

Faculté de Technologie

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

Par : AMROUNE Assia *et* OUAKAF khawla

Thème

**Comportement des interfaces "sable-
géotextile" sous chargement monotone.**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. SEDDIKI Ahmed	Université de M'Sila	Président
Dr. MEKKI Lakhdar	Université de M'Sila	Examineur
Pr. KHEMISSA Mohamed	Université de M'Sila	Encadreur
Dr. TALLAH Naoui	Université de M'Sila	Co-Encadreur

Année universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Je ne remercie jamais assez Dieu, le tout puissant de nous avoir permis de mener à bien ce modeste travail.

En premier lieu, nous remercions Mr. KHEMISSA, professeur à l'université de M'sila et Mr. TALLAH NAOUI MCB à l'université de M'sila qui ont bien voulu proposer le thème de master, pour son aide précieux, sa disponibilité durant toute la durée de notre projet.

Je remercie également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.

À tous nos enseignants à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, je dirai merci.

Table des matières :

Sommaire

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

Introduction	3
I. Etude en laboratoire de l'interaction sol-structures :	3
I.1.L'essai de cisaillement direct modifié :	3
I.2.L'essai de cisaillement direct simple :	4
I.2.1 L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Norwegian Geotechnical Institute) :	4
I.3.Appareil de cisaillement axisymétrique (par arrachement) :	5
I.4. Modélisation de l'interaction sol-structure :	5
I.4.1. Comportement du matériau de la structure :	5
I.4.2. Comportement des sols :	6
I.4.3. Comportement de l'interface :	6
I.5.Modélisation des interfaces :	7
I.5.1. Approche de type contact :	7
I.5.1.a) - Adaptation de la rigidité :	8
I.5.1.b) Lois élastoplastiques :	9
I.5.1.c) Lois incrémentales :	10
I.5.1.d) Contact avec des conditions supplémentaires :	10
I.5.2. Approche de type couche mince :	11
I.6.Quelques exemples de l'interaction sol-structures :	11
I.6.1. Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielles :	11
a) - Calcul de la structure (Théorème de Winkler et Zimmermann) :	12
b) - Calcul du sol :	13

c)- Conclusion :	13
1.6.2- Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain :	14
1.6.3-Interaction sol-soutènement :	15
1.6.4-Interaction sol-tunnel :	17
I.7-Conclusion :	18
I.8 Le renforcement par géotextiles	19
I.8.1 Introduction.....	19
I.8.2. Le renforcement de sol.....	19
I.9 Conclusion :	20

Chapitre II : Dispositif expérimentale utilisé et Mode opératoire suivi.

Introduction	21
II.1. Description du dispositif expérimental utilisé :	21
II.1.1. Le geotextile :	22
II.1.2. Matériaux étudiés :	24
A/-Définition de dune:	24
B/- Mécanismes de formation :	24
C/- Types des dunes :	24
D/- Physique des dunes :	25
II.1.2. Mode opératoire :	26
II.3. Les essais d'identification :	26
Le sable de dune	26
Caractéristiques physiques :	26
II .4. Conclusion :	29

Chapitre III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

1ère PARTIE :	30
III.1. Présentation de plaxis :	30
III.1.1. Introduction :	30
III.1.1.1. Le code éléments finis PLAXIS :	30
III.1.1.2 Options par défaut et solutions approchées :	31

III.1.2. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS :	33
III.1.2.1. Introduction :	33
III.1.2.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles :	34
III.1.2.3. Comportement élastoplastique :	35
III.1.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb :	36
a) Module d'Young :	37
b) Coefficient de Poisson :	38
c) Angle de frottement :	38
d) Cohésion :	39
e) Angle de dilatance :	39
f) Les paramètres avancés :	39
III.1.3. Calcul:	40
III.1.3.1. Le programme de calcul :	40
III.1.3.2. Caractéristiques générales des calculs :	41
III.1.3.3. Types de calculs :	41
III.1.4. Paramètres de contrôle du calcul :	41
III.1.4.1. Construction par étapes :	42
III.1.4.2. Activation ou modification des chargements :	43
III.1.5. Exécution de la procédure de calcul :	43
III.1.6. Résultats affichés pendant les calculs :	43
III.1.7. Le programme de résultats (output) :	44
III.1.8. Le menu des résultats :	44
III.1.9. Le programme courbe (curves) :	45
2èrePARTIE :	46
III.2. Établissement d'un modèle géométrique et présentation des résultats de calcul.....	46
III.2.1. Introduction	46
III.2.2. Définition des données	46
III.2.2.1. Paramètres de sol et de l'interface :	47
III.2.2.2. Génération du maillage.....	50
a) Cas d'essai sol-sol	50

b) Cas d'essai sol-structure	50
III.2.3. Procédure de calculs.....	51
PRESENTATION DES RESULTATS DE CALCUL	52
1. Modèles réalisés sur sable	52
1.1 Surface sable-géotextile	52
a) - Sable dense.....	52
b) -Sable lâche	54
1.3. Surface sable-sable.....	55
a) Sable dense	55
b) - Sable lâche	56
2.Etude des l'angles de frottement.....	57
3. Effet de la densité initiale	57
4.Etude comparative modèles sable-sable et sable-géotextile	58
CONCLUSION GENERALE	61
Références bibliographiques	62

Listes des figures

Figure. I.1 : Principe de l'essai de cisaillement direct modifié.	4
Figure. I.2: Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGI.	5
Figure I.3 : Appareil de cisaillement axisymétrique (par arrachement).....	5
Figure. I.4: Exemples des situations d'interface.	7
Figure. I.5 : Élément joint de type Goodman.	8
Figure. I.6 : Élément joint de type ressorts.	9
Figure. I.7 : Modèle de Mohr-Coulomb.....	10
Figure. I.8 : Analyse du comportement d'un ouvrage simple : point de vue de la structure et point de vue du sol.	14
Figure. I.9 : Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (En différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985).....	15
Figure. I.10 : Analyse du comportement d'un écran de soutènement : Point de vue de la structure et point de vue du sol.....	16
Figure II.1: Principe de la boîte de cisaillement direc.....	21
Figure II.2: Appareil de cisaillement direct	22
Figure II.3: le géotextile	23
Figure II.4: Fiche Technique de géotextile	23
Figure. II.5: la barkhane	25
Figure. II.6 : Morphologie de la barkhane.	25
Figure II.7: le lieu où je prends le sable des dunes.	26
Figure II.8 : essai de la masse volumique.....	27
FigureII.9. : essai de l'équivalent de sable.	27
Figure II.10: essai granulométrie du sable testé.	28
Figure II.11: Courbe granulométrique du sable testé.	29
Figure.III.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.....	35
Figure.III.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	35

Figure.III.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	36
Figure.III.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	36
Figure.III.5 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	37
Figure.III.6 : Définition du module à 50 % de la rupture.....	38
Figure.III.7 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.....	39
Figure.III.8 : Onglet <i>Paramètres</i> de la fenêtre de calcul (<i>Calculations</i>).....	42
Figure.III.9 : Fenêtre de calcul.	44
Figure.III.10 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme <i>Output</i>	44
Figure.III.11 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme <i>Curves</i>	45
Figure.III.12 : Modèle géométrique du problème (sable-sable).....	47
Figure.III.13 : Modèle géométrique du problème (sable-géotextile).	47
Figure.III.14 : Maillage du problème (essai sol-sol).	50
Figure.III.15 : Maillage du problème (essai sol-structure).....	51
Figure.III.16 : Modele de cisaillement à contrainte normale constante sable-géotextile (Id= 90%).	53
Figure.III.17 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante, <i>Sable-géotextile</i> (Id= 15%)	54
Figure.III.18 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante sable -sable (Id= 90%)	55
Figure.III.19 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante, Sable-sable (Id= 15%)	56
Figure.III.20 : Effet de la densité initiale Sable lâche , sable dense interface sable-sable et sable-géotextile.....	58
Figure.III.21 : Modèle de cisaillement à contrainte normale constante Interface sable-sable et sable-géotextile.....	60

Liste des tableaux

Figure II.10: essai granulométrie du sable testé.....	28
Tableau III-1 : Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-sol.....	48
Tableau III-2: Propriétés de géotextile	48
Tableau III-3 : Evolution de l'angle de frottement ϕ en fonction de la contrainte de confinement σ_{vo}	58

NOTATIONS

σ_n (kPa)	Contrainte normale
τ (kPa)	Contrainte de cisaillement
ε_n (mm)	Déplacement relatif normal
ε_t (mm)	Déplacement relatif tangentiel
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

ملخص

يتطلب حل مشكلة التفاعل بين التربة والهياكل (الأكوام ، والأعمال تحت الأرض ، والأرض المقواة ، إلخ) معرفة سلوك السطح البيئي العمل يشكل مساهمة في هذا الاتجاه.

نقدم نتائج التعديل العددي لاختبارات بنية التربة الرتيبة التي أجريت باستخدام بجهاز القص المباشر المعدل ، وتم تنفيذ هذه النماذج على مادة محلية (الكثبان الرملية لبوسادة) تحت ضغط ثابت ، بالنسبة للهيكل ، استخدمنا جيوتكستائل غير منسوجة. لقد قمنا بنمذجة جهاز القص المباشر باستعمال العناصر المحدودة لبرنامج بلاكسيس النسخة 20 ثنائي الأبعاد. تم عمل النمذجة لدراسة سلوك التربة بسطح بيئي جيوتاكستيل - رمل ومقارنة النتائج التي تم الحصول عليها مع نتائج سطح بيئي رمل - رمل الكلمات الرئيسية: واجهة. تركيبة التربة؛ جهاز القص المباشر محاكاة رقمية ؛ جيوتكستائل

Résumé

La résolution d'un problème d 'interaction sol-structure (pieux, ouvrages souterraines, terre armée ...) Nécessite la connaissance du comportement des interfaces.

Ce travail constitue une contribution dans ce sens.

Nous présentons les résultats de la modélisation numérique des essais monotones sol-structure qui ont été réalisés à l'aide d'une boîte de cisaillement direct modifiée, ces modèles ont été réalisés sur un matériau local (Sable dune de Boussada) à contrainte normale constante à fort confinement, pour la structure on a utilisé du géotextile non tissé..

On a modélisé l'appareil de cisaillement direct par le code des éléments finis (PLAXIS V20), qui représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. La modélisation a été conduite pour étudier le comportement d'interface sable-géotextile, Les résultats ainsi obtenus sont comparés avec des résultats de l'interface sable-sable.

Mots clés : Interface ; Sol-structure ; Appareil de cisaillement direct ; Simulation numérique ; Géotextile.

Abstract

Solving the problem of interaction between soil and structure (piles, underground works, reinforced ground, etc.) requires knowledge of the façade behavior.

This work constitutes a contribution to this trend.

We present the results of numerical modification of soil structure tests conducted with a modified direct shear box. These models were performed on a local material (pillow dune) under constant natural pressure. With a high restriction, for the structure, we used non-woven geotextiles.

We modeled the finite element symbol direct shear (PLAXIS V20), which certainly represents the current maximum scientifically and practically in the two-dimensional pseudo-static analysis. The modeling was done to study the behavior of a sand-sand geotextile interface and compare the obtained results with those of a sand-and-sand interface.

Keywords: Interface. Soil-structure; Direct shear; Numerical simulation; Geotextile.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

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 dernières décennies une partie importante est consacrée au développement et amélioration des techniques d'analyse du phénomène d'interaction sol-structure, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une couche de sol en contact avec la structure appelée "interface".

L'interaction sol-renforcement est l'un des facteurs les plus importants qui régit la conception et la performance des structures de sol renforcées telles que les murs en Terre Armée (RE). La connaissance adéquate de l'interaction sol-renforcement est essentielle pour la conception sûre et économique des murs en ER. Le mécanisme d'interaction sol-renfort est très complexe et dépend des propriétés du sol et des renforts.

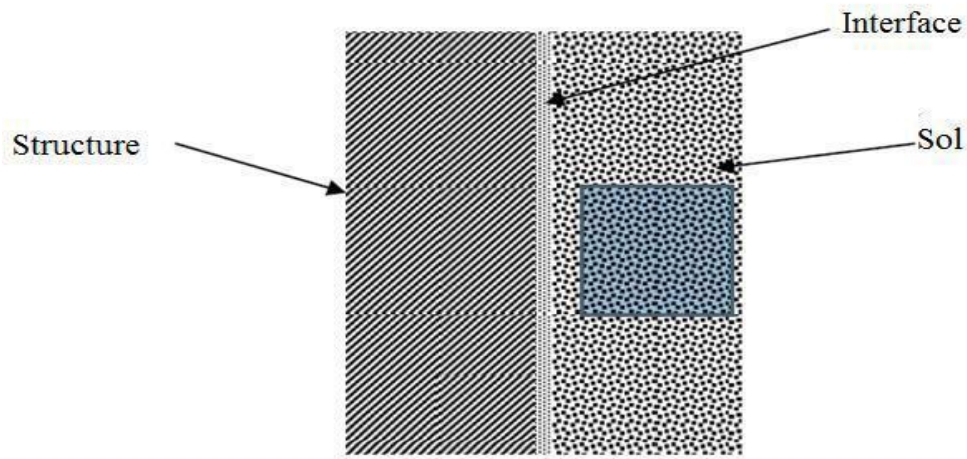
La majorité des connaissances actuelles sur les interactions sol-géosynthétiques ont été développées sur la base des études en laboratoire. Cependant, il est toujours très difficile de maintenir la procédure d'essai standard dans les études de laboratoire. Les résultats de laboratoire sont considérablement influencés par les effets aux limites, la variation de la procédure d'essai, le placement du sol et les schémas de compactage. Pour ces raisons, il existe une grande dispersion dans les résultats rapportés de l'essai de cisaillement direct et des essais d'arrachement. Par conséquent, l'analyse par éléments finis est largement utilisée pour comprendre l'interaction sol-géosynthèse. L'objectif principal de ce mémoire est d'explorer la pertinence de l'analyse par éléments finis dans l'évaluation et la compréhension des interactions sol-géotextile. Les simulations numériques sont plus rapides et permettent de visualiser la répartition des contraintes et déformations. Avec les progrès de l'informatique et de la technologie, les progiciels numériques actuels sont équipés pour gérer les complexités impliquées dans les problèmes. La présente étude a tenté de comparer les résultats du test de cisaillement direct et du test d'arrachement dans le cadre bidimensionnel à l'aide de PLAXIS. Les résultats de l'étude aident à établir un terrain d'entente pour tenir compte de ces résultats dans la conception des structures renforcées.

❖ **Problématique :**

Un grand nombre de problèmes pratiques d'interaction sol-structure nécessite la connaissance de la résistance au cisaillement entre le sol et d'autres matériaux de construction.

INTRODUCTION GENERALE

L'interface entre un sol et une structure est une zone de cisaillement intense intéressant une épaisseur finie de matériau. Il a la particularité d'être placé à la frontière entre deux milieux de caractéristiques notablement différents et dont l'emplacement est connu.



Interface (épaisseur fine entre le sol et une structure)

La résistance de cisaillement à l'interface sol-structure est généralement différente de celle du sol lui-même. Elle dépend du matériau d'interface et de sa rugosité ainsi que des propriétés du sol, la granulométrie et la forme des particules du sol, l'amplitude de la contrainte normale et de la vitesse de cisaillement. En somme, elle dépend en même temps à des facteurs reliés à l'interface et au sol.

Beaucoup plus de recherches ont été réalisées pour étudier le cisaillement à l'interface entre les sables et des surfaces solides.

❖ Objectifs de la recherche :

Dans le cas de l'étude du cisaillement à l'interface entre les sables et des surfaces solides, la littérature est relativement abondante.

Les résultats de cisaillement entre le sable et des matériaux solides de différentes rigidités sont présentés. Le matériau solide considéré est le géotextile.

Des essais de cisaillement direct standard impliquant un cisaillement sol-sol ont été également conduits en plus des essais d'interface.

Pour conduire une étude significative sur les mécanismes fondamentaux Susceptibles contrôler le cisaillement à l'interface, il est nécessaire tout d'abord de Caractériser les matériaux impliqués (sable, géotextile).

INTRODUCTION GENERALE

L'étude s'est attachée premièrement d'indiquer une vue réaliste du mécanisme de cisaillement d'interface sable-sable et sable-géotextile.

❖ **Plan de la thèse :**

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique a pour but de caractériser le comportement mécanique de l'interface entre un milieu granulaire et une feuille géotextile sous chargement monotone, et comprend trois chapitres :

Chapitre 1 :

Dans ce chapitre on va donner un aperçu général sur les interfaces et le comportement puis préciser quelques appareils d'étude en laboratoire et les travaux de modélisation des interfaces sable-géotextile.

Chapitre 2 : On va donner un aperçu sur les dispositifs expérimentales utilisé pour étudier l'interface sol renforcement et le mode opératoire utilisé

Chapitre 3 : Présentation des résultats de simulation des essais sable-sable et sable-géotextile, réalisées à l'aide du code de calcul par éléments finis PLAXIS, et on termine par une étude du comportement de l'interface sable-géotextile on comparons les résultats de simulation de l'interface sable-sable et sable-géotextile

**CHAPITRE I : SYNTHÈSE
BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE
COMPORTEMENT DES
INTERFACES SOL-
STRUCTURE**

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

Introduction :

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

Les calculs de mécanique des sols ou des roches, qui utilisent la mécanique des milieux continus et la mécanique des solides, n'ont à priori que peu de ressemblances avec ceux de la résistance des matériaux, qui sert au calcul des structures et utilise une représentation des efforts internes par des torseurs (effort normal N , effort tranchant T et moment fléchissant M).

S'il est possible de combiner ces deux approches dans un même calcul, les calculs se font habituellement de façon séparée dans chaque milieu (terrain/structure), avec une représentation simplifiée des conditions d'interface.

I. Etude en laboratoire de l'interaction sol-structures :

L'approche de l'interface par un milieu fictif ou réel auquel on associe une loi de comportement nécessite des études expérimentales de caractérisation mécanique selon les types de matériaux en contact. Depuis le début de l'utilisation des éléments joints dans le calcul des structures, des appareils plus ou moins sophistiqués ont été conçus pour mieux décrire le comportement des interfaces.

La plupart des travaux expérimentaux développés dans ce cadre portent sur le cisaillement entre un sol et une structure (béton, acier, bois ... etc.). Ainsi, la boîte de cisaillement direct de Casa grande, modifiée [Potyondy, Wernicke, Plytas, Desai, ... etc.], fut le premier outil utilisé dans ce domaine. Or ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients. Citons par exemple les conditions aux limites imposées par les parois de la boîte ; elles n'imposent pas au sol une déformation uniforme. Pour éviter ces défauts, de nombreux chercheurs ont conçu de nouveaux appareils.

