décrit une série de surfaces continues qui augmentent progressivement pendant la déformation, changeant dans la taille mais pas dans la forme (c.-à-d. avec les mêmes dérivés sur des points ayant le même coefficient de frottement mobilisé).

Différencier Eq. (I.7) et réarrangement en utilisant Eq. (I.8), les incréments du déplacement plastique relatif sont :

$$\begin{bmatrix} du_n^p \\ du_t^p \end{bmatrix} = d\lambda \begin{bmatrix} u_c - u \\ 1 \end{bmatrix} \tag{I.9}$$

$$D = \frac{du_n^p}{du_t^p} = u_c - u \tag{I.10}$$

Comportement à l'état ultime

$$u_t = \infty \Rightarrow D = (u_c - u) \rightarrow 0 \tag{I.11}$$

$$u_t \rightarrow \infty \Rightarrow u \rightarrow u_r = \tan \delta_r = \text{const} \tag{I.12}$$

$$u_t \rightarrow \infty \Rightarrow D = (u_c - u_r) \rightarrow 0 \tag{I.13}$$

$$u_c \rightarrow u_r \tag{I.14}$$

En conséquence, l'état d'écroûssage nul à l'interface à l'état ultime peut être obtenu si le coefficient u_c , rapport de contrainte à l'état de transformation de phase, augmentent après transformation de phase vers la valeur finale u_r (c.-à-d. vers le rapport de contrainte à l'état ultime). La condition (I.14) correspond à une évolution de la taille des domaines de tassement et de dilatation dans Figure 1.27. Le mécanisme est décrit dans Figure 1.28.

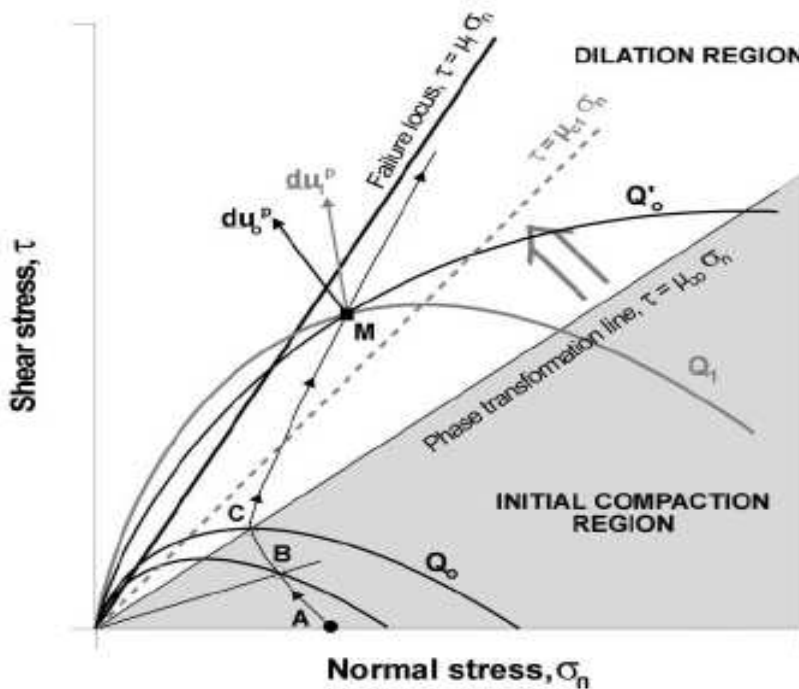


Figure 1.28 Evaluation de la fonction potentiel plastique dans le plan de contrainte τ - σ
V.D. GENNARO (2002)

$$\mathbf{u}_c = \mathbf{u}_c(\mathbf{u}_t^p) \quad (I.15)$$

$$\mathbf{u}_c(\mathbf{u}_t^p) = \mathbf{u}_{c0} + (\mathbf{u} - \mathbf{u}_\infty) \mathbf{D}(\mathbf{u}_t^p) \quad (I.16)$$

$$\mathbf{D}(\mathbf{u}_t^p) = 1 - \operatorname{sech} \mathbf{h} \left[\frac{\mathbf{B}}{\mathbf{t}} \left(\frac{\sigma_{ni}}{p_0} \right) \mathbf{u}_t^p \right] \quad (I.17)$$

$$\mathbf{u}_c(\mathbf{u}_t^p) = \mathbf{u} \quad (I.18)$$

Comparaison entre les résultats d'essai et le modèle

Essais à contrainte normal constante: Deux ensembles différents de résultats expérimentaux des essais de cisaillement direct sur l'interface ont été considérés comme afin de valider le modèle sur un chemin a contrainte normal constante.

Tableau 1.3 Caractéristiques physiques des sables utilisés par V.D. GENNARO (2002)

Sand	γ_{smin} (kN/m ³)	γ_{smax} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	e_{max}	e_{min}	D_{50} (mm)	C_U
Fontainebleau	13.8	17.2	26.7	0.94	0.54	0.23	1.78
Sidney ^a	–	–	26.5	0.84	0.54	0.30	2
Silica ^b	–	–	–	–	–	0.60	–

Le premier ensemble de données expérimentales a été obtenu réalisant des essais d'interface dans une boîte de cisaillement directe modifiée entre un sable lâche de Fontainebleau et un de plaque métallique rugueux ($\mathbf{R}_n=$). Les caractéristiques physiques de ce sable sont récapitulées dans le tableau 1.3.

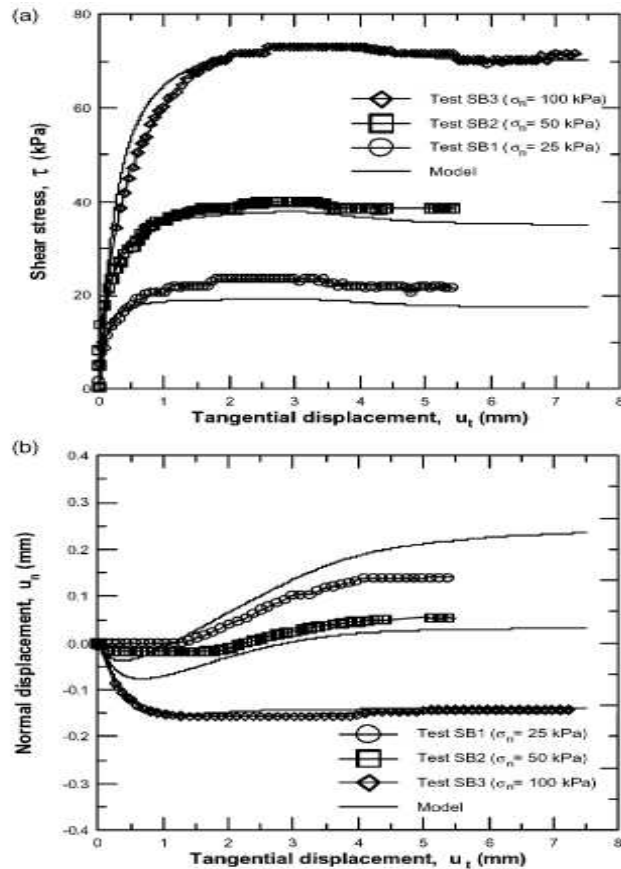


Figure 1.29. Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux : essais d'interface à contrainte normale constante effectués sur une boîte de cisaillement direct modifiée de (Fontainebleau $I_{\Delta}=0.46$ de plaque métallique sable-rugueux, des données expérimentales de V.D. GENNARO (2002)).

Une contrainte normale imposée s'étendant entre 25 et 100 kPa a été appliquée avant le cisaillement. Ces essais montrent clairement l'influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface, impliquant : des valeurs plus élevées de contrainte de cisaillement maximum (5a) et des valeurs décroissantes du déplacement normal à l'interface quand le σ_{ni} augmente (5b).

Le deuxième ensemble de données expérimentales étudié sont pris à partir d'essais d'interface présentés par Tabucanon et Airey. Les essais ont été réalisés avec une boîte de cisaillement direct modifiée sur des échantillons de sable siliceux de Sidney et une interface rugueuse. Ce sable a des caractéristiques physiques semblables au sable de Fontainebleau (tableau 1.3). Les deux essais ont été effectués à contrainte normale constante $\sigma_n=150$ kPa. Les auteurs ont considéré deux densités différentes, à savoir $I_D=0.15$ ($e_0=0.790$, essai A) et $I_D=0.96$ ($e_0=0.580$, essai B). Par conséquent ces essais laissent évaluer l'influence de la densité du matériau sur la réponse mécanique de l'interface, aussi bien que les possibilités du modèle en le reproduisant. Des calculs numériques des essais d'interface sur le sable de Fontainebleau ont été exécutés avec l'ensemble de paramètres déterminés à partir de l'essai SB3 au $\sigma_n=100$ kPa (Tableau 1.4). Les résultats des simulations sont également présentés dans Figure 1.29.

La comparaison entre les résultats et les simulations expérimentaux est satisfaisante en ce qui concerne l'évolution de la contrainte de cisaillement (τ) et du déplacement normal (u_n) par rapport au déplacement tangentiel de l'interface (u_t). Car on peut noter, qu'il y a une légère sous-estimation de la contrainte au cisaillement au pic prévu par le modèle pour les essais effectués aux niveaux bas de la contrainte normale. Comme évoqué, cette divergence entre les simulations et les expériences traduit l'effet du σ_n sur la valeur du μ_p (c.-à-d. non-linéarité de la ligne de rupture de Mohr-Coulomb dans le plan de σ_n - τ pour des valeurs faibles de σ_n). En ce qui concerne l'évolution du déplacement relatif normal (u_n) par rapport au déplacement relatif tangentiel (u_t), on peut observer que la transition du tassement à la radoucissement reproduit par le modèle est plus progressive que la réponse expérimentale observée.

On note que la transition du tassement (essai SB3, 5b) à la radoucissement (essai SB1) est associée exclusivement par le changement du contrainte normale σ_n .

Tableau 1.4 Valeurs des paramètres utilisés pour l'étude numérique des essais d'interface effectués sur une boîte de cisaillement direct modifiée et l'appareil C3DSSI à contrainte normale constante ($N=0.55$, pour sable $N=0$ de silice) , V.D. GENNARO (2002).

Sand	k_n (m^{-1})	k_t (m^{-1})	μ_o	μ_f	μ_r	μ_{∞}	A	A_o	B (m)	u_g^p (mm)	t (mm)
Fontainebleau	0.86×10^5	0.37×10^5	0	0.78	0.7	0.67	0.00045	4	0.05	1.4×10^{-3}	2
Sidney	0.6×10^6	0.3×10^6	0	0.7-0.96	0.7	0.46	0.00011	20	0.08	4.7×10^{-4}	3
Silica	6×10^6	1×10^6	0	0.81	0.6	0.49	0.00006	12	0.05	4.3×10^{-4}	6

Pour les simulations de l'essai d'interface sur le sable de Sidney (Figure 1.30), l'ensemble complet de paramètres utilisés a été obtenu à partir des résultats expérimentaux de l'essai A (tableau 1.4). Pour de tels calculs les prévisions sont encore satisfaisantes; car il est possible d'observer, la phase de radoucissement est bien capturée par les calculs numériques, aussi bien que la réponse en termes de déformations volumétriques dues à la transition d'état lâche à un état dense.

Le modèle tient compte de la description des aspects de base identifiés dans les essais d'interface, comme: la réponse mécanique écrouissage/ radoucissement, transformation de phase et état ultime. Elle inclut également l'effet la contrainte normale sur la radoucissement mobilisé à l'interface. On croit que les avantages principaux de la loi proposée est:

- 1- Les paramètres ont une signification directe et sont relativement faciles à trouvés.
- 2- Le comportement à l'état final est présenté d'une manière simple, et reflète les mécanismes physiques appropriés impliqués (tassement et dilatation).

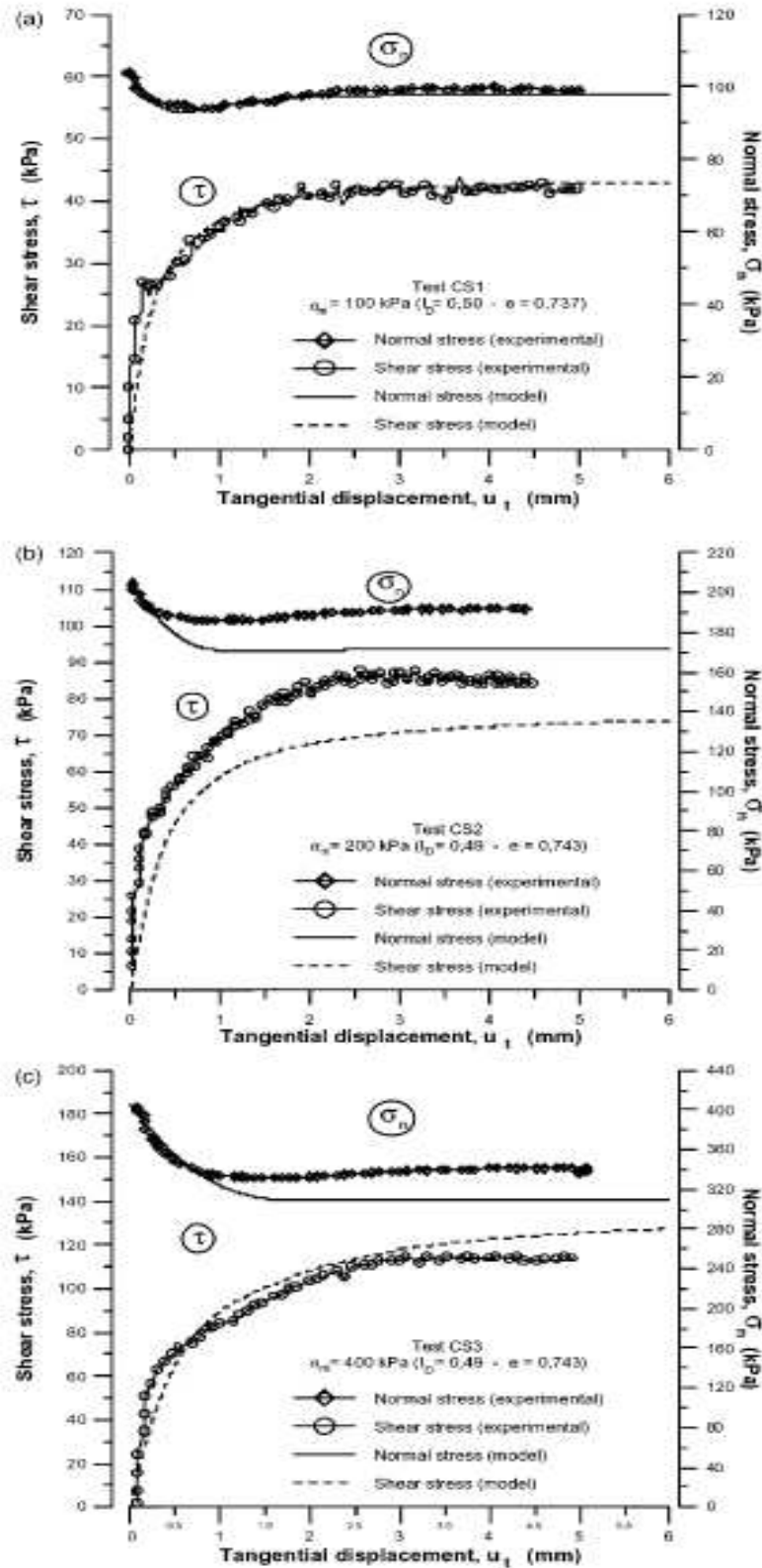


Figure 1. 30 Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux : essais d'interface a volume constant effectué sur une boîte de cisaillement simple annulaire (de plaque métallique sable-rugueux de Fontainebleau, $I_D=0.49$), V.D. GENNARO (2002)

1-2-4- 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.

Concepts de base

L'état critique de La mécanique sol (CSSM) a été présenté par le groupe de mécanique de sol de Cambridge dans les années 50 et les années 60 (Wood, 1990).

Le cadre de CSSM déclare qu'il existe un état critique de sol à grande déformation de cisaillement, et l'état critique la déformation de cisaillement continue sans radoucissement et sans changement du rapport de contrainte. L'indice de vide à cet état est l'indice de vide critique e_c et le rapport de contrainte $\mathbf{n} = \mathbf{q}/\mathbf{p}'$ égale à la valeur critique \mathbf{M}_c (où \mathbf{q} est la contrainte de cisaillement et \mathbf{p}' est la contrainte efficace moyen). Le comportement du sol à n'importe quel état dépend ainsi de sa distance entre l'état actuel et l'état critique, qui peuvent être définis par un paramètre d'état pour le sable:

$$\Psi = e - e_o \tag{I.19}$$

L'incrément de l'indice de vide peut être écrit comme :

$$d\mathbf{e} = d\mathbf{v} / \mathbf{t} * (1 + e) \tag{I.20}$$

Le tenseur incrémentale de contrainte peut être exprimé par :

$$\{d\boldsymbol{\sigma}\} = [\mathbf{D}]^{ep} \{d\boldsymbol{\varepsilon}\} \tag{I.21}$$

Considérant que la matrice élastoplastique est donnée par :

$$[\mathbf{D}]^{ep} = [\mathbf{D}]^e - \frac{[\mathbf{D}]^e \{n_g\} \{n\}^T [\mathbf{D}]^e}{\mathbf{H} + \{n\}^T [\mathbf{D}]^e \{n_g\}} \tag{I.22}$$

Dans le quel \mathbf{H} est le module plastique et $[\mathbf{D}]^e$ est la matrice élastique. La plasticité généralisée a été employée comme cadre du modèle proposé. La matrice élastoplastique:

$$[\mathbf{D}]^{ep} = \begin{bmatrix} \mathbf{D}_{nn}^{ep} & \mathbf{D}_{ns}^{ep} \\ \mathbf{D}_{sn}^{ep} & \mathbf{D}_{ss}^{ep} \end{bmatrix} \tag{I.23}$$

En raison de l'analogie entre les comportements du sable et l'interface, le concept de CSSM peuvent être utilisé pour modéliser le comportement d'interface.

Description du modèle

Dans le modèle proposé, la relation d'incrément de contrainte et de déplacement de l'interface est décrit par :

$$\{d\boldsymbol{\sigma}\} = \begin{Bmatrix} d\boldsymbol{\sigma}_n \\ d\boldsymbol{\tau} \end{Bmatrix} = [\mathbf{k}] \begin{Bmatrix} d\mathbf{v} \\ d\mathbf{u} \end{Bmatrix} \tag{I.24}$$

Les incréments des contraintes sont définies par:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_t = d\mathbf{u} / \mathbf{t}, d\boldsymbol{\varepsilon}_n = d\mathbf{v} / \mathbf{t} \tag{I.25}$$

Par conséquent,

$$\{\mathbf{d}\boldsymbol{\sigma}\} = \frac{1}{t} [\mathbf{k}] \{\mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}\} = [\mathbf{D}]^{\text{ep}} \{\mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}\} \quad (1.26)$$

$[\mathbf{D}]^{\text{ep}}$ est défini comme matrice élastoplastique. Les contraintes se composent de parties élastique et plastique :

$$\{\mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}\} = \begin{Bmatrix} \mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}_n \\ \mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}_t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}_n \\ \mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}_t \end{Bmatrix}^e + \begin{Bmatrix} \mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}_n \\ \mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}_t \end{Bmatrix}^p \quad (1.27)$$

L'élasticité non-linéaire est employée pour déterminer la déformation élastique:

$$[\mathbf{D}]^e = \begin{bmatrix} \mathbf{D}_n & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{D}_t \end{bmatrix} \quad (1.28)$$

Où (\mathbf{D}_n) et (\mathbf{D}_t) sont respectivement, les modules normal et tangentiel, et le rapport entre eux \mathbf{R} est supposé constant pendant le cisaillement. Le module tangentiel est décrit en utilisant une formule d'énergie-conservatrice (Lade et Nelson, 1987) qui permet au modèle actuel d'être prolongé à la capture le comportement cyclique de l'interface :

$$\mathbf{D}_t = \mathbf{D}_{t0} \frac{1+e}{e} \left[\left(\frac{\boldsymbol{\sigma}_n}{\mathbf{p}_0} \right)^2 + \mathbf{R} \left(\frac{\boldsymbol{\tau}}{\mathbf{p}_0} \right)^2 \right]^{0.5} \quad (1.29)$$

$$\mathbf{R} = \frac{\mathbf{D}_n}{\mathbf{D}_t} = \frac{\mathbf{D}_{n0}}{\mathbf{D}_{t0}}$$

L'indice de vide critique d'état est décrit en utilisant l'expression suivante :

$$\mathbf{e}_c = -\lambda \ln(\boldsymbol{\sigma}_n / \mathbf{p}_0) + \mathbf{e}_0 \quad (1.30)$$

Le vecteur de direction de force est exprimé comme :

$$\{\mathbf{n}\} = \left(\frac{\mathbf{d}_f}{\sqrt{1+\mathbf{d}_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+\mathbf{d}_f^2}} \right)^T \quad (1.31)$$

$$\mathbf{d}_f = (1 + \alpha_f) \left(\frac{\alpha_f \boldsymbol{\eta}_f}{1 + \alpha_f} - \boldsymbol{\eta} \right)$$

Avec $\boldsymbol{\eta}_f$ comme rapport de contrainte définissant la frontière des états possibles. $\mathbf{n} = \boldsymbol{\tau}/\boldsymbol{\sigma}_n$ est le rapport de contrainte courant α_f est un paramètre modèle. $\boldsymbol{\eta}_f$ dépend de l'état initial est donné par :

$$\boldsymbol{\eta}_f = \mathbf{M}_C + \mathbf{k}(-(\boldsymbol{\psi}_0 - \boldsymbol{\beta})) \quad (1.32)$$

La règle non-associée d'écoulement est employée dans le modèle. Selon Ghionna et Mortara (2002), la dilatance normale d'une interface n'est pas une ligne droite unique. Pour les interfaces denses, il existe une transformation de phase, rapport Md de contrainte plus petit que le rapport de contrainte d'état critique Mc , au quelle la dilatance est zéro. En utilisant cette similitude, on assume que la dilatance de l'interface est une fonction de rapport de contrainte comme suit (Manzari et Dafalias, 1997) :

$$\mathbf{d}_g = \frac{d\boldsymbol{\varepsilon}_n^p}{d\boldsymbol{\varepsilon}_t^p} = \alpha_g (M_c + k_m \psi - \eta) \quad (1.33)$$

La direction d'écoulement plastique est maintenant déterminée en utilisant l'équation suivante :

$$\{\mathbf{n}_g\} = \left(\frac{\mathbf{d}_g}{\sqrt{1 + \mathbf{d}_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + \mathbf{d}_g^2}} \right)^T \quad (1.34)$$

Le module plastique est donné par:

$$\mathbf{H} = \mathbf{H}_o \frac{1}{\beta + \psi} \left(\frac{\sigma_n}{p_o} \right) \left(1 - \frac{\eta}{\eta_p} \right) (1 + \eta)^{-2} \quad (1.35)$$

Le comportement normal non-linéaire peut également reproduit par le module plastique dans Eq. (1.35). Donc la compression normale, Eq. (1.35) réduit à :

$$\mathbf{H} = \mathbf{H}_o \frac{1}{\beta + \psi} \left(\frac{\sigma_n}{p_o} \right) \quad (1.36)$$

Le modèle peut également être développé pour capturer le comportement des interfaces avec différentes rugosités.

Identification des paramètres du modèle

Le modèle proposé exige 11 paramètres, qui ont des significations physiques très définies et directes. Ces 11 paramètres sont : \mathbf{D}_{s0} , \mathbf{D}_{n0} , \mathbf{M}_c , \mathbf{k} , \mathbf{e}_0 , \mathbf{k}_m , α_t , α_g , \mathbf{b} , et \mathbf{H}_o . L'identification des paramètres du modèle peut être réalisée en effectuant deux essais de cisaillement à contrainte normale constante bien contrôlé en utilisant le même corps de contact et le même sable mais avec différentes contraintes normales, aussi bien qu'un essai de compression normale.

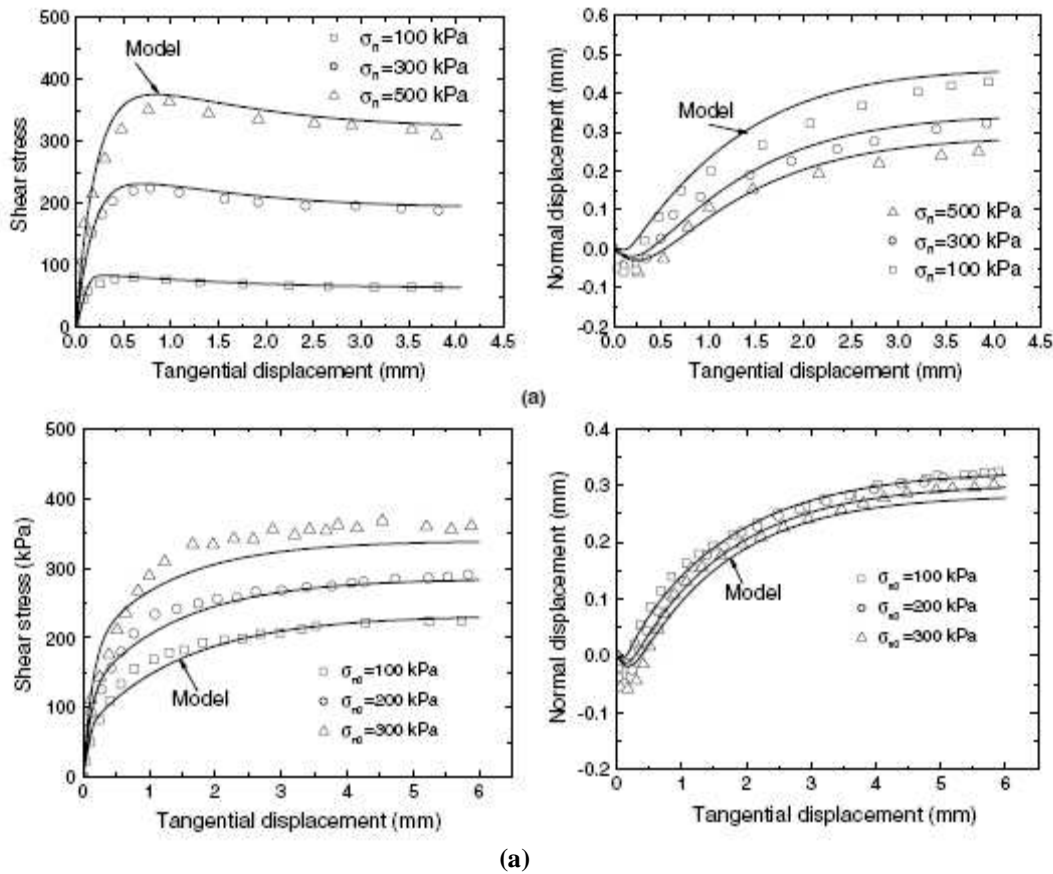
Évaluation modèle Les résultats expérimentaux ont été employés pour calibrer le modèle proposé et alors les résultats de la simulation étaient comparés aux résultats expérimentaux. Ces résultats d'essai ont été obtenus à partir des différents appareils d'essai, y compris le cisaillement direct et le cisaillement simple. Les conditions d'essai sont la contrainte normale constante, la rigidité normale constante et le volume constant. Les paramètres pour les divers essais sont montrés dans le tableau 1.5.

