

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE DJILALI BOUNAAMA DE KHEMIS MILIANA

**FACULTE DES SCIENCES DE LA NATURE ET DE LA VIE ET DES SCIENCES DE
LA TERRE**

DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TERRE



Mémoire

MASTER ACADEMIQUE / PROFESSIONNEL

Filière : SCINCES DE LA TERRE

Spécialité : GEOTECHNIQUE

Thème

**LES ESSAIS G2OTECHNIQUE SUR L'INTERFACE
SOL-STRECTURE (essais mécaniques-long terme)**

Présenté par : BAKHTI Nassima et SID Farah

Soutenu publiquement le : 07/07/2019 devant le jury composé de :

Président : Mr BOUGARA. M / U. de Khemis Miliana

Examineurs :

Mme DEBIACHE. / U. de Bab AL Zouar (USTHB)

Mme. FILALI M. / U. de Khemis Miliana

Rapporteur : Mme. BELHADJ F.Z. / U. de Khemis Miliana

Année Universitaire : 2018/2019

Dédicace

*Je dédie ce mémoire à ma mère et mon père qui ont encouragé
durant ces années d'études*

*À mes frères Rachid, Mohamed et Abed Assamed et mon fiancé
Keteb Bissal qui m'ont soutenue et m'ont aidée à terminer ma
carrière universitaire matériellement et moralement.*

*À mes sœurs Kestom, Hayat, Rima, Fatima, Lakia et
Assia, je les remercie beaucoup*

*À les enfants de mes frères Abed Al basset, Nada, Khasis,
Raouf et les enfants de ma sœur Basma et Firas, que dieu les
protège*

*Je n'oublie pas non plus Dr. Rachid, qui a joué un grand rôle
dans mes succès et mes réalisations. Merci beaucoup*

À toutes les personnes que j'aime

BAK HIG Nassima

Dédicace

Je dédie ce travail

À ma chère maman et mon cher papa; qui n'ont jamais cessé de formuler des pierres de mon égard de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

À mes frère: Bachir, Aïssa, Kamel; et ma sœur Hasima et tout ma famille, pour soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

À ma chère ami Sara pour aidé et supporté dans les moments difficiles et pour ces encouragement

À tout la famille Sid.

SID FARAH

Remerciements

Tout d'abord, nos remerciements le Bon Dieu tout puissant de nous avoir donnés la volonté et le courage pour accomplir ce travail.

Nos remerciements s'adressent tout particulièrement à Mme. Belhadj Fatma Zahra qui a encadré ce travail, nous faisant ainsi profiter de ses compétences et de sa rigueur scientifique ; ont trouvant ici l'expression de notre reconnaissance du temps qu'elle a bien consacré à cette étude.

Nous souhaitons exprimer toute notre reconnaissance et notre gratitude à Mr BOUGARA .M, qui nous a honorés en président les jurys.

Nous remercions également, Mme.DEBIACHE Prof à l'U.de Khemis Miliana, Mme. FILALI Prof a l'U. De Bab AL Zouar de nous avoir fait l'honneur d'accepter de rapporter cette mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre forte reconnaissance et nos sincères gratitudees au Mr. AYKAN Benyamin, chef de laboratoire Géotechnique à l'Enterprise M.A.P.A.

Nous souhaitons exprimer toute notre reconnaissance à Mr Saïdani Hicham ingénieure de M.A.P.A et les techniciens Abdo, Ali et ben aïsa.

Nous remercions l'ensemble du personnel du laboratoire de l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics qui était très agréable avec nous pendant notre formation au sein du laboratoire (Madame Sarah Sara et chef de laboratoire Besbas kheirddine).

Sans oublier nos collègues de la promotion et du laboratoire dont l'ambiance et le soutien moral ont accompagné l'évolution de ce travail de recherche.

Enfin nous remercions toute personne qui a contribué, de près ou de loin à ce travail.

Résumé

L'interface sol-structure est une zone de taille réduite caractérisée par une contrainte de cisaillement intense entre deux épaisseurs finies de matériau

La résolution de problèmes d'interaction sol-structure (pieux, travaux souterrains et renforcement de sol; ...) nécessite une connaissance approfondie du comportement des interfaces. Dans ce but, nous espérons que ce travail contribuera dans cette direction.