I.1.L'essai de cisaillement direct modifié :

L'essai de cisaillement direct modifié pour l'étude des interfaces sol-structures à
Mettre l'échantillon de sol dans une demi-boîte et à remplacer l'autre demi par une plaque rugueuse (acier, béton, bois, ... etc.).

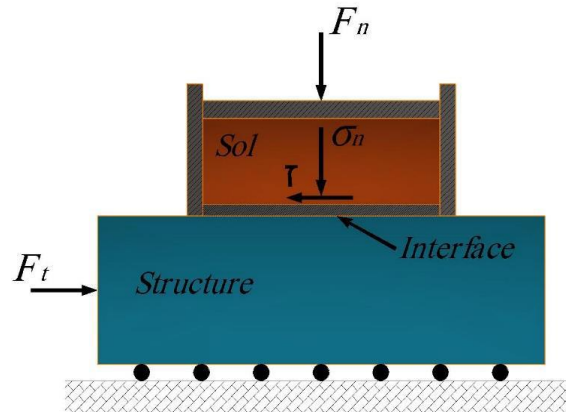


Figure. I.1 : Principe de l'essai de cisaillement direct modifié.

I.2.L'essai de cisaillement direct simple :

De conception semblable à l'essai de cisaillement direct, à quelques exceptions, Cet essai permet à l'échantillon de sol de se déformer librement et uniformément.

La différence par rapport au premier type d'essai porte essentiellement sur les conditions aux limites appliquées au sol.

Dans ce cadre, deux types d'appareil ont été utilisés pour l'étude du cisaillement des interfaces.

I.2.1 L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Norwegian Geotechnical Institute) :

Conçu au départ par Bjerram et Lambva (1966) pour l'étude du Cisaillement dans les sols, il a été modifié par la suite par Budhu (1979) pour L'étude des interfaces (figure I.2). La partie sol, de forme cylindrique, est enfermée dans une membrane en caoutchouc renforcée par des spirales en acier, Empêchant toute déformation radiale de l'échantillon, ce qui permet à toute section horizontale de rester circulaire pendant le cisaillement.

L'interface entre le sol et la plaque supérieure demeure ainsi circulaire.

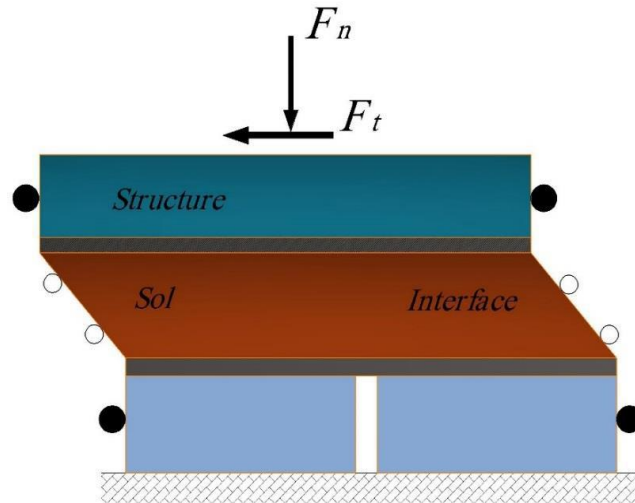


Figure. I.2: Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGI.

I.3.Appareil de cisaillement axisymétrique (par arrachement) :

Afin d'éviter les limitations des appareils conventionnels pour les essais d'interface, Brumund et Léonards (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 I.3) 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).

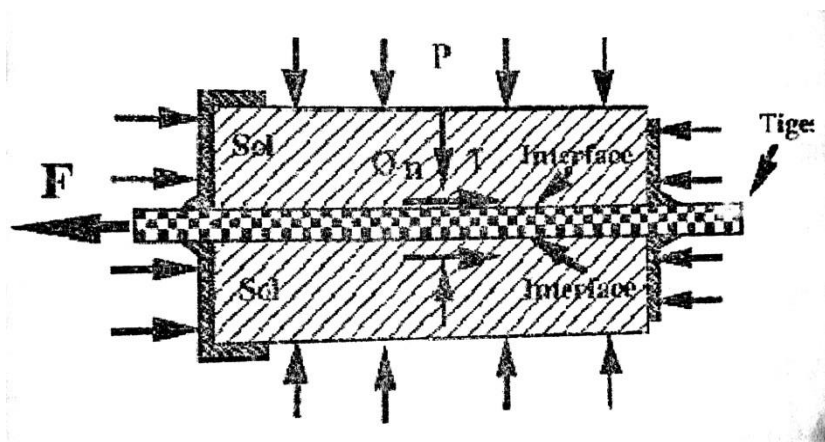


Figure I.3 : Appareil de cisaillement axisymétrique (par arrachement).

I.4. Modélisation de l'interaction sol-structure :

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

I.4.1. Comportement du matériau de la structure :

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, ... etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant.

Le comportement de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou Élastoplastiques.

I.4.2. Comportement des sols :

Le comportement des sols est très complexe. En effet, il est essentiellement Irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être décrit par l'élasticité linéaire.

Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus élaborés ont été proposés :

Soit, des modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, ... etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, ...).

I.4.3. Comportement de l'interface :

Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement. Leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées

Par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes :

1. Approche de type contact : dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors

Assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interaction.

2. Approche de type couche mince : dans cette approche, l'interface est constituée

D'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique Propres à ces zones.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

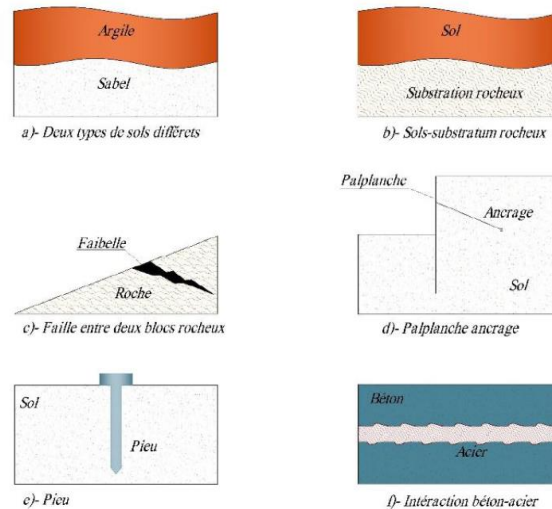


Figure. I.4: Exemples des situations d'interface.

I.5.Modélisation des interfaces :

Le traitement analytique des problèmes comporte des interfaces (interaction sol structures) pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématiques. Et, si ce traitement est envisageable pour quelques configurations idéales, les solutions correspondent rarement aux exigences pratiques.

Des méthodes numériques ont été développées pour apporter des solutions approchées à ce type de problèmes. La méthode des éléments finis est l'outil le plus utilisé dans Ce domaine.

Dans le cadre de cette méthode, des éléments spéciaux dits éléments d'interface où éléments joints ont été développés pour le traitement des problèmes de contact entre des milieux de même nature ou de nature différente.

I.5.1. Approche de type contact :

Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement basés Sur l'élément joint proposé par Goodman et al en 1968. Selon le type de loi de comportement et le type d'approche numérique utilisée, les études proposées dans ce cadre appartiennent à l'une des catégories suivantes :

- Adaptation de la rigidité.
- Lois incrémentales
- Lois élastoplastiques.
- Contact avec des conditions supplémentaires.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

I.5.1.a) - Adaptation de la rigidité :

❖ Élément joint de type Goodman :

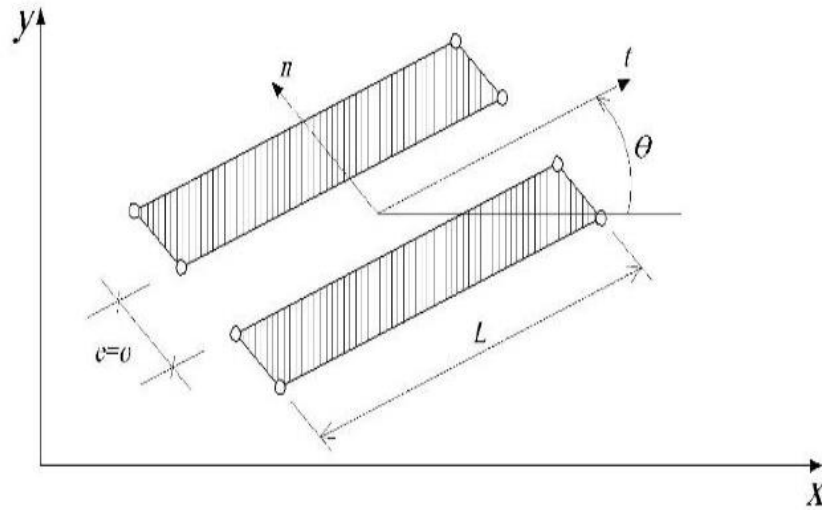


Figure. I.5 : Élément joint de type Goodman.

Dans ce cas, l'élément joint est constitué de deux doublés de nœuds. Sa matrice de rigidité est formulée à partir de la minimisation de l'énergie potentielle, en substituant les déformations à l'intérieur de l'élément par les déplacements relatifs à l'interface. Le vecteur de force de liaison $\{F\}$ par unité de longueur de l'élément est donné

$$\{F\} = [K] \{\Delta U\} ;$$

$$\text{Avec : } \{F\} = \begin{Bmatrix} F_t \\ F_n \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{\Delta U\} = \begin{Bmatrix} \Delta U_t \\ \Delta U_n \end{Bmatrix}$$

La matrice de rigidité globale du système est obtenue par l'assemblage des termes correspondant aux éléments rocheux et d'interface. Après la résolution du système d'équations régissant le problème, les contraintes de liaison sont calculées et la méthode d'adaptation de la rigidité est appliquée.

❖ Élément joint de type ressort :

L.R. Hermann a proposé des éléments de type ressort pour la modélisation du comportement de l'interface acier-béton. Il a dédoublé les points de contact entre les deux milieux, et a muni chaque doublet de nœuds de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact (figure I.6).

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

Ces ressorts de rigidités appropriées contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact.

Le glissement est défini à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb, et la méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de cet élément.

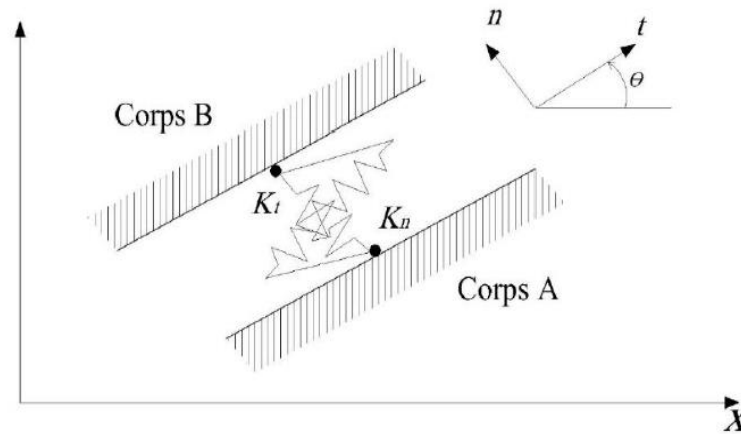


Figure. I.6 : Élément joint de type ressorts.

Les forces de liaison F_n et F_t s'expriment par :

$$F_n = K_n \Delta U_n \text{ et } F_t = K_t \Delta U_t ; (1.9)$$

I.5.1.b) Lois élastoplastiques :

Y. Meimon et al ont utilisé, pour le calcul des fondations des plates-formes Pétrolières, des éléments joints à 6 nœuds. Le comportement à l'interface, dans le sens Tangentiel, est décrit par une loi élastoplastiques non associée du type Mohr-Coulomb. Le glissement ou la plastification dans l'élément joint est donc gouverné par une Fonction de charge f et un potentiel plastique g :

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \tan \phi - c; (1.10)$$

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

Où : ϕ , c et ψ sont respectivement l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatance.

Ce modèle peut être représenté par une courbe de rupture, une courbe de cisaillement élastique-parfaitement plastique, une courbe de compression-non traction et une courbe de dilatance, comme le montre les figures 1.9.a à 1.9.d.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

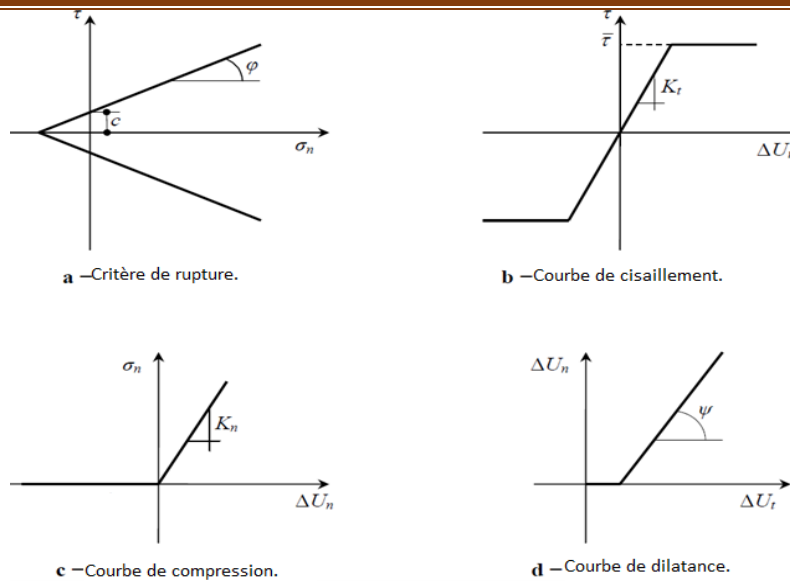


Figure. I.7 : Modèle de Mohr-Coulomb

I.5.1.c) Lois incrémentales :

Les principaux travaux développés dans le cadre de cette approche sont ceux de l'équipe MASTEC de l'Institut de Mécanique de Grenoble. Les auteurs ont développé une loi vectorielle bidimensionnelle à dépendance directionnelle pour le comportement de l'interface.

Leur modèle a été identifié sur des essais de cisaillement direct sol-structures, selon trois chemins de sollicitations : à contrainte normale constante, à déformation normale constante et à rigidité normale imposée.

I.5.1.d) Contact avec des conditions supplémentaires :

Ce type d'approche est fondé sur l'introduction des différentes conditions de contact dans la formulation des éléments joints.

-Approche par la méthode de sous-structures :

J.M. Reynouard a mis au point un modèle de calcul pour les structures composées d'un ensemble de solides et dont les surfaces de contact sont évolutives. Le modèle proposé consiste à utiliser, d'une part, une technique de sous structuration en chaîne traduisant les conditions cinématiques, et d'autre part, un processus itératif qui traduit les conditions statiques aux interfaces.

-Approche à l'aide du multiplicateur de Lagrange :

M.G. Katona a suivi la même démarche qu'Hermann et Frank en dédoublant les nœuds sur la surface de contact. Mais dans son modèle, des conditions supplémentaires

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

Sont introduites dans la formulation du système régissant le problème.

Ces conditions sont intégrées dans l'énergie potentielle à minimiser, à l'aide de la technique de la multiplication de Lagrange.

I.5.2. Approche de type couche mince :

Certains auteurs (Ghaboussi, Pandé, Desai) ont proposé l'introduction de la notion de déformations aux éléments joints ; ceci en assignant une certaine épaisseur à l'interface. L'utilisateur de ce type d'éléments est justifié par le fait que la zone d'interface représente un domaine de faible épaisseur (cas des joints ou défauts remplis dans les masses rocheuses et des zones d'interface sol-structures) qui est généralement soumis à de fortes sollicitations de cisaillement. Ils ont alors adapté des lois de comportement rhéologiques propres à ces zones.

J. Ghaboussi et al 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.

G.N. Pande et K.G. Sharma, en s'inspirant des travaux de Zienkiewicz et de Ghaboussi, ont proposé un élément joint mince. Ils ont alors développé une formulation D'un élément iso paramétrique, parabolique à huit nœuds, en utilisant les déplacements Relatifs à l'interface Comme degré de liberté indépendante. Pour le comportement de L'interface, ils ont utilisé le modèle élastoplastique non associé de Mohr-Coulomb.

C.S. Desai a développé, pour l'élément couche mince, une loi de comportement Dans laquelle l'écroutissage et le pic de contrainte ont été introduits. Les paramètres de c'e modèle sont déterminés à partir de l'essai de cisaillement direct entre un sol et une feuille géotextile.

Le modèle a été appliqué à la prédiction du comportement d'un pieu dans une argile, soumis à une charge de compression. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de l'expérience.

I.6. Quelques exemples de l'interaction sol-structures :

I.6.1. Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielles :

La démarche de modélisation des interfaces peut être illustrée par l'exemple

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

Simple d'un portique reposant par des fondations superficielles sur un massif de sol à

Surface horizontale (figure 1.8).

a) - Calcul de la structure (Théorème de Winkler et Zimmermann) :

L'étude de la structure de l'ouvrage, qui utilise les outils de la résistance des matériaux, a besoin de conditions aux limites au contact avec le sol (figure I.8.b).

Les conditions les plus simples consistent en des conditions d'appui (appui simple, rotule, encastrement) sur la surface du sol, supposée fixe.

Ce type d'appui est suffisant pour l'étude des structures isostatiques, ou les déformations (limitées) d'un appui ne perturbent pas la répartition des efforts dans la structure.

Pour les structures dont les efforts internes dépendent des déformations (structures hyperstatique), il est indispensable d'évaluer la réponse du sol sous les charges appliquées, en tenant compte du déplacement (et de la déformation) de l'interface.

Ce besoin de faire varier l'effort de contact en fonction du déplacement a d'abord été traité dans un cadre linéaire, en utilisant la théorie de Winkler et Zimmermann, parfois appelée théorie de déformations locales, dans laquelle la force de contact f par unité de surface s est proportionnelle au déplacement δ par un facteur k appelé coefficient de réaction et de dimension $[kn/m^3]$:

$$F/S = k \delta . (1.11)$$

Une variation de cette approche consiste à écrire localement la proportionnalité de la pression de contact p et du déplacement δ , ce qui permet de calculer les efforts dans la fondation superficielle en tenant compte de la déformation de l'interface :

$$P = k \delta . (1.12)$$

Ultérieurement, pour améliorer la qualité de ce modèle de calcul en tenant compte de la limitation des pressions que peut supporter le sol, le modèle de Winkler a été remplacé par un modèle élastoplastique de la forme :

$$\begin{aligned} \delta &= p/k && \text{pour } P < P_{max} \\ \delta &\text{ quelconque } && \text{pour } P = P_{max} \end{aligned} \quad (1.13)$$

Dans laquelle la pression p_{max} est le seuil de plasticité parfaite du sol différents.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

Travaux ont été effectués pour intégrer des efforts de temps (consolidation, fluage) dans ce modèle de calcul.

b) - Calcul du sol :

Pour le mécanicien des sols, le calcul de l'interaction sol-structure a une allure toute différente : l'ouvrage est une condition à la limite appliquée au massif de sol (Figure 1.10.c), qui peut prendre deux formes principales :

- ❖ pression uniforme sur une surface (fondation souple);
- ❖ force appliquée sur une surface à déformation uniforme (translation ou rotation) pour une fondation rigide.