Tableau 1.5. Paramètres du modèle original d'après HUABEI LIU (2006)

	Shahrour and Rezaie (1997)	Gennaro and Frank (2002)	Ghionna and Mortara (2002)—I: TiL30	Ghionna and Mortara (2002)—I: ToD60	Evgin and Fakharian (1996)	Zeghal and Edil (2002)
D_{50}/kPa	300	1000	200	2000	800	800
D_{100}/kPa	500	100	200	1500	300	500
M_c	0.65	0.42	0.7	0.6	0.645	0.7
λ	0.055	0.25	0.1	0.035	0.07	0.3
e_0	0.8	0.75	0.97	0.95	0.995	0.765
k	3.2	4.0	1.5	2.5	0.75	0.5
α_g	0.9	0.35	0.9	0.25	0.51	0.9
k_{sm}	0.5	1.0	0.5	0.5	0.48	0.9
β	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3	0.5
H_0/kPa	800	80	120	100	350	350
α_f	0.50	0.50	0.51	0.49	0.52	0.6

Les essais de cisaillement simple (Evgin et Fakharian, 1996)

Evgin et Fakharian (1996) ont réalisés 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 1.31(a) à 1.31c. Le modèle a reproduit d'une manière satisfaisante les résultats expérimentaux.



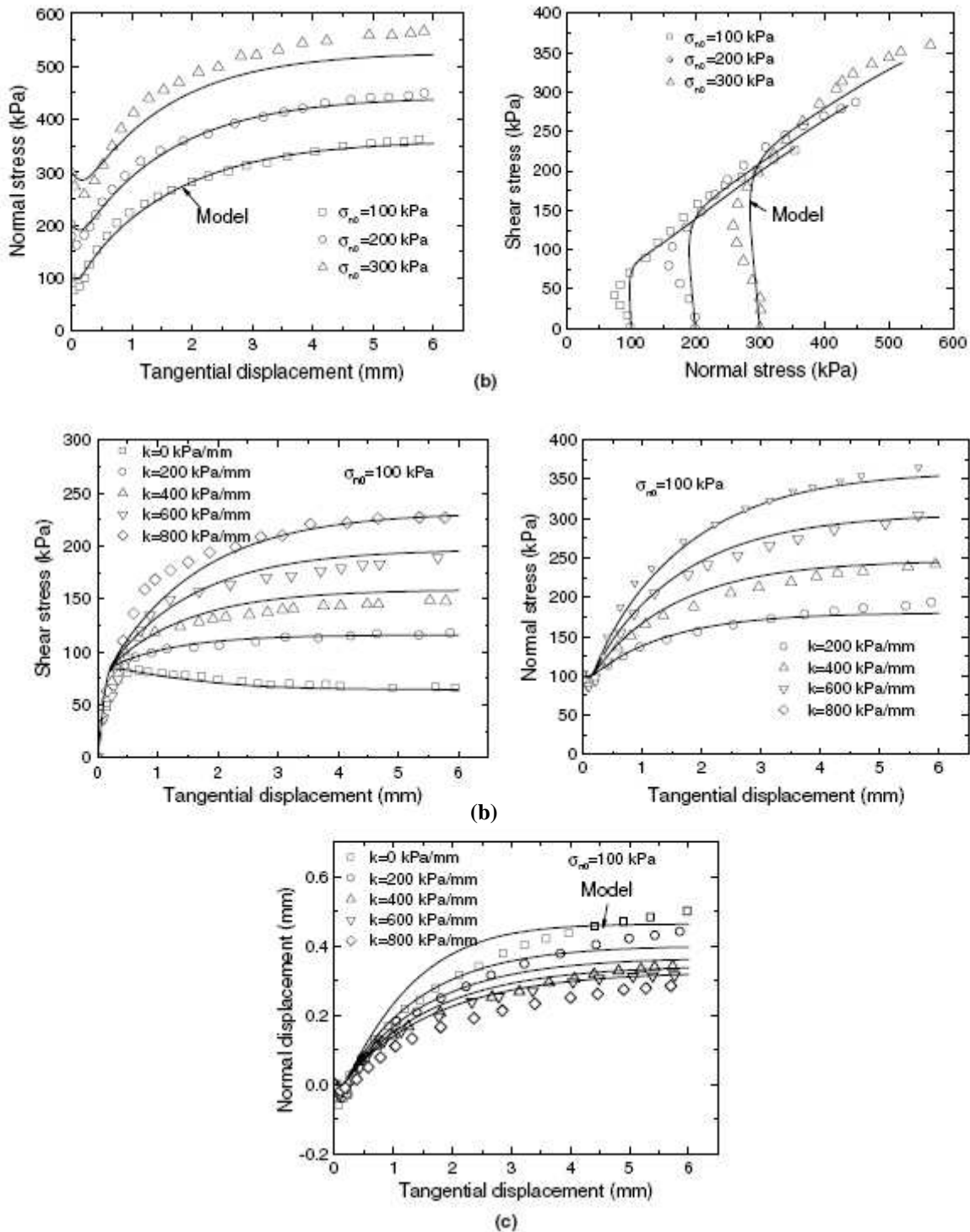


Figure 1.31 Comparaison du modèle avec des résultats expérimentaux : essai a chemin de contrainte (données expérimentales d'Evgin et de Fakharian, 1996). (a) Essais a contrainte normale constante, (b) essai de rigidité normale constante ($k = 800$ kPa/mm), (c) avec différents rigidités normaux σ_{no} .

HUABEI LIU (2006).

Généralisation des comportements d'interface avec de divers rugoristes

Jusqu'ici, le modèle proposé peut reproduire le comportement saillant des interfaces rugueuses sous différentes contraintes normales et avec de divers rapports vides initiaux. Le modèle peut également être développé pour décrire les différents comportements des interfaces avec de divers rugoristes.

Développement du modèle proposé pour capturer les comportements d'interface avec de diverses rugosités

En se basant sur les résultats expérimentaux, l'auteur à montrer que le cadre de CSSM peut décrire les comportements des interfaces avec différentes rugosités.

Pour la vérification, les résultats expérimentaux par Hu et Pu (2004) ont été simulés en utilisant la version du modèle modifié. Les paramètres sont montrés dans le tableau 1.6, le nombre est dont cinq de plus que cela de l'original. L'épaisseur de l'interface a été prise en tant que 5 millimètres, qui est 5 fois du D_{50} du sable utilisé dans les essais. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les prévisions est montrée dans la figure 1.32.

Tableau 1.6 Paramètres de la version du modifiée d'après HUABEI LIU (2006)

R_{cr}	D_{s0}/kPa	D_{n0}/kPa	M_c^a	M_c^b	λ	e_0^a	e_0^b
0.1	9000	3000	0.1778	4.222	0.06	0.99	0.155
α_g^a	α_g^b	k^a	k^b	k_m	β	H_0/kPa	α_r
0.5	0.3	0.55	1.8	0.6	0.5	900	0.6

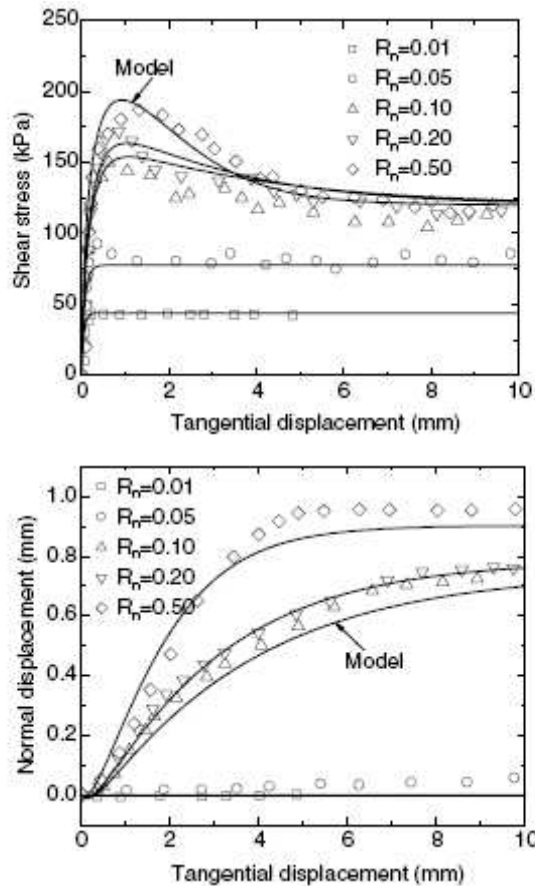


Figure 1. 32. Comparaison du modèle avec les résultats expérimentaux: avec divers rugosités (données expérimentales de Hu et Pu, 2004) , HUABEI LIU (2006)

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. 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.

CHAPITRE II

DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISE ET MODE OPERATOIRE

CHAPITRE:II

DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISE ET MODE OPERATOIRE

1. Description de l'appareillage

Des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante ont été réalisés.

Dans les essais sol-structure la demi boîte inférieure a été remplacée par une plaque de surface rugueuse, ou lisse (en acier ou en béton) afin de mesurer les caractéristiques de l'interface (Figure 2-1).

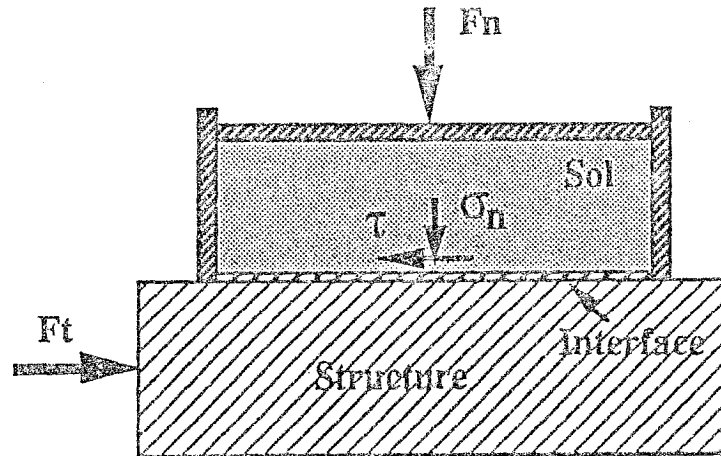


Figure : 2-1 Principe de la boîte de cisaillement direct

Les moyens disponibles au laboratoire n'ont pas permis de réaliser des essais à déformation constante et de quantifier la rugosité de la surface, dans la suite on distingue uniquement deux surfaces: une surface lisse constituée d'une plaque d'acier ou de béton lisse et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur la plaque d'acier ou sur une surface lisse de béton (Photo 2-1) avec un chemin à contrainte normale constante.

Si les grains de sable collés sur la surface solide sont les mêmes que ceux du matériaux utilisé, la surface rugueuse est définie comme " **Standard** ".



Photo 2-1a surface lisse en béton

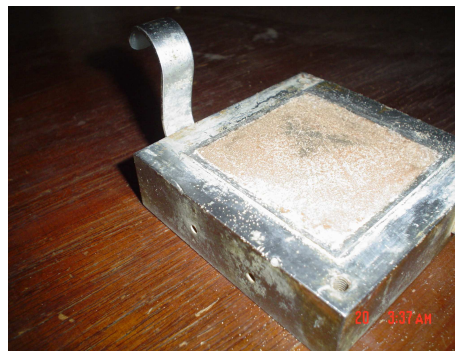


Photo 2-1b surface rugueuse en acier



Photo 2-1c surface lisse en acier

La demi boîte supérieure est formée de deux parties: un cadre et un couvercle servant de piston pour l'application de l'effort normale. Cette disposition permet de mesurer le déplacement normal grâce à un comparateur, placé entre le piston et un point fixe.

La boîte utilisée a une section carrée (6 cm de côté) et une profondeur de 2.5 cm. La course de déplacement est de l'ordre de 5mm.

La boîte est garnie d'une pierre poreuse (parfois dentée) de façon à assurer un bon contact entre l'échantillon et la boîte.

La partie inférieure (plaque rugueuse) est entraînée à vitesse constante, variable de 0.9 mm par minute.

Un anneau dynamométrique lié à la boîte permet de mesurer l'effort de cisaillement.

Un comparateur est placé entre la boîte mobile (inférieure) et un point fixe, la différence entre les lectures de ce comparateur et ceux de l'anneau dynamométrique, donne le déplacement tangentiel relatif de la boîte par rapport à la surface rugueuse ou lisse.

Pendant les essais un effort de compression constant est appliqué à l'échantillon à l'aide du poids (Photo 2-2).



Photo 2-2 Appareil de cisaillement direct

2. Mode opératoire

Le mode opératoire comporte les étapes suivantes:

Préparation de l'échantillon

Le matériau est versé directement dans la boîte, On pèse une masse de sable que l'on compacte manuellement, dans la boîte par une dame en bois de même dimension que la boîte.

On procède généralement par couches jusqu'à une certaine hauteur qui donne le volume désiré.

Après la préparation de l'échantillon, on applique la contrainte normale souhaitée, ensuite on monte les comparateurs de déplacement.

Phase de cisaillement

On a donc un seul chemin qui peut être réalisé à cause des moyens limités dans le laboratoire (L.N.H.C de Djelfa):

Chemin à contrainte normale constante: On applique la contrainte normale (σ_v) et on procède au cisaillement à une vitesse de déplacement constante en mesurant l'évolution de la contrainte de cisaillement (τ), du déplacement relatif normal (u) et du déplacement relatif tangentiel (w).

3. MATERIAUX ETUDIÉS

Les essais ont été réalisés avec le sable de Bou-saâda, c'est un sable de dune d'origine éolienne (Photo I-3).



Photo 2-3 Vues de sable

Caractéristiques physiques

Les résultats d'essais en laboratoire, suivant les normes Française (AFNOR) ont données les caractéristiques suivantes:

- Poids volumique (γ_σ) des grains solides : 26.50 KN/m³
- Poids volumique ($\gamma_{d_{min}}$) sec à l'état lâche : 14.99 KN/m³
- Poids volumique ($\gamma_{d_{max}}$) sec à l'état dense : 17.26 KN/m³
- Equivalent de sable E.S=75.89 %

Analyse granulométrique

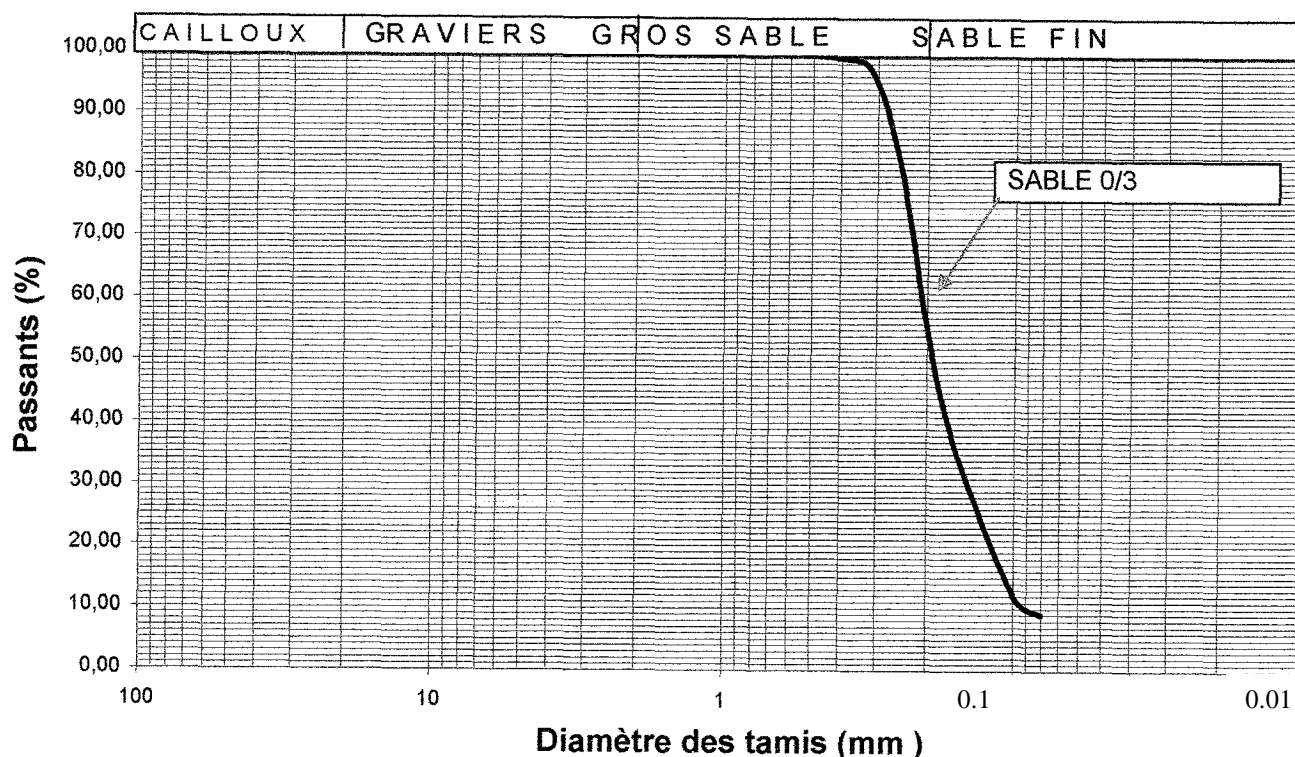
D'après l'analyse granulométrique qui est déterminé par tamisage, c'est un sable fin (50% des grains de sable ont un diamètre compris entre (0.16 mm / 0.315 mm) et c'est un sable homo métrique (plusieurs grains ont des diamètre sensiblement égale). Les résultats du tamisage à sec (AFNOR ,1996) au travers de 07 tamis d'ouverture comprise entre 400 et 80 µm (Figure 2-2) sont résumés dans le tableau 2-1.

On distingue : le coefficient d'uniformité Hazen C_u et le coefficient de courbure C_c

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \quad C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

Tableau 2-1 Granulométrique par tamisage

	d10	d30	d50	d60	Cc	Cu
sable de Bou-sâada	0.09	0.15	0.19	0.21	1.19	2.33



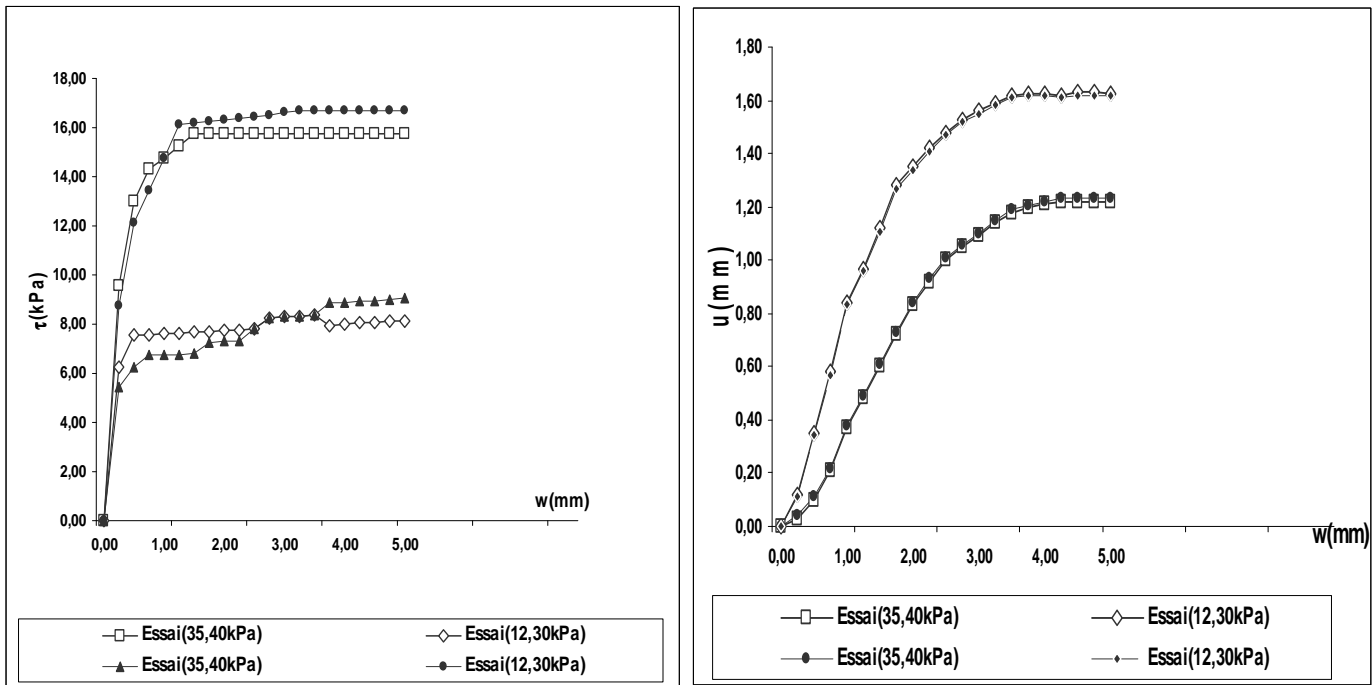
(Figure 2-2) Courbe granulométrique du sable testé

4. TESTS DE REPETABILITE

Des testes de répétabilité ont été effectués avec le sable de Bou-sâada afin de vérifier la fiabilité du dispositif expérimental et du mode opératoire suivi.

Les figures (2-3) et (2-4) comportent des essais avec une surface rugueuse à contrainte normale constante pour confinements faibles (12.30 et 35.40 kPa) avec une densité moyenne de $\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$ et forte confinement (200 et 300 kPa) avec un sable lâche ($I_d=15\%$).

Une analyse des résultats obtenues montre une bonne répétabilité des essais au niveau de la contrainte de cisaillement.



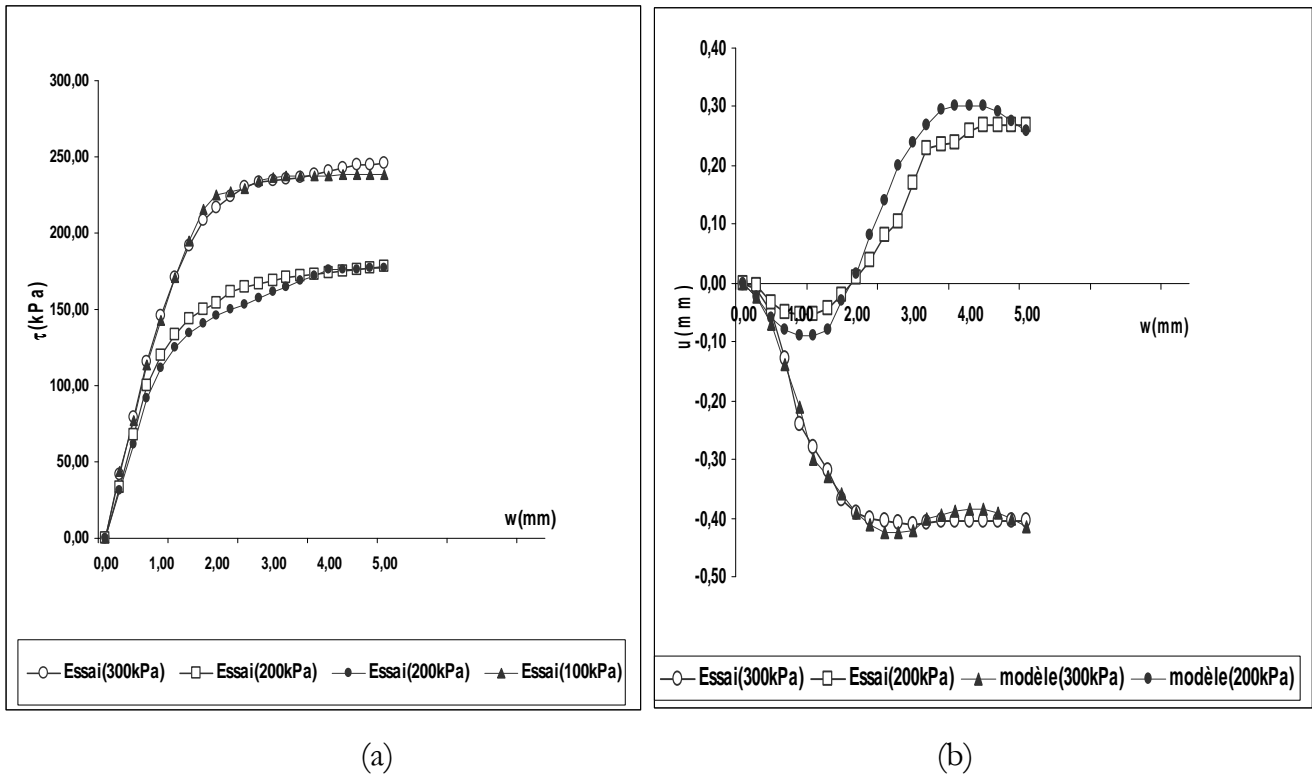
(a)

(b)

**Figure : 2.3- Essais de cisaillement à contrainte normale constante
Surface rugueuse, sable de Bou-sâada
Faible confinement ($\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$)**

a: Evolution de la contrainte tangentielle

b: Evolution du déplacement normal



**Figure :2.4- Essais de cisaillement à contrainte normale constante
Surface rugueuse, sable de Bou-sâada sable lâche (Id=15%)**

a: Evolution de la contrainte tangentielle

b: Evolution du déplacement normal

CHAPITRE III

PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

CHAPITRE III PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats d'une série d'essai de cisaillement direct modifié sur les interfaces sol-structure , ces essais ont permis l'étude de l'effet des principaux paramètres sur le comportement de l'interface ; type du sable (sable fin de Bou-saâda), rugosité de la surface de la structure (lisse ou rugueuse), densité du sable (lâche ou dense), contrainte de confinement, et enfin, la condition imposée dans la direction verticale (contrainte imposé).

1. ESSAIS REALISES SUR SABLE

Une série d'essais de cisaillement direct monotone a été réalisée pour étudier l'influence de principaux paramètres (la rugosité, la densité initiale et la contrainte normale initiale) sur le comportement de l'interface sol-structure. Les essais ont été effectués avec deux densités (forte et faible) et deux types de deux surface: une surface lisse constituée d'une plaque d'acier ou de béton lisse et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur la plaque d'acier ou sur une surface lisse de béton ou avec des essais d'interface sable-sable. Les essais ont été réalisés avec un chemin de chargement: à contrainte normale constante. Une gamme de contraintes de 12.30 à 300 kPa a été explorée, ces contraintes ont été choisies par d'autre auteur notamment Rezaie (1994) en cas des contraintes faibles et dans le cas des contraintes fortes ce qui nous permet de faire des comparaisons avec ses résultats. Nous allons présenter ci-après, les résultats de ces différents essais.

**1.1 Surface rugueuse (Acier)
sable dense**

Afin d'étudier l'influence de la contrainte normale initiale, nous avons effectué des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale à forte confinement (σ_{no} =100, 200 et 300 kPa).

Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.a et 3.1b. 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 1.50 mm , puis elle diminue (Figure 3.1a) , on remarque que la stabilisation apparaît tardivement pour des cisaillement importante.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la Figure 3.1b. On constate que le déplacement tangentiel présente une phase de contractance et d'une phase dilatant, la phase de contractance augmente avec la contrainte initiale et la phase de dilatance diminue.