Notre travail se compose de trois parties ; nous présentons d'abord des tests d'identification des sols à partir d'une matière première locale (Argile) djendel Ain défla. En suite des tests de cisaillement monotones liés aux interfaces sol-structure, via un test de boîte de cisaillement direct; enfin nous avons essayé d'utiliser les résultats obtenus de cela comportement dans certaines lois connues du comportement du sol (élastique, Mohr Coulomb, Cam Clay et Cap) selon (en fonction) des états de surface ; rugueuse ou lisse.

Mots clés : interfaces sol-structure ; boîte de cisaillement direct ; lois de comportement ;

المخلص

واجهت بنية التربة هي مساحة منخفضة من إجهاد القص الشديد بين سمك المواد المحدودة

يتطلب حل مشكلة تفاعل بنية الترب (أكوام، أعمال تحت الأرض، وتعزيز التربة؛ ...) معرفة عميقة بسلوك الواجهات، وفي الغرض نأمل أن يكون عملنا بمثابة مساهمة في هذا الاتجاه. الذي يتكون من ثلاثة أجزاء؛ أولاً، نقدم اختبارات تحديد التربة من أصل موضعي محلي (طين) جندل-عين الدفلى، عبر اختبار صندوق القص المباشر ثم بعض اختبارات القص الرتيبة المتعلقة بواجهات بنية التربة، وأخيراً حاولنا استخدام النتائج المتحصل عليها والمتعلقة في هذا السلوك في بعض قوانين التربة السلوكية المعروفة وفقاً (بناءً على) حالات السطح؛ النعومة الخشونة (مطاطية، كولومب، كام كلاي و كاب)

الكلمات الأساسية: واجهات بنية التربة؛ صندوق القص المباشر؛ القوانين التأسيسية

Abstract

Soil-structure interface is a reduced area of intense shear stress between finite thicknesses of material

Problem resolution of soil-structure interaction (piles, underground works, and soil reinforcement; ...) requires a deep knowledge of interfaces behaviour, in this purpose we hope that our work will be a contribution in this direction. Which is composed on three parts; first we presents soil identification tests from a local material origin (Clay) djendel Ain defla .then some monotonous shear tests related to soil-structure interfaces, via direct shear box test [NF P94-071-1],finally we tried to use obtained results of this behaviour into some known soil behaviour constitutive laws

(Elastique, Mohr Coulomb, Cam Clay and Cap) according to (depending on) surface states; roughness smoothness.

Key words: soil-structure interfaces; direct shear box; constitutive laws;

Notation

γh [kN/m ³]	le poids volumique du sol humide dans l'état où il se trouve ;
γd [kN/m ³]	le poids volumique sec (après expulsion de l'eau libre) ;
γw [kN/m ³]	le poids volumique de l'eau, égal à 9,81 kN/m ³ ;
γs [kN/m ³]	le poids volumique des grains solides (en général compris dans la fourchette 26 à 28 kN/m ³) ;
w [%]	la teneur en eau : rapport du poids d'eau au poids de sol sec ;
e [%]	l'indice des vides, rapport du volume des vides (air + eau) au volume des grains ;
N [%]	la porosité, rapport du volume des vides au volume total ;
Sr [%]	le taux de saturation, rapport du volume d'eau au volume des vides ;
γ_{sat} ($\frac{kN}{m^3}$)	le poids volumique du sol saturé ;
D [mm]	diamètre des grains ;
E_{oed} [Mpa]	Module œdométrique ;
VBS [g]	Valeur de bleu de méthylène adsorbée sur les grains de sol ;
k [m/s]	Coefficient de perméabilité d'un sol (ou coefficient de Darcy) ;

τ [kPa]	Contrainte tangentielle (ou de cisaillement) ;
Wl [%]	limite de liquidité ;
Wp [%]	limite de plasticité ;
Ip [%]	indice de plasticité ;
wopt [%]	la teneur en eau optimale ;
$\gamma_{dmax} \left(\frac{t}{m^3}\right)$	la masse volumique apparente sèche optimum ;
ICBR [KN]	Indice portant de CBR ;
σ_v (Kpa)	la contrainte normale ;
c (Kpa)	Cohesion ;
Φ (degrés)	Angle de frottement ;
v	Coefficient de Poisson ;
G (Mpa)	Module de cisaillement ;
E (Mpa)	Module d'Young ;
V (cm ³)	volume total
W(g/cm ³)	masse totale