Compte de tenu de cette condition d'interaction, qui tient compte du mode de déformation de la structure (rigidités relatives du sol et de l'ouvrage), et des autres conditions initiales et aux limites, on exécute alors les calculs classiques de stabilité et de déformation du massif de sol.

c)- Conclusion :

Chacun à leur façon, le calcul de la structure et le calcul du massif de sol tiennent donc compte de façon détaillée de leur objet propre et, de façon plus approximative, des propriétés de l'autre milieu. Les progrès récents de la modélisation numérique des sols et des structures permettent en théorie de décrire simultanément de façon également détaillée le sol et la structure et de déterminer globalement les efforts et les déformations de chaque matériau. Néanmoins, de tels calculs sont encore très rares et il est important de garder à l'esprit que les calculs courants comportent une description simplifiée de l'interaction.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

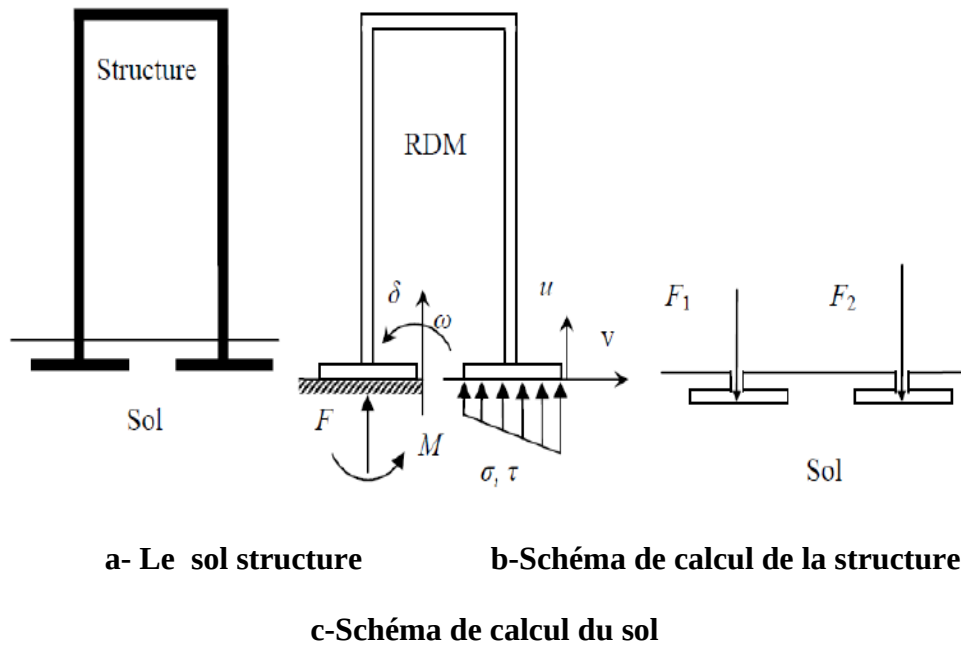


Figure. I.8 : Analyse du comportement d'un ouvrage simple : point de vue de la structure et point de vue du sol.

1.6.2- Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain :

Sous de nombreux sites existent des cavités naturelles, des anciennes carrières, des canalisations, des galeries de mines ou encore des tunnels, ... etc. Les fondations construites de tels sites posent donc des problèmes géotechniques particuliers.

De façon logique, la capacité portante du sol diminue lorsqu'une cavité est située près de la fondation (figure 1.9). Des calculs par éléments finis en déformation plane ont montré que cette influence disparaît lorsque la profondeur D (distance de la surface au centre de la cavité) est supérieure à une profondeur critique, estimée à environ 5 fois le diamètre de la cavité.

Lorsque la cavité est située au-dessus de la profondeur critique, la capacité

Portante dépend de divers facteurs comme la géométrie de la fondation,

Sa profondeur d'encastrement, la nature du sol et les dimensions, l'orientation et la Position de la cavité.

A partir de calculs aux éléments finis, Wood et Larnach (1985) ont ainsi décrit une zone d'influence sur la capacité portante en fonction de la cavité sous la fondation :

À l'intérieur de cette zone, La présence de la cavité affecte la capacité portante (figure I.9). D'autres calculs par éléments finis ont mis évidence que la forme de la cavité (circulaire, carrée,

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

rectangulaire ou hexagonale) à une influence relativement minime sur la capacité portante, pourvu que la surface globale de la cavité soit du même ordre de grandeur.

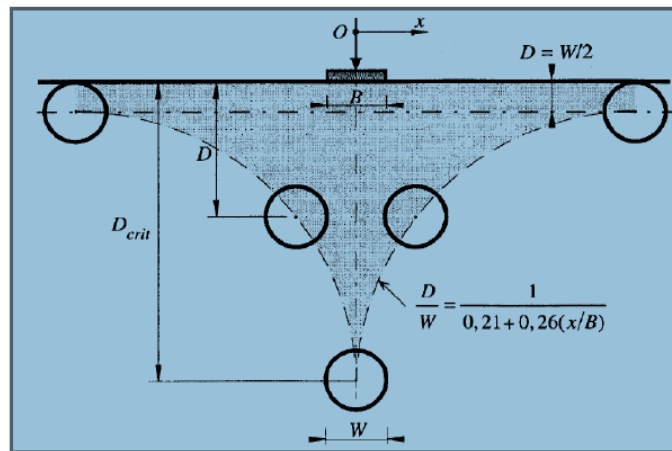


Figure. I.9 : Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (En différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985)

1.6.3-Interaction sol-soutènement :

On peut faire des commentaires analogues sur le calcul des ouvrages de soutènement et, de façon générale, sur tous les calculs où du béton ou du métal sont en contact avec le sol. Ainsi, pour les rideaux de palplanches ou parois moulées devant lesquels une excavation est réalisée (figure 1.10.a), coexistent une approche de type calcul des structures et une approche de type mécanique des sols. Pour le calcul des structures, le sol en contact avec l'écran est réduit à un coefficient de réaction k (et, dans certains cas, une pression limite) (figure 1.10.b), ce qui permet de calculer les efforts (effort tranchant, effort normal et moment fléchissant) dans la structure en fonction de k et des coefficients aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement $u(z)$, de la forme :

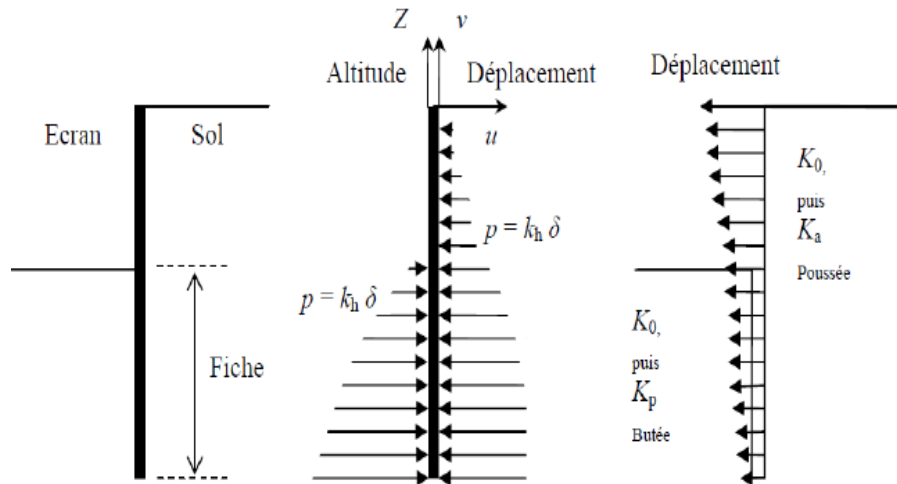
$$\frac{d^4 u}{dz^4} = k \cdot (z) ; (1.14)$$

Que l'on résout pour des conditions aux limites adaptées (point fixe imposé par un tirant ou un buton, encastrement à la base ou en tête, ... etc.). Cette fois aussi, la pression de contact, dont on peut choisir l'inclinaison, peut être limitée aux pressions limites de poussée ou de butée, qui résultent de l'analyse du fonctionnement mécanique du massif de sol.

Si l'on aborde le calcul des écrans de soutènement du point de vue du sol, l'écran lui-même est traité comme une condition à la limite, qui se réduit en fait à une, hypothèse sur le

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

sens de déplacement de l'écran par rapport au sol (figure 1.10.c). Cette hypothèse permet de définir les parties du sol en état de butée et en état de poussée et, moyennant une hypothèse sur l'inclinaison des forces de contact, de calculer les efforts appliqués à l'écran par le sol. Ce calcul sert à vérifier l'équilibre général de l'écran, indépendamment de son dimensionnement interne, à déterminer sa fiche et, si nécessaire, à calculer la répartition des efforts dans l'écran.



a- Le sol et la structure

b- Schéma de calcul de la structure

c - Schéma de calcul du sol-Structure

Figure. I.10 : Analyse du comportement d'un écran de soutènement :

Point de vue de la structure et point de vue du sol.

L'idéal serait bien sûr de calculer simultanément les efforts et les déformations dans le sol et dans l'écran, sous les charges de service, en recourant le moins possible aux coefficients de réaction, qui ne sert pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques des sols. Néanmoins, cette perspective reste éloignée et les deux approches de l'interaction sol-structure devront encore coexister en respectant les caractéristiques Essentielles de chacun des matériaux en contact.

Mouvement du sol autour d'une excavation :

La diminution des contraintes totales Pendant une excavation et la mise en place du soutènement entraînent des Mouvements du sol vers la fouille (déplacements latéraux généralement confinés par L'ouvrage), des tassements en surface derrière le soutènement, une déformation du Soutènement et un soulèvement du fond de fouille.

Les principaux facteurs qui affectent les mouvements d'un sol et de son système

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

De soutènement sont, d'après Clough et Schmidt (1977) :

- ❖ La nature et les propriétés des sols.
- ❖ La forme et la profondeur de l'excavation.
- ❖ le type de soutènement, SA rigidité et son degré d'encastrement.
- ❖ La méthode de construction du soutènement, la durée et le phasage des travaux.
- ❖ L'intensité des surcharges d'exploitation et la présence de structures voisines.

1.6.4-Interaction sol-tunnel :

Le fonctionnement du soutènement (son niveau de chargement, notamment) dépend de sa géométrie (forme, épaisseur), de ses caractéristiques mécaniques (Résistance, déformabilité, évolution dans le temps, comportement d'interface avec le Massif), des interactions entre les éléments qui le composent (joints, interaction entre des voussoirs ou avec des renforcements), de sa vitesse de mise en place et de ses conditions d'utilisation (effets thermiques, surcharges, interactions diverses avec l'environnement). Le mode d'interaction sol-soutènement-revêtement conditionne la loi de transmission des efforts normaux et tangentiels le long de la surface de contact.

La rigidité du soutènement a notamment une influence importante sur leur intensité.

En fonction du chargement transmis au soutènement, quatre modes de fonctionnement peuvent être distingués.

- ❖ Travail en compression ;
- ❖ Travail en flexion ;
- ❖ Travail en membrane ;
- ❖ Poinçonnement.

Les modes les plus courants sont les fonctionnements en compression et en Flexion. Les types de rupture sont essentiellement l'écrasement, le poinçonnement et la fissuration (pour le béton projeté). Au niveau de la modélisation, trois hypothèses différentes peuvent être faites concernant la nature du contact entre le sol et un soutènement (contact longitudinal pour le béton projeté, contact radial pour des boulons ou des cintres) :

- ❖ Continuité complète du soutènement (ou du revêtement) et du massif.
- ❖ Glissement avec frottement ou glissement parfait, sans décollement du massif.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

Par rapport au soutènement.

- ❖ Glissement avec frottement ou glissement parfait, ET décollement du massif par

Rapport au soutènement.

Le choix est fait en fonction du problème traité (nature du terrain et du soutènement) et surtout de la connaissance de l'interaction. Si cette connaissance n'est pas disponible, il est d'usage de considérer les deux cas extrêmes : l'état collé (Continuité parfaite) et l'état de glissement parfait avec possibilité de décollement.

Chacune de ces hypothèses peut avoir une influence importante sur les résultats, car les contraintes et les déformations du soutènement dépendent surtout du mode de construction adoptée. Bien que les conditions de calcul soient plus faciles dans le cas de l'adhérence parfaite, cette hypothèse correspond très rarement à la réalité du contact entre le soutènement et le massif de sol ou de roche. Le frottement est en général représenté par le critère de Coulomb, caractérisé par une cohésion et un angle de Frottement.

I.7-Conclusion :

A partir d'un état des lieux des appareillages actuellement disponibles en laboratoire, nous avons identifié les différentes approches possibles : cisaillement direct où la surface de cisaillement reste imposée au cours de l'essai, cisaillement simple où le cisaillement peut se développer librement au sein de l'échantillon. Le choix du chemin de cisaillement est également primordial pour pouvoir reproduire les phénomènes réels.

Les chemins à rigidité normale imposée (qui recouvrent les chemins à contrainte Normale constante et à volume constant) sont les plus appropriés, la raideur du système pouvant être déterminée à partir du module préssiométrique du sol. L'influence de la rugosité de la structure, de la densité et de la nature du sol et de la contrainte normale initiale a été mise en évidence.

Cette synthèse bibliographique a permis de dresser un cahier des charges pour le nouvel appareil qui fait l'objet de notre étude. Pour amener une évolution conséquente,

Il devra satisfaire aux exigences suivantes :

- ❖ permettre de réaliser des essais selon tout type de chemin
- ❖ pourvoir supporter des contraintes importantes (jusqu'à 400 kPa).
- ❖ permettre de grands déplacements tangentiels d'interface sans perte de matériau.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

- ❖ pouvoir réaliser des sollicitations monotones à vitesse contrôlée variable.
- ❖ permettre une visualisation du mouvement des grains au sein de l'échantillon.
- ❖ permettre l'utilisation d'un matériau relativement grossier.
- ❖ avoir une mesure locale de la contrainte normale au n.

I.8 Le renforcement par géotextiles

I.8.1 Introduction

Un nombre important de tissus synthétique manufacturés à base de polyester, plastique, polyéthylène et de propylène sont utilisés en pratique pour l'amélioration et le renforcement des sols. Ces tissus peuvent être des tissés, tricotés en forme de nappes (ou bandes) ou en grilles (géo grilles).

Ces tissus peuvent être imperméables lorsqu'ils sont utilisés au fond des décharges (CET) ou de barrières de protection des nappes.

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

I.8.2. Le renforcement de sol

Dans un sol renforcé, les propriétés mécaniques du sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance à la traction, se trouvent améliorées par la mise en place d'inclusions. Pour tous les composites, l'interaction entre leurs différents éléments est essentielle pour permette notamment une bonne transmission des contraintes.

Introduire des inclusions dans un sol, c'est modifier son comportement, celui-ci peut se traduire par une augmentation des caractéristiques intrinsèque de ce sol, et qui proviennent essentiellement du frottement des grains du sol sur les inclusions .

Les facteurs liés à l'inclusion sont :

- ❖ L'état de surface.
- ❖ Caractéristique mécanique de l'inclusion.

Les facteurs lies au sol sont :

- ❖ Granulométrie.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des interfaces sol-structure

❖ Densité du sol.

Les facteurs liés à l'association sol/inclusion sont :

❖ Le comportement à l'interface sol-inclusion qui est caractérisé par deux types d'essais :

- Frottement à l'interface.
- Coefficient de frottement.

I.9 Conclusion :

Les études menées sur les échantillons de sable renforcés par des nappes géo synthétique, disposées horizontalement, ont montré que ce type de renforcement améliore les caractéristiques intrinsèques du sable et augmente sa résistance à la rupture.

Cette amélioration est liée directement à la résistance en traction des nappes de renforcement à la résistance de l'interface sol-renfort.

L'étude expérimentale basée sur les essais de cisaillement à l'appareil triaxial et l'approche théorique par la méthode d'homogénéisation à la rupture ont permis de mettre en évidence, dans l'échantillon de sable, des nappes géosynthétique, tandis que l'angle de frottement interne égale à celui du sable non renforcé.

L'approche théorique a permis de donner une expression du gain maximum en cohésion anisotrope à la rupture de l'échantillon de sable renforcé. L'application de cette expression à nos cas a montré que la pseudo-cohésion théorique concorde avec celle mesurée expérimentalement.

Enfin, d'étude expérimentale a montré que la valeur du déviateur de contraintes à la rupture augmente en fonction du nombre de nappes géosynthétiques incorporées dans l'échantillon de sable.

**CHAPITRE II : DISPOSITIF
EXPÉRIMENTALE UTILISÉ ET
MODE OPÉRATOIRE SUIVI.**

Introduction :

Après description des matériaux utilisés et de la procédure d'essais suivie, ce chapitre donne la liste des essais de cisaillement direct sous charges monotones réalisés. Deux matériaux ont été utilisés pour simuler l'interface sol-structure : un sable de dunes présentant deux formes de compacité, l'une dense et l'autre lâche, en contact avec un géotextile est principalement utilisé sous la forme de nappe pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement.

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

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

II.1. Description du dispositif expérimental utilisé :

La boîte de cisaillement utilisée est semblable à celle de Casa grande. Elle est de forme cubique (6 cm de côté et 2.5 cm de profondeur) et constituée de deux demi-boîte (figure II.1) :

- Une demi-boîte supérieure mobile remplie de sable ;
- Une demi-boîte inférieure fixe remplie du même sable (dans les essais sable-sable) ou du géotextile (dans les essais sable-géotextile).

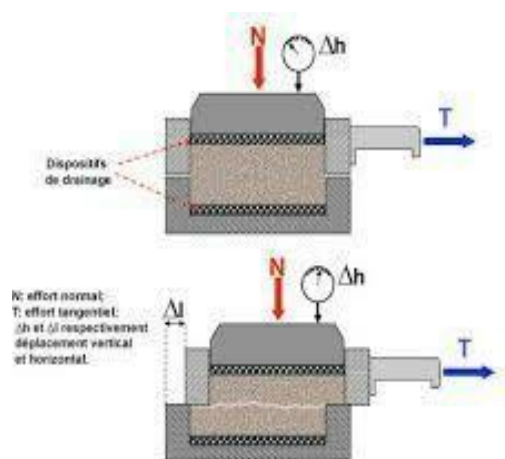


Figure II.1: Principe de la boîte de cisaillement direct

Chapitre II : Dispositif expérimentale utilisé et Mode opératoire suivi.

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 course de déplacement est de l'ordre de 6mm.
- 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 est entraînée à vitesse constante, variable de 1.0 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 figure [II.2].



Figure II.2: Appareil de cisaillement direct

II.1.1. Le géotextile :

On a utilisé un géotextile. J'étais couper un échantillon de géotextile sous forme cubique avec des dimensions (6cm.6cm. 1,5 cm), et sa Surface intérieure peut être lisse ou rugueuse pour simuler l'interaction sol-structure.