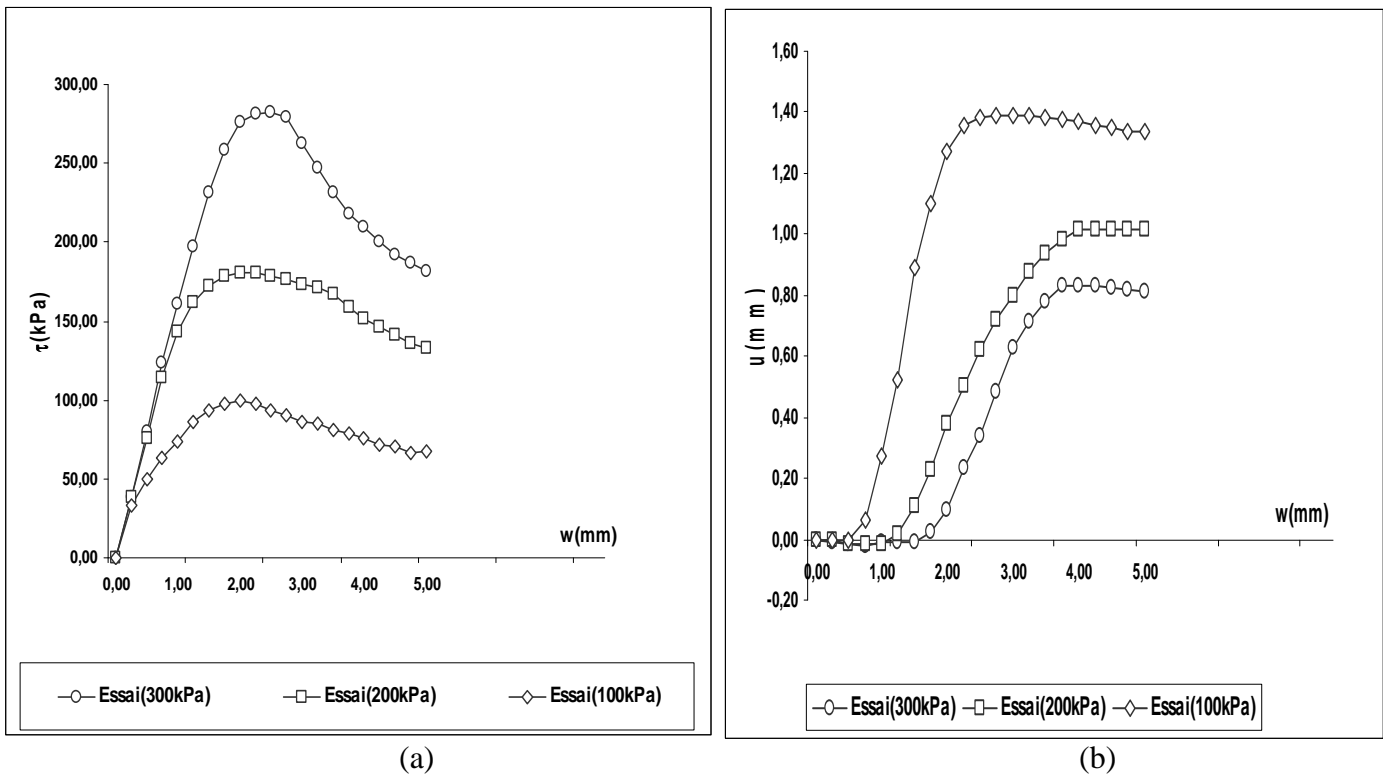


Figure : 3.1- Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface rugueuse, sable de Bou-sâada dense ($I_d = 90\%$)

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

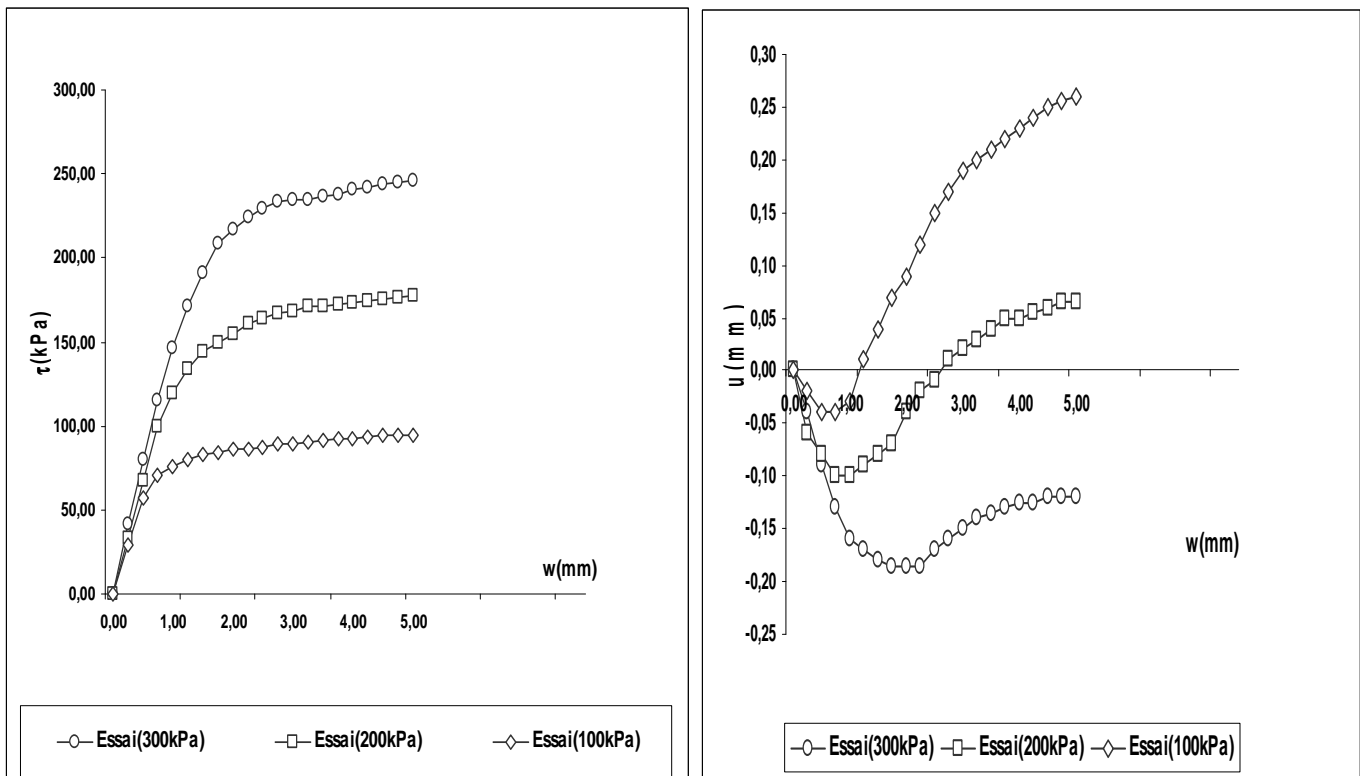
Sable lâche

Des essais ont été réalisés avec du sable à densité faible confinement ($\sigma_{no} = 12.30, 35.40, \text{ et } 88. \text{ kPa}$) et à fort confinement ($\sigma_{no} = 100, 200 \text{ et } 300 \text{ kPa}$).

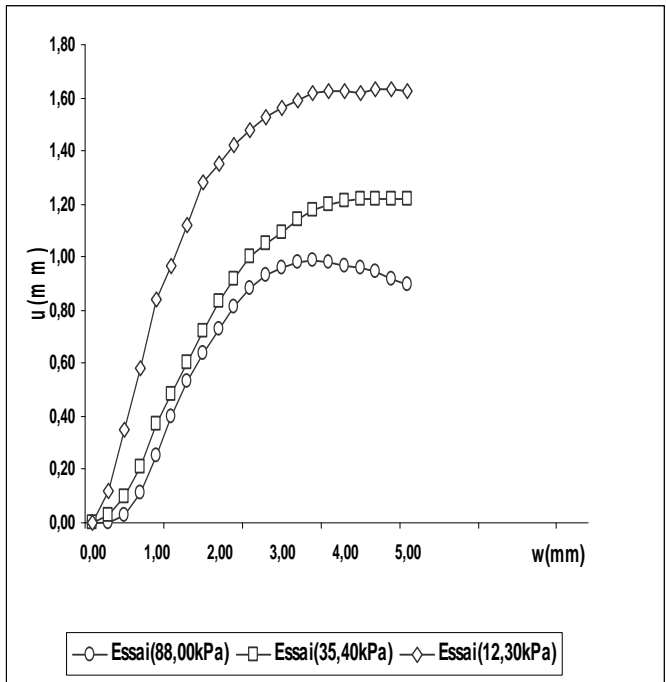
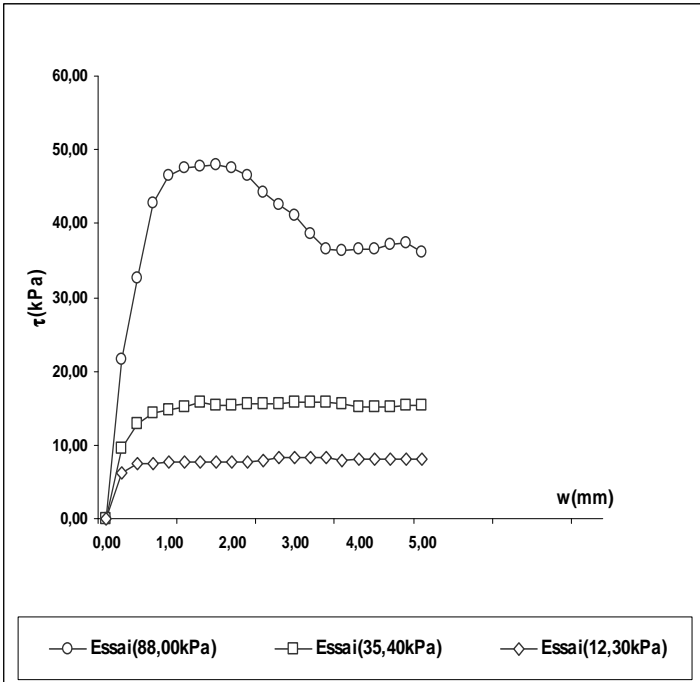
Une analyse des résultats obtenus (Figures 3.2a à 3.2d) montre que dans le cas des fortes confinements la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début des essais pour atteindre un palier puis elle se stabilise, dans le cas des faibles confinements et dans le cas des courbes d'évolution du cisaillement, on remarque une augmentation de la contrainte de cisaillement au début des essais puis elle se stabilise, on note une amplification de la contrainte de cisaillement avec la contrainte initiale.

En ce qui concerne le déplacement normal dans le cas de fort confinement on remarque que le comportement est contractant au début puis elle devient dilatante sans stabilisation. On constate également que le déplacement normal s'accroît avec la contrainte initiale, Cette influence devient moins importante lorsque la contrainte normale initiale est élevée ($\sigma_{no} > 100 \text{ kPa}$).

on note que le comportement du sable est contractant tout au long de l'essai et on n'observe pas de stabilisation de ce déplacement, même en fin de chargement dans le cas du faible confinement,



(a) (b)
Figure : 3.2 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface rugueuse, sable Bou-sâada lâche ($I_d = 15\%$) (fort confinement)
a: Evolution de la contrainte tangentielle
b: Evaluation du déplacement normal



(c)

(d)

Figure : 3.2 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface rugueuse, sable Bou-sâada (densité moyenne $\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$) (faible confinement)

c: Evolution de la contrainte tangentielle

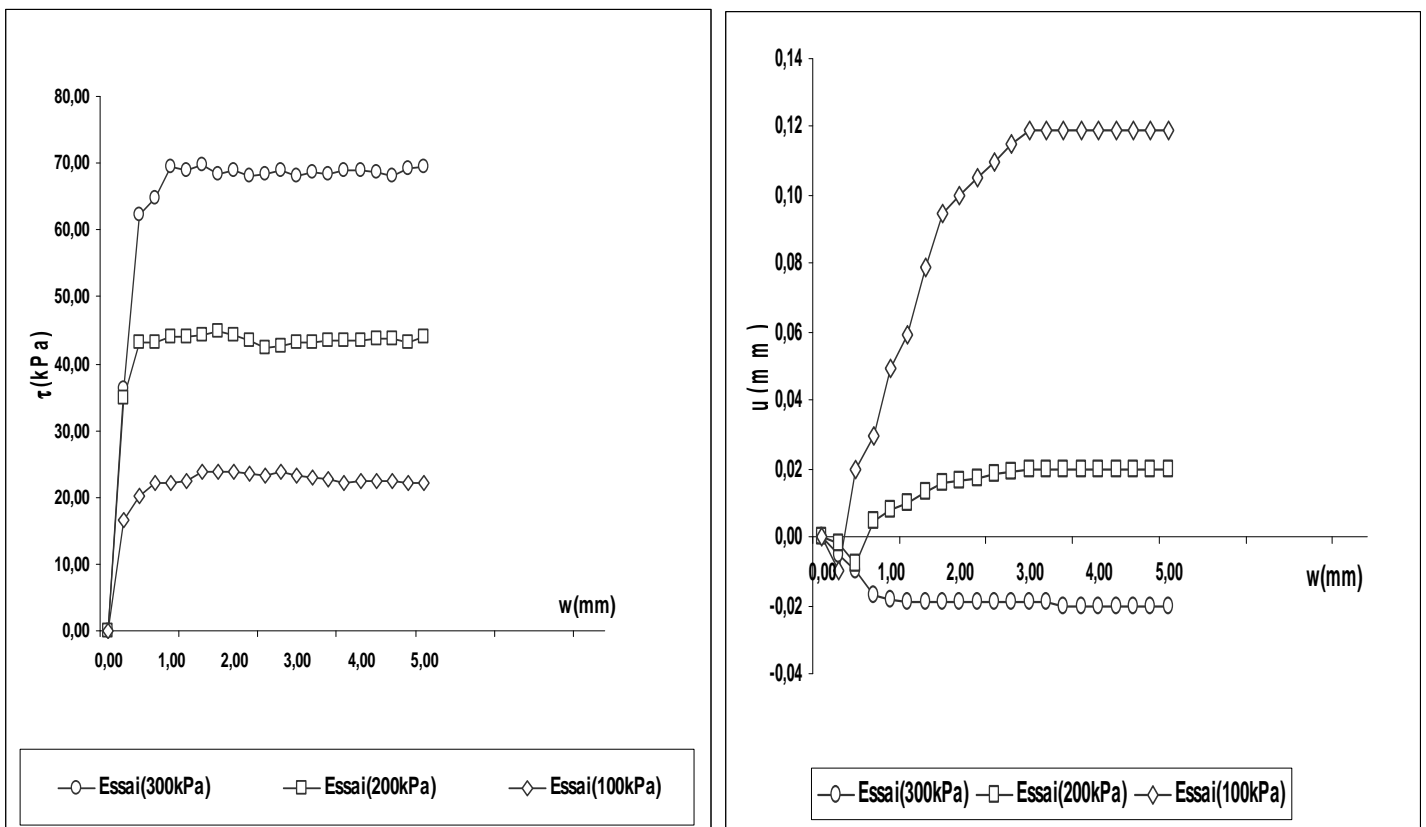
d: Evaluation du déplacement normal

**1.2 Surface lisse (Acier)
sable dense**

Nous avons effectué des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale (σ_{no} =100, 200 et 300 kPa) considéré comme confinement forte.

Les résultats sont illustrés dans les figures 2.3a et 2.3b. On constate que la contrainte tangentielle croît faiblement au début du chargement pour atteindre un palier, puis, elle se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel qui dépend de la contrainte de confinement (Figure 3.3a).

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on constate que le comportement du sable est contractant au début de l'essai, puis il devient dilatant à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 1 mm (Figure 3.3b).



(a)

(b)

Figure : 3.3- Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface Acier lisse, sable de Bou-sâada dense (I_d = 90%)

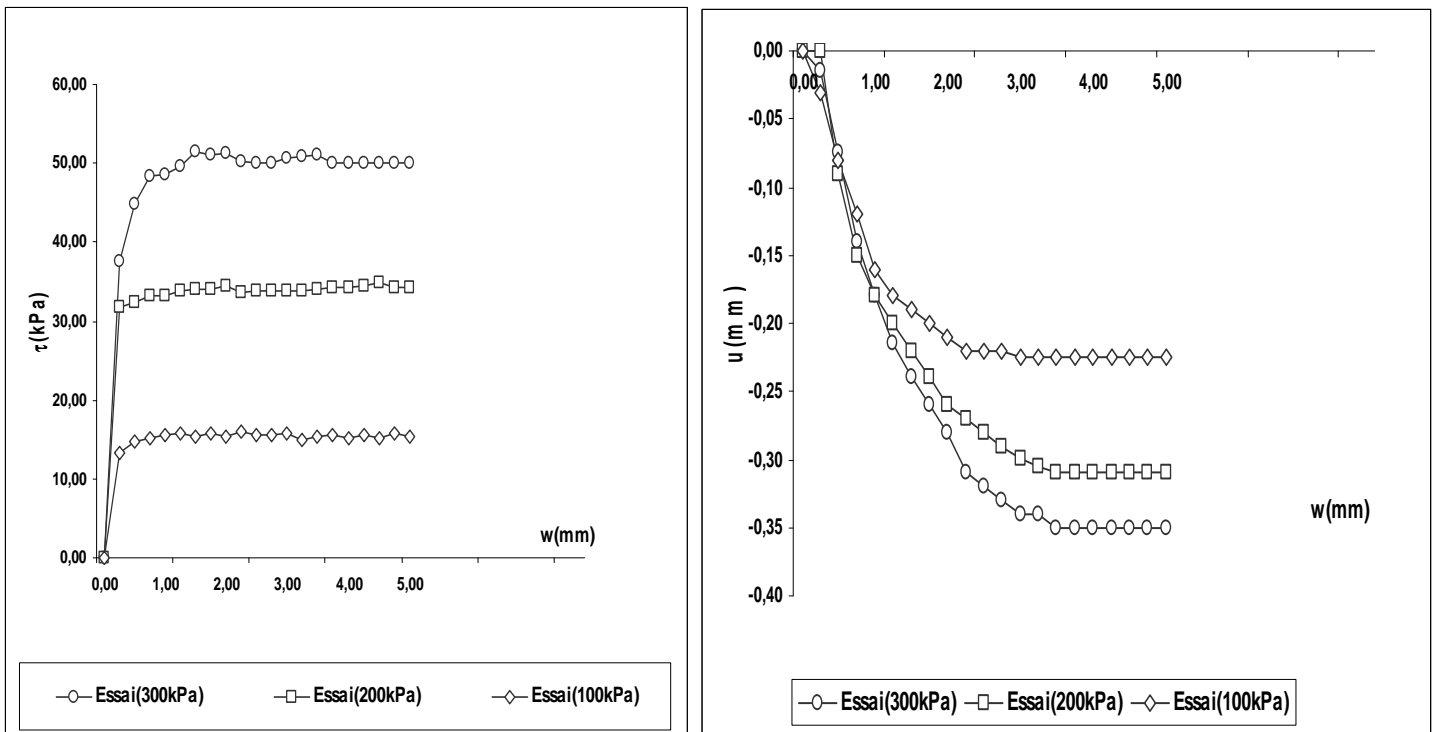
a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

Sable lâche

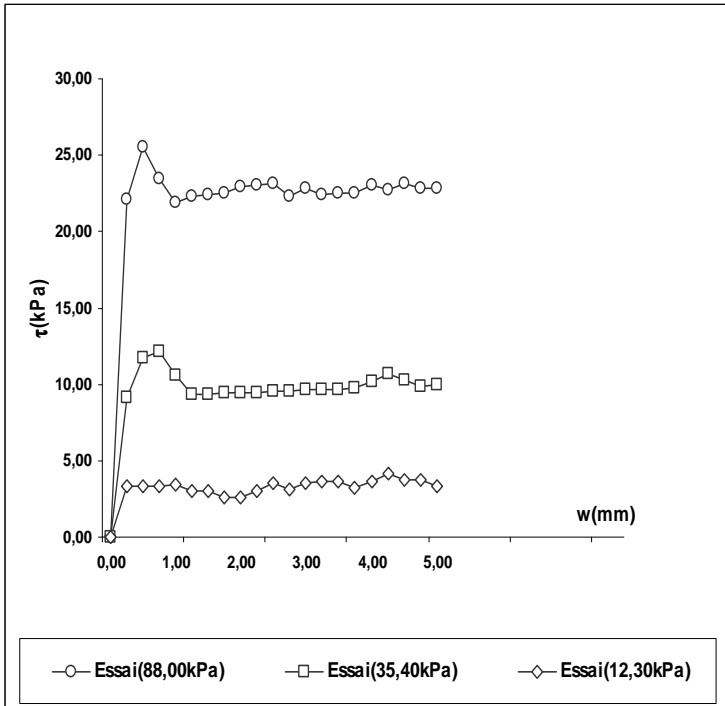
Des essais ont été réalisés avec le sable lâche à faible confinement ($\sigma_{no} = 12.30, 35.40, 88.00$ et 124.00 kPa) et à fort confinement ($\sigma_{no} = 100, 200$ et 300 kPa).

Une analyse des résultats obtenus (Figures 2.4a à 2.4d) montre que la contrainte de cisaillement croît au début de l'essai pour atteindre un palier, avant de se stabiliser dans le cas de forte confinement, dans le cas du faible confinement et pour $\sigma_{no}=88$ (kPa) la contrainte tangentielle continue à augmenter sans stabilisation.

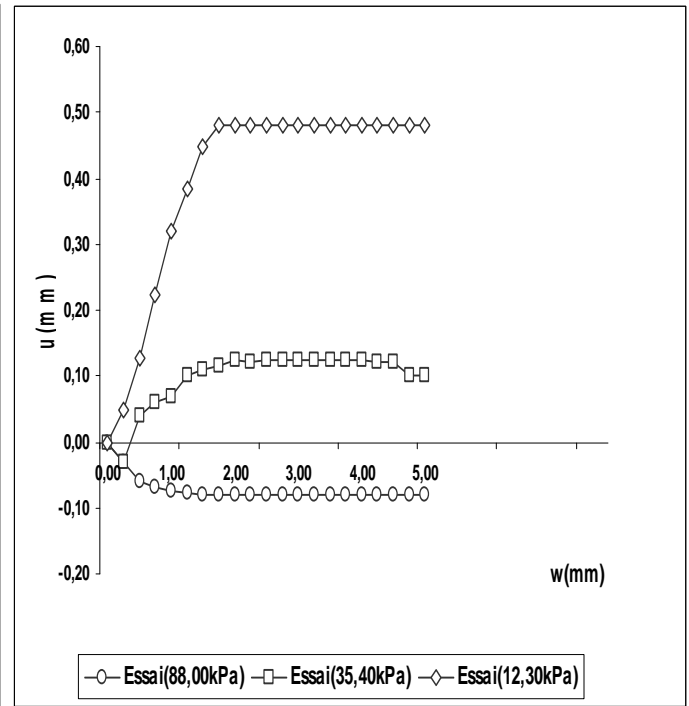
En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement du sable est contractant le long de tous les essais et on observe de stabilisation de ce déplacement dans le cas du fort confinement, par contre dans le cas du faible confinement on observe une phase de contractance au début puis devient dilatant sans stabilisation.



(a) (b)
Figure : 3.4 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface rugueuse, sable de Bou-sâada lâche ($I_d = 15\%$)
c: Evolution de la contrainte tangentielle d: Evaluation du déplacement normal



(c)



(d)

Figure : 3.4 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface Acier lisse
sable de Bou-sâada (densité moyenne $\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$)
(faible confinement)

c: Evolution de la contrainte tangentielle d: Evaluation du déplacement normal

1.3 Surface lisse (Béton)
sable dense

Des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale à fort confinement ont été réalisées (σ_{no} =100, 200 et 300 kPa).

Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.5a et 3.5b. On constate que la contrainte de cisaillement augmente faiblement par rapport aux essais avec la plaque de l'acier. Elle atteint un pic pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 1.75 mm jusqu'à 4.75 mm suivant l'évolution de la contrainte de confinement puis elle se diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 5.75 mm.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la Figure 3.3b. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant (jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 0.75 à 2,25 mm), ensuite il devient dilatant à partir de ce déplacement tangentiel. On note que la contractance s'amplifie avec la diminution de la contrainte initiale appliquée. On remarque qu'un léger pic est observé pour les trois essais .le pic apparaît plus tardivement lorsque σ_{no} augmente.