$W_s(g/cm^3)$	masse des grains solides
$V_s(cm^3)$	= volume des grains solides
$W_w(g/cm^3)$	masse de l'eau
$V_w(cm^3)$	volume de l'eau
$V_a(cm^3)$	volume de la phase gazeuse
$V_v = V_w + V_a$ (cm^3)	Volume des vides
V = $V_s + V_w$ + V_a = V_s + $V_v(cm^3)$	Volume de l'échantillon de sol

;

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE :	1
-------------------------------	---

CHAPITRE I :

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INTERACTION SOL STRUCTURE

I.1. INTRODUCTION	4
I.2. APPAREILS DE MESURE DU COMPORTEMENT D'INTERFACE	4
I.2.1 APPAREILS DE MESURE IN SITU	4
I.2.2 ETUDE EN LABORATOIRE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURES :	5
I.2.2.1 L'essai de cisaillement direct modifié :	5
I.2.2.2 L'essai de cisaillement direct simple :	6
I.2.2.3 L'essai de cisaillement annulaire par torsion :	7
I.3. RESISTANCE AU CISAILLEMENT :	9
I.3.1. RELATIONS ENTRE CONTRAINTES ET DEFORMATIONS	9
I.3.2. DEFINITION DE LA RUPTURE DU SOL	10
I.3.3. COMPORTEMENT DRAINE ET NON DRAINE D'UN SOL :	11
I.4. L'INTERACTION SOL-STRUCTURES :	12
I.4.1. COMPORTEMENT DU MATERIAU DE LA STRUCTURE :	12
I.4.2. COMPORTEMENT DES SOLS :	12
I.4.3. COMPORTEMENT DE L'INTERFACE :	12
I.5. MODELISATION DES INTERFACES :	14
I.5.1. APPROCHE DE TYPE CONTACT	14
I.5.2. APPROCHE DE TYPE COUCHE MINCE :	14
I.6. QUELQUES EXEMPLES DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURES :	15
I.6.1. MODELISATION D'UN BATIMENT SUR FONDATIONS SUPERFICIELLES :	15
I.6.2. FONDATION SUPERFICIELLE CONSTRUITE A PROXIMITE D'UN OUVRAGE SOUTERRAIN :	15
I.6.3. INTERACTION SOL-TUNNEL :	16
I.7. CONCLUSION :	17

CHAPITRE II

: LOCALISATIONS DE LA ZONE D'ETUDE ET IDENTIFICATION DU SOL

II.1. INTRODUCTION	18
II. 2. ZONE DU PROJET	18
II.3. GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE	18
II.4. SISMICITE	20
II. 5. MATERIAUX UTILISES :	21
II.6. PRESENTATION DES LOGICIELS UTILISES POUR LA PRESENTATION DES RESULTATS :	21

II.6.1 SOIL TEST :.....	21
II.6.2 CIVILAB :.....	21
II.7 CARACTERISTIQUES PHYSIQUE :	22
II.7. 1 TENEUR EN EAU (W).....	22
II.7.2. MASSE VOLUMIQUE DES GRAINS SOLIDES.....	23
II.7.3. MASSE VOLUMIQUE SECHE	23
II.7.4 INDICES DES VIDES	23
II.7.5. POROSITE (N).....	23
II.7.6. DEGRE DE SATURATION.....	23
II.8 ESSAIS D'IDENTIFICATION	24
II.8.1 ANALYSE GRANULOMETRIQUE.....	24
II.8.2 DETERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG [NF P94-051] :.....	26
II.8.3 VALEUR DE BLEU DE METHYLENE [NF P94-068].....	28
II.9.CLASSIFICATION DES SOLS :	29
II.9.1CLASSIFICATION L.C.P.C (LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES)	29
II.9.2.CLASSIFICATION DES SOLS SELON LA NOMENCLATURE GTR [NF P11-300] :	30
II.9.3.CLASSIFICATION TRIANGULAIRE.....	31
II.10 COMPARAISON ENTRE LES CLASSIFICATIONS LCPC, GTR ET TRIANGULAIRE :.....	32
II.11. CONCLUSION	32