Les deux surfaces sont obtenues par polissage et par Collage avec de l'ara dite des grains de sable sur celle-ci.

Chapitre II : Dispositif expérimentale utilisé et Mode opératoire suivi.

Cette solution permet d'éviter tout contact entre les demi-boite ce qui permet par la même occasion de l'amplitude des aspérités, d'autant plus que la rupture s'effectue dans le sable et non pas dans le géotextile.



Figure II.3: le géotextile

FICHE TECHNIQUE									
Géotextile non-tissé aiguilleté en fibres courtes haute ténacité 100% polypropylène.									
									
Séparation		Filtration							
Caractéristiques	Normes	Unités	AS10	AS15	AS20	AS25	AS30	AS35	AS40
Caractéristiques Physiques									
Masse Surfaccique	EN ISO 9864	g/m²	100	150	200	250	300	350	400
Epaisseur sous 2 kPa	EN ISO 9863-1	mm	0,5	0,8	1,0	1,25	1,60	1,70	2,2
Caractéristiques Mécaniques									
Résistance à la Traction	SP* ST*	EN ISO 10319	kN/m	6 7	10 12	13 16	16 20	20 25	23 30
Déformation à l'Effort de Traction Maximale	SP* ST*	EN ISO 10319	%	70 90	70 90	70 90	75 95	75 100	80 100
Perforation Dynamique	EN ISO 13433	mm	30	25	17	15	11	10	9
Résistance au Poinçonnement CBR	EN ISO 12236	kN	1,00	1,70	2,10	2,90	3,40	4,00	4,4
Resistance au Poinçonnement pyramidal	EN 14574	kN	0,70	1,00	1,20	1,50	1,80	1,90	2,30
Caractéristique Hydrauliques									
Perméabilité Normale au Plan	EN ISO 11058	m/sec	0,080	0,065	0,050	0,045	0,040	0,020	0,020
Ouverture de Filtration	EN ISO 12956	µm	90	90	70	70	65	60	55
Conditionnement									
Rouleau Standard									
Largeur		m	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80
Longueur		m	300	250	200	160	140	120	100
Surface par Rouleau		m²	1 740	1 450	1 160	928	812	696	580
Poids du Rouleau		kg	174	218	232	232	244	244	232
SP* : Sens Production, ST* : Sens Travers									
DURABILITE :									
✓ Durabilité : 25 années avec sols 4 < PH < 9 , température <25° C.									
✓ Couverture après mise en oeuvre :30 jours.									

Figure II.4: Fiche Technique de géotextile

Chapitre II : Dispositif expérimentale utilisé et Mode opératoire suivi.

II.1.2. Matériaux étudiés :

Sable de dunes :

A/-Définition de dune :

Une dune est un relief ou un modelé composé de sable. Le terme appartient au vocabulaire topographique, géographique (s.l.), géomorphologique. Les ensembles dunaires font partie des formations superficielles (formations qui sont relativement récentes à l'échelle géologique).

B/- Mécanismes de formation :

Les dunes se forment dans des zones où le sable est abondant et non fixé par la Végétation (désert, plage, lit fluvial à l'étiage). Le sable est érodé et pris en charge par le Vent (déflation). Il est transporté aux ras du sol par saltation, puis s'accumule quand la Compétence du vent chute (versant sous le vent). Une dune peut se déplacer par érosion du versant au vent et accumulation sur le versant opposé.

C/- Types des dunes :

1-Les avant-dunes (fore dune pour les anglophones), qui sont des bourrelets plus ou moins fixés par la végétation (oyats par exemples), parallèles au trait de côte et solidaire de la plage, c'est à dire échangeant du sable avec elle, dans un même système sédimentaire. À ne pas confondre avec une ancienne arrière dune en cours d'érosion, ou avec une dune formée par du sable venant de terre sur un secteur ou une avant d'une active ne pourrait pas se former. En Espagne et en Tunisie, ces avant-dunes sont systématiquement considérées comme faisant partie du domaine public maritime, ce qui facilite leur protection. L'avant dune se forme à partir de fixation du sable en haut de plage, par des plantes pionnières spasmophiles.

2-Les falaises dunaires (dune Cliff pour les anglophones) n'est pas une vraie dune mais un profil résultant de l'érosion marine d'une dune ancienne fixée par une pelouse ou un Boisement qui a été à l'origine de la formation d'une couche d'humus ou de sol sableux.

3-Les dunes perchées, (Cliff-top dune pour les anglophones), qui apparaissent au sommet d'une falaise vive ; alimentée en sable par le vent à partir de l'estran, voire à partir du profil de pente, quand il s'agit d'une falaise dunaire. 4. les cordons dunaires artificiels, qui sont construits de main d'homme, généralement comme élément de protection contre la mer ou d'une zone cultivée et/ou construite. Ils nécessitent un entretien permanent, sans lequel ils se désintègrent en quelques décennies. Certains cordons sont semi-naturels (ex: avant- dunes plus ou moins dégradés rectifiées par des engins et fixées par des oyats à Sangatte dans le nord de la France.).

Chapitre II : Dispositif expérimentale utilisé et Mode opératoire suivi.

D/- Physique des dunes :

Nous connaissons tous, au moins par des photos ou les images de télévision, les Étendues majestueuses de dunes ressemblant à une mer de sable dans le désert. Leurs Formes répétitives modelées par le vent couvrent d'immenses surfaces et leurs Déplacements menacent aussi bien les zones de cultures que les routes ou même les villes. Malgré cela, le mouvement des dunes était encore très mal compris.

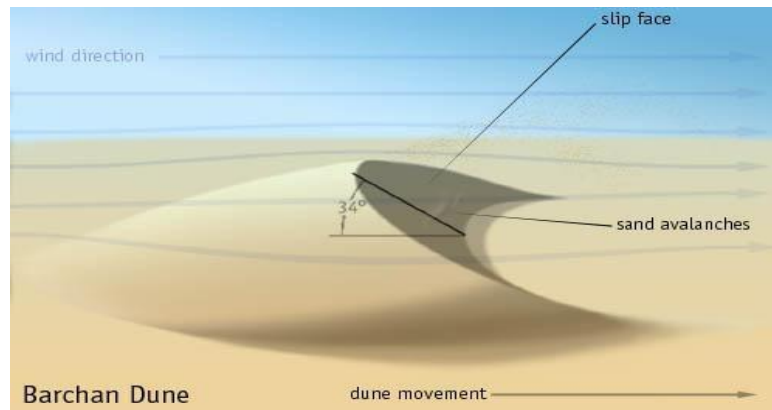


Figure. II.5: la barkhane

Une barkhane est une dune de la forme d'un croissant allongé dans le sens du vent, Elle naît là où l'apport de sable est faible et sous des vents unidirectionnels. Le vent fait Rouler le sable pour qu'il remonte la pente du dos de la dune jusqu'à la crête et vienne Former de petites avalanches sur le versant plus pentu du front. Ce phénomène fait avancer la dune.

Les dunes les plus simples ont une forme de croissant et portent le nom arabe de Barkhane (voir Fig. II.5). Elles se forment dans des conditions particulières avec des Volumes de sable limités et se déplacent sur un substrat stable sous l'action d'un vent qui vient toujours de la même direction. Leur crête sépare le dos de la dune, incliné de 5 à 20° et le front nettement plus raide (32 à 35°) qui se prolonge par deux cornes dans la direction du vent (voir Fig. II.5).

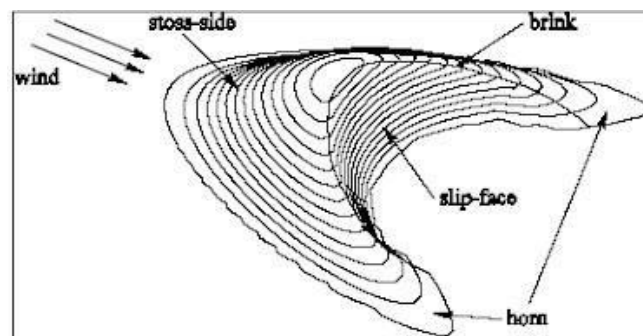


Figure. II.6 : Morphologie de la barkhane.

II.1.2. 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 :

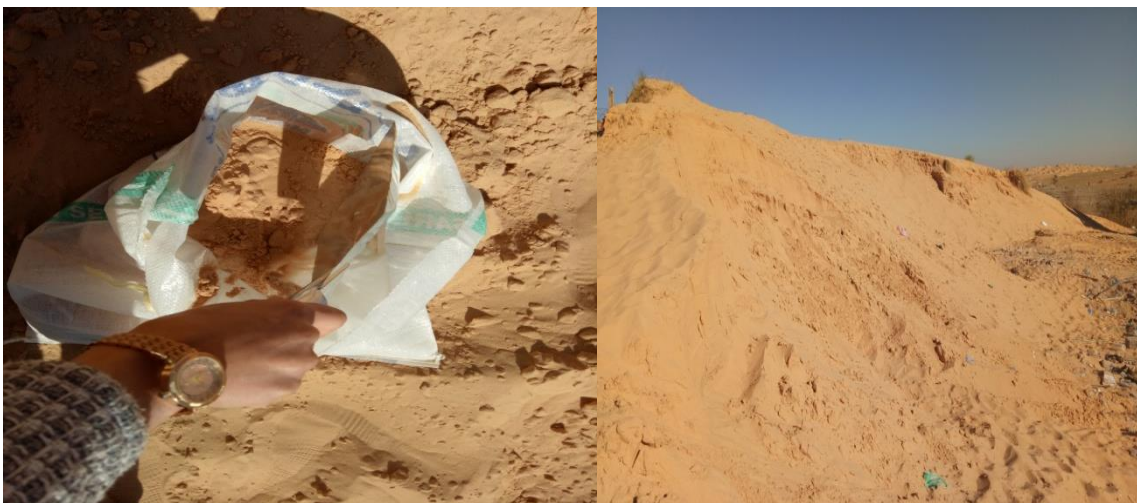
On applique la contrainte normale (σ_v) et on procède au cisaillement à une vitesse de déplacement constante en mesurant l'évolution de la contrainte de cisaillement (τ), du déplacement relatif normal ou verticale (u) et du déplacement relatif tangentiel (w).

II.3. Les essais d'identification :

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

❖ Le sable de dune

On a réalisé ces essais avec le sable des dunes (sable de ville Boussaâda- M'sila.)



Chapitre II : Dispositif expérimentale utilisé et Mode opératoire suivi.

Figure II.7: le lieu où je prends le sable des dunes.

❖ Caractéristiques physiques :

Les résultats d'identification de ce sable suivant les normes française (AFNOR) donnent les caractéristiques suivantes :

-Poids volumique (γ) sec à l'état lâche : 14.7 kg/m^3

-Poids volumique (γ) sec à l'état dense : 16.3 kg/m^3

-Equivalent de sable **E.S. V= 85.22%** (Sable très propre - l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.).

-Equivalent de sable **E.S. P= 82.38%** (Sable très propre - l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.).



Figure II.8 : essai de la masse volumique



Chapitre II : Dispositif expérimentale utilisé et Mode opératoire suivi.

FigureII.9. : essai de l'équivalent de sable.

Chapitre II : Dispositif expérimentale utilisé et Mode opératoire suivi.

Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles des grains constituant l'échantillon, la distribution en poids des particules d'un granulat suivant leur dimension permet de déterminer sa continuité.

$$T=100 -RC$$

Où : **T** : Tamisât en (%)

R: Refus cumulés en (%)



Figure II.10: essai granulométrie du sable testé.

Tamis (mm):	Refus Partiel (g):	Refus Cumulés (g):	Refus Cumulés (%):	Tamisât (%):
5	0	0	0	100
2.5	0	0	0	100
1.25	0.21	0.21	0.014	99.98
0.63	33.99	34.2	2.28	97.72
0.315	228.38	262.58	17.50	82.5
0.16	977.22	1239.72	82.64	17.36
0.08	224	1463.72	97.58	2.42
Fond	21.81	1485.61	99.04	0.96

Tableau II.1: Analyse granulométrie.

Masse totale de l'essai= 1500g

L'analyse granulométrique effectuée par tamisage. Les résultats du tamisage à sec au travers de 07 tamis d'ouverture comprise entre 5 et 0.08 mm (Figure II.11) sont résumés dans le tableau 2-1, où Cu désigne le coefficient d'uniformité et Cc le coefficient de courbure.

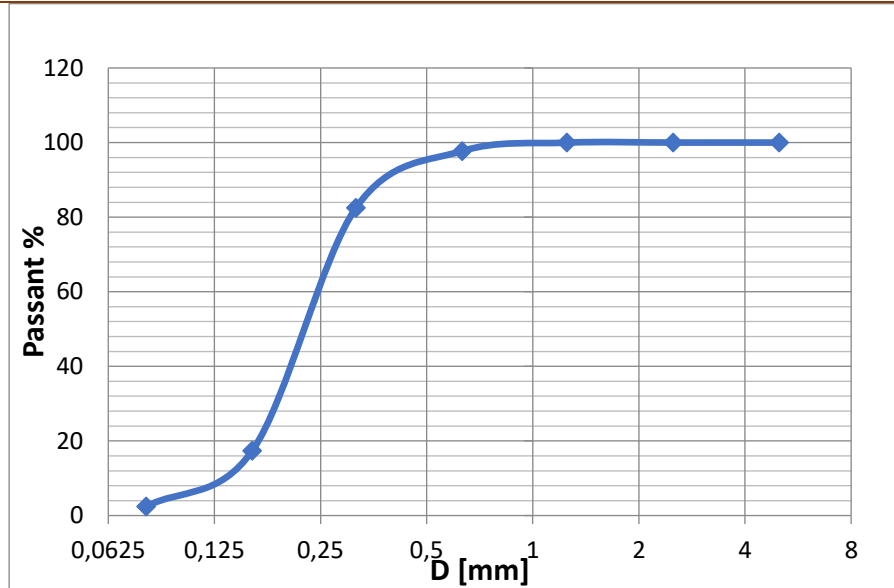


Figure II.11: Courbe granulométrique du sable testé.

Commentaire :

Donc on constate que **98.90%** de grains de sable de dune ont de diamètres entre **0.08 mm** et **0.63mm**.

$$Cc = d_{30}^2 / d_{10} d_{60} = \mathbf{0.971} \quad ; \quad C_u = d_{60} / d_{10} = \mathbf{1.6}$$

II .4. Conclusion :

Après la détermination des caractéristiques physiques du matériau que l'on va Étudier, on réalise une série d'essai de cisaillement direct modifié sur les interfaces sol structure (prochaine partie), ces essais ont permis l'étude de l'effet des principaux Paramètres sur le comportement de l'interface : type du sable (sable fin des dunes (ville de Boussaâda), rugosité de la surface de la structure (lisse ou rugueuse), densité du sable (Lâche ou dense), contrainte de confinement.

**CHAPITRE III : PRÉSENTATION
LES RÉSULTATS DE
SIMULATION DES ESSAIS
RÉALISÉS À L'AIDE DU CODE
PLAXIS DE CALCUL PAR
ÉLÉMENTS FINIS.**

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

1ère PARTIE :

III.1. Présentation de plaxis :

III.1.1. Introduction :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

III.1.1.1. Le code éléments finis PLAXIS :

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

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

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

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

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

III.1.1.2 Options par défaut et solutions approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

❖ Les options par défaut commencent dès le maillage :

L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

❖ De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements :

Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre.

Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité.

L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

❖ Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS :

Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux.

Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; *PLAXIS* offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

❖ La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse :

L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans *PLAXIS*. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

❖ Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats :

Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

III.1.2. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS :

1.Introduction :

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

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

La démarche suivie dans le développement du code *PLAXIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de *Mohr-Coulomb* sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

consolide et il est plus adapté d'utiliser le **Soft Soil Model** qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

❖ Les modèles utilisés dans plaxis sont :

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

III.1.2.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles :

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle-ci est-elle même

Dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme.

Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v ; \dots\dots\dots 3.1$$

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Où Δu_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \epsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

III.1.2.3. Comportement élastoplastique :

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure III.1).

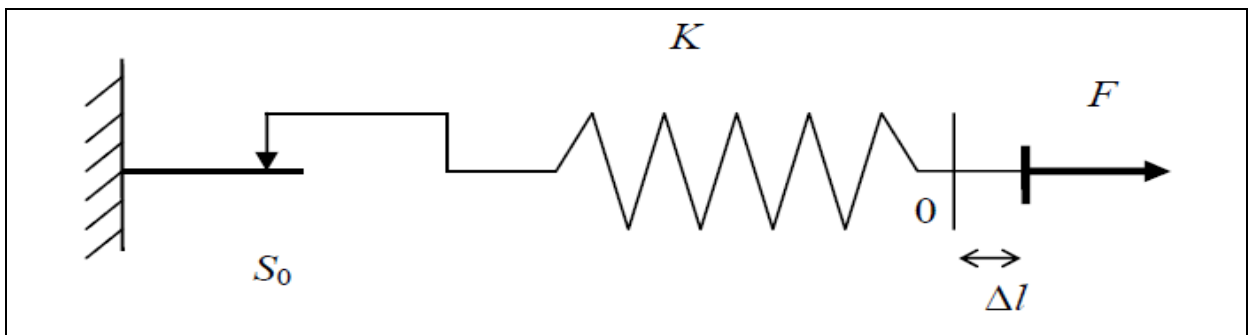


Figure : III.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure [III..2].