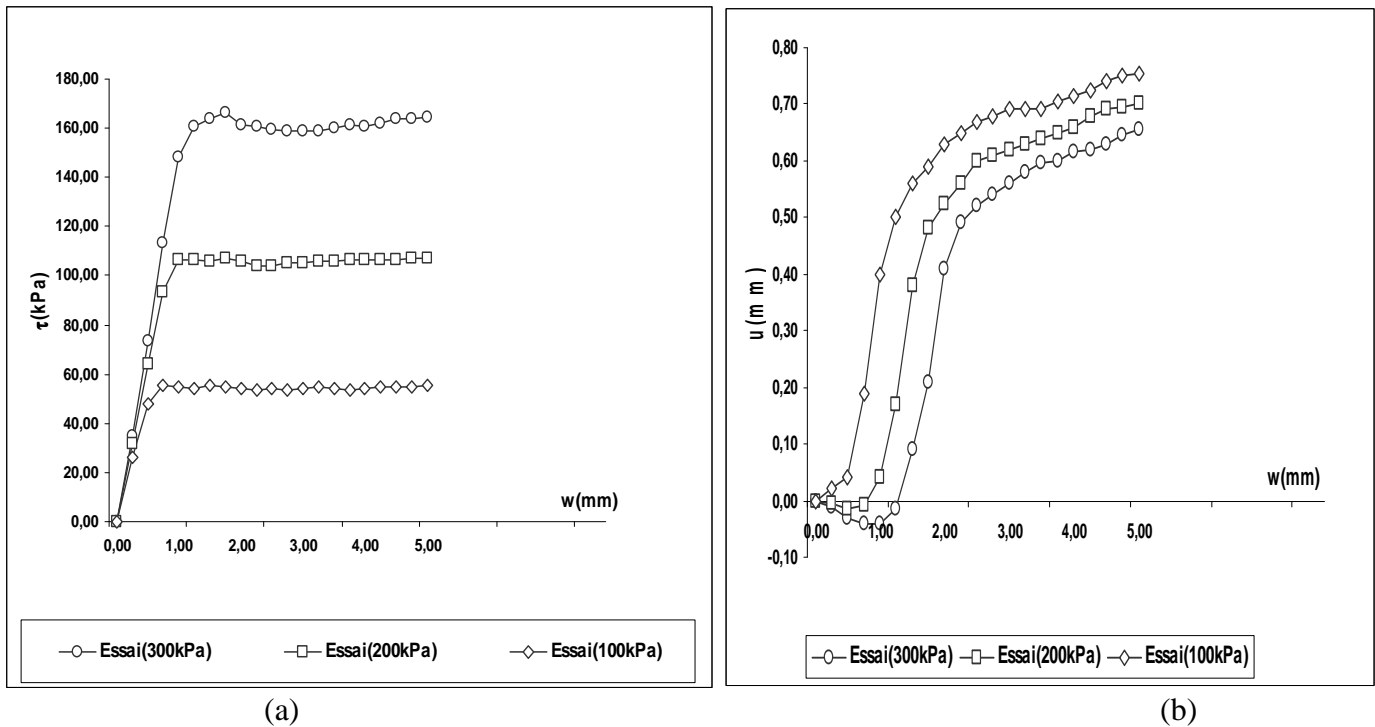


Figure : 3.5- Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface en béton lisse-sable de Bou-sâada dense (Id= 90%)

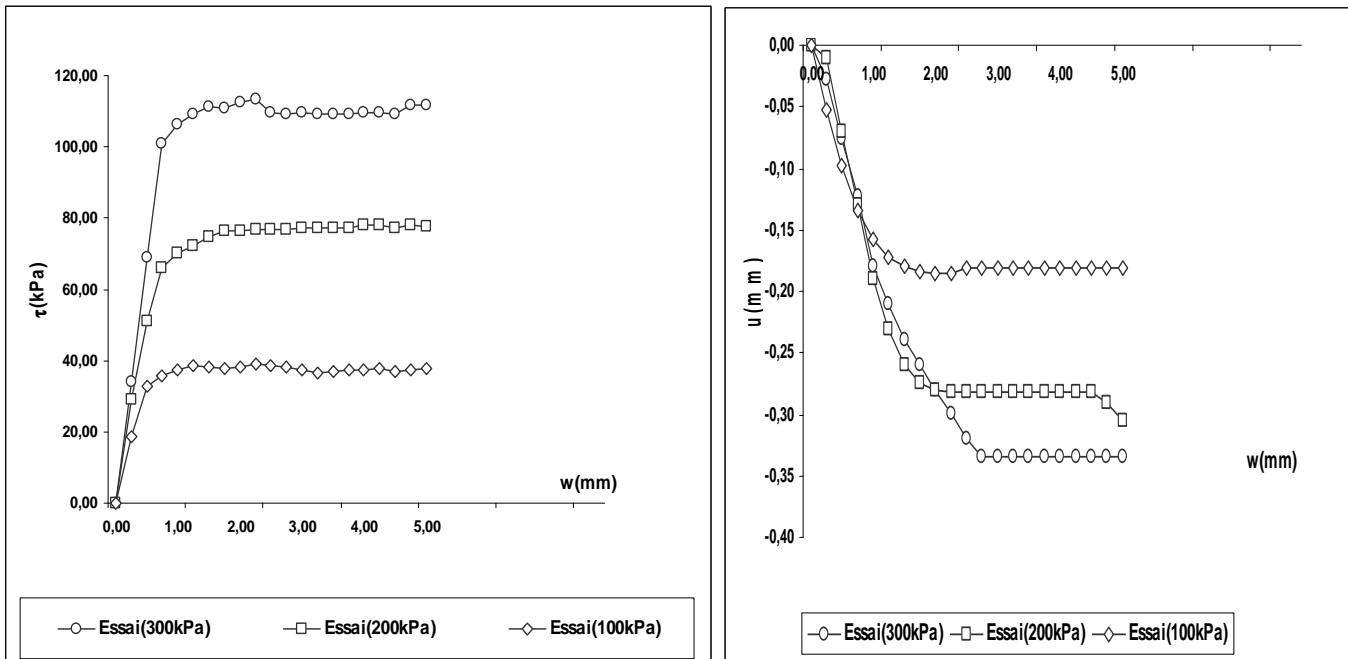
a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

Sable lâche

Six essais ont été réalisés avec le sable lâche. Trois essais à faible confinement ($\sigma_{no} = 12.30, 35.40,$ et 88.00 kPa kPa) et trois essais à des confinements plus forts ($\sigma_{no}= 100 , 200$ et 300 kPa).

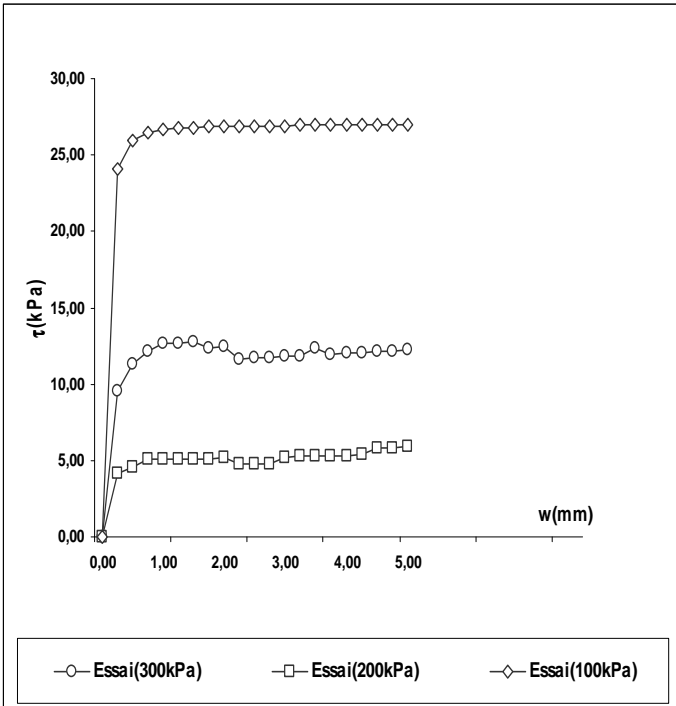
Les résultats de ces essais sont illustrés dans les figures 3.6a à 3.6b. On constate que la contrainte de cisaillement croît au début du chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 1 mm, puis qu'elle continue à augmenter faiblement mais sans atteindre de palier, dans le cas de $\sigma_{no}=300$ kpa la contrainte croît lentement au début jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 2.25 mm puis elle devient plus rapide.

Quant à l'évolution du déplacement normal, on note que le comportement du sable dans le cas de fort confinement est contractant tout au long de l'essai et on n'observe pas de stabilisation de ce déplacement, même, en fin de chargement, dans le cas de faible confinement le comportement est contractant jusqu'à un déplacement tangentiel varie de 0.75 à 2.25 mm puis il devient dilatant sans atteint un palier. On constate également que le déplacement s'accroît avec la contrainte initiale. Cette influence devient faible lorsque la contrainte normale initiale est élevée ($\sigma_{no} > 100$ kPa).

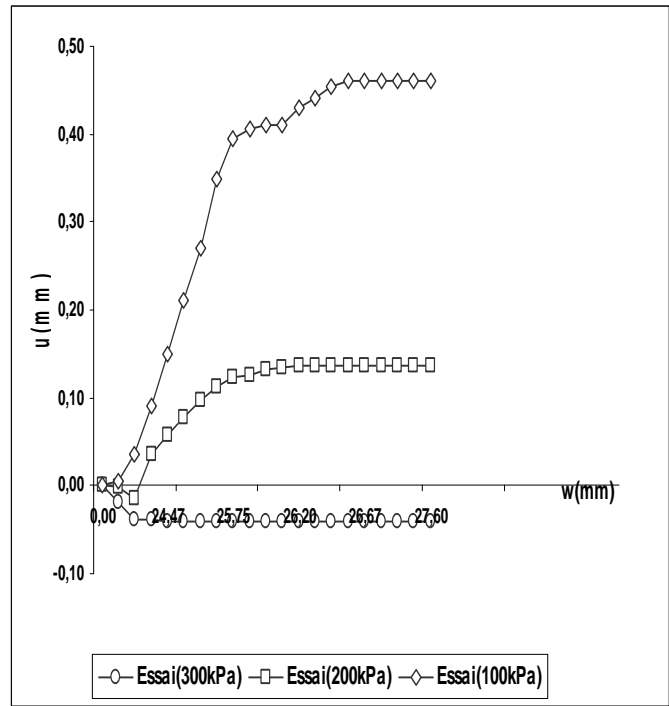


(a) (b)
Figure : 3.6 Essais de cisaillement à contrainte normale constante
Surface en béton lisse-sable de Bou-sâada lâche ($I_d= 15\%$)

c: Evolution de la contrainte tangentielle d: Evaluation du déplacement normal



(c)



(d)

Figure : 3.6 Essais de cisaillement à contrainte normale constante
Surface en béton lisse-sable sable de Bou-sâada (densité moyenne $\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$)
(faible confinement)
c: Evolution de la contrainte tangentielle d: Evaluation du déplacement normal

1.4. Surface sable-sable

Sable dense

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale ($\sigma_{no} = 100, 200$ et 300 kPa).

Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.7a et 3.7b. On constate que la contrainte de cisaillement augmente au début du chargement pour atteindre un pic t pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 2.00 mm, après lequel, elle diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4.75 mm.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la Figure 3.7b. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 1 mm). On note que la contractance diminue avec l'amplification de la contrainte verticale.

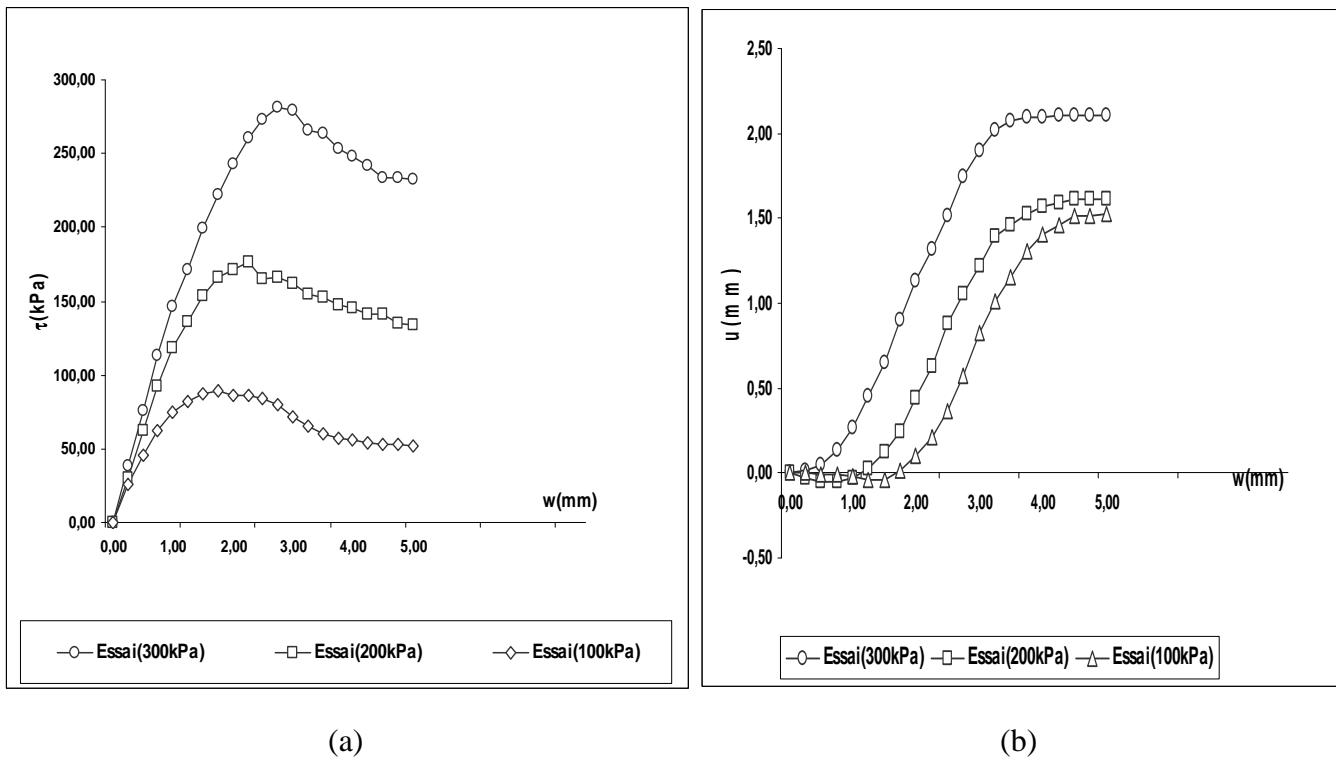


Figure : 3.7- Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface sable-sable, sable de Bou-sâada dense ($I_d = 90\%$)

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

Sable lâche

Des essais ont été réalisés, Trois essais à faible confinement ($\sigma_{no} = 12.30, 35.40, \text{ et } 88.00 \text{ kPa}$) et trois essais à des confinements plus forts ($\sigma_{no} = 100, 200 \text{ et } 300 \text{ kPa}$).

On constate que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 3.25 mm). Ensuite, elle continue à augmenter, mais modérément, sans atteindre de palier (Figure 3.8 a,3.8c).

En ce qui concerne le déplacement normal, (Figure 3.8b), on note que le comportement du sable est contractant au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 1.75 mm) puis il devient dilatant et on ne remarque pas de stabilisation de ce déplacement, même, à la fin de chargement. On constate également que ce déplacement s'accroît avec la contrainte initiale et dans le cas de faible confinement lorsque $\sigma_{no} < 88 \text{ kPa}$ le comportement est dilatant le long de l'essai (Figure 3.8b).

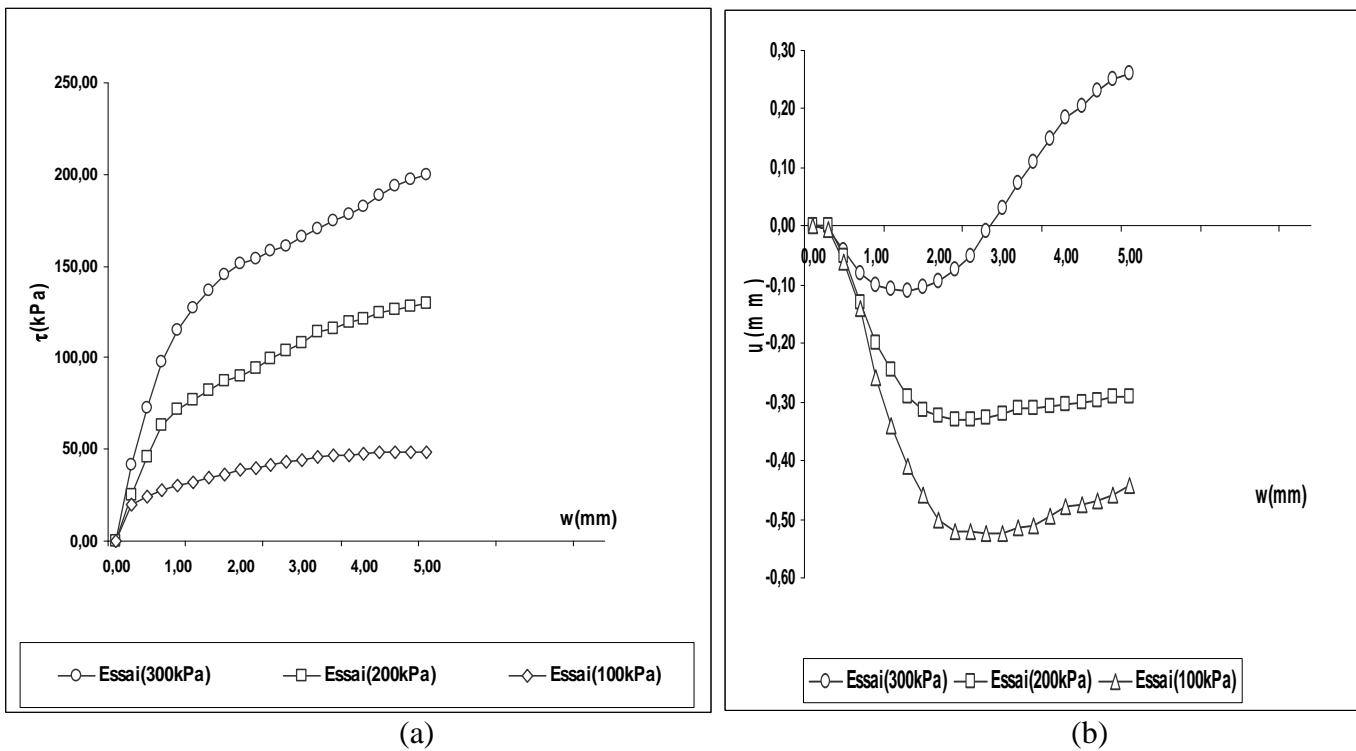
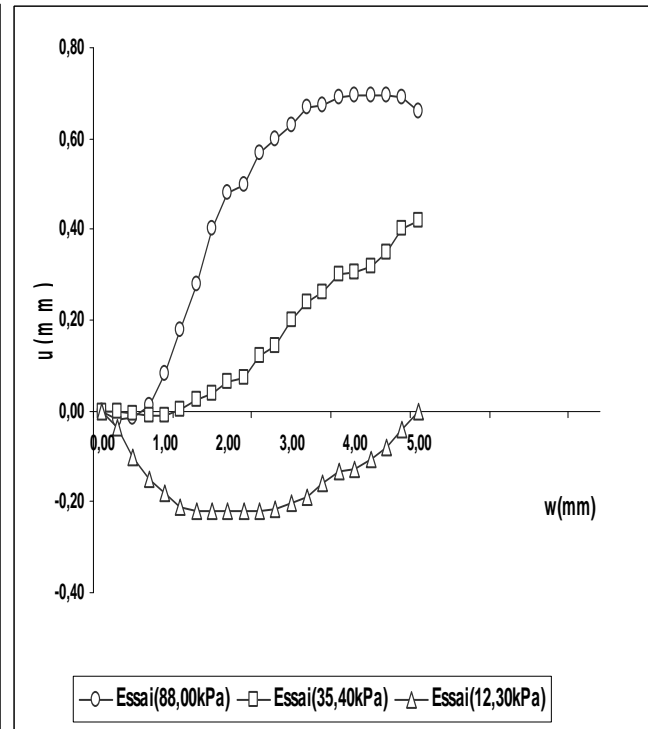
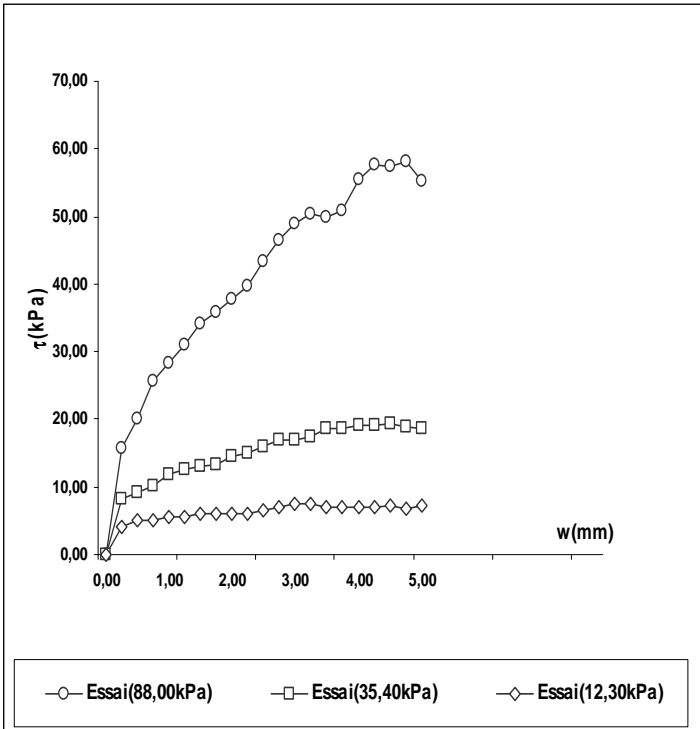


Figure : 3.8 Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface sable-sable, sable de Bou-sâada lâche ($I_d = 15\%$)

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



(c)

(d)

Figure : 3.8 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable sable de Bou-sâada (densité moyenne $\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$)

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

2. Etude des angles de frottement et de dilatance

Afin d'illustrer l'influence des propriétés d'interface et la contrainte de confinement sur angles de frottement et de dilatance, nous avons reporté dans les tableaux 3.1 à 3.2 leur évolution avec la contrainte normale.

Ces angles ont été déterminés à partir de modèle de Mohr-Coulomb non associé. On détermine la valeur de l'angle de frottement (ϕ) par régression linéaire sur les points (σ_n , τ) à la rupture. 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 3.9).

Une analyse de ces figures montre que:

-L'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement, en particulier dans le domaine des faibles contraintes. Les essais sur sable lâche montrent que cet angle diminue de 5° lorsque la contrainte verticale croît de 12.30 à 124 kPa et de 1.5° lorsque la contrainte verticale croît de 100 à 300 kPa.

-Un écart moyen de l'ordre de 9° est noté entre les angles de frottement mesurés avec les surfaces rugueuse et lisse.

-L'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement pour les sables lâches alors qu'il diminue avec l'augmentation du confinement pour les sables denses, cette diminution est de l'ordre de 1° lorsque la contrainte normale croît de 100 à 300 kPa

Essai	Sigma N(kpa)	Acier Rug	Acier lisse	Béton lisse	Sab-sable
lâche	100,00	$\phi=30^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=23^\circ$	$\phi=34^\circ$
	200,00				
	300,00				
dense	100,00	$\phi=39^\circ$	$\phi=23^\circ$	$\phi=29^\circ$	$\phi=41^\circ$
	200,00				
	300,00				
Densité moyenne	88.00	$\phi=28^\circ$	$\phi=22^\circ$	$\phi=25^\circ$	$\phi=29^\circ$
	35.40				
	12.30				

Tableau : 3.1 Evolution de l'angle de frottement ϕ en fonction de la contrainte de confinement σ_n

Essai	Sigma N(kpa)	Acier Rug.	Acier lisse	Béton lisse	Sab-sable
lâche	100,00	$\psi=37^\circ$	$\psi=30^\circ$	$\psi=36^\circ$	$\psi=28^\circ$
	200,00				
	300,00				
dense	100,00	$\psi=25^\circ$	$\psi=20^\circ$	$\psi=25^\circ$	$\psi=31^\circ$
	200,00				
	300,00				
Densité moyenne	12.30	$\psi=24^\circ$	$\psi=34^\circ$	$\psi=35^\circ$	$\psi=23^\circ$
	35.40				
	88.00				

Tableau : 3.2 Evolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σ_o

3. Effet de la rugosité et de la densité initiale

Afin d'illustrer l'influence de la rugosité de l'interface et de la densité initiale du sable sur le comportement mécanique de l'interface, nous avons reporté dans les figures 3.10a à 3.13b les résultats des essais à contrainte normale constante.

Densité initiale

Une analyse de ces résultats montre que le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale. On note que pour un sable dense, le comportement est dilatant avec radoucissement, alors que pour le sable lâche, l'interface est contractant tout au long de chargement sans apparition de pic (Figures 3.10a à 3.11b). Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Yoshirni et kishida (1981) et Boulon (1991).

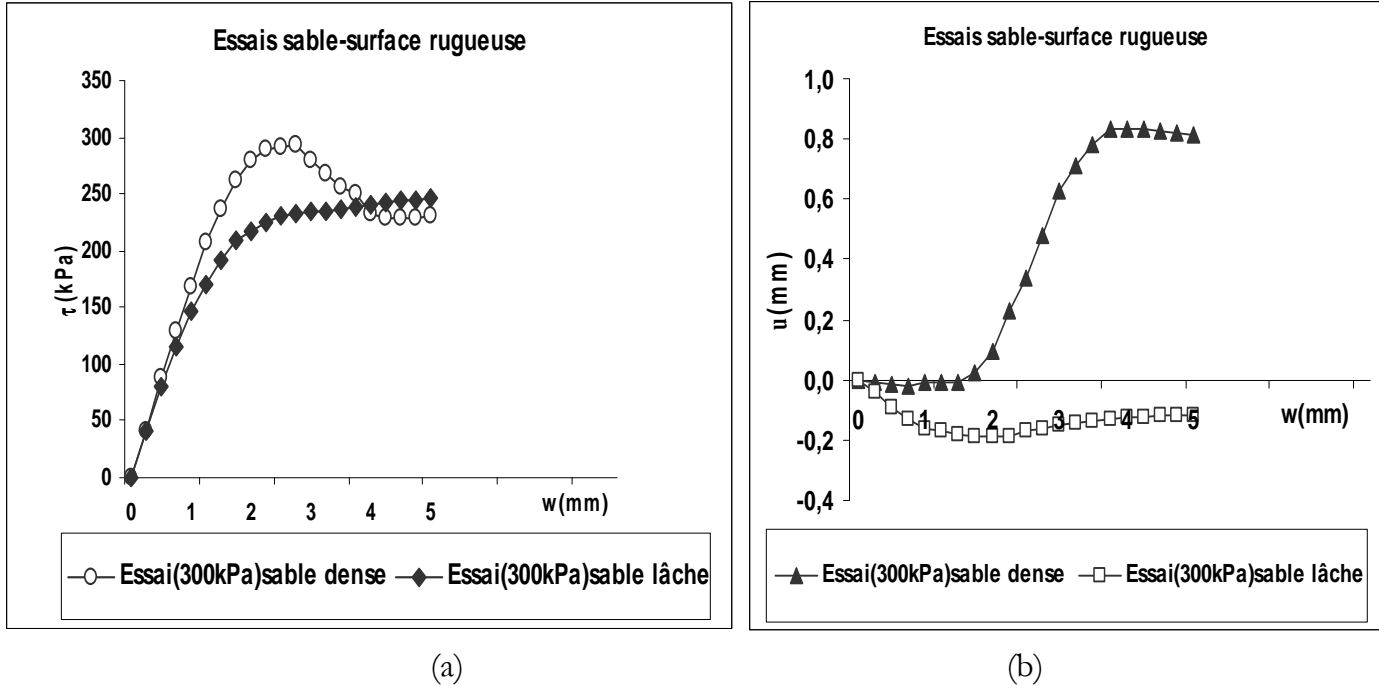


Figure : 3.10- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la densité, sable de Bou-sâada, surface rugueuse

a: Évolution de la contrainte tangentielle

b: Evolution du déplacement normal

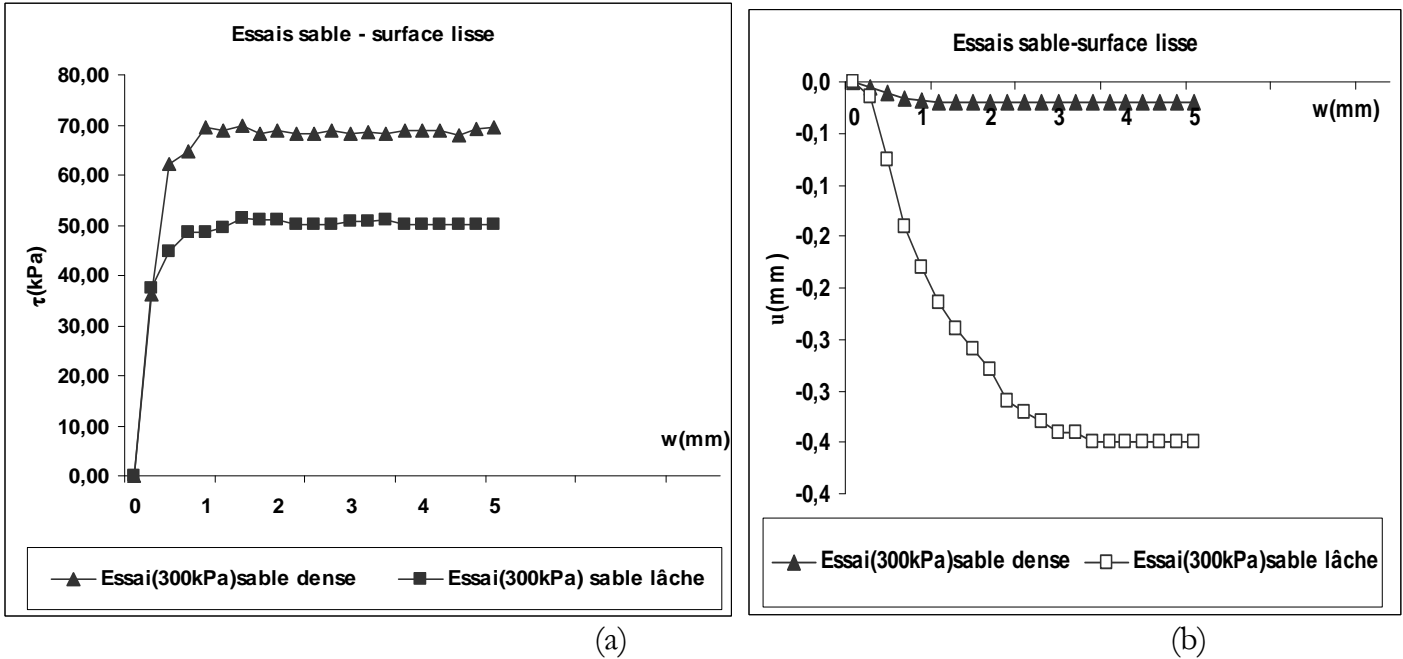


Figure : 3.11- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la densité, sable de Bou-sâada, surface lisse

a: Évolution de la contrainte tangentielle

b: Evolution du déplacement normal

Rugosité

La rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement: avec une surface lisse, on note un comportement de type élastique parfaitement-plastique avec une légère variation du déplacement normal, alors qu'avec une surface rugueuse, on note un écrouissage important accompagné d'une forte variation du déplacement normal (Figures 3.12a à 3.13b).