CHAPITRE III :

ESSAIS ENERGETIQUE ET MECANIQUE

III-1-ESSAIS ENERGETIQUE	33
III.1.1.ESSAI PROCTOR [NF P94-093] :	33
III.1.2.ESSAIS C.B.R (CALIFORNIA BEARING RATIO TEST) [NA 5252] :	34
III.2 LES ESSAIS MECANIQUES.....	35
III.2.1. ESSAI DE CONSOLIDATION A L'ŒDOMETRE [XP P94-090-1] :	35
II.2.2 ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE (RCS) [NF P94-077] :.....	39
III.2.3 ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE OU A LA BOITE DE CASAGRANDE [NF P94-071-1]	41
.....	42
FIGURE. III.9 APPAREIL DE CISAILLEMENT DIRECT	42
III.3. ESSAIS REALISES SUR ARGILE :	43
III.3.1SURFACE SOL-SOL (ARGILE-ARGILE)	43
III.3.2SURFACE SOL-BETON LISSE	44
III.3.3SURFACE SOL-BETON RUGUEUSE	44
III.4 ETUDE LA COHESION ET LES ANGLES DE FROTTEMENT ; DILATANCE	44
III.5 CONCLUSION :.....	52

CHAPITRE IV :

LES LOIS DE COMPORTEMENT

IV 1.INTRODUCTION :	53
IV.2 LE COMPORTEMENT ELASTIQUE.....	53
IV.3 CRITERE DE MOHR COLOMB	54
IV.4 MODELE DE CAM CLAY :	54
IV.5 LE MODELE DE CAP :	55
IV.6 ÉTUDE DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT	55
IV.7 CONCLUSION :	56
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	57
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	59
<i>ANNEXE</i>	62

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

FIGURE. I.1 : PRINCIPE DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT MODIFIE.....	6
FIGURE. I.2 : PRINCIPE DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT SIMPLE : TYPE NGI.....	7
FIGURE. I.3 : PRINCIPE DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT SIMPLE : TYPE UESUGI ET KISHIDA	7
FIGURE. 1.4. CISAILLEMENT ANNULAIRE (TYPE YOSHIMI ET KISHIDA, 1982).....	8
FIGURE. 1.5. CISAILLEMENT PAR TORSION SUR CYLINDRE CREUX (TYPE ISHIHARA 1972.....	9
FIGURE I-6 : COURBE EFFORT-DEFORMATION DANS UN ESSAI DE CISAILLEMENT [JEAN, 03].....	10
FIGURE. I.7 : EXEMPLES DES SITUATIONS D'INTERFACE	13

CHAPITRE II

FIGURE II.1— SITUATION DE LA ZONE DE PROJET (IMAGE GOOGLE EARTH).....	18
FIGURE .II.2 — COUP LITHOLOGIQUE DANS LA ZONE D'ETUDE PK 16	19
FIGURE II.3 — CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE LA REGION DJENDEL.	20
FIGURE II.4 — COMPOSITIONS DU SOL	22
FIGURE II.5 — ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE(A) ET ANALYSE DE SEDIMENTATION (B)	25
Figure II-6 : La courbe granulométrique (tamisage et sédimentation).....	26
FIGURE II.7— COMPORTEMENT DES SOLS FINS AVEC LA VARIATION DE LA TENEUR EN EAU (W)	27
FIGURE II.8 —ABAQUE DE PLASTICITE DE CASAGRANDE (CLASSIFICATION L.C.P.C)	27
FIGURE II.9 — ESSAI DE BLEU DE METHYLENE A VALEUR DE BLEU DE METHYLENE B	28
FIGURE .II.10 CLASSIFICATION REPOSANT SUR LE DIAMETRE MOYEN DES GRAINS.....	29