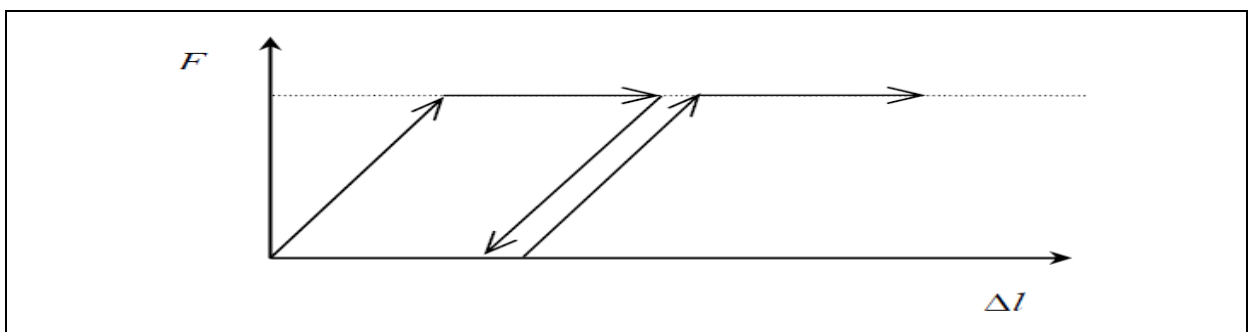


Figure.III.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Le type de comportement représenté par les figures [III.1 et III.2] est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure [III..3] représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

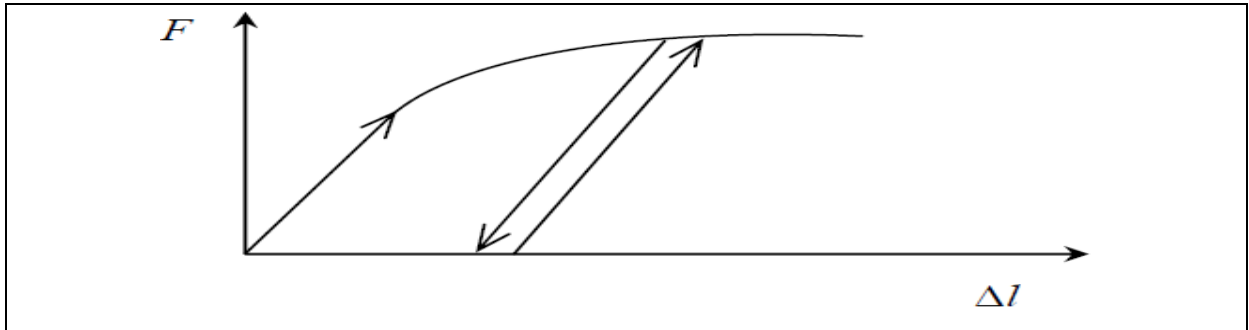


Figure.III.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

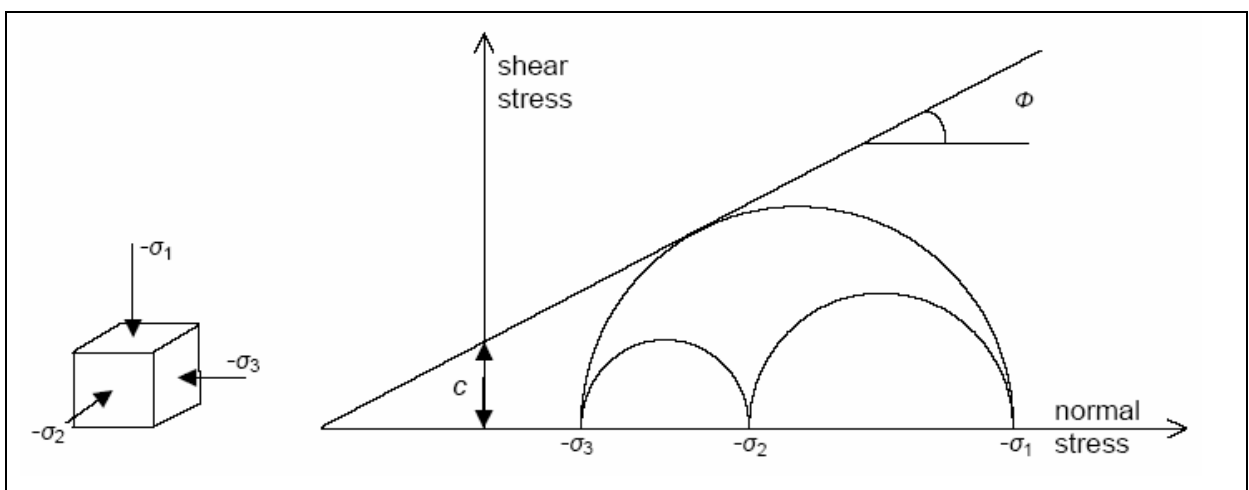
III.1.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb :

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

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

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c ; \dots\dots\dots 4.2$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau figure [III..4].



FigureIII.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres figure [III..5]. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Soil - Mohr-Coulomb - sable_Lâche

General Parameters Groundwater Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
E'	kN/cm ²	50,00
v' (nu)		0,3000
Alternatives		
G	kN/cm ²	19,23
E _{oed}	kN/cm ²	67,31
Strength		
c' ref	kN/cm ²	0,000
φ' (phi)	°	38,00
ψ (psi)	°	8,000

Figure.III.5 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant.

Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture figure [III.6].

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

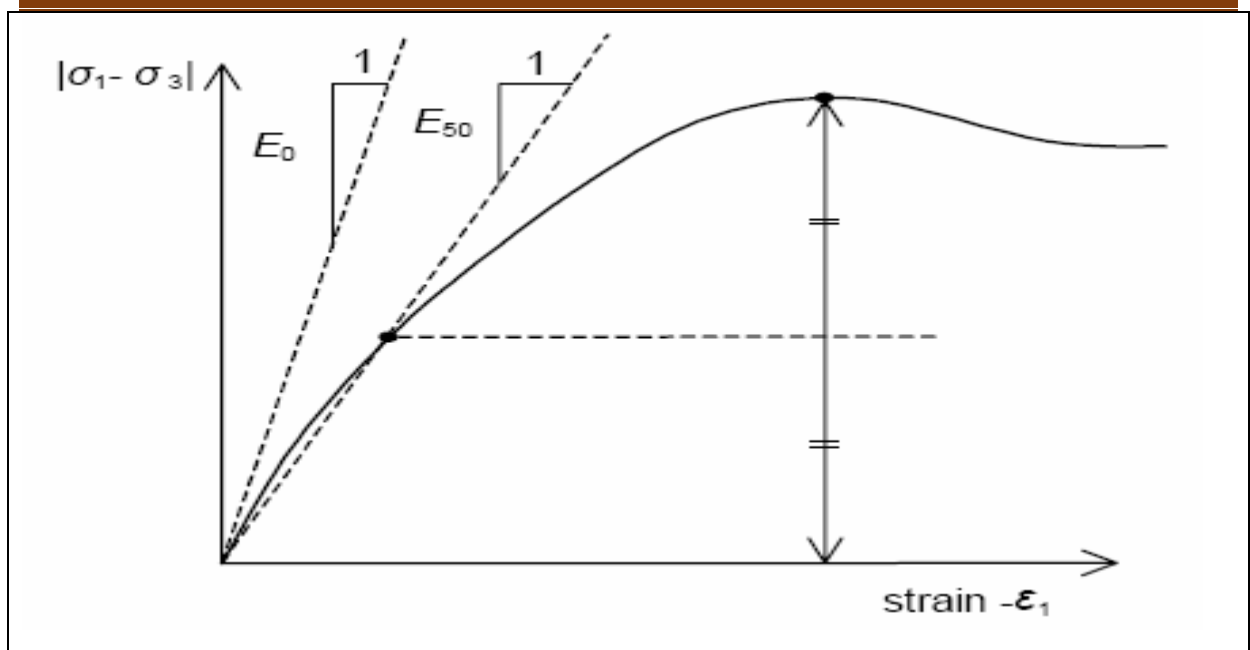


Figure.III.6 : Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger Les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb figure [III.4].

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : Ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\psi = \phi - 30^\circ$	pour	$\phi > 30^\circ$.
$\psi = 0^\circ$	pour	$\phi < 30^\circ$.

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés Figure [III.7].

Advanced			
Set to default values ☒			
Stiffness			
E' inc	kN/cm²/cr		0,000
γ ref	cm		0,000
Strength			
c' inc	kN/cm²/cr		0,000
γ ref	cm		0,000
Tension cut-off		☒	
Tensile strength	kN/cm²		0,000
Undrained behaviour			
Undrained behaviour		Standard	
Skempton-B			0,9783
v _u			0,4950
K _{w,ref} / n	kN/cm²		1875

Figure.III.7 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

III.1.3. Calcul :

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*). PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis.

Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c réduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamique calculation*).

Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamique module), qui est une extension de la Version 8.

Les trois premiers types de calcul (plastique, consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements. Cette option s'appelle Updated mesh (mise à jour du maillage) et est disponible comme option avancée.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charge prédéfini, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité sont des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incréments de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

III.1.3.1. Le programme de calcul :

Cette icône représente le programme de calcul (*Calculation*). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents.

Si le projet choisi n'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option <<<More files>>>.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton *Calculate* depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît.

III.1.3.2. Caractéristiques générales des calculs :

Caractéristiques générales d'une phase de calcul.

Phase :

Les divers éléments du groupe *Phase* peuvent être utilisés pour identifier une phase de calcul et pour déterminer l'ordre des phases de calcul en sélectionnant celle qui sera prise comme point de départ pour chaque étape de calcul.

Calculation type :

Les choix faits dans les deux cases du groupe *Calculation type* déterminent le type de calcul utilisé

Comment et log info :

La case *Log info* affiche les messages générés pendant le calcul aux éléments finis. La case *Comment* permet de stocker les informations relatives à une phase de calcul en particulier.

III.1.3.3. Types de calculs :

Le type de calcul d'une phase (*Calculation type*) est d'abord défini dans le menu déroulant en haut à droite de l'onglet *General*. Il y a trois types de types de calcul fondamentaux distincts : un calcul plastique (*Plastic*), une analyse de consolidation (*Consolidation*) et un calcul de coefficient de sécurité (*Phi-c réduction*).

Un calcul dynamique (*Dynamique*) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS Dynamics, qui est une extension de la Version 8.

III.1.4. Paramètres de contrôle du calcul :

L'onglet *Paramètres* est employé pour définir les paramètres de contrôle d'une phase de calcul et de la procédure de résolution correspondante figure [III.8].

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

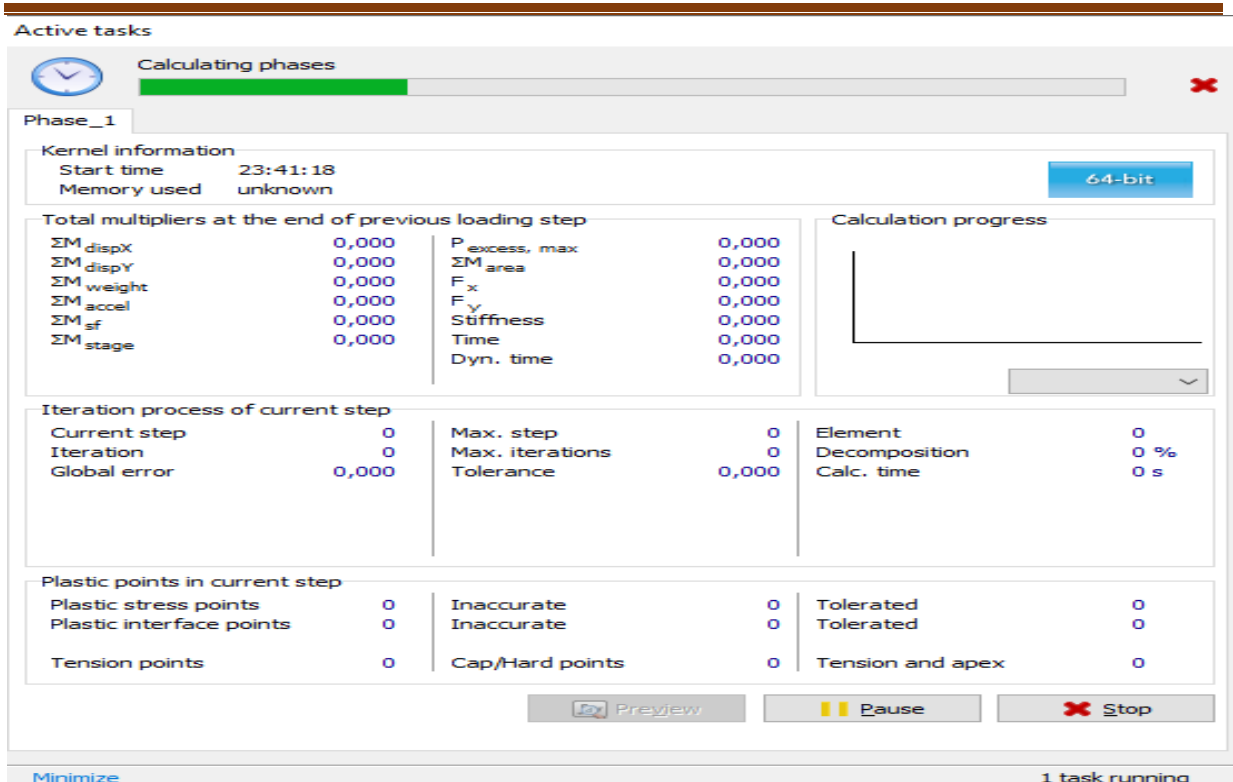


Figure.III.8 : Onglet *Paramètres* de la fenêtre de calcul (*Calculations*).

III.1.4.1. Construction par étapes :

La construction par étapes (*Staged construction*) est le type de chargement (*Loading input*) le plus important. Grâce à cette fonctionnalité spéciale de Plaxis, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions hydrauliques dans la géométrie. Pour mener un calcul de construction par étapes, il est d'abord nécessaire de créer un modèle géométrique qui inclut tous les objets utiles au calcul. Les objets qui ne sont pas nécessaires au début du calcul seront désactivés dans la configuration géométrique initiale à la fin du programme *Input*. L'analyse d'une construction par étapes peut être effectuée au cours d'un calcul plastique aussi bien que pour une analyse de consolidation. Dans l'onglet *Parameters*, l'option *Staged construction* peut être sélectionnée dans la case *Loading input*.

En double-cliquant sur le bouton *Define*, le programme *Input* est lancé et la fenêtre de construction par étapes apparaît.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Cette fenêtre est semblable à la fenêtre des conditions initiales, mis a part le fait que les options qui n'ont de sens que pour les conditions initiales (comme la *procédure K0*) ne peuvent être sélectionnées.

Il est aussi impossible d'accéder a la fenêtre géométrie du programme *Input* à partir de la fenêtre de construction par étapes. D'autre part, des options spécifiques au mode de construction par étape sont disponibles.

III.1.4.2. Activation ou modification des chargements :

Les charges créées pendant la définition de la géométrie sont désactivées dans la situation initiale, mais elles peuvent être réactivées en utilisant un processus de construction par étapes. Comme pour les éléments de structure, les chargements peuvent être activés ou désactivés en cliquant une fois dessus dans le modèle géométrique.

Les charges actives sont dessinées dans leur couleur d'origine, alors que les charges désactivées sont dessinées en gris.

Lors de l'activation de charges, la valeur réelle du chargement appliqué durant le calcul est déterminée par la donnée du chargement et le multiplicateur de chargement correspondant.

III.1.5. Exécution de la procédure de calcul :

Lorsque les phases de calcul ont été définies et les points pour les courbes sélectionnés, la procédure de calcul peut être exécutée. Avant de la lancer, il est cependant préférable de vérifier la liste des phases de calcul. En principe, toutes les phases de calcul signalées par une flèche bleue seront exécutées dans la procédure de calcul. Par défaut, si l'on définit une phase de calcul, celle-ci sera automatiquement sélectionnée pour les calculs. Une phase de calcul précédemment exécutée est marquée d'une coche verte si le calcul est parvenu à son terme, sinon elle est indiquée par une croix rouge.

Pour sélectionner ou désélectionner une phase de calcul à exécuter, il faudra soit double-cliquer sur la ligne correspondante, soit appuyer sur le bouton droit de la souris au niveau de la ligne correspondante puis sélectionner l'option *Mark calculate* ou l'option *Unmark calculate* dans le menu du curseur.

III.1.6. Résultats affichés pendant les calculs :

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations à propos du processus itératif sont présentées dans une fenêtre séparée. Ces informations comprennent les

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

valeurs courantes des facteurs multiplicateurs totaux de chargement ainsi que d'autres paramètres pour la phase en cours de calcul figure [III..9].

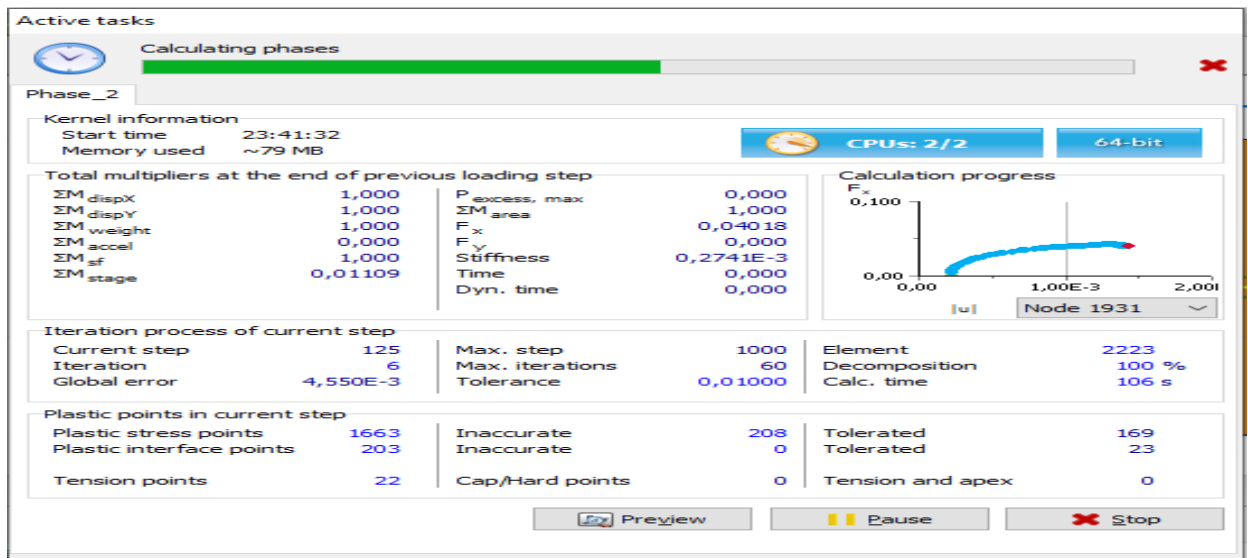


Figure.III.9 : Fenêtre de calcul.

III.1.7. Le programme de résultats (output) :

Cette icône représente le programme de résultats (*Output*). Celui-ci contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul approprié ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. Après cette sélection, une première fenêtre de résultats est ouverte ; celle-ci affiche le maillage déformé.

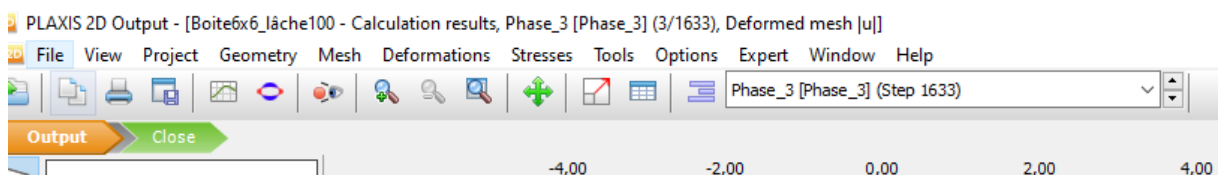


Figure.III.10 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

III.1.8. Le menu des résultats :

Le menu principal du programme *Output* contient des menus déroulants qui couvrent la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, et voir des graphiques et des tableaux. Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis sont les contraintes et les déformations. Par conséquent, ces deux aspects constituent la majeure partie du menu des résultats. Lorsqu'un modèle géométrique complet est affiché, le menu principal

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

est constitué de différents menus: *File, Edit, View, Geometry, Deformations, Stresses, Window* et *Help*.