A titre d'exemple, on illustre dans la Figure 3.14 les résultats obtenus par Kishida et Uesugi (1987) concernant l'influence de la rugosité de l'interface sur son comportement mécanique. On constate que la résistance au cisaillement augmente avec la rugosité. Le principe de mesure de la rugosité d'une surface utilisé par ces auteurs est illustré dans la

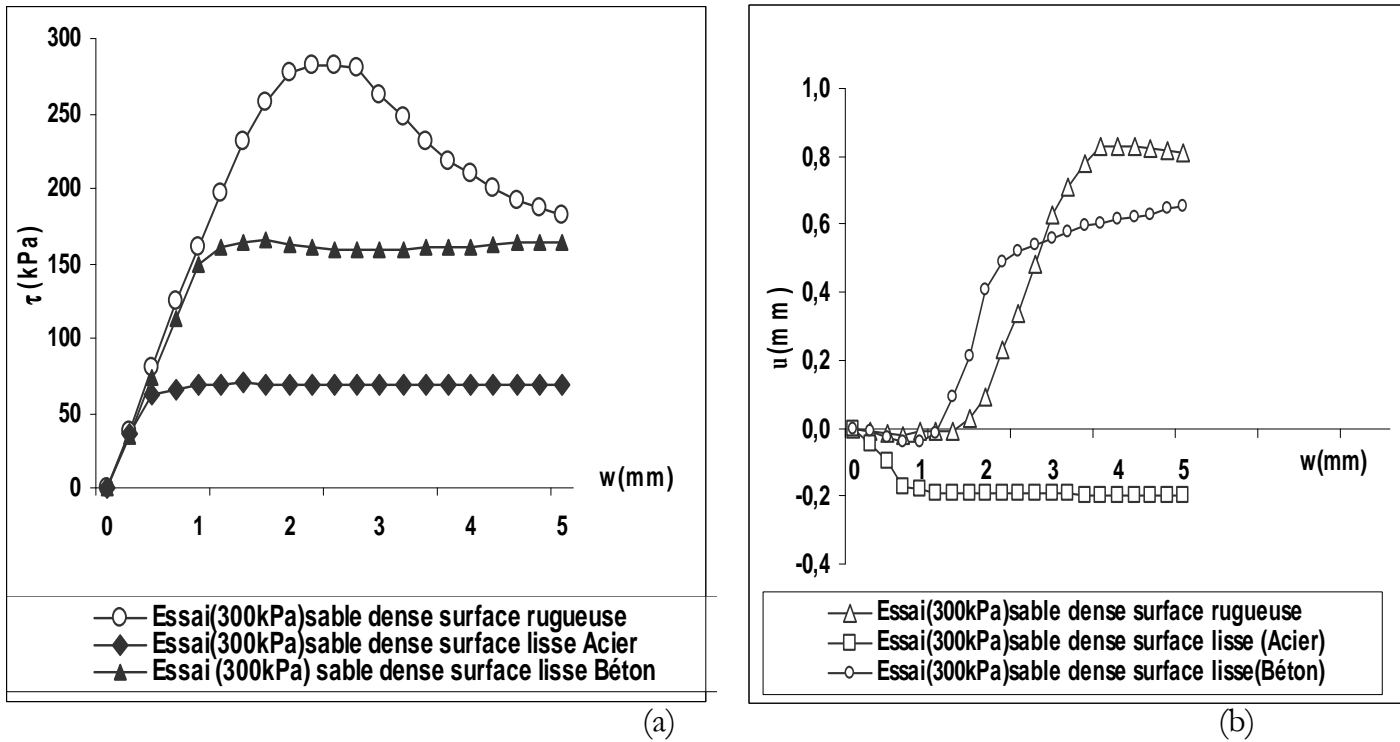


Figure 3.12- Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Effet de la rugosité, sable de Bou-sâda dense (Id= 90%)

a: Evolution de la contrainte tangentielle

b: Evolution du déplacement normal

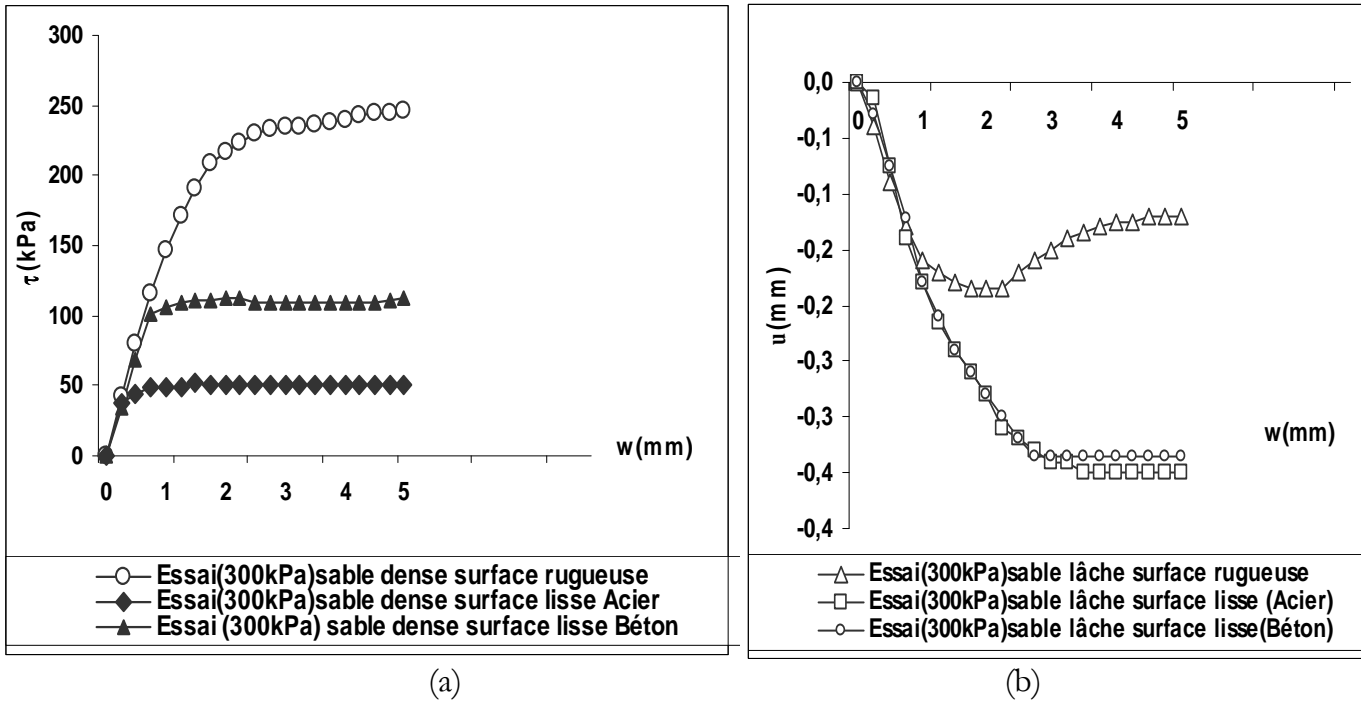


Figure : 3.13 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la rugosité, sable de Bou-sâda lâche ($I_d= 15\%$)

a: Evolution de la contrainte tangentielle

b: Evolution du déplacement normal

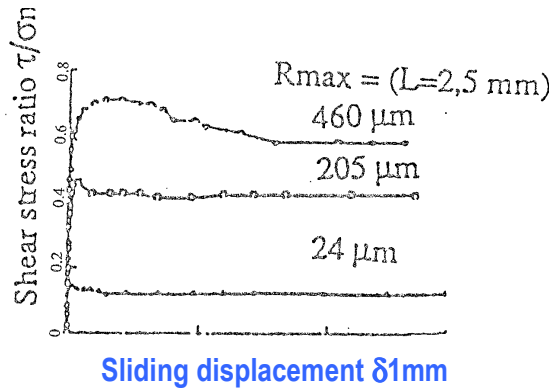


Figure : 3.14- Effet de la rugosité sur le comportement de l'interface. Essais de cisaillement simple. (D'après Kishida & Uesugi, 1987)

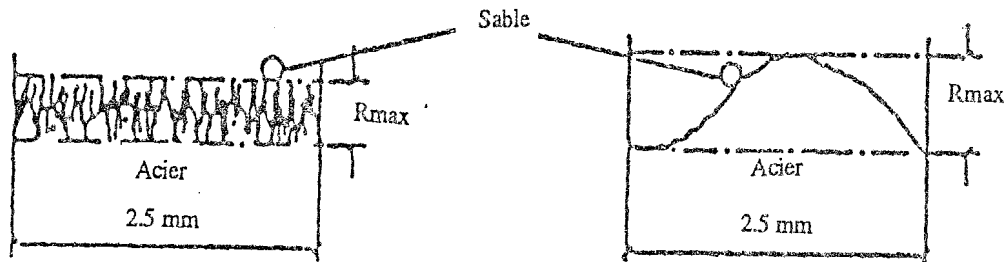


Figure : 3.15- Méthode de mesure de la rugosité d'une surface.(D'après Kishida & Uesugi, 1987)

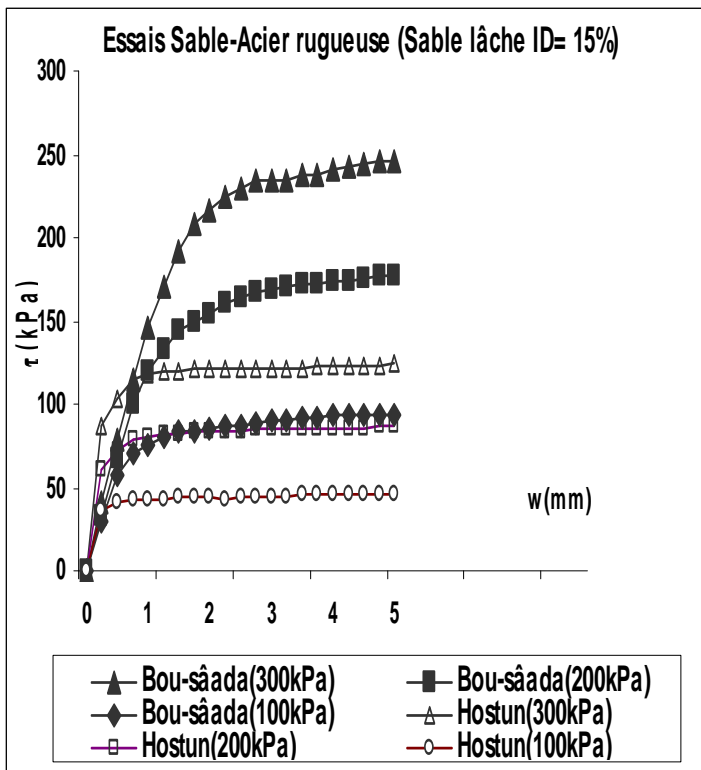
R_{max} (L) est définie par la hauteur relative entre le plus fort et plus faible pic sur une plaque de longueur L

4. ÉTUDE COMPARATIVE AVEC LES RESULTAS DE REZAIIE SUR LE SABLE D'HOSTUN

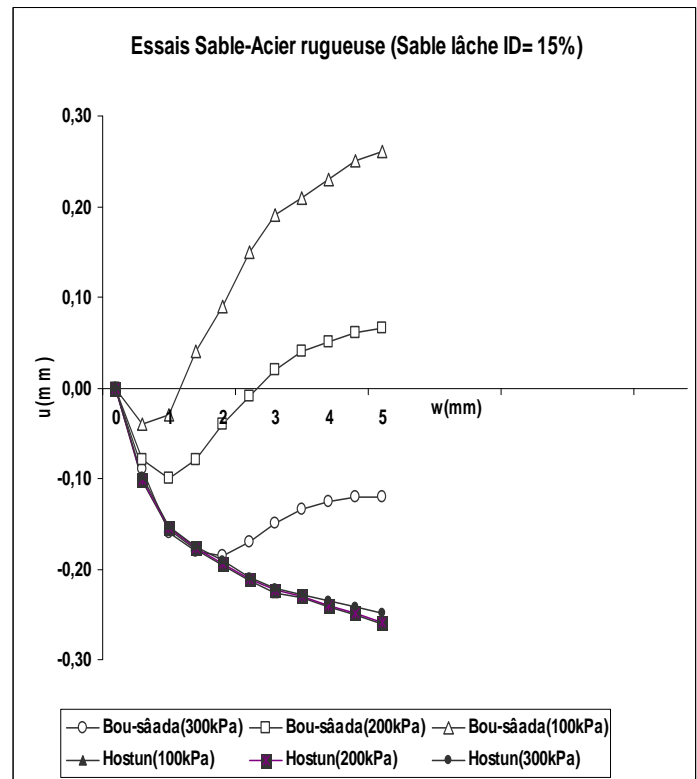
Le sable d'Hostun est un sable quartzeux, homogène avec des grains lisses, solides et résistants à la rupture alors que le sable de Bou-sâada est un sable avec des grains anguleux, homogènes et par conséquent forte et plus résistant à la rupture. La figure 3.16 illustre une comparaison entre les résultats obtenus avec ces deux sables.

Une analyse de ces résultats montre que la résistance au cisaillement avec le sable de Bou-sâada est, dans l'ensemble, plus forte que celle mesurée avec le sable d'Hostun.

En ce qui concerne le déplacement normal, l'interface avec le sable de Bou-sâada a un comportement qui est, dans l'ensemble, montre une phase de contractante puis devient dilatant, alors que le sable d'Hostun montre une phase contractante plus prononcée dans le cas d'une densité faible. Le déplacement contractant obtenu avec le sable de Bou-sâada est, dans l'ensemble, plus faible que celui mesuré avec le sable d'Hostun.



(a)



(b)

Figure : 3.16- Essais de cisaillement à contrainte normale constante
Sables d'HOSTUN et CARBONATE dense Surface rugueuse
a : Evolution de la contrainte tangentielle b : Evolution du déplacement normal

CHAPITRE IV

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE

CHAPITRE IV

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

Ce chapitre porte sur la présentation du modèle MODJOIN, développé dans le laboratoire du mécanique de Lille, La méthode de détermination des paramètres du modèle ainsi que l'étude de la sensibilité du modèle à ces paramètres sont également présentes .Le modèle est en fin testé sur des essais d'interface monotones réalisés sur le sable de Bou-sâada avec deux types de surface: lisse et rugueuse.

1. Présentation du modèle MODJOIN

Le modèle d'interface Modjoin (Bencheikh, 1991; Shahrour et Bencheikh. 1992) est basé sur l'élastoplasticité. Selon cette théorie, l'incrément de déplacement relatif entre deux corps est décomposé en une contribution élastique $d\boldsymbol{\varepsilon}^e$ et une contribution plastique $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$:

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^e + d\boldsymbol{\varepsilon}^p$$

1.1 Comportement élastique

Le comportement élastique est décrit sous la forme:

$$d\boldsymbol{\sigma}_n = k d\boldsymbol{\varepsilon}_n^e$$

$$d\boldsymbol{\tau} = G d\boldsymbol{\varepsilon}_e^t$$

\mathbf{K} et \mathbf{G} sont respectivement les modules normal et de cisaillement. Ces deux modules varient en fonction de la contrainte normale appliquée selon les relations suivantes

$$k = k_0 \left[\frac{\sigma_n}{P_a} \right]^{0.5}$$

$$G = G_0 \left[\frac{\sigma_n}{P_a} \right]^{0.5}$$

K_0 et G_0 sont des paramètres du modèle et P_a est une pression de référence.

1.2 Partie plastique

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

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

Avec

$$C = c \cdot \cot \phi$$

$$M_f = \tan \phi$$

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

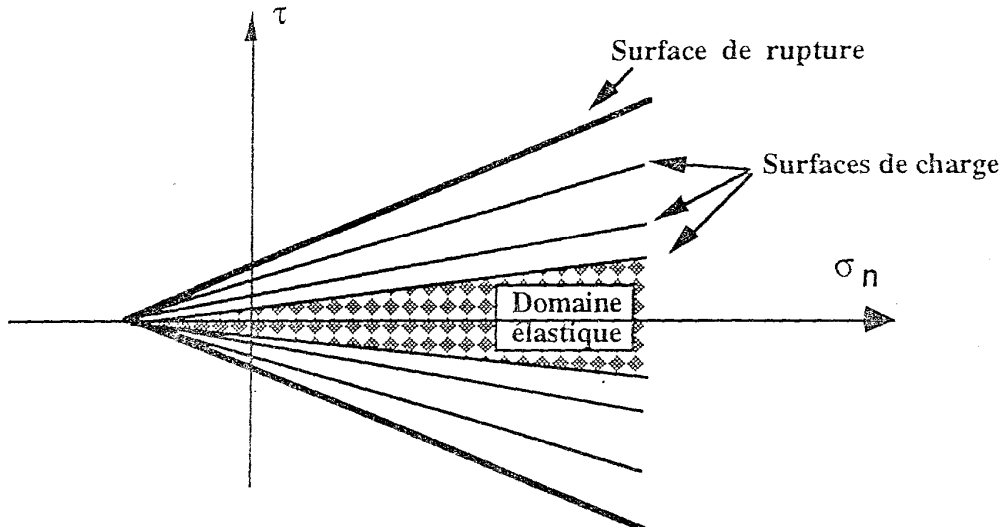


Figure : 4.10 - Forme des surfaces de charge et de rupture

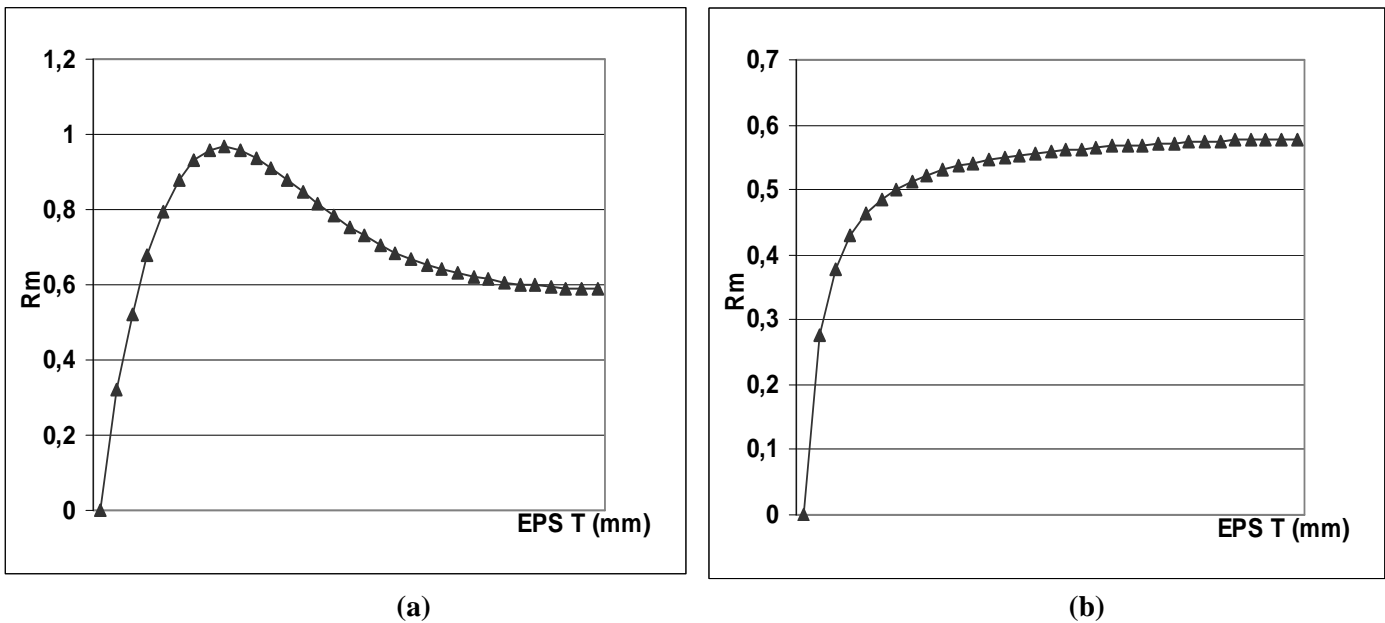


Figure : 4.11 - Evolution de la fonction d'écroissage R_m en fonction de ϵt^p
 a - Sable dense
 b - Sable lâche

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

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

Où R_m est une fonction d'écroissage.

La figure 4.10 illustre la surface de charge et la surface de rupture.

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

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

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

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

La figure 4.11 montre l'allure de la fonction d'écrouissage pour un sable dense et un sable lâche.

1.3 Règle d'écoulement

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

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}$$

Où λ est le multiplicateur de plasticité.

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

$$\tau = M_g \sigma_n$$

Avec

$$M_g = t g \psi$$

Où ψ est un nouveau paramètre du modèle.

La figure 4.12 montre en évidence la position de cette droite par rapport à la surface de rupture.

Le gradient du potentiel retenu est de la forme:

$$\frac{\partial g}{\partial \tau} = 1$$

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

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

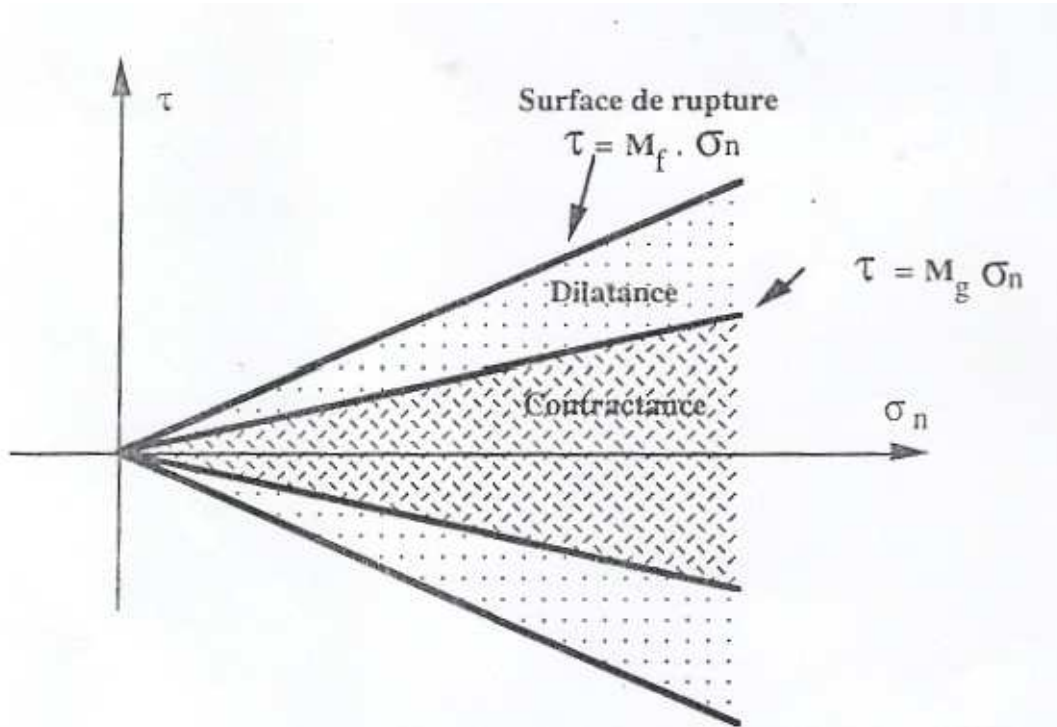


Figure : 4.12 - Forme de la droite caractéristique

2. Détermination des paramètres

2.1 Paramètres élastiques K_0 et G_0

Le module de cisaillement G représente la pente initiale de la courbe (τ, ϵ_t) . A 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 $\left[G_i, \left(\frac{\sigma_{ni}}{P_a} \right)^{0.5} \right]$ pour déterminer la valeur de G_0 (Figure 4.13).

La détermination de K_0 nécessite des essais de compression sur les interfaces ou éventuellement déterminé par calage sur des essais à déplacement normal bloqué. Or, on ne dispose pas de résultats expérimentaux sur ce type d'essais. Ce paramètre a été fixé arbitrairement ($K_0 = 2 G_0$).

2.2 Paramètres plastiques

Les paramètres ϕ et c

On détermine l'angle de frottement et la cohésion par régression linéaire sur les points (σ_n, τ) à la rupture (Figure 4.15).