FIGURE. II.11 CLASSIFICATION GTR	31
FIGURE II.12 TRIANGLE DE CLASSIFICATION TRIANGULAIRE DES SOLS FINS	31
CHAPITRE III	
FIGURE III.1 COURBE DE L'ESSAI PROCTOR	33
FIGURE III.2 COURBE DE CBR	34
FIGURE .III.3 REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UNE CELLULE ŒDOMETRIQUE (A) ET APPAREIL D'ŒDOMETRE (B)	36
FIGURE .III.4 COURBE D'ESSAI ŒDOMETRIQUE	37
FIGURE III.5 : ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE	39
FIGURE III.6 DIAGRAMME CONTRAINTE – DEFORMATION D'UNE ARGILE	40
FIGURE. III.7 PRINCIPE DE LA BOITE DE CISAILLEMENT DIRECT	41
FIGURE. III.8.SURFACE RUGUEUSE EN BETON (A) ET SURFACE LISSE EN BETON (B).....	41
FIGURE. III.9 APPAREIL DE CISAILLEMENT DIRECT	42
FIGURE : III.10. ESSAIS DE CISAILLEMENT A CONTRAINTE NORMALE SURFACE SOL-SOL.....	46
FIGURE : III.11. ESSAIS DE CISAILLEMENT A CONTRAINTE NORMALE SURFACE BETON LISSE-SOL....	47
FIGURE : III.12. ESSAIS DE CISAILLEMENT A CONTRAINTE NORMALE SURFACE BETON RUGUEUSE-SOL	48

Liste des Tableaux

CHAPITRE II	
TABLEAU .II.1 – CLASSIFICATION DE LA SISMICITE DE LA COMMUNE DE DJENDEL	20
TABLEAU II.2– LES COORDONNEES DE SONDAGE.	21
TABLEAU II.3– LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DE SOL	24
TABLEAU .II.4– SYNTHESE DES RESULTATS (LIMITES D'ATTERBERG DE SOL).....	28
TABLEAU II.5 CLASSIFICATION DE SOL SELON LA CLASSIFICATION GTR	30
TABLEAU II.6 PROPORTION D'ARGILE, DE SABLE ET DE SILTS DE SOL ET LA CLASSIFICATION.	32
TABLEAU II.7 COMPARAISON ENTRE LES 3 CLASSIFICATIONS LCPC, GTR ET TRIANGULAIRE	32
CHAPITRE III	
TABLEAU .III.1 LES RESULTATS D'ESSAI PROCTOR.....	34
TABLEAU. III.2 CLASSIFICATION USCS DE CBR	35
TABLEAU III.3 LA FORCE DE RUPTURE DE SOL ET LEUR RESISTANCE DE COMPRESSION	40
TABLEAU III.4 EVOLUTION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ϕ EN FONCTION DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT Σ_n	49

TABLEAU III.5 EVOLUTION DE COHESION (C) EN FONCTION DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT	49
TABLEAU : III.6 EVOLUTION DE L'ANGLE DE DILATANCE Ψ EN FONCTION DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT Σ_0	49
TABLEAU .III.7 RECAPITULATIF DES ESSAIS	50

CHAPITRE IV :

TABLEAU IV.1 LES PARAMETRES DE COMPORTEMENT ELASTIQUE	53
TABLEAU IV.2 LES PARAMETRES DE CAM CLAY	54
TABLEAU IV.3 LES PARAMETRES DE CAP [28]	55
TABLEAU IV.4 : COEFFICIENT DE FROTTEMENT M.....	56



INTRODUCTION GENERALE :

La transmission des efforts de la structure vers le sol se fait à travers une fine couche entre le sol et la structure, appelée couche d'interface ou communément interface. Cette dernière peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, et dans les tunnels.

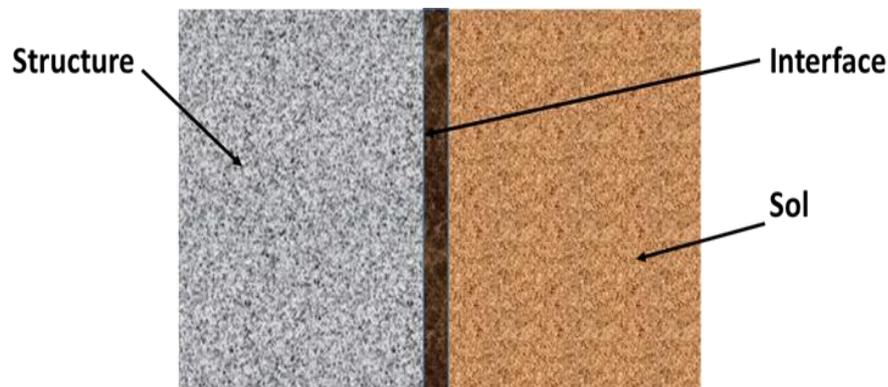
Des mécanismes particuliers entrent en jeu de ce comportement : des gradients de déplacements et des rotations de grain importants sont accompagnés de fortes variations volumiques. Comme l'a indiqué Terzaghi dans la citation introductive [1] La nature particulière du sol, formé de particules identifiables, doit être prise en compte dans la rhéologie de la couche d'interface.