Selon le type de données présentées dans une forme de résultats, le menu changera.

III.1.9. Le programme courbe (curves) :

Cette icône représente le programme *Curves*. Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations. Au début du programme *Curves*, il faut choisir entre ouvrir une courbe existante et en créer une nouvelle. Si *New chart* est sélectionné, la fenêtre *Curve génération* apparaît, dans laquelle les paramètres de génération de courbes sont réglés.

En sélectionnant *Existing chart*, la fenêtre de sélection permet un choix rapide de l'une des quatre courbes les plus récentes. Si le graphique à sélectionner n'apparaît pas dans la liste, l'option <<<*More files*>>> peut être utilisée.

Le gestionnaire de fichiers général apparaît alors, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires disponibles et de choisir le fichier graphique de PLAXIS souhaité (*.*G##* où *##* est un numéro compris entre 00 et 99). Après la sélection d'un projet existant, le graphique correspondant apparaît dans la fenêtre principale.

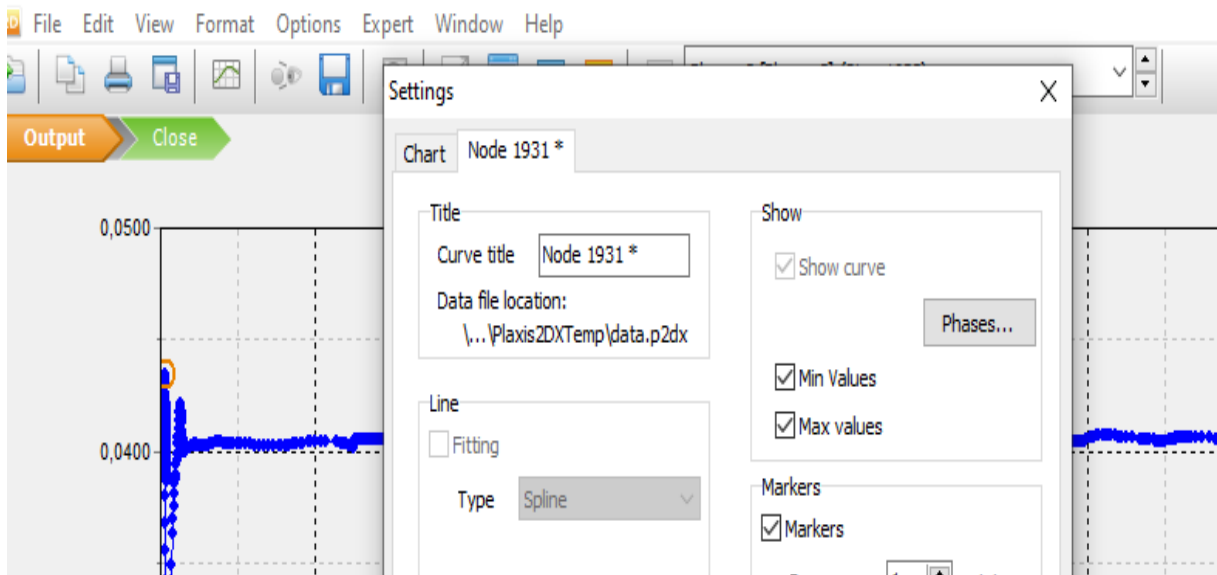


Figure.III.11 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *Curves*.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

2èrePARTIE :

III.2. Établissement d'un modelé géométrique et présentation des résultats de calcul

III.2.1. Introduction

Dans cette section, nous présentons l'utilisation du *PLAXIS* pour la simulation des essais réalisés avec du sable de Boussaâda.

Les paramètres du modèle ont été déterminés d'après la méthodologie présentée dans la partie précédente.

Le but de cette partie est de déterminer un modèle géotechnique, dit de référence, donc on va modéliser la boîte de cisaillement,

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel *PLAXIS 2D*. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

III.2.2. Définition des données

Pour que le logiciel *PLAXIS* puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du modèle suivantes :

On choisit un nom (essai de cisaillement), en déformation plane avec triangles à 15 nœuds. On suppose une couche de sol de 0.03m d'épaisseur et de 0.06m de large (les dimensions de la boîte de Casagrande). On obtient donc un rectangle de 30x60 mm², cette couche est divisée en deux couches de 0.015m d'épaisseur (demi-boîte inférieure et supérieure), de même nature de sol dans le cas d'essais sol-sol.

Mais dans le cas de l'essai sol-structure on remplace la couche inférieure par l'élément de structure (plate).

Les conditions aux limites sont prises par défaut : déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

On choisit le chargement *A (load system A)* et on applique pour le sable lâche les chargements (100 ,200 , 300 KPa), et pour le sable dense les chargements (100 ,200 ,300 KPa), On choisit aussi Les déplacements imposés (*Prescribed déplacements*) qui peuvent être placés dans le point (0,0.015) et (0,0.03) et dans le point (0.06,0.015) et (0.06,0.03).

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Finalement on choisit l'élément d'interface (*interface*) qui peuvent être placée dans le point (0,0.015) a (0.06,0.015).

Les figures suivantes (figure III-4-1 et III-4-2) représentent la géométrie du problème.

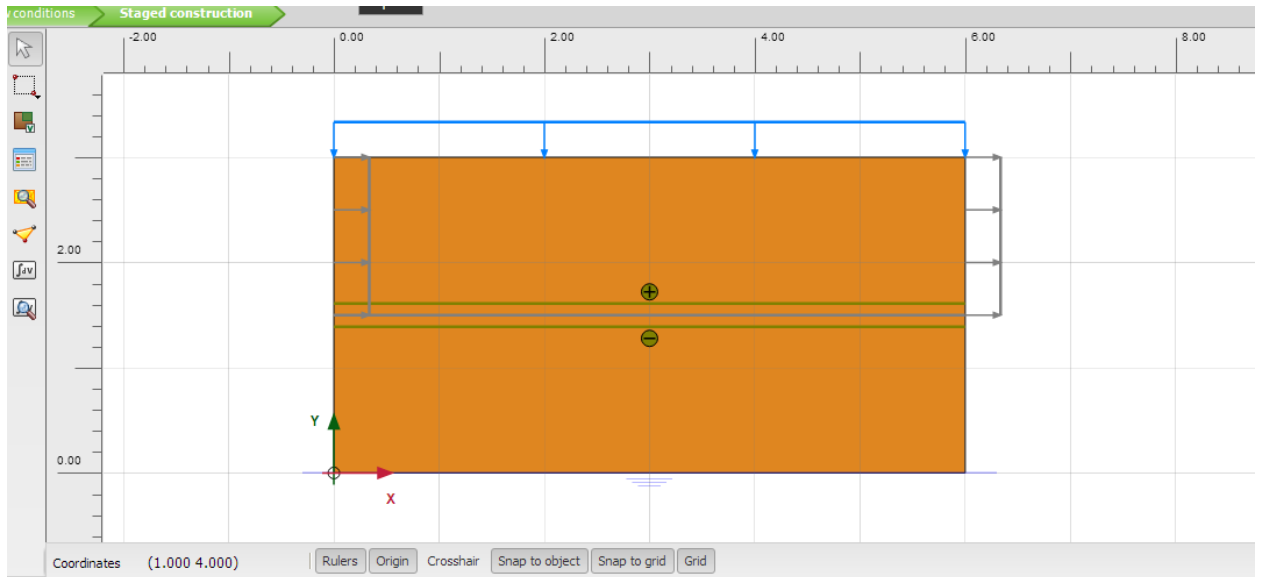


Figure.III.12 : Modèle géométrique du problème (sable-sable).

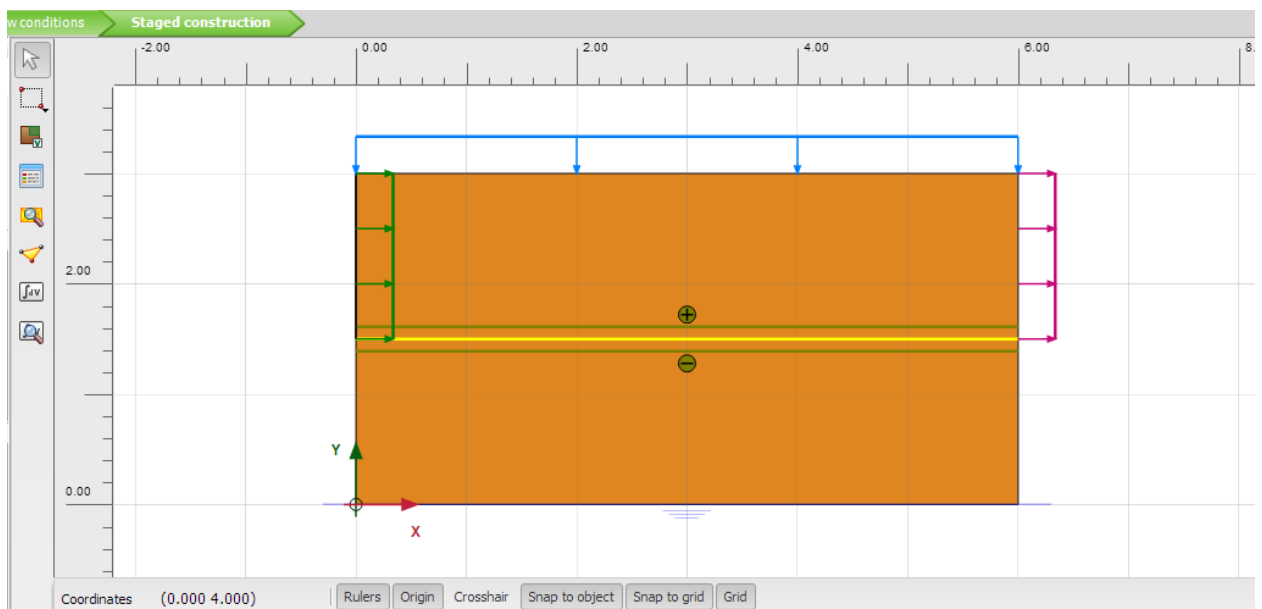


Figure.III.13 : Modèle géométrique du problème (sable-géotextile).

III.2.2.1. Paramètres de sol et de l'interface :

On définit un nouveau type de sol en choisissant (*new*) dans la base de données des matériaux. On utilisera un modèle de Mohr-Coulomb et on précisera que le sol est drainé (*drained*).

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

- Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-sol sont donnés dans le tableau IV-1.
- Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-structure (surface lisse) sont donnés dans le tableau III.1
- Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-structure (surface rugueuse) sont donnés dans le tableau III.2
- Les paramètres de la structure sont donnés dans le tableau III.3

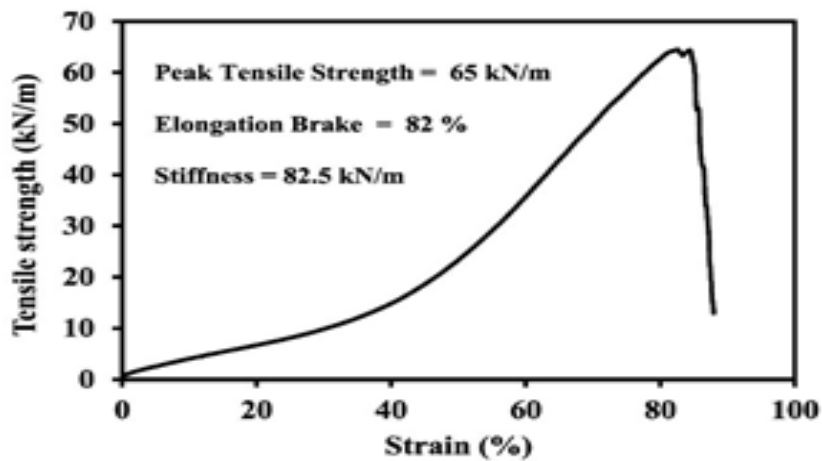
Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	
Poids volumique sec	γ_d	15,92	16,12	kN/m ³
Module d'Young	E_{ref}	250	500	Mpa
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	C_{ref}	0.1	0.1	kPa
Angle de frottement	ϕ	38	43	°
Angle de dilatation	ψ	8	13	°
Facteur de de forme	R_{inter}	0.90	0.90	-

Tableau III-1 : Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-sol.

Properties	Values	Test method
Polymer	Polypropylene	
Thickness (mm)	1.1	ASTM D5199 [39]
Mass per unit area (g/cm ²)	295	ASTM D5261 [40]
Apparent opening size (mm)	0.2	ASTM D4751 [41]
Peak tensile strength (MPa)	59	ASTM D4632 [38]
Elongation at break (%)	82	ASTM D4632 [38]
Stiffness at 2% strain (kN/m)	82.5	ASTM D4632 [38]

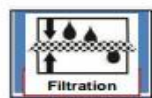
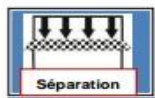
Tableau III-2: Propriétés de géotextile

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.



FICHE TECHNIQUE

Géotextile non-tissé aiguilleté en fibres courtes haute ténacité 100% polypropylène.



Caractéristiques	Normes	Unités	AS10	AS15	AS20	AS25	AS30	AS35	AS40
Caractéristiques Physiques									
Masse Surfaccique	EN ISO 9864	g/m ²	100	150	200	250	300	350	400
Epaisseur sous 2 kPa	EN ISO 9863-1	mm	0,5	0,8	1,0	1,25	1,60	1,70	2,2
Caractéristiques Mécaniques									
Résistance à la Traction	SP*	kN/m	6	10	13	16	20	23	27
	ST*		7	12	16	20	25	30	33
Déformation à l'Effort de Traction Maximale	SP*	%	70	70	70	75	75	80	90
	ST*		90	90	90	95	100	100	105
Perforation Dynamique	EN ISO 13433	mm	30	25	17	15	11	10	9
Résistance au Poinçonnement CBR	EN ISO 12236	kN	1,00	1,70	2,10	2,90	3,40	4,00	4,4
Resistance au Poinçonnement pyramidal	EN 14574	kN	0,70	1,00	1,20	1,50	1,80	1,90	2,30
Caractéristique Hydrauliques									
Perméabilité Normale au Plan	EN ISO 11058	m/sec	0,080	0,065	0,050	0,045	0,040	0,020	0,020
Ouverture de Filtration	EN ISO 12956	µm	90	90	70	70	65	60	55
Conditionnement									
Rouleau Standard									
Largeur		m	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80
Longueur		m	300	250	200	160	140	120	100
Surface par Rouleau		m ²	1 740	1 450	1 160	928	812	696	580
Poids du Rouleau		kg	174	218	232	232	244	244	232

SP* : Sens Production, ST* : Sens Travers

DURABILITE :

- ✓ Durabilité : 25 années avec sols 4 < PH < 9 , température <25° C.
- ✓ Couverture après mise en oeuvre :30 jours.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

III.2.2.2. Génération du maillage

a) Cas d'essai sol-sol

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 540 éléments et le nombre des nœuds est de 4662 nœuds.

On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « medium », puis, on le raffine localement au niveau de l'interface, comme indiqué sur la figure III.14.

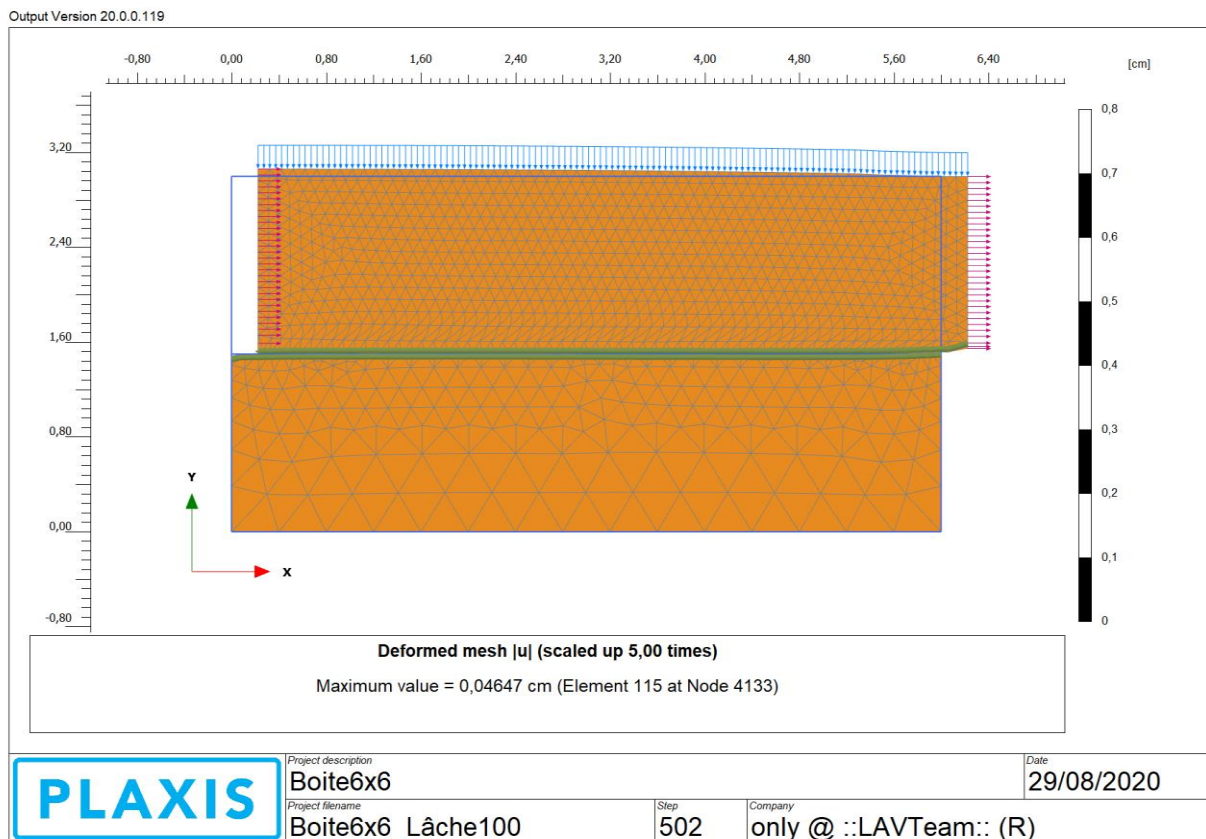


Figure.III.14 : Maillage du problème (essai sol-sol).

b) Cas d'essai sol-structure

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 504 éléments et le nombre des nœuds est de 4590 nœuds.