Les paramètres α et β

On détermine α à partir de la contrainte de cisaillement au pic (τ_{pic}) et de la contrainte de cisaillement limite (τ_{lim}) (Figure 4.16). Son expression est donnée par:

$$\alpha = \frac{\tau_{lim}}{\tau_{pic}}$$

Une valeur approchée du paramètre β peut être déterminée à partir de la condition de continuité de la courbe contrainte - déformation entre la phase élastique et la phase élastoplastique. En supposant que cette courbe évolue de la même façon que la fonction d'écroissage, on a:

$$\left(\frac{d\tau}{d\varepsilon_t^p} \right)_{\varepsilon_t^p=0} = \sigma_n \operatorname{tg}\phi \left(\frac{dR_m}{d\varepsilon_t^p} \right)_{\varepsilon_t^p=0}$$

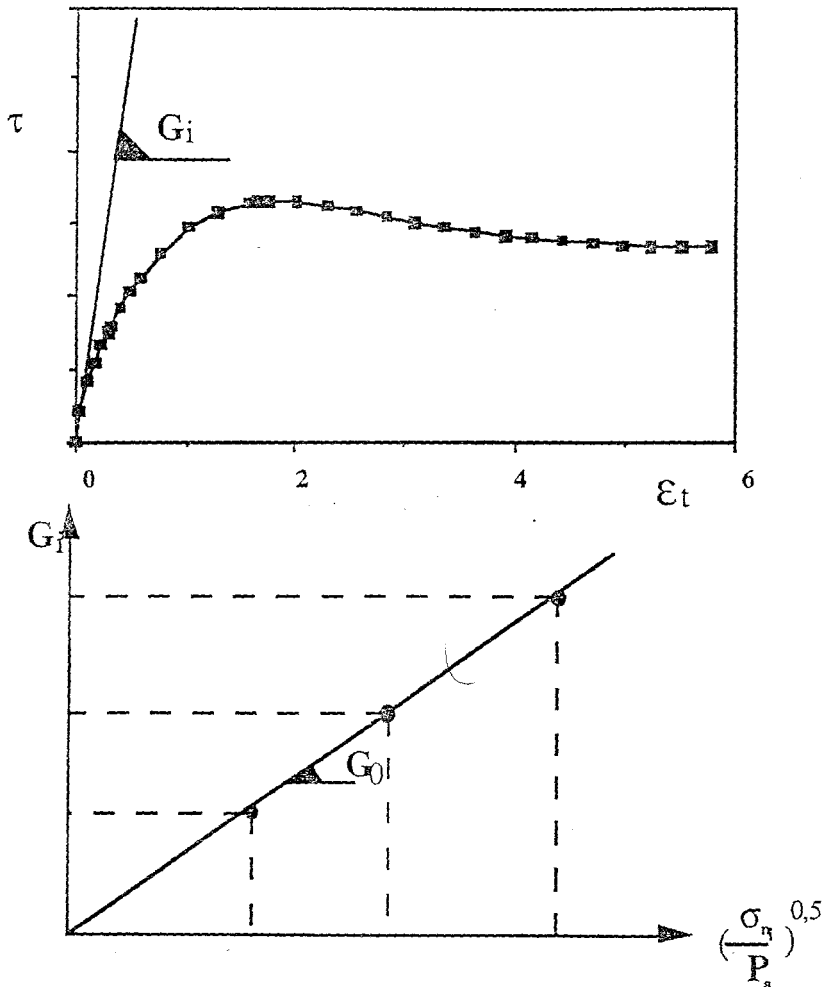
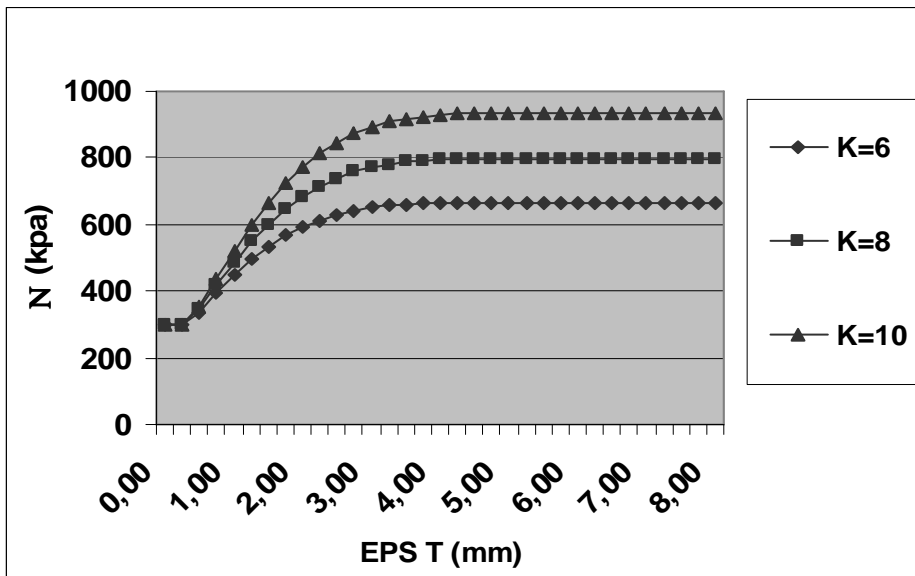
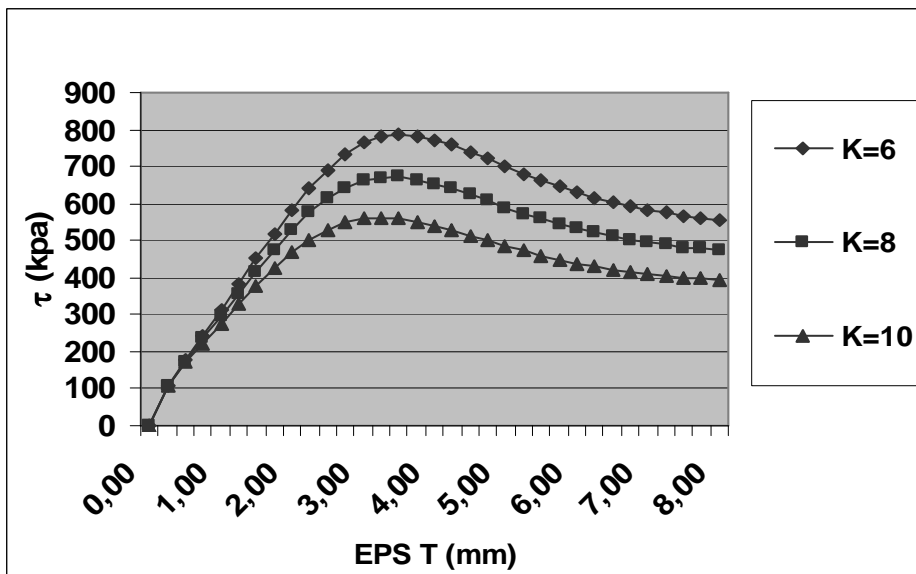


Figure : 4.13- détermination de G_0



(a)



(b)

Figure : 4.14- Effet du paramètre K_0 (sable dense)
 chemin à déplacement normal bloqué
 a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

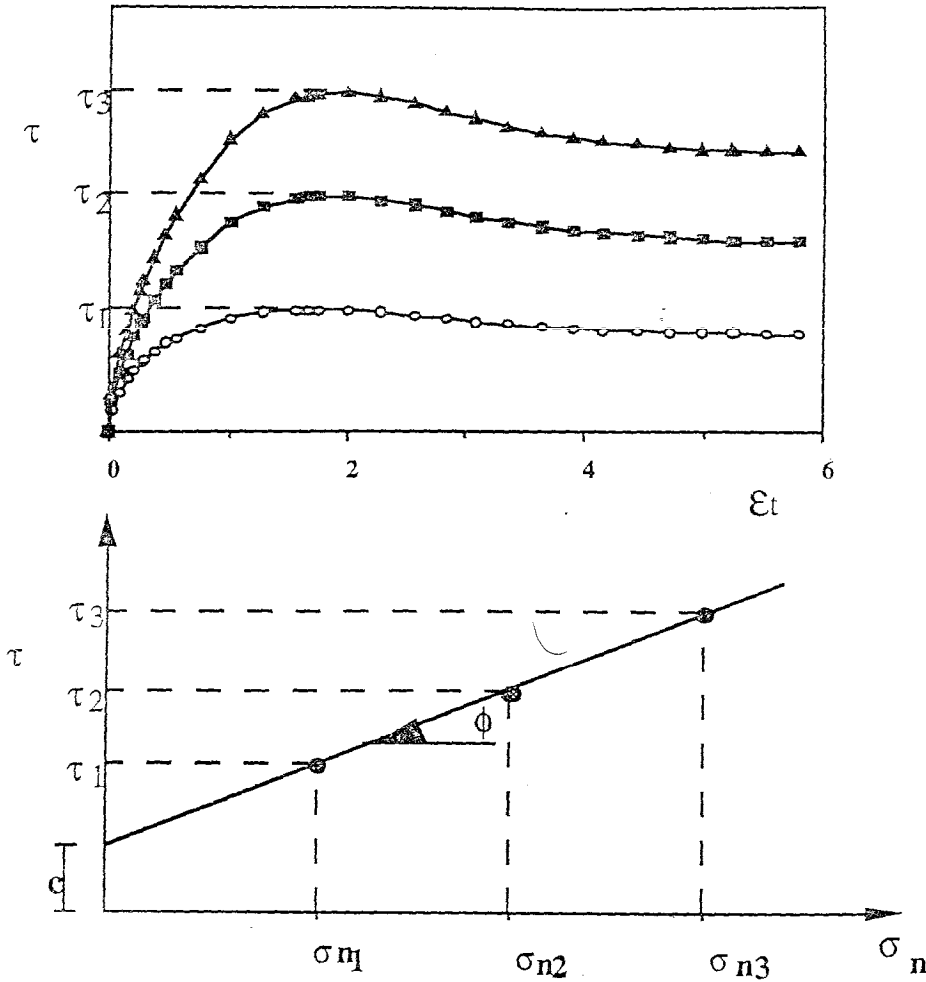


Figure : 4.15 - Détermination des paramètres ϕ et c

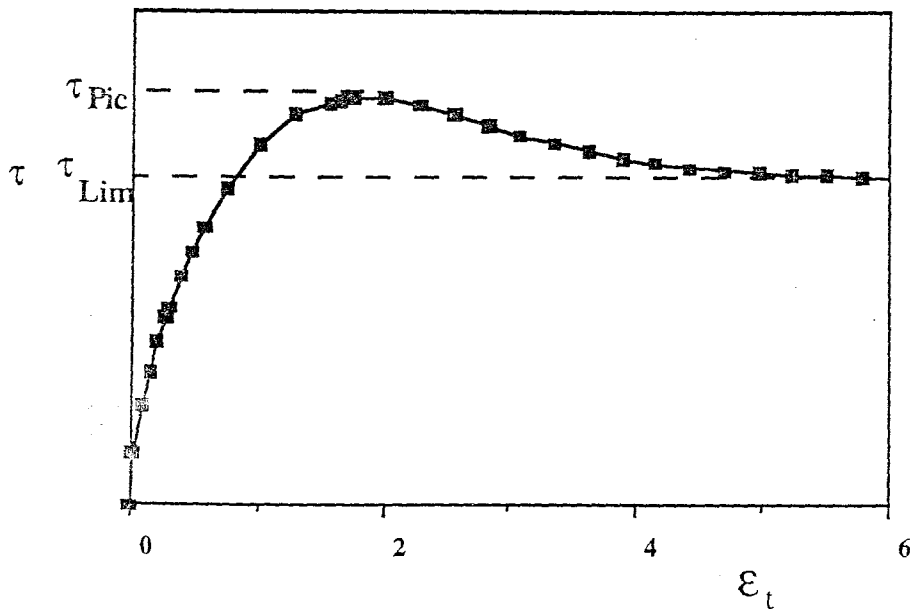


Figure : 4.16 - Détermination du paramètre α

En remplaçant les deux termes par leurs valeurs, on obtient:

$$\left. \frac{dR_m}{d\epsilon_t^p} \right)_{\epsilon_t^p=0} = \frac{\alpha}{\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{Pa} \right)} = \frac{G_o}{\sigma_{no} \operatorname{tg}\phi}$$

Où G_o est la valeur du module de cisaillement.

Cette valeur peut être ensuite améliorée par calage sur la courbe expérimentale.

L'influence du paramètre α sur la simulation d'un essai à contrainte normale constante est illustrée dans la figure 4.17. On constate qu'un accroissement de ce paramètre affecte essentiellement la valeur de la contrainte de cisaillement au pic.

La figure 4.18 montre l'influence du paramètre β sur la simulation d'un essai à contrainte normale constante. On note que ce paramètre influence la raideur de la phase prépic. Celle-ci décroît avec l'augmentation de β .

Les paramètres A et B

Les paramètres **A** et **B** sont déterminés à partir des courbes de cisaillement en considérant qu'au pic ($\epsilon_t^p = \gamma$) $R_m = 1$ et $R_m = 0$. En dérivant R_m par rapport à ϵ^p et en vérifiant la condition précédente, on obtient

$$\left\{ \begin{array}{l} B = \frac{2}{\gamma} + \frac{\alpha\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{Pa} \right)}{\left[\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{Pa} \right) + \gamma \right]^2 \left[1 - \frac{\alpha\gamma}{\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{Pa} \right) + \gamma} \right]} \\ A = \frac{\alpha\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{Pa} \right) e^{B\gamma}}{(B\gamma - 2)\gamma \left[\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{Pa} \right) + \gamma \right]^2} \end{array} \right.$$

γ est la valeur du déplacement relatif tangentiel au pic.

L'influence du paramètre **A** sur la simulation d'un essai à contrainte normale constante est illustré:, dans la figure 4.19. On note que son augmentation provoque un accroissement de la contrainte de cisaillement au niveau du pic. Ceci affecte l'évolution du déplacement normal Par une amplification du domaine de dilatance.

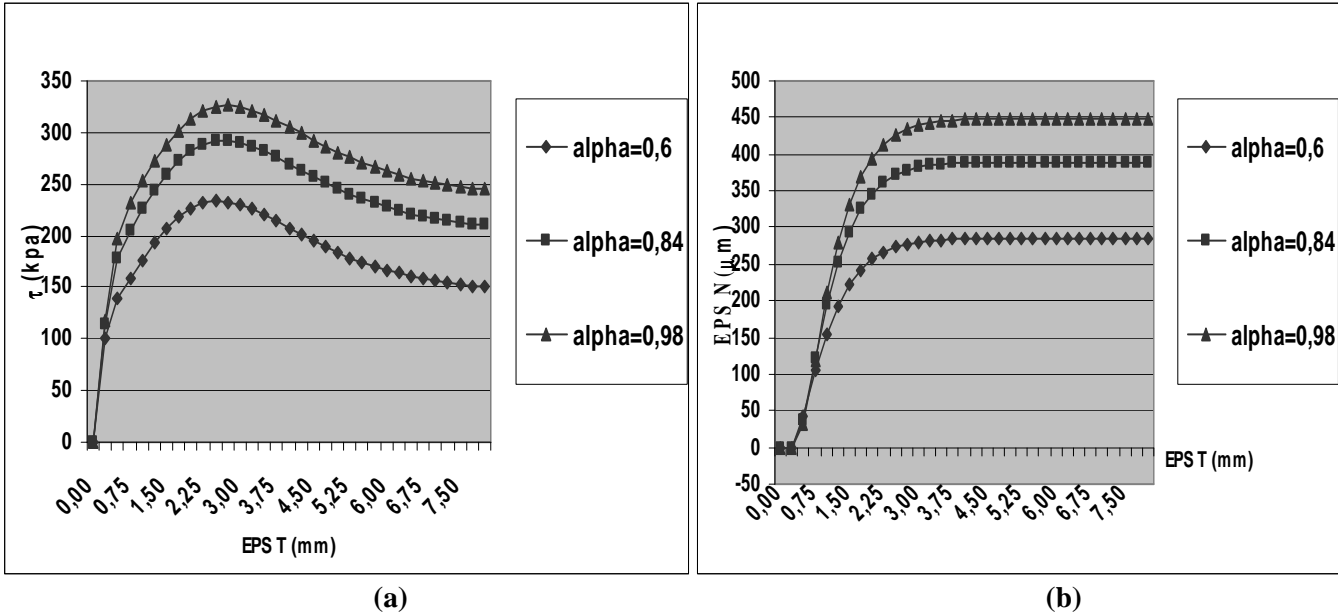


Figure : 4.17- Effet du paramètre α chemin à contrainte normale constante
 a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

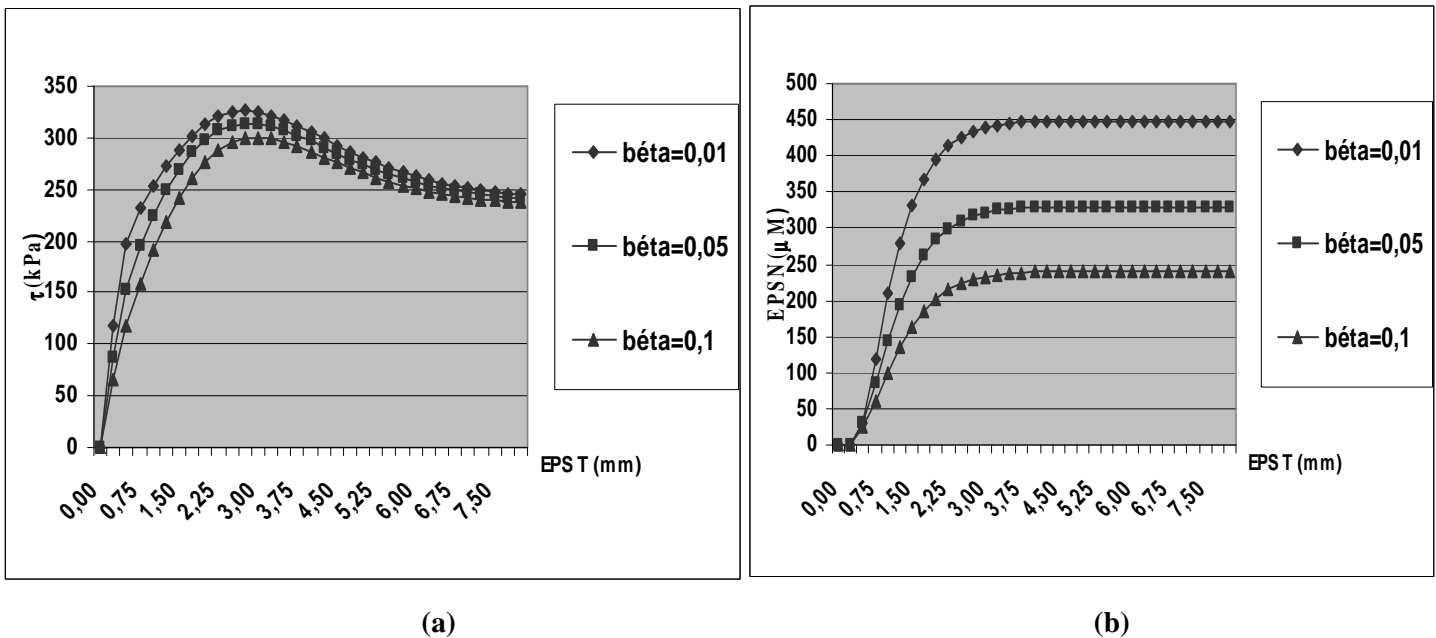


Figure : 4.18 Effet du paramètre β chemin à contrainte normale constante
 a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

La figure 4.20 montre l'influence du paramètre B sur la simulation d'un essai à contrainte normale constante. On constate que ce paramètre affecte la phase post-pic. En effet, son augmentation réduit le taux du radoucissement et diminue le niveau du déplacement relatif tangentiel correspondant au pic.

Les paramètres ψ et ag .

Le paramètre ψ est déterminé par régression linéaire sur les points (σ_n, τ) correspondant au changement de phase (contractant - dilatant), c'est à dire les points pour les quels $\epsilon_n = 0$ (Figure 4.21).

Le paramètre ag est déterminé par calage sur les courbes expérimentales. La figure 4.22 montre l'influence de ce paramètre sur la simulation d'un essai à contrainte normale constante. On note qu'il influence essentiellement la partie post-pic de la courbe d'évolution de la contrainte normale. Son accroissement accélère la stabilisation du déplacement normal.

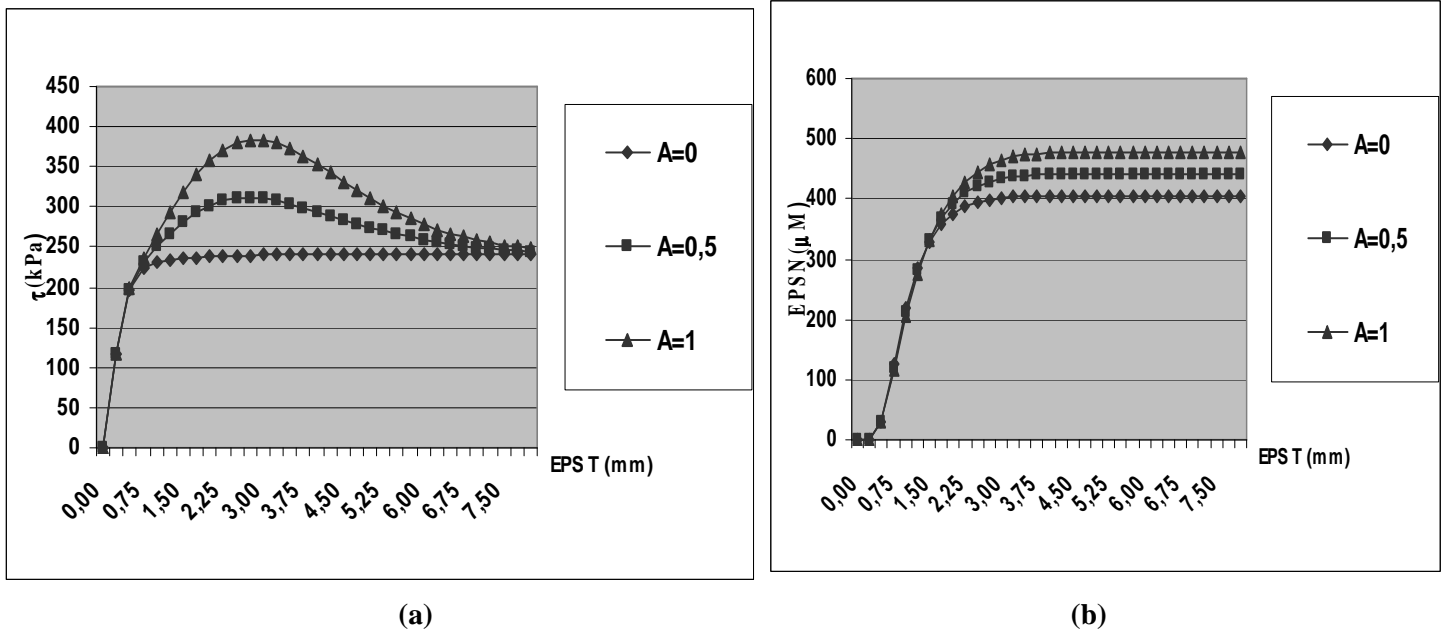


Figure : 4.19- Effet du paramètre A
chemin à contrainte normale constante
a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

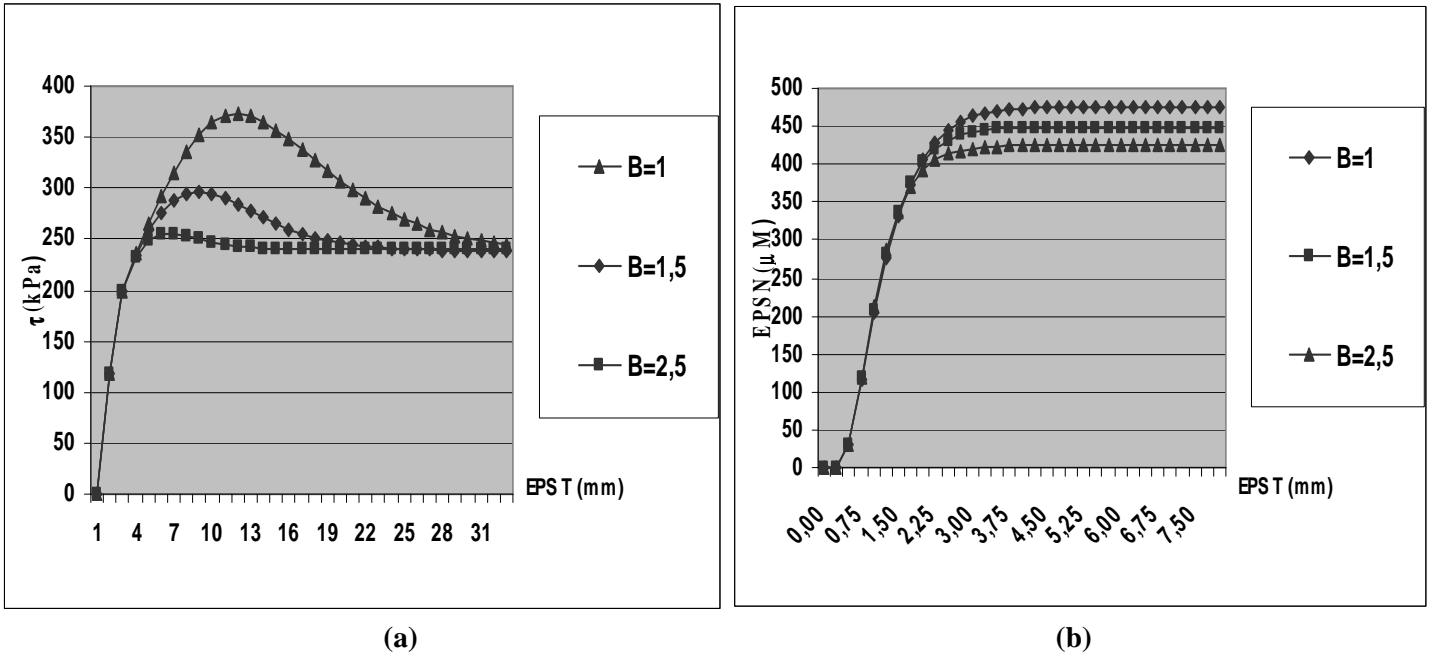


Figure : 4.20- Effet du paramètre B
 chemin à contrainte normale constante
 a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