Différentes techniques expérimentales ont été employées : Potyondy (1961), Wernik (1979), Kishida et Uesugi (1987), Boulon (1989), Boulon et Nova (1990), Evgin et Fakharian (1996), pour étudier le comportement des interfaces sous chargements monotones et cycliques. [2] [3]

Ces études ont permis de mieux comprendre le comportement des interfaces sol-structure et d'en tenir compte dans le calcul et la conception des ouvrages en génie civil.

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

L'interface sol- structure est une zone de cisaillement intense intéressant d'une épaisseur réduite, qui a la particularité d'être à la frontière de deux milieux de caractéristiques différents.



Interface (épaisseur fine entre le sol et une structure)

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

Objectifs de la recherche :

Les résultats de cisaillement entre le sol et des matériaux solides de différentes rigidités sont présentés. Les matériaux solides considérés sont généralement des bétons. 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 de contrôler le cisaillement à l'interface, il est nécessaire tout d'abord de caractériser les matériaux impliqués (sol, béton).

L'étude s'est attachée premièrement d'indiquer une vue réaliste du mécanisme de cisaillement d'interface sol-béton. Plus efficaces en vue d'être utilisées en géotechniques et permettre entre autres d'améliorer la détermination les paramètres mécaniques.

Plan du mémoire :

Le travail présenté dans ce mémoire à caractère expérimentale et analytique a pour but de vulgariser le comportement mécanique de l'interface entre un milieu granulaire et une structure rigide (béton), et comprend quatre chapitres :

Le premier chapitre consiste en une Etude bibliographique relative aux interfaces sol-structure ensuite dans le chapitre deux nous avons essayé de mettre en place un Dispositif expérimental utilisé basé sur une caractéristiques physique (Teneur en eau, masse volumique des grains solides, masse volumique sèche, Indices des vides, Porosité et degré de saturation) et les essais d'identifications (analyse granulométrique par tamisage et par sédimentation, limites d'Atterberg, bleu de méthylène) puis une classification du sol selon L.C.P.C ; GTR et Triangulaire

Le troisième chapitre Présente des résultats des essais Energétiques (Proctor ; CBR) qui ont fait la base des échantillons reconstitués pour les essais et mécaniques (consolidation a l'œdomètre ;

INTRODUCTION GENERALE

compression simple, cisaillement rectiligne ou à la boîte de casagrand (consolide drainé CD) afin de marquer le comportement des interfaces sol-béton à long terme objet de cette étude

Sur la base de ces résultats une calibration des lois de comportement a été faite ; (Loi élastique, Mohr- Coulomb, Cam Clay et Cap).

Enfin le travail se termine avec une conclusion générale suivie par des reformations futures sur le projet.

CHAPITRE I
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INTERACTION SOL
STRUCTURE

CHAPITRE I :**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INTERACTION SOL STRUCTURE****I.1. Introduction**

Les calculs de mécanique des sols ou des roches, qui utilisent la mécanique des milieux continus et la mécanique des solides, n'ont a 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.2.Appareils de mesure du comportement d'interface

Dans cette partie, nous présentons les différents appareils utilisés pour étudier le comportement d'interface entre une structure et un sol, tout d'abord in situ puis au laboratoire.