On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « medium », puis, on le raffine localement au niveau d'élément structure, comme indiqué sur la figure III.15.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

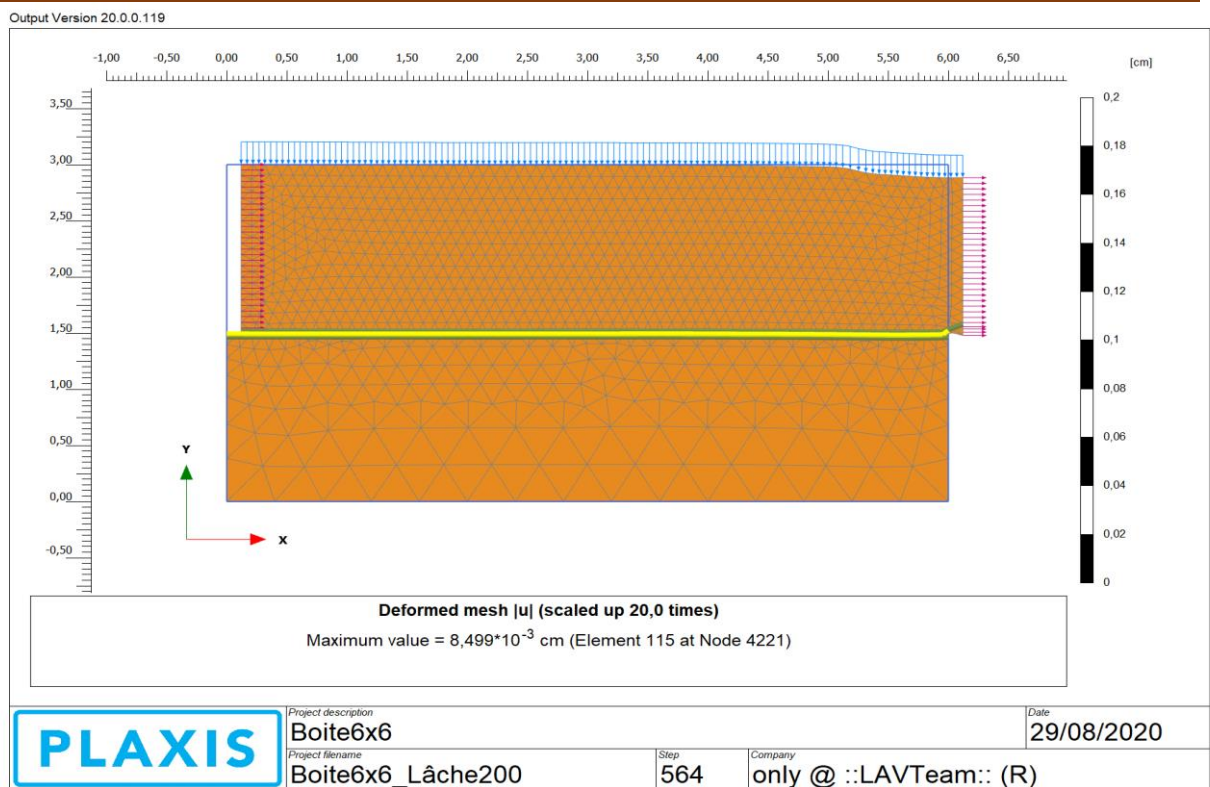


Figure.III.15 : Maillage du problème (essai sol-structure).

III.2.3. Procédure de calculs

Le calcul du modèle de référence est défini en 2 phases :

- **Phase 0** : initiation des contraintes (procédure $K0$) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 01** : phase de chargement :

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet Paramétrés, on prend l'option <<construction par étapes>> (staged construction) et l'option <<Remise à zéro des déplacements>> (reset displacements to zero) puis on clique sur le bouton Define. On obtient alors un vu du modèle avec en grisé les charges que l'on va activer en cliquant dessus et régler les valeurs de la charge, puis on active l'interface dans le cas d'essai sol-sol.

Dans le cas d'essais sol-structure on active la charge et l'élément structure et l'interface.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Phase 02 : phase de cisaillement : on active les déplacements imposés en cliquant dessus et on choisit la valeur de 5mm selon la direction (x) et 0mm selon la direction (y).

Il est nécessaire de choisir les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de Gauss).

On peut alors lancer le calcul...

III.2.4. Les principaux résultats

On s'intéressera à :

- ❖ La déformation de maillage
- ❖ Les points plastiques (*plastic points*)
- ❖ Effet du paramètre du sol (analyse paramétrique)
- ❖ La variation de la force (F_x) en fonction du déplacement horizontal (w)
- ❖ La variation du déplacement à la normale en fonction du déplacement horizontal (w)
- ❖ La variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte de confinement pour déterminer les caractéristiques de cisaillement (c , ϕ) et on le compare avec les résultats obtenus dans les essais réalisés.

PRESENTATION DES RESULTATS DE CALCUL

1. Modèles réalisés sur sable

Une série de modèles numériques d'essais de cisaillement direct monotone a été réalisée pour étudier l'influence de principaux paramètres (la densité initiale et la contrainte normale initiale) sur le comportement de l'interface sable-géotextile. Les essais ont été effectués avec deux densités (forte et faible) et deux types de deux surfaces : une surface sable avec une nappe de géotextile et une surface d'interface sable-sable. Les essais ont été modélisés avec un chemin de chargement : à contrainte normale constante. Une gamme de contraintes de 100, 200 et 300 kPa a été explorée.

Nous allons présenter ci-après, les résultats de ces différents essais.

1.1 Surface sable-géotextile

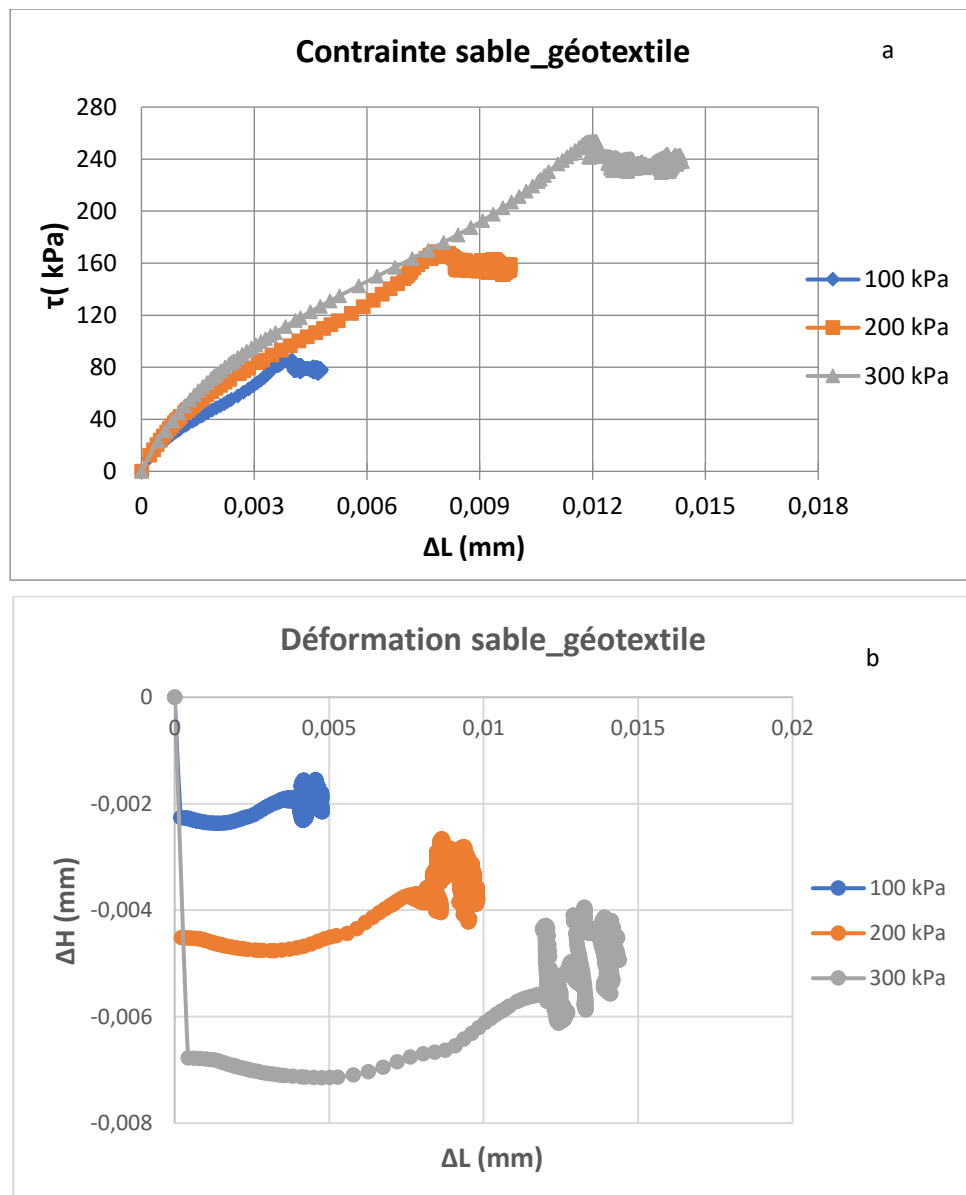
a) - Sable dense

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Afin d'étudier l'influence de la contrainte normale initiale, nous avons modilisé 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 III-16 a et III-16 b). On constate que la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du chargement. Elle atteint un pic, puis elle diminue (Figure III-16a), on remarque une radoucissement dans la courbe de cisaillement et la stabilisation apparaît tardivement pour des cisaillements importants.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la (figure III-16 b). On constate que le déplacement tangentiel présente une phase de contractance et d'une phase dilatante, la phase de contractance augmente avec la contrainte initiale et la phase de dilatance diminue.



Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

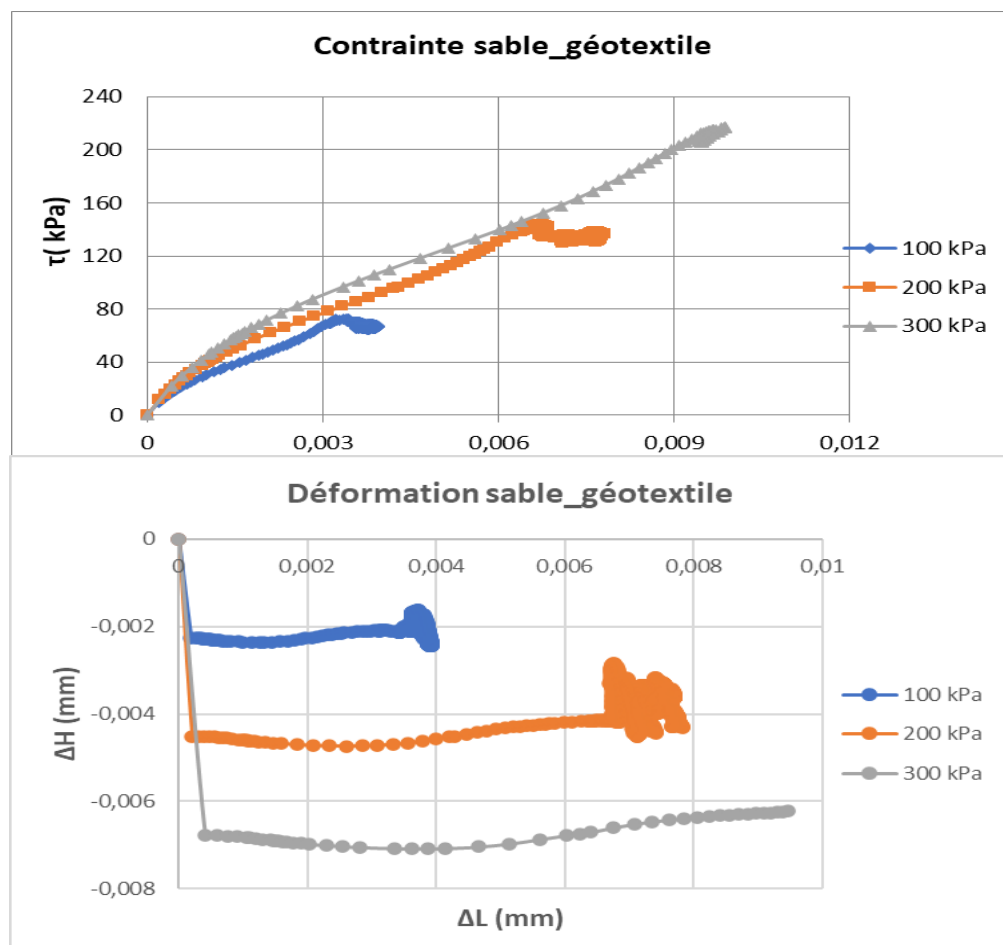
Figure.III.16 : Modele de cisaillement à contrainte normale constante sable-géotextile ($I_d=90\%$).

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

b) -Sable lâche

Des essais ont été modélisée avec du sable à fort confinement ($\sigma_{no} = 100, 200$ et 300 kPa). Une analyse des résultats obtenus (Figures III.17a à III.17d) 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, 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 ($\sigma_{no} > 100$ kPa). On note que le comportement du sable est contractant tout au long de l'essai



Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Figure.III.17 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante, *Sable-géotextile* ($I_d = 15\%$)

a: Evolution de la contrainte tangentielle

b: Evaluation du déplacement normal

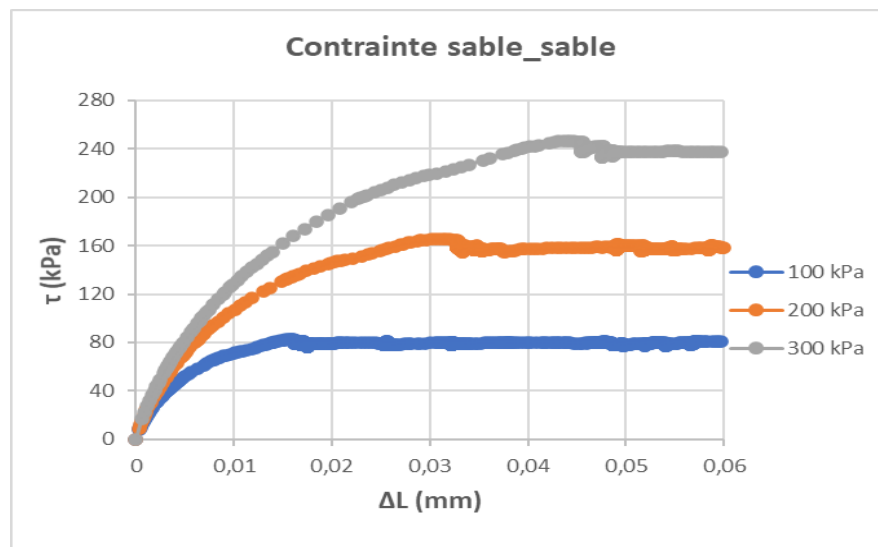
1.3. Surface sable-sable

a) Sable dense

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

Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures III-18a et III-18b. On constate que la contrainte de cisaillement augmente au début du chargement pour atteindre un pic, après lequel, elle diminue pour se stabiliser.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la figure III-18b. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant. On note que la contractance diminue avec l'amplification de la contrainte verticale.



Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

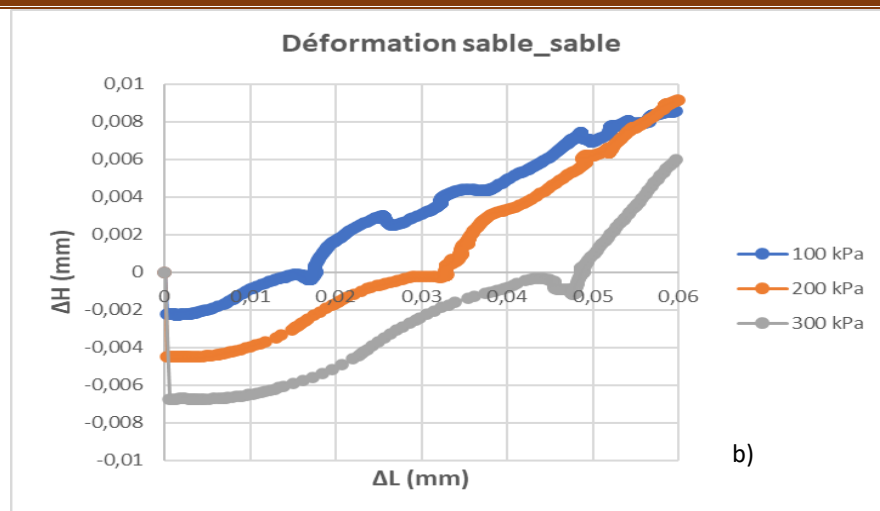


Figure.III.18 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante sable -sable ($I_d = 90\%$)

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

b) - Sable lâche

Des modèles ont été réalisés, trois essais à des confinements plus forts ($\sigma_{no} = 100, 200$ et 300 kPa).

On constate que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement. Ensuite, elle continue à augmenter, mais modérément, sans atteindre de palier (Figure III-19a et III-19b).

En ce qui concerne le déplacement normal, (Figure III-19b), on note que le comportement du sable est contractant au début de chargement 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.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

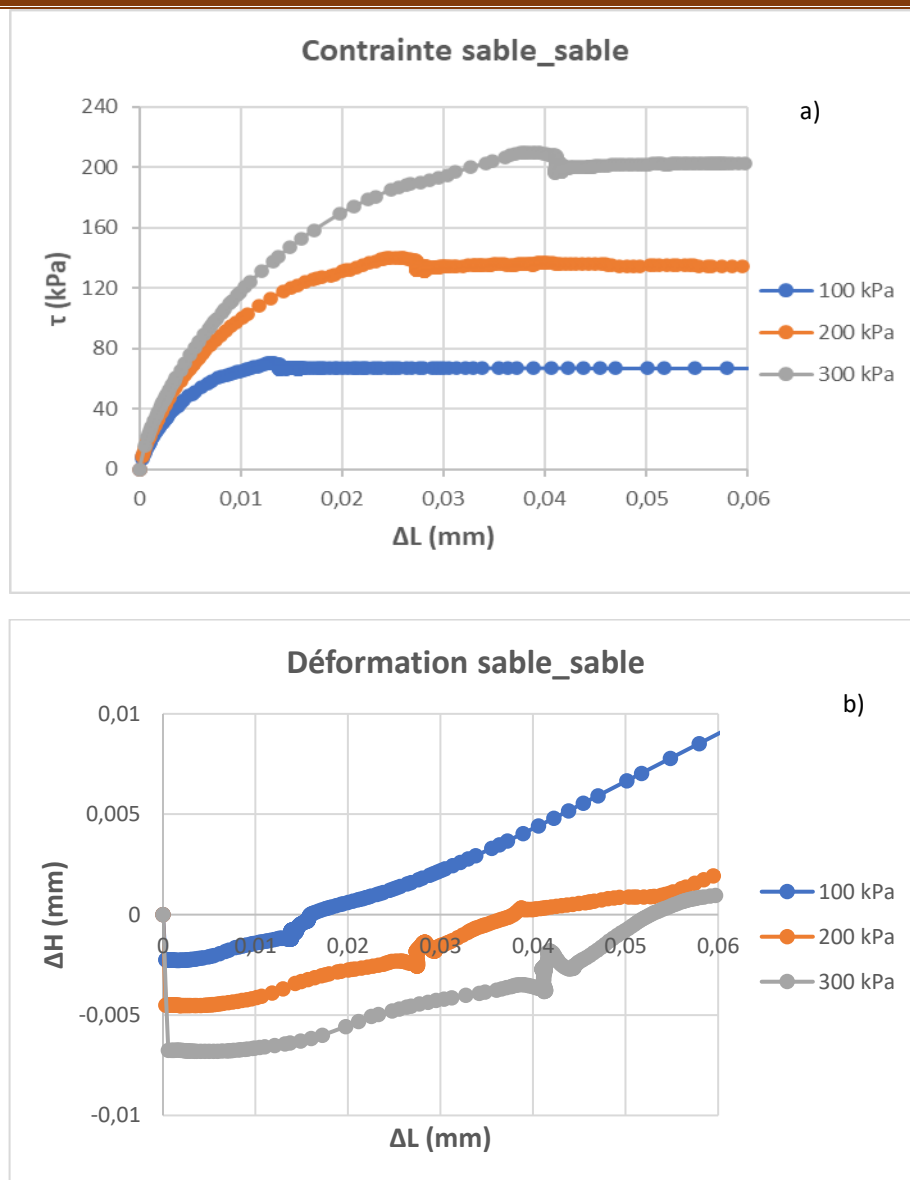


Figure.III.19 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante sable-sable ($I_d = 15\%$)

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

2.Etude dès l'angles de frottement

Afin d'illustrer l'influence des propriétés d'interface et la contrainte de confinement sur angles de frottement, 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_v , τ) à la rupture.