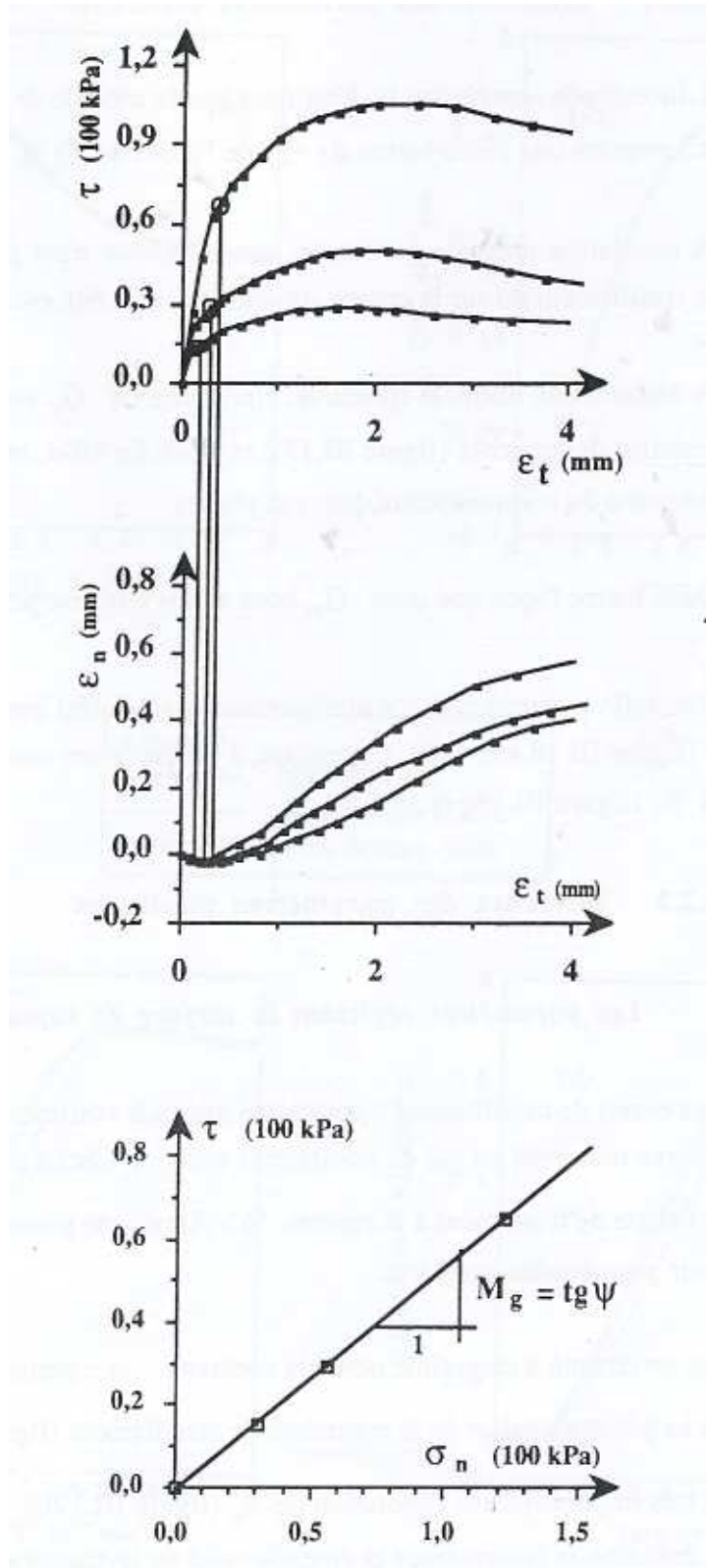
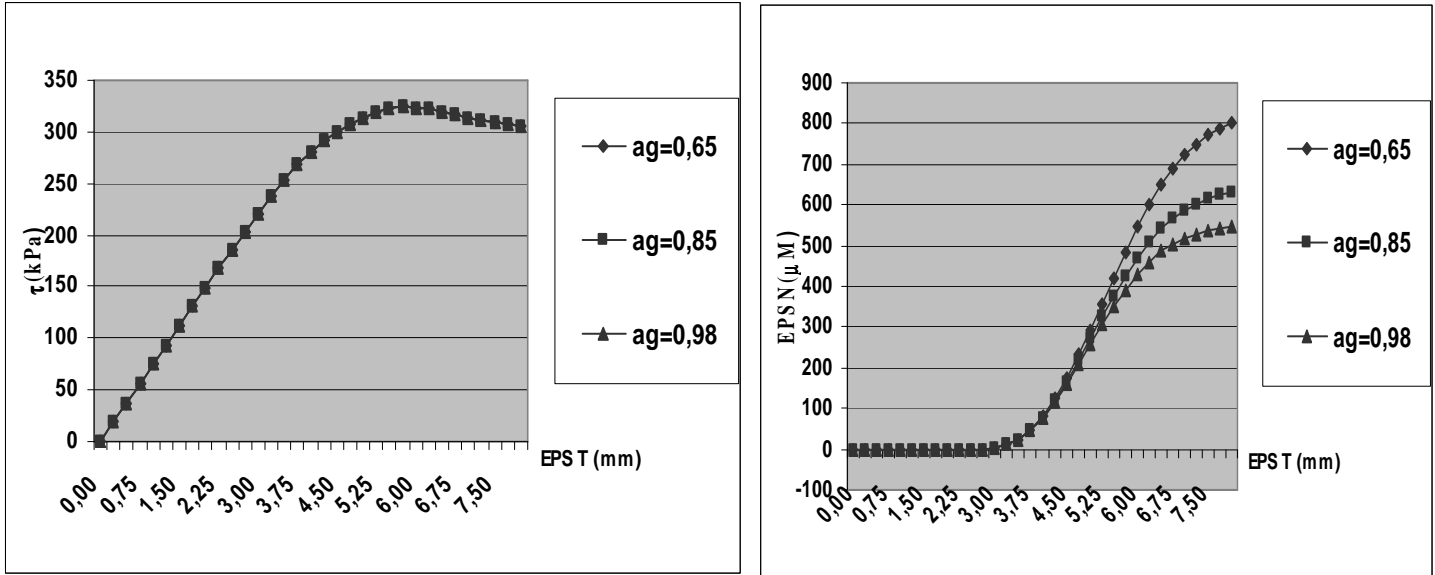


Figure : 4.21 - Détermination du paramètre ψ



(a)

(b)

Figure : 4.22- Effet du paramètre a_g (sable dense)
chemin à contrainte normale constante

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

3. Simulation des essais d'interface

Dans cette section, nous présentons l'utilisation du modèle Modjoin pour la simulation des essais réalisés avec du sable de Bou-sâada. L'organigramme que nous allons suivre pour la reproduction des essais est présenté dans l'annexe B.

Les paramètres du modèle ont été déterminés d'après la méthodologie présentée dans la section précédente. Les jeux de paramètres trouvés sont donnés dans le tableau 4.1. Nous allons, ci-après, présenter la reproduction des essais d'identification.

3.1 Sable dense

Surface Acier rugueuse

Les figures 4.23a et 4.23b montrent les résultats de simulation des 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 produit pas la phase de contractance observée en fin d'essai surtout quantitativement.

Surface Acier lisse

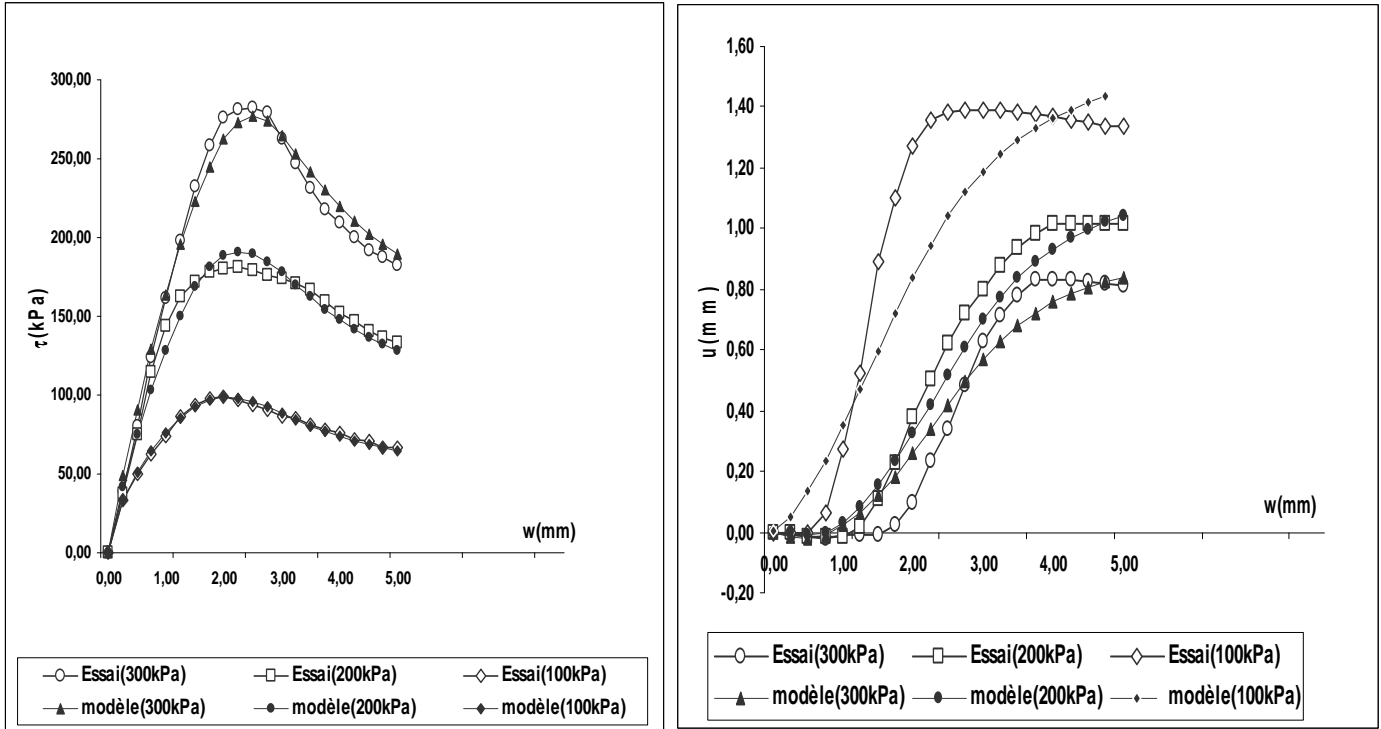
Nous avons reproduit les essais utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (Figures 4.24a et 4.24b). On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement, pour le déplacement normal, on remarque que les prédictions du modèle sont sensibles à la contrainte normale initiale, ce qui induit un écart entre courbes expérimentales et de simulation.

	ACIER RUG.90%	ACIER RUG.15%	ACIER LISSE 90%	ACIER LISSE 15%	BETON LISSE 90%	BETON LISSE 15%
Ko(100kPa/mm)	4,00	4,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Go(100kPa/mm)	2,00	2,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\phi(^{\circ})$	39°	30°	23°	20°	29°	23°
α	0,75	0,85	0,50	0,50	1,20	0,90
$\beta=$	0,10	0,010	0,10	0,010	0,01	0,010
C	0	0	0	0	0	0
A=	1,60	0,70	0	0	0	0
B=	1,30	0,80	0	0	0	0
ag=	0,50	0,85	0,75	0,85	0,45	0,75
Ro=	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$\psi(^{\circ})$	25°	37°	20°	30°	25°	36°

Figure : 4.1- Paramètres du modèle monotone déterminés à partir des essais à $\sigma_n=Cste$

Surface Béton lisse

Les figures 4.25a et 4.25b montrent les résultats de simulation des 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 et pour cela on peut dire que la surface du béton représente une certaine rugosité. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, le modèle décrit correctement la première partie de l'essai, mais, il ne produit pas la phase de contractance observée en fin d'essai surtout quantitativement.



(a) (b)
Figure : 4.23- Simulation des essais à contrainte normale constante
Sable de Bou-sâada dense ($I_d = 90\%$), surface rugueuse Acier
a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

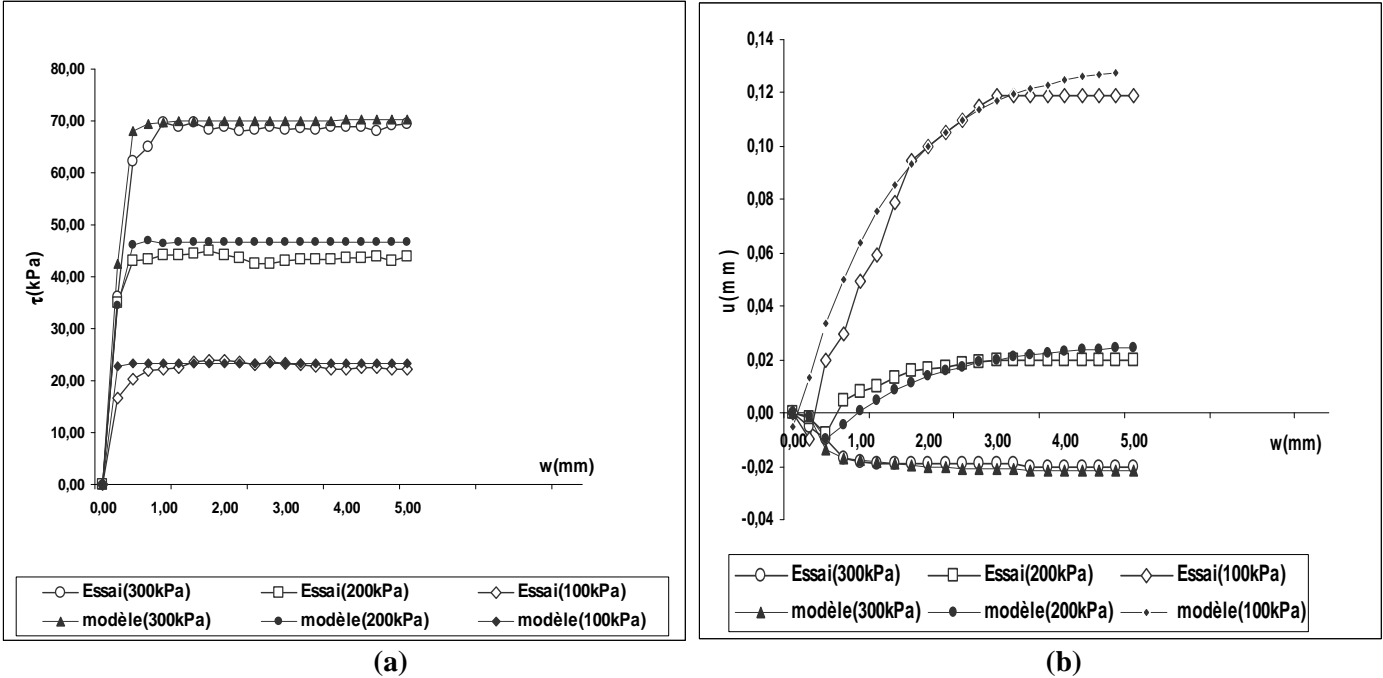


Figure : 4.24- Simulation des essais à contrainte normale constante
Sable de Bou-sâada dense ($I_d = 90\%$), surface lisse Acier

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

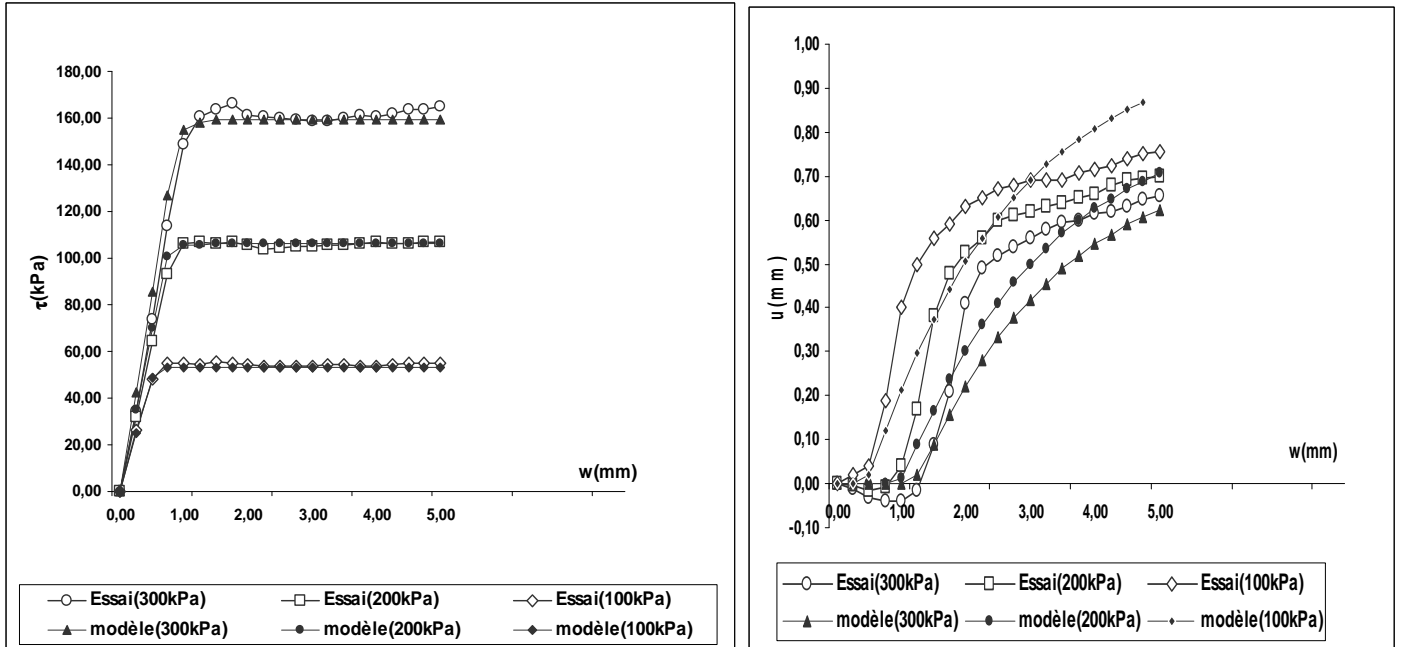


Figure : 4.25- Simulation des essais à contrainte normale constante
Sable de Bou-sâada dense ($I_d = 90\%$), surface lisse Béton

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

3.2 Sable lâche

Surface rugueuse Acier

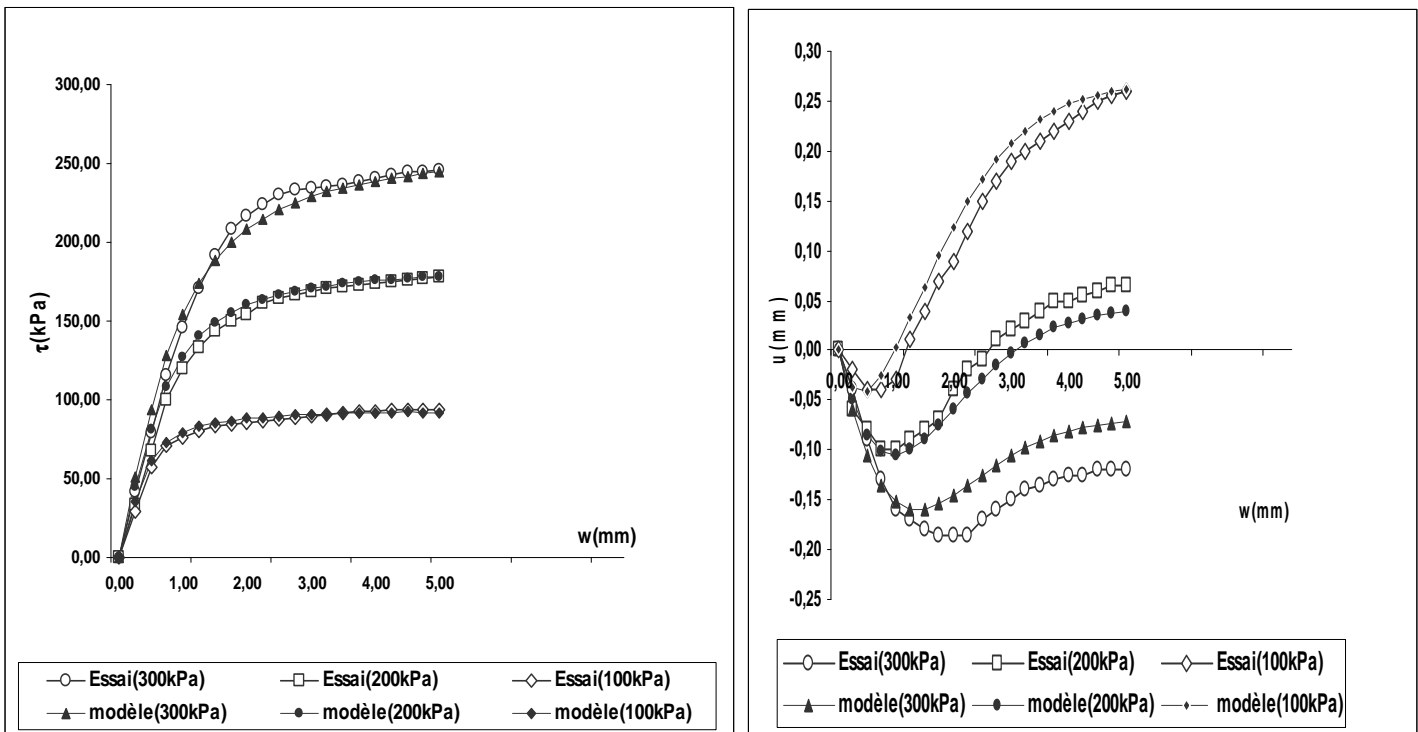
Nous avons reproduit les essais utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (Figures 4.26a et 4.26b). On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on note que le modèle reproduit bien les essais.

Surface lisse Acier

Les figures 4.27a et 4.27b montrent la simulation des essais utilisés pour déterminer les paramètres du modèle. 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 bien ces essais en particulier celui réalisé avec 200 et 300 kPa.

Surface lisse Béton

Les figures 4.28a et 4.28b montrent la simulation des essais utilisés pour déterminer les paramètres du modèle. 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 partie des essais puis l'écart entre les essais et le modèle devient remarquable surtout la partie centrale des courbes ou on remarque que le modèle donne des valeurs plus important, et on remarque qu'en fin les deux courbe se converge vers les même valeurs en particulier pour l'essai réalisé avec 200kPa.

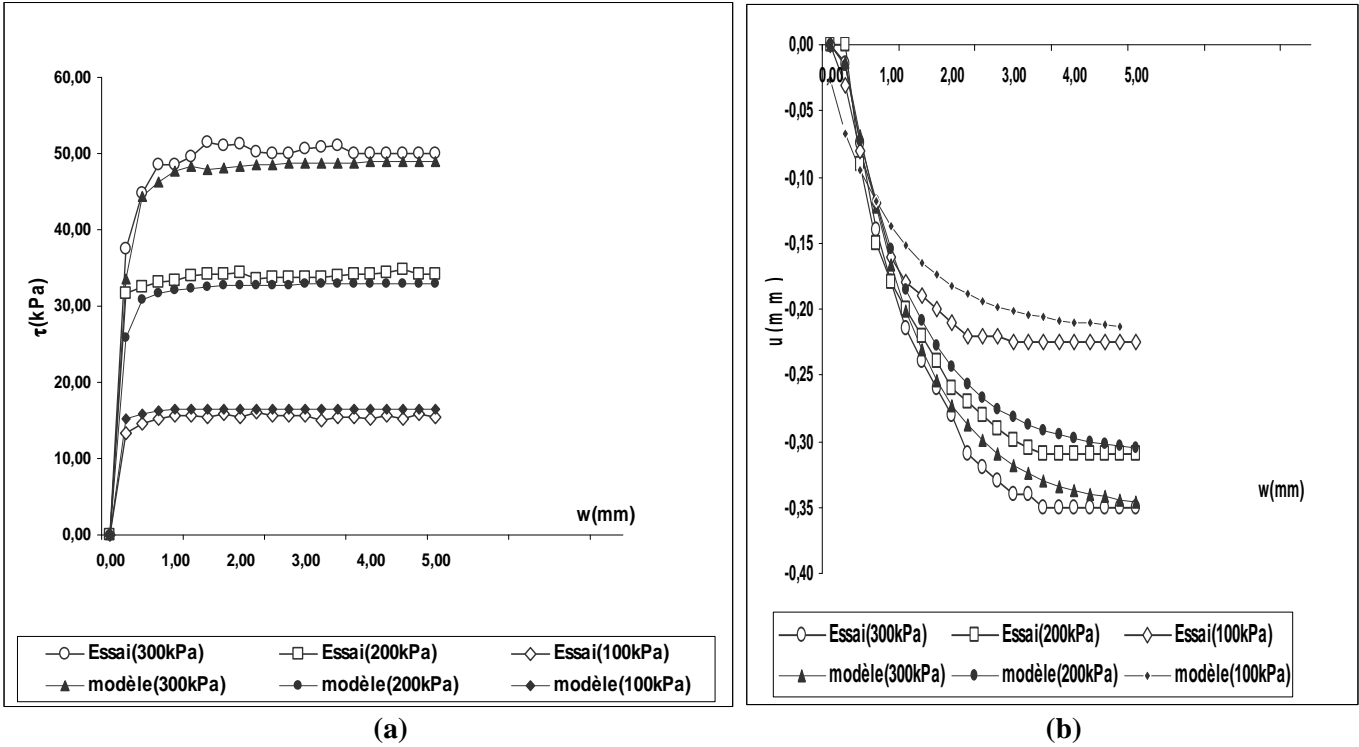


(a)

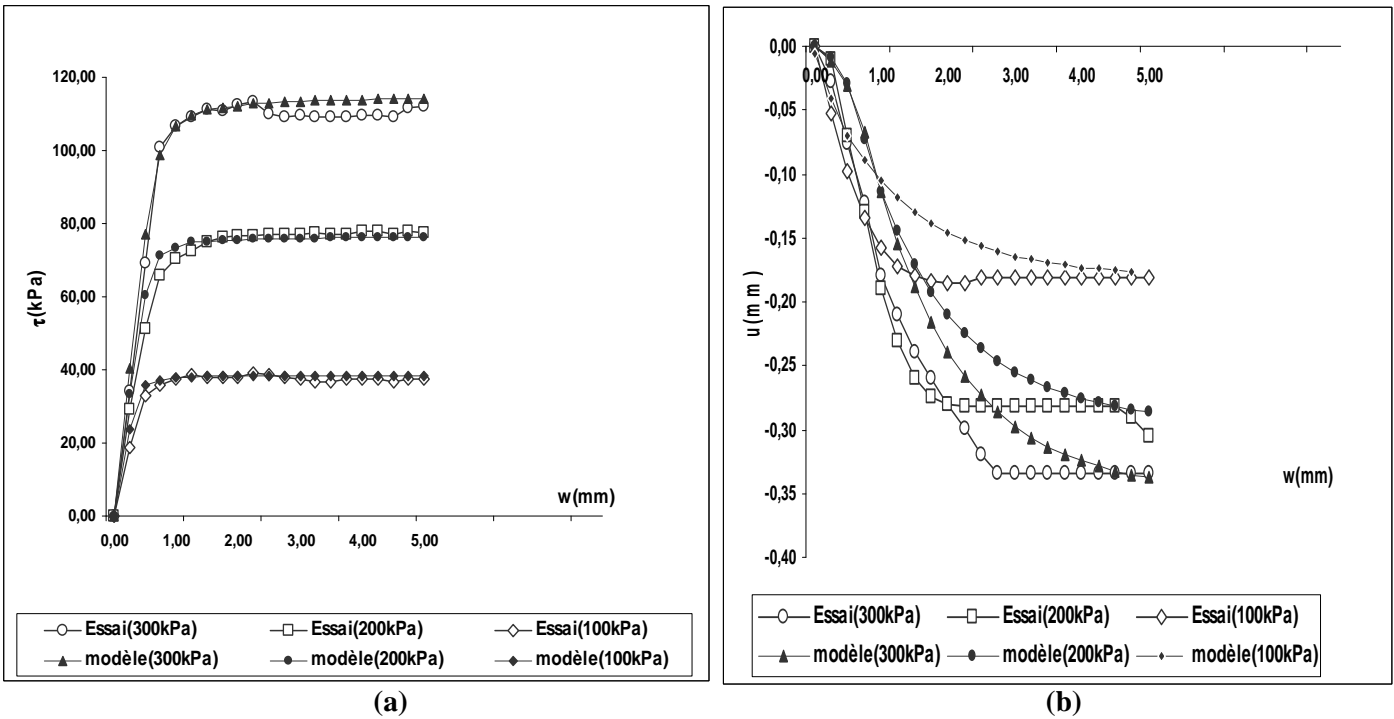
(b)