In situ, les appareils de cisaillement utilisés sont décrits, leurs avantages et leurs inconvénients présentés et quelques résultats typiques analysés. Au laboratoire, nous procédons de même, mais certains résultats majeurs seront présentés et analysés en détail car ils serviront d'éléments de référence et de comparaison dans l'interprétation des essais à l'appareil de cisaillement simple annulaire. [4]

I.2.1Appareils de mesure in situ

Un certain nombre d'appareils de mesure ont été développés pour essayer de déterminer directement, à partir d'un essai in situ, l'angle de frottement interne et la cohésion d'un sol. Ces appareils ont été conçus comme des essais de cisaillement direct localisé sol - sol, la surface de cisaillement étant imposée par la présence d'ailettes (rhéotest, essai de cisaillement dans un forage ("borehole shear test")).

Par de simples modifications techniques, en gardant le principe et le mode opératoire de l'essai initial, il a été possible de passer d'une détermination de paramètres intrinsèques du sol à des paramètres d'interface sol - structure (par exemple, le phicomètre).

Enfin, d'autres appareils ont été développés pour mesurer directement les propriétés d'interface entre le sol et un élément représentant la structure ("frictionomètre" et appareil de

Cisaillement simple, annulaire de terrain) [4]

I.2.2 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 Casagrande, modifiée [Potyondy, Wernick, 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. [1]

I.2.2.1 L'essai de cisaillement direct modifié :

Potyondy a utilisé une boîte de cisaillement direct, de type Casagrande, pour mesurer le frottement superficiel entre un échantillon de sol et des matériaux de Construction [POT 6 11]. Jusqu'alors, les valeurs employées étaient les valeurs moyennes obtenues à partir d'essais en vraie grandeur, avec une prise en compte qualitative de facteurs tels que le type de matériaux de construction et son état de rugosité. Le matériau de construction a été placé dans la demi-boîte inférieure et le Sol dans celle supérieure, la surface de cisaillement étant imposée. Plusieurs centaines d'essais ont été réalisés sur de l'acier, du bois et du béton (les matériaux de construction les plus employés) ayant de fortes et faibles rugosités et sur différents types de sols, A différentes densités, différentes teneurs en eau et sous différentes contraintes. [1]

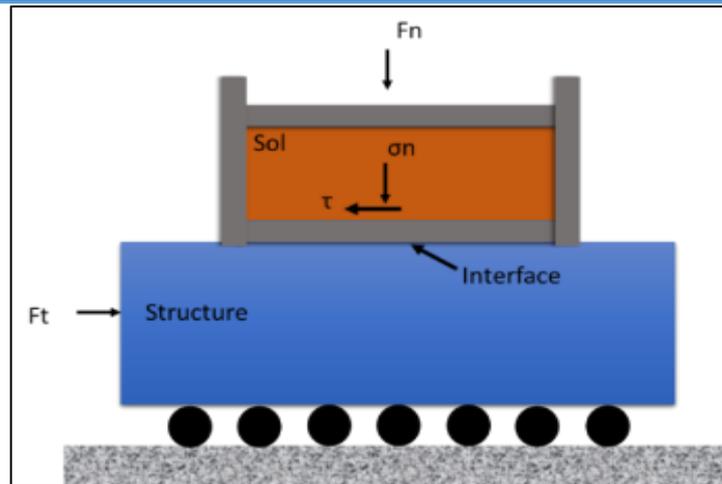


Figure. I.1 : Principe de l'essai de cisaillement direct modifié

I.2.2.2L'essai de cisaillement direct simple :

Goh et Donald ont modifié l'appareil de cisaillement simple du N.G.I. (institut Norvégien de géotechnique, [BE 661]) pour étudier le comportement des interfaces entre le béton et différents sols [GOH 841]. L'échantillon de sol est confiné latéralement par une membrane en caoutchouc renforcée, qui permet le développement du cisaillement sans surface de rupture privilégiée. Selon leur analyse par éléments finis, 70 % de l'échantillon présentent une distribution de contraintes uniforme. Ils considèrent donc que l'essai de cisaillement simple reproduit un cisaillement pur (seule la contrainte de cisaillement varie), les effets de bord ne perturbant pas les champs des contraintes.