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

Une analyse de ces figures montre que l'association des deux matériaux sable géotextile donne un nouveau matériau qui a un angle de frottement

- L'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement.

Les modèles sur sable lâche géotextile montrent que cet angle est $\phi=35.86^\circ$ et pour un sable dense géotextile est $\phi=40.30^\circ$.

Tableau III-3 : Evolution de l'angle de frottement ϕ en fonction de la contrainte de confinement σ_{vo}

$\Sigma\alpha\beta\lambda\epsilon$	σ_{vo} (κΠα)	$\Sigma\alpha\beta\lambda\epsilon-\gamma\sigma\tau\epsilon\zeta\tau\iota\lambda\epsilon$	$\Sigma\alpha\beta\lambda\epsilon-\sigma\alpha\beta\lambda\epsilon$
Lâche	100,00	$\phi=35.86^\circ$	$\phi=38.0^\circ$
	200,00		
	300,00		
Dense	100,00	$\phi=40.30^\circ$	$\phi=43.0^\circ$
	200,00		
	300,00		

3. Effet de la densité initiale

Afin d'illustrer l'influence de la densité initiale du sable sur le comportement mécanique de l'interface, nous avons reporté dans les figures III-10a à III-10 b les résultats des essais à contrainte normale constante.

Une analyse de ces résultats montre que le comportement de l'interface sable-géotextile 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 III-20a à III-20b).

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

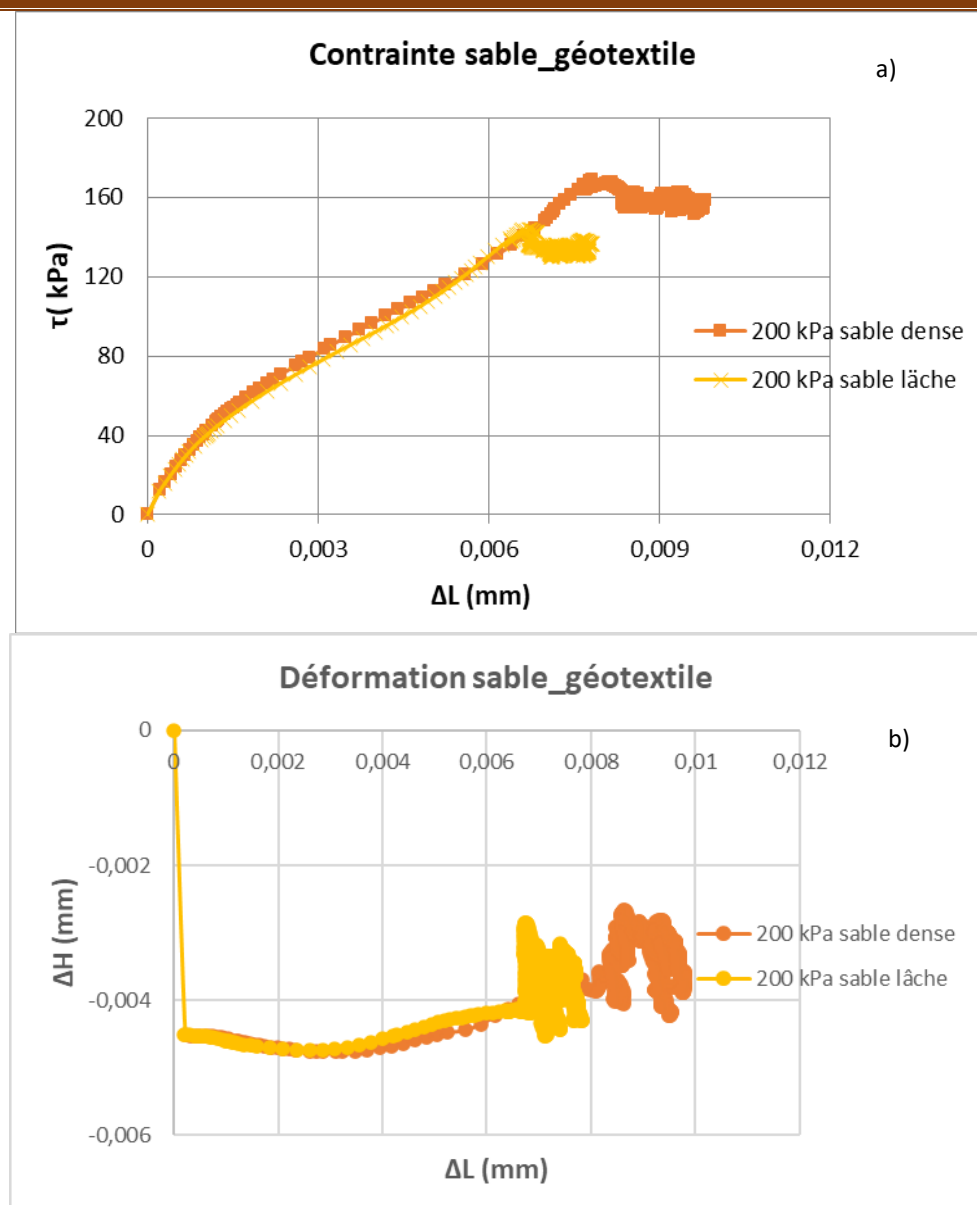


Figure.III.20 : Effet de la densité initiale Sable lâche , sable dense interface sable-sable et sable-géotextile

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

4.Etude comparative modèles sable-sable et sable-géotextile

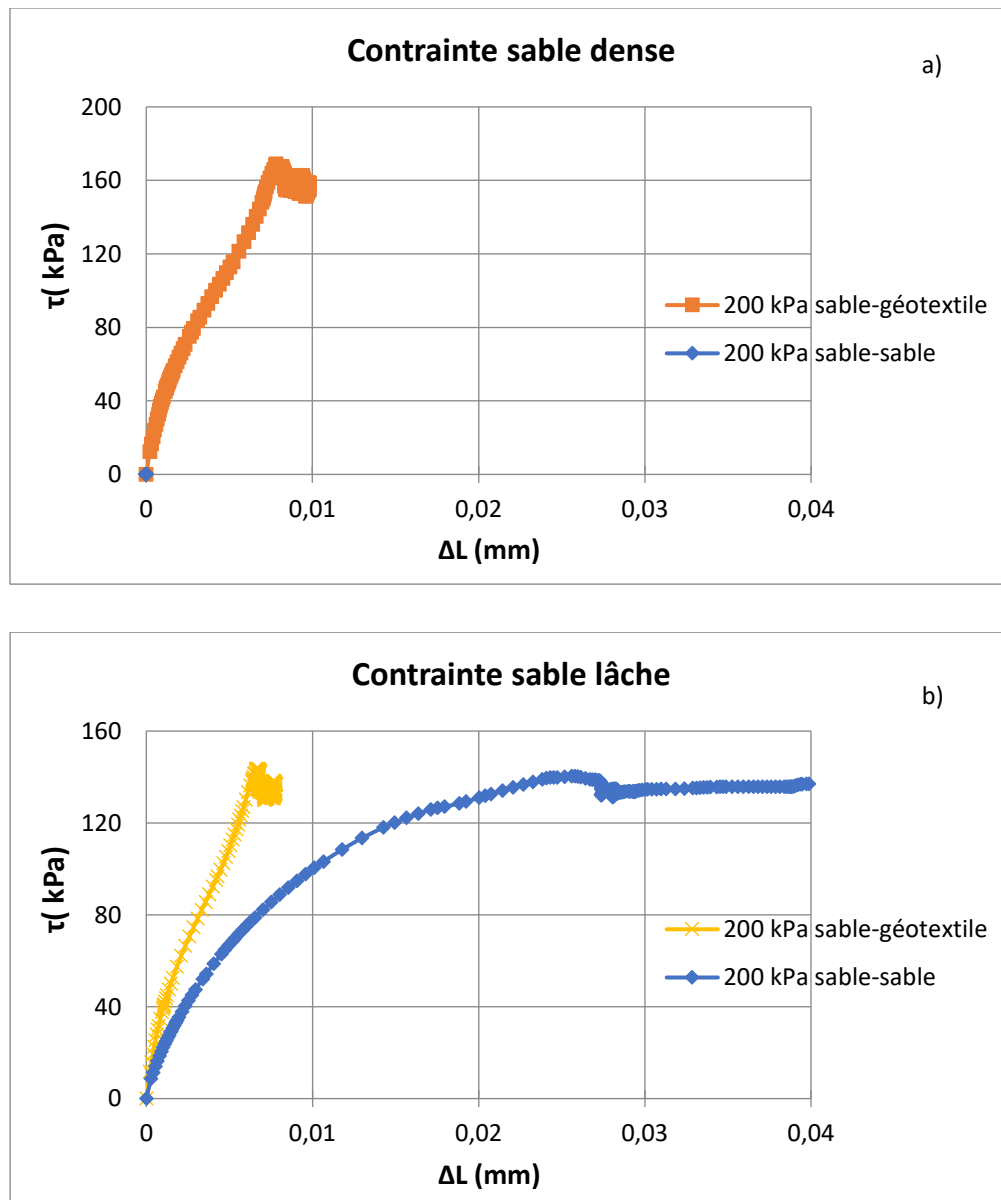
La figure III-21 illustre une comparaison entre les résultats obtenus avec les deux modèles modèle sable- sable et modèle sable-géotextile.

Une analyse de ces résultats montre que la contrainte maximum de cisaillement avec le modèle sable-sable dense est atteint avec un déplacement tangentiel $\Delta L=0.032$ mm , par contre dans le cas du sable-géotextile la contrainte maximum est attient pour un déplacement tangentiel $\Delta L=0.008$ mm, dans le cas du sable lâche pour le modèle sable-sable la contrainte maximum est atteint avec un déplacement tangentiel $\Delta L=0.025$ mm , par contre dans le cas du

Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

sable-géotextile la contrainte maximum est atteinte pour un déplacement tangentiel $\Delta L=0.0067$ mm,

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



Chapitres III : Présentation les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code plaxis de calcul par éléments finis.

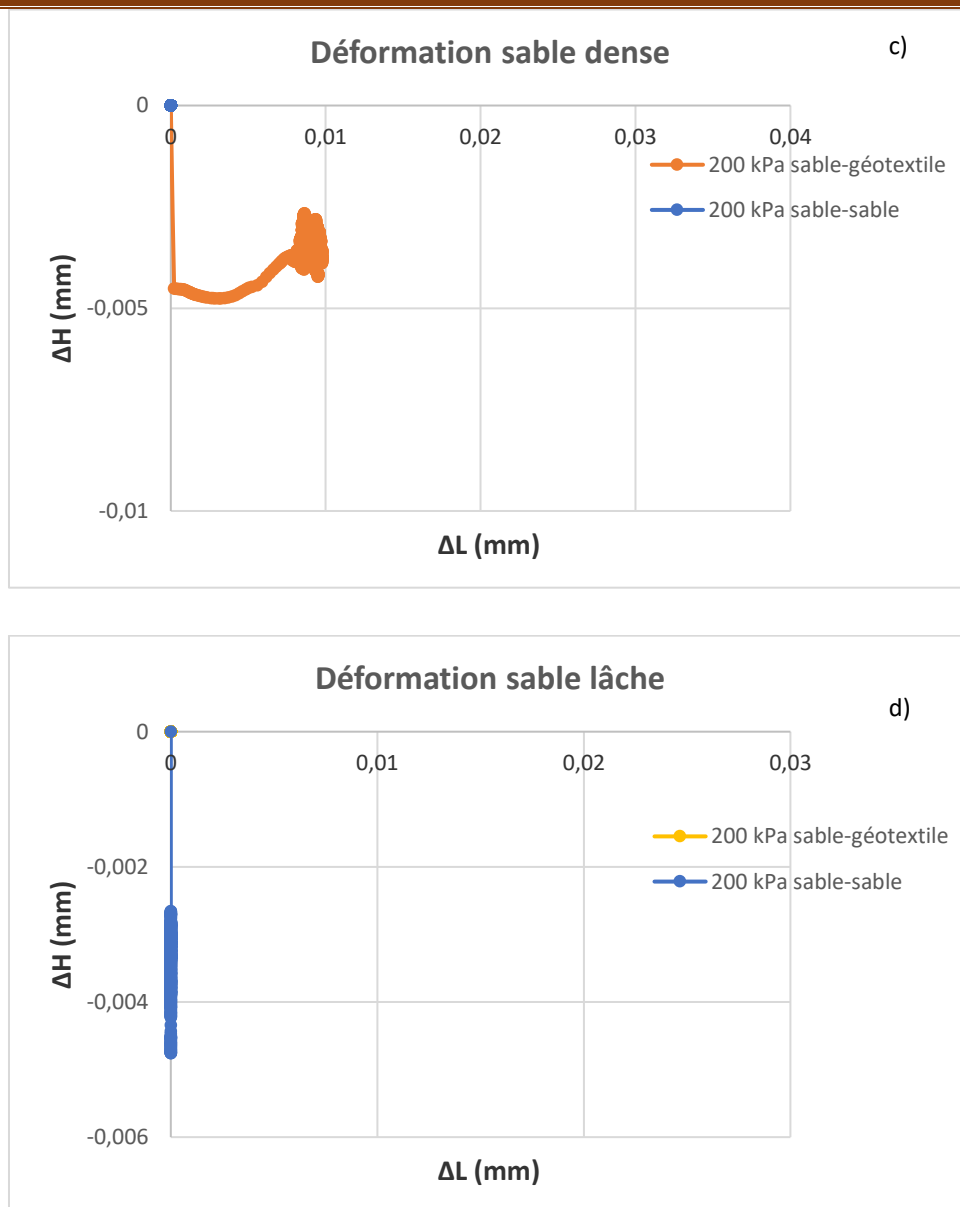


Figure.III.21 : Modèle de cisaillement à contrainte normale constante

Interface sable-sable et sable-géotextile

a : Evolution de la contrainte tangentielle

c : Evolution du déplacement normal sable dense

b : Evolution de la contrainte tangentielle

d : Evolution du déplacement normal sable lâche

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement mécanique de l'interface sable-géotextile, il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-structure où l'interface joue un rôle essentiel au comportement de nombreux ouvrages en génie civil.

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

Dans la présente étude, des simulations numériques bidimensionnelles des essais de cisaillement direct ont été effectuées pour étudier l'interface sable-géotextile.

Deux densités de sable différents avec différents indices de densité sable lâche (15%) et sable dense (90%) ont été utilisés dans l'étude. Les résultats du test de cisaillement direct ont été comparés sous différentes valeurs de contrainte normale.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées de l'étude.

- Le comportement de l'interface sable-géotextile 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.
- L'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement, en particulier dans le domaine des faibles contraintes.
- La résistance au cisaillement de l'interface sol-géotextile est inférieure à celle de la résistance au cisaillement interface sol-sol.
- ii. Les propriétés de frottement d'interface obtenues à partir de l'essai de cisaillement direct varient considérablement.
- L'étude a peu de limites. Un seul type de géotextile a été utilisé dans l'étude. Par conséquent, les résultats sont applicables à des cas limités. De plus, des études expérimentales sont recommandées pour vérifier les résultats numériques.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

1. **BENCHEIKH, B.** (1991) Interaction sol- structure : modélisation et résolution Numérique. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Lille. France.
2. **BJERRUM L. & LAMBVA A.** (1966)- "Direct simple shear tests on a Norwegian Quick clay." *Géotechnique*, Vol. 16, No.1, pp. 1-20.
3. **BOULON, M.,** 1989. Basic features of soil structure interface behavior. *Compute. Geotech.* 7, 115–131.
4. **BOULON M. & NOVA R.** (1990)- " Modeling of soil-structure interface behavior- A comparison between elastoplastic and rate type model" *Computer & Geotechnics*, Vol. 9, pp. 21 46.
5. **Desai, C., Drumm, C., Zaman, M.,** 1985. Cyclic testing and modeling of interfaces.
J. Geotech. Eng. ASCE 111 (GT6), 793–815.
6. **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.
7. **Evgin, E., Fakharian, K.,** 1996. Effect of stress paths on the behavior of sand-steel Interfaces. *Can. Geotech. J.* 33, 853–865.
8. **Fakharian, K., Evgin, E.,** 2000. Elasto-plastic modeling of stress-path-dependent Behavior of interfaces. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 24, 183–199.
9. **Gennaro, V., Frank, R.,** 2002. Elasto-plastic analysis of the interface behavior Between granular media and structure. *Comput. Geotech.* 29, 547–572.
10. **Khemissa M.** Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur : « Risques géotechnique et environnementaux liés à
11. L'aménagement ». INSA de Lyon, France, 27-29/06/2006.
12. **Khemissa M.**
13. **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.
14. **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.
15. **REZAIE, F.,** "Etude expérimentale et modélisation du comportement de l'interface sols-structures sous chargements monotone et cyclique". Thèse de doctorat,

References bibliographies

Université des Sciences et technologies de Lille, 1994.

16. 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

18. 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. 104

19. 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 appliqués, pp. 400-408.

20. 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 appliqués, pp. 400-408.

21. Mohamed Khemissa & Naoui Tallah & Boubaker Bencheikh " Comportement de l'interface sol-structure sous chargements monotone et cyclique " Innovative Infrastructure Solutions ,<https://link.springer.com/article/10.1007/s41062-018-0130-y>