Figure : 4.26- Simulation des essais à contrainte normale constante
Sable de Bou-sâada lâche ($I_d= 15\%$), surface Rugueuse

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



(a) (b)
 Figure : 4.27- Simulation des essais à contrainte normale constante
 Sable de Bou-sâada lâche ($I_d= 15\%$), surface lisse(Acier)
 a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal



(a) (b)
 Figure : 4.28- Simulation des essais à contrainte normale constante
 Sable de Bou-sâada lâche ($I_d= 15\%$), surface lisse Béton
 a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

3.3 Sable à densité moyenne

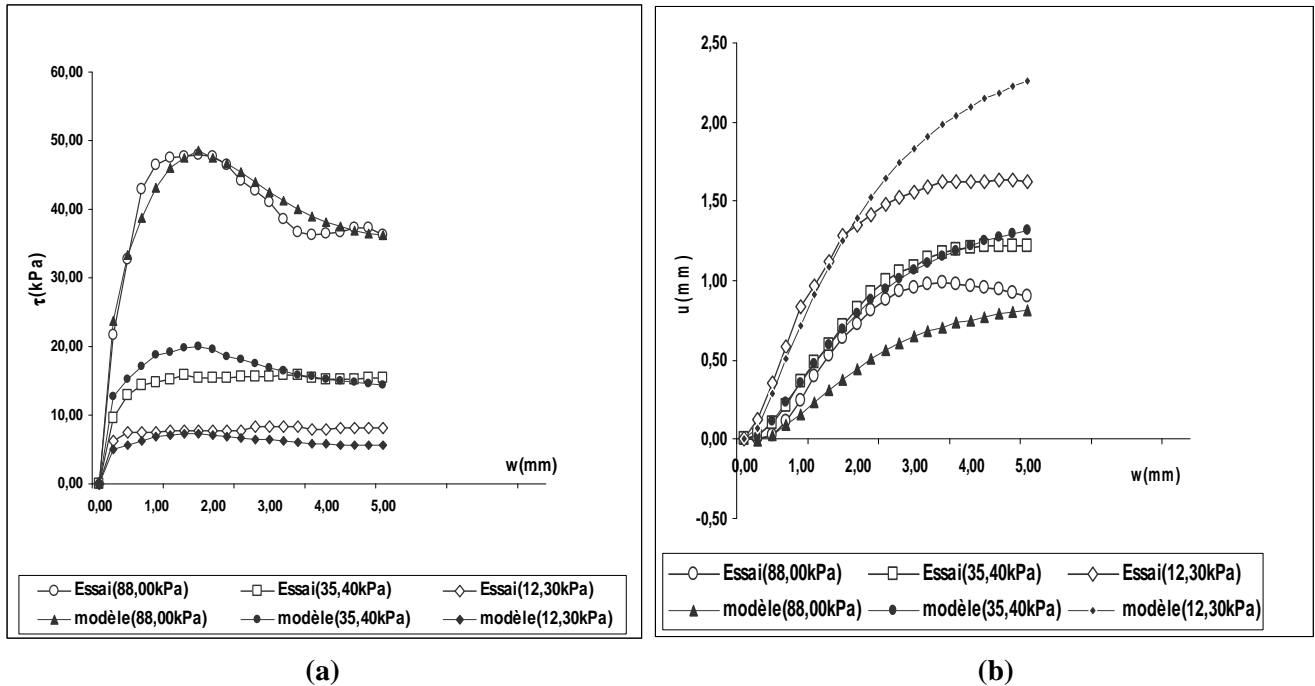
Un jeu de paramètres a été déterminé pour la densité moyenne ($\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$), ces paramètres sont données dans le tableau 4.2

	ACIER RUGUEUX	ACIER LISSE	BETON LISSE
Ko(100kPa/mm)	3,0	3,0	3,0
Go(100kPa/mm)	1,5	1,5	1,50
$\phi(^{\circ})$	28°	22°	25°
α	0,58	0,65	0,65
$\beta=$	0,05	0,005	0,01
C	0	0	0
A=	0,9	0	0
B=	1,5	0	0
ag=	0,45	1,3	1,40
Ro=	0,2	0,2	0,20
$\psi(^{\circ})$	24°	34°	35°

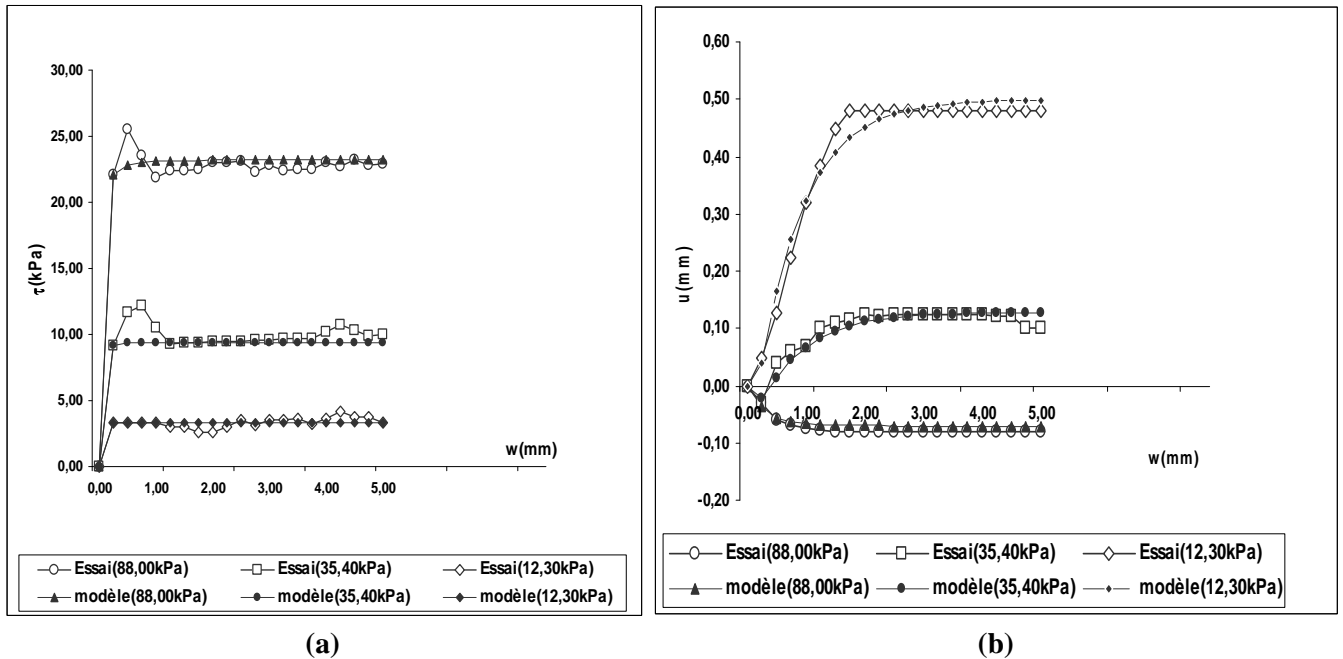
Figure : 4.2- Paramètres du modèle monotone déterminés à partir des essais à $\sigma_n=Cste$

La production des essais sable surface rugueuse (figures 4.29a , 4.29b) ,sable surface lisse acier (figures 4.30a , 4.30b)et sable surface lisse béton (figures 4.31a , 4.31b) montre que le modèle décrit bien l'évolution du cisaillement avec une légère sous estimation de τ au pic dans le cas des surfaces lisses .

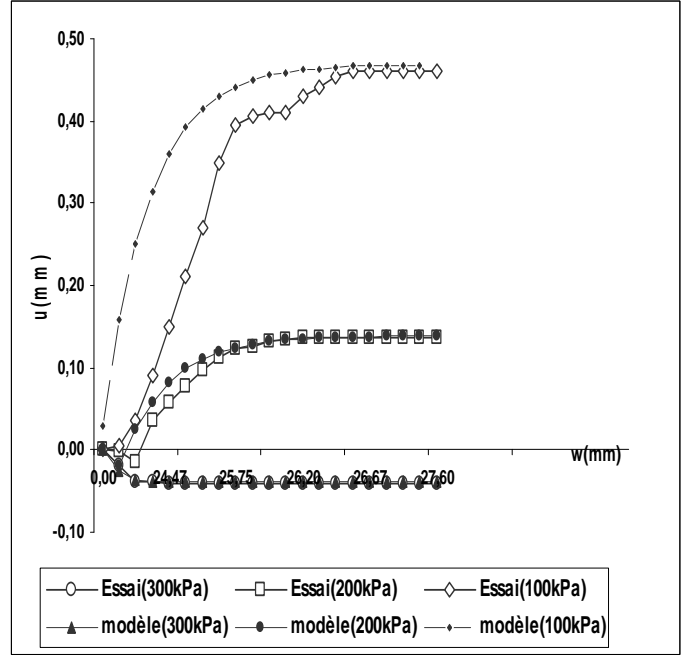
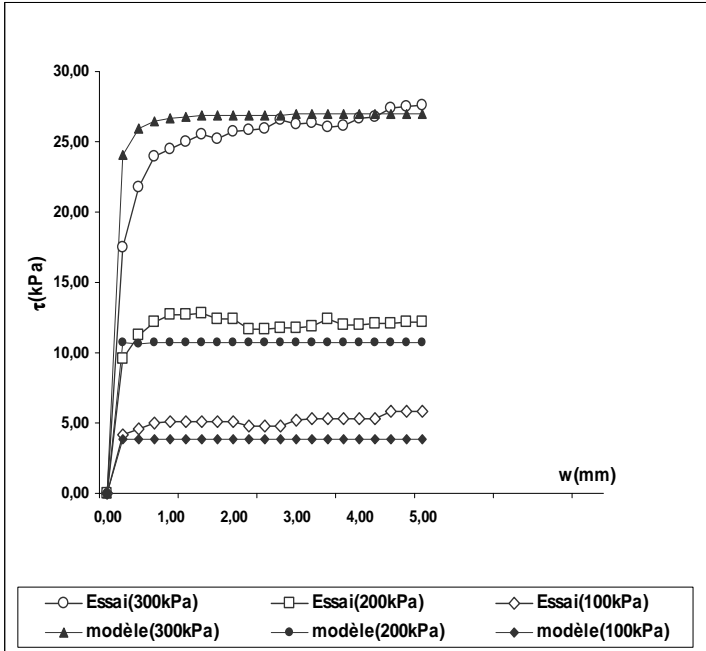
Concernant l'évolution de ϵ_n , la simulation est nettement meilleure pour les valeurs de confinement faible. En effet, on constate une amplification des deux domaines de contractance et de dilatance, ce qui concorde bien avec les courbes expérimentales.



(a) (b)
 Figure : 4.29- Simulation des essais à contrainte normale constante
 Sable de Bou-sâada ($\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$) surface rugueuse
 a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal



(a) (b)
 Figure : 4.30- Simulation des essais à contrainte normale constante
 Sable de Bou-sâada ($\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$) surface lisse (Acier)
 a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal



(a)

(b)

Figure : 4.31- Simulation des essais à contrainte normale constante
Sable de Bou-sâada ($\gamma_d=15.70 \text{ kN/m}^3$) surface lisse (Béton)

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

CONCLUSION

Ce travail a été réalisé dans le but d'apporter une contribution à la modélisation du comportement de l'interface sol-structure qui conditionne d'une manière sensible le comportement de nombreux ouvrages en génie civil.

Il est clair que la simulation numérique en géotechnique nécessite une connaissance approfondie du comportement du massif de sol et du comportement des zones de contact entre les solides de nature différente.

La boîte de cisaillement direct reste, malgré ses défauts, l'outil le plus utilisé dans l'étude des interfaces sol-structure. Nous avons utilisé cet appareillage pour la réalisation d'un campagne d'essais de cisaillement monotones à contrainte à contrainte normale constante sur le sable de Bous-sâada (à faible et à forte densité) et des structures en acier et en béton (lisse ou rugueuse) .

Les résultats de ces essais montrent qu'il y a une analogie entre le comportement des sols pulvérulents et celui des interfaces sol-structure (sable – structure rugueuse) et ont permis l'analyse de l'effet de certains paramètres tels que la densité relative et la contrainte normale initiale.

A partir des résultats de ces essais, les observations suivantes ont été faits, qui fournissent une idée sur les facteurs influençant le comportement d'interface sol-structure :

- Le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale. On note que pour un sable dense, le comportement est dilatant avec radoucissement, alors que pour le sable lâche, le comportement de l'interface est contractant tout au long, du chargement.

- La rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement: avec une surface lisse, on note un comportement de type élastique parfaitement plastique avec une légère variation du déplacement normal, alors qu'avec une surface rugueuse, on note un écoulement important accompagné d'une forte variation du déplacement normal.

-L'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement, en particulier dans le domaine des faibles contraintes.

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

Ces essais ont servi aussi à la validation de la version monotone d'un modèle développé dans le laboratoire de mécanique de Lille pour l'interface sol-structure (Modjoin) .

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

Une méthode de détermination des paramètres du modèle, à partir des essais de cisaillement direct, 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 à la suite par des études du comportement des interfaces sous des chemins de contraintes variés ; notamment le cas de la déformation normale constante ou du chargement cyclique et la validation de la version cyclique du modèle MODJOIN.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AUBRY D., MODARESSI A. & MODARESSI 11.** (1989)- "A constitutive model for cyclic behaviour of interfaces and its application in dynamic analysis" Euromech 248, Grenoble.
- BENCHEIK.B.,** (1991)- "Interaction sols-structures: modélisation et résolution numérique"- Thèse de doctorat de l'U.S.T.L.
- BJERRUM L. & LAMBVA A.** (1966)- "Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay." Geotechnique, Vol. 16, No.1, pp. 1-20.
- Boulon, M.,** 1989. Basic features of soil structure interface behavior. Comput. Geotech. 7, 115–131.
- BOULON M. & NOVA R.** (1990)- " Modelling of soil-structure interface behaviour- A comparison between elastoplastic and rate *type model*" Computer & Geotechnics, Vol. 9, pp. 21-46.
- BRUMUNDI W.F. & LEONARDS G.A.** (1973) - "Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical construction materials" - Journal of Testing and Evaluation J IEVA, Vol. 1, No. 2, pp. 162-165.
- Desai, C., Drumm, C., Zaman, M.,** 1985. Cyclic testing and modeling of interfaces. J. Geotech. Eng. ASCE 111 (GT6), 793–815.
- Desai, C.S., Ma, Y.,** 1992. Modeling of joints and interfaces using the disturbed-state concept. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 16, 623–653.
- Desai, C. S. and Nagaraj, B. K.,** Modelling for cyclic normal and shear behaviour of interfaces. Journal of Engineering Mechanics ASCE, 1988, 114(7), 1198-1217.
- Evgin, E., Fakharian, K.,** 1996. Effect of stress paths on the behavior of sand-steel interfaces. Can. Geotech. J. 33, 853–865.
- Fakharian, K., Evgin, E.,** 2000. Elasto-plastic modeling of stress-path-dependent behavior of interfaces. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 24, 183–199.
- Gennaro, V., Frank, R.,** 2002. Elasto-plastic analysis of the interface behavior between granular media and structure. Comput. Geotech.29, 547–572.
- Ghionna, V., Mortara, G.,** 2002. An elastoplastic model for sand-structure interface behavior. Geotechnique 52 (1), 41–50.
- GOODMAN R.E. ;TAYLOR R.L. & BREKKE T.L.** (1968) - "A model for the mechanics of jointed rock" - Journ. of the soil Mech. and Found. Division, Vol. 94, No. SM3, pp. 637-659.
- Hu, L.M., Pu, J.L.,** 2004. Testing and modeling of soil-structure interface. J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE 130 (8), 851–860.

Huabei Liu ^{a,*}, Erxiang Song ^a, Hoe I. Ling ^b (2006) "Constitutive modeling of soil-structure interface through the concept of critical state soil mechanics"

a Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, PR China

b Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, New York, NY 10027, USA.

ISHIHARA K. (1972) - "Liquefaction saturated sand in triaxial torsion shear test" - Japanese Society of soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39.

JESUS E. GOMEZ "Development of an Extended Hyperbolic Model for Concrete-to-Soil Interfaces" Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering

Kaliakin, V., Li, J., 1995. Insight into deficiencies associated with commonly used zero-thickness interface elements. *Comput. Geotech.* 17, 225–252.

Katona, M.G., 1983. A simple contact friction interface element with applications to buried culverts. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 7, 371–384.

KISHIDA H. & UESUGI M. (1987) - "Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus" - *Geotechnique* 37, No. 1, 1987, pp. 45-52.

KJELLMAN W. (1951)- "Testing the shear strength of clay in Sweden." *Geotechnique* Vol. 2, No. 3, pp. 225-232.

Lade, P., Nelson, R., 1987. Modeling of the elastic behavior of granular materials. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 11, 521–542.

Manzari, M., Dafalias, Y., 1997. A critical state two-surface plasticity model for sands. *Geotechnique* 47 (2), 255–272.

Mortara, G., Boulon, M., Ghionna, V., 2002. A 2-D constitutive model for cyclic interface behavior. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 26, 1071–1096.

PLYTAS. C. (1985) - "Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires-structures- Application à la prévision du frottement latéral des pieux". Thèse D. I. Université de Grenoble, I.M.G.

POTYONDY J.G. (1961) - "Skin friction between various soils and construction materials" - *Geotechnique*, 24, No. 4, pp. 339-353.

Rezaie, F., "Etude expérimentale et modélisation du comportement de l'interface sols-structures sous chargements monotone et cyclique". Thèse de doctorat, Université des Sciences et technologies de Lille, 1994.

ROSCOE K. H. (1953)- "An apparatus for the application of simple shear to soil samples." *Proc. and Int. Conf. Soil Mecha. Found. Eng. Vol. 1, pp. 186-191*

SAADA A. S. & TOWNSEND F. C. (1981)- "State of the art: Laboratory strength testing of soils. Lab. shear strength of soils. ASTM Special Technical publication 740. ASTM, Philadelphia, pp. 7-77.

SHAHROUR I. & BENCHEIKH B. (1992)- "Analysis of the soil-structure interaction under monotonic and cyclic loadings"- First European Conference on Numerical Methods in Engineering, Bruxelles, Edition Ch Hirsch, O.C. Zienkiewicz and E. Onate, pp. 269-275.

SHAHROUR I. & REZAIE F. (1993)- " Etude en laboratoire du comportement d'interface sous chargements monotone et cyclique" - Sixième Colloque Franco-Polonais de Mécanique des sols appliquée, pp. 400-408.

Tabucanon JT. AireyDW. . Interface tests to investigate pile skin friction in sands. Research Report No R662 University of Sydney 1992.

Tieming Fu & Erman Evgin (1998)- EXPERIMENTAL STUDY AND DISCRETE ELEMENT SIMULATION OF SAND-STEEL INTERFACE BEHAVIOUR
Department of Civit Engineering University of Ottawa Ottawa, Ontario Canada

Uesugi M, Kishida H. Influential factors of friction between steel and dry sands. Soils and Foundations 1986;26(2):33-46.

Villard, P., 1996. Modelling of interface problems by the finite element method with considerable displacements. Comput. Geotech. 19 (1), 23-45.

WERNICK (1979)- "A true direct shear apparatus" to mesure soif parameters of shear bands". Design Param. in Geotech. Eng. BGS. Vol. 2, pp. 175-182.

Yin Zong-Ze Zhu Hong (1995) "A STUDY OF DEFORMATION IN THE INTERFACE BETWEEN SOIL AND CONCRETE" Department of Irrigation Engineering, Hohai University Nanjing, China and Xu Guo-Hua Research Institute of 3rd Navigation Engineering Bureau Shanghai, China Computers and Geotechnics 17 (1995) 75-92

YOSHIMI Y. & KISHIDA T. (1981) - "A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces" - Geotechnical testing Journal, GT JODJ, Vol. 4, No. 4, pp. 145-152.

ZAMAN M.M.; DESAI C.S. & DRUMM E.C. (1984) - "Interface model for dynamic soilstructure interaction" - Jour. of Geotech. Engin., Vol. 110, No. 9.

Zeghal, M., Edil, T., 2002. Soil structure interaction analysis: modeling the interface. Can. Geotech. J. 39, 620-628

ANNEXE A

L'ELASTOPLASTICITE APPLIQUEE AUX INTERFACES

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

a - Principe de base de l'élastoplasticité

Les lois de comportements élastoplastiques sont basées sur les quatre notions fondamentales suivantes:

- l'apparition des déformations élastoplastiques et plastiques;
- l'existence d'une surface de charge dans l'espace des contraintes principales;
- la loi d'écoulement plastique;
- la loi d'écrouissage.

L'incrément de déformation totale $\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ est la somme d'une contribution réversible $\boldsymbol{\varepsilon}^e_{ij}$, et une contribution irréversible ou plastique $\boldsymbol{\varepsilon}^p_{ij}$.

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = \boldsymbol{\varepsilon}^e_{ij} + \boldsymbol{\varepsilon}^p_{ij} \quad (\text{A-1})$$

b - Partie élastique

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

$$d\boldsymbol{\sigma}_{ij} = C^e_{ijkl} \boldsymbol{\varepsilon}^e_{kl} \quad (\text{A-2})$$

où : C^e_{ijkl} est la matrice de comportement; donnée par :

$$C^e = \begin{bmatrix} c_n & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & c_t \end{bmatrix} \quad (\text{A-3})$$

c - 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:

$$f(\boldsymbol{\sigma}_{ij}, \mathbf{R})$$

où $\boldsymbol{\sigma}_{ij}$ est le vecteur de contraintes

\mathbf{R} étant l'ensemble des paramètres d'écrouissage

d - 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)

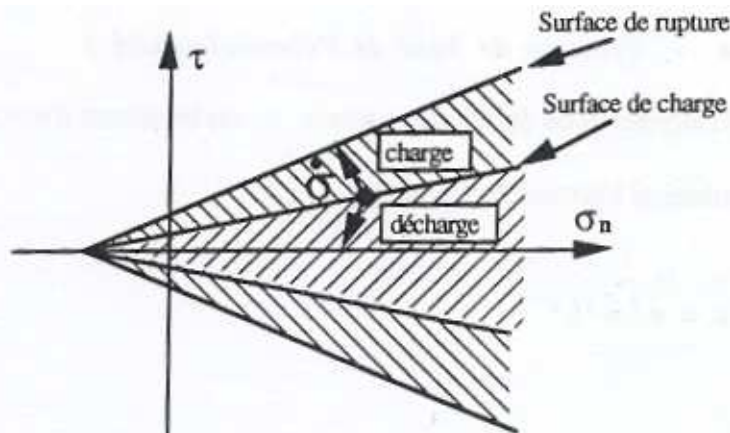


Figure C.1 : Notion de charge et de décharge
(Critère de Mohr-Coulomb)

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

On dira qu'on est en charge si : $dF(\sigma_{ij}) > 0$

et qu'on est en décharge si : $dF(\sigma_{ij}) < 0$

e - 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 général, que les ϵ_{ij}^p dérivent d'un potentiel plastique $g(\sigma_{ij}, R)$

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (A-4)$$

λ est le multiplicateur de plasticité (scalaire positif ou nul)

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

f - Multiplicateur de plasticité " λ " et module d'écrouissage " H "

Le multiplicateur de plasticité λ étant calculé en écrivant la condition de consistance qui traduit que l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge

$$dF(\sigma_{ij}) = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial F}{\partial R_{ij}} dR_{ij} = 0 \quad (A-5)$$

Ou encore:

$$\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right) d\sigma_{ij} = - \left(\frac{\partial F}{\partial R_{ij}} \right) dR_{ij} \quad (A-6)$$

Le module d'écrouissage $H(\sigma_{ij}, R)$ est défini par la relation

$$\left(\frac{\partial F}{\partial R_{ij}} \right) dR_{ij} = -d\lambda H \quad (A-7)$$

Compte tenu des relations (C-6) et (C-7), λ peut s'écrire

$$d\lambda = \frac{1}{H} \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ji}} \right) d\sigma_{ji} \quad A-8$$

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

$$\epsilon_{ij}^p = \frac{1}{H} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ji}} d\sigma_{ji} \quad (A-9)$$

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

$$H = - \frac{\partial F}{\partial R_{ij}} \frac{\partial R}{\partial \epsilon_{ij}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{A-10})$$

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

$$d\lambda = \frac{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right) D_{ijkl} d\epsilon_{kl}}{H + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right) C_{ijkl} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{kl}} \right)} \quad (\text{A-11})$$

g - Notion de matrice d'élastoplasticité

L'incrément de contrainte σ_{ij} peut s'exprimer par:

$$\sigma_{ij} = C^{ep}_{ijkl} \epsilon_{kl} \quad (\text{A-14})$$

C^{ep}_{ijkl} est alors la matrice d'élastoplasticité. on peut calculer C^{ep}_{ijkl} en utilisant les relations (C-1), (C-2), (C-4) et (C-11), on obtient alors:

$$d\sigma_{ij} = \left[C_{ijkl} - \frac{C_{ijmn} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{mn}} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{rs}} \right) C_{rskl}}{H + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} \right) C_{mnrs} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{rs}} \right)} \right] d\epsilon_{kl} \quad (\text{A-15})$$

$$C^{ep}_{ijkl} = \frac{C_{ijmn} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{mn}} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{rs}} \right) C_{rskl}}{H + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} \right) C_{mnrs} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{rs}} \right)} \quad (\text{A-16})$$

$$\text{Si l'on pose } \begin{cases} \mathbf{f}_n = \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}_n} \\ \mathbf{f}_t = \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\tau}} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \mathbf{g}_n = \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}_n} \\ \mathbf{g}_t = \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\tau}} \end{cases} \quad (\text{A-17})$$

$$\text{on obtient} \quad \dot{\lambda} = \frac{\mathbf{f}_n \mathbf{c}_n \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_n + \mathbf{f}_t \mathbf{c}_t \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_t}{\mathbf{H} + \mathbf{f}_n \mathbf{c}_n \mathbf{g}_n + \mathbf{f}_t \mathbf{c}_t \mathbf{g}_t} \quad (\text{A-18})$$

Si l'on appelle \mathbf{D} le dénominateur de l'expression qui donne $\dot{\lambda}$, on peut calculer \mathbf{C}^{ep} on obtient alors

$$\mathbf{C}^{\text{ep}} = \begin{bmatrix} \mathbf{c}_n - \frac{\mathbf{c}_n^2 \mathbf{f}_n \mathbf{g}_n}{\mathbf{D}} & -\frac{\mathbf{c}_n \mathbf{c}_t \mathbf{g}_n \mathbf{f}_t}{\mathbf{D}} \\ -\frac{\mathbf{c}_n \mathbf{c}_t \mathbf{g}_t \mathbf{f}_n}{\mathbf{D}} & \mathbf{c}_t - \frac{\mathbf{c}_t^2 \mathbf{f}_t \mathbf{g}_t}{\mathbf{D}} \end{bmatrix} \quad (\text{A-19})$$

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

ANNEXE B

ORGANIGRAMME DE CALCUL DU MODELE EN CHARGEMENTS MONOTONES