Uesugi et Kishida ont également développé un appareil de cisaillement simple plan [UES 861]. Le confinement de l'échantillon est réalisé avec un empilement de plaques d'aluminium lubrifiées qui permet de décomposer le déplacement total en deux parties : le déplacement dû au glissement à l'interface sable-acier d'une part, et le déplacement dû au cisaillement simple au sein de l'échantillon d'autre part. Cet essai présente les mêmes inconvénients que les essais à la boîte de cisaillement direct (concentration de contraintes aux extrémités déplacements limité) et, de plus, la détermination des contraintes au niveau de la surface de cisaillement ne paraissent pas possible. [5]

I.2.2.2.a L'appareil de cisaillement simple, type NGI :

Conçu au départ par Bjerram et Lambva (1966) pour l'étude de cisaillement dans les sols ; il a été modifié par la suite par Budhu (1979) pour l'étude des interfaces la partie de sol de forme cylindrique, est enroulée caoutchouc renforcée dans une membrane par spirale en acier empêchant

toute déformation radial de l'échantillon, ce qui permet à toute section horizontale de rester circulaire. L'interface entre le sol et la plaque supérieure demeure ainsi circulaire. [6]

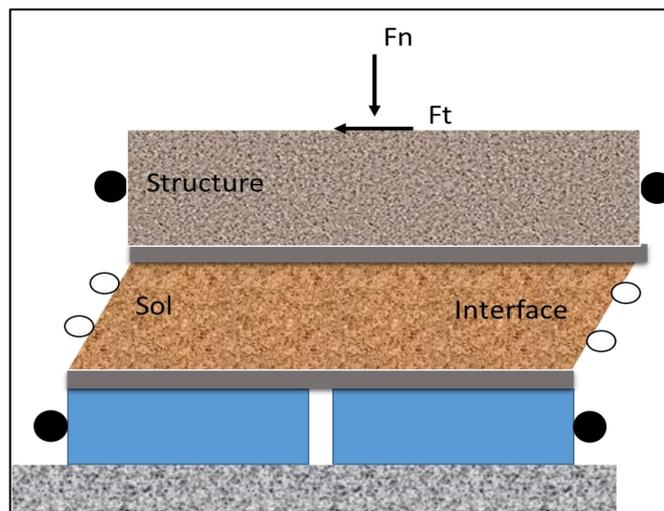


Figure. I.2 : Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGI.

I.2.2.2.b L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon) :

Dans l'appareil d'Uesugi et Kishida, l'échantillon de sol est enfermé dans une demi-botte rectangulaire. Celle-ci est construite d'un empilement de cadres en aluminium (Figure 1.3). Ainsi, le glissement à l'interface est mesuré de la déformation de cisaillement à sein de l'échantillon

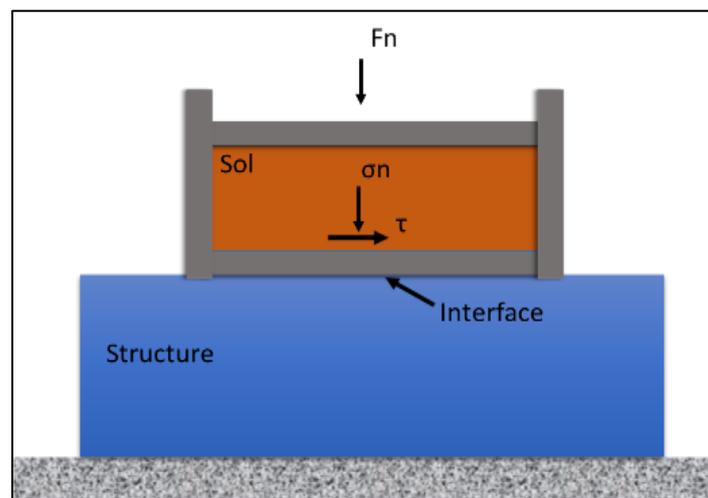


Figure. I.3 : Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida

I.2.2.3 L'essai de cisaillement annulaire par torsion :

Une des techniques expérimentales récentes en interaction sol-structures : l'essai de cisaillement par torsion. Cette technique, grâce aux possibilités qu'elle offre et à sa fiabilité, a eu un

succès important ces dernières années, comme en témoigne le nombre de prototype qui ont été réalisés.

L'échantillon de sol et la partie structure ont une forme annulaire. Selon les conditions aux limites sur les parois internes et externes de l'échantillon, on distingue deux catégories d'essais [7]

I.2.2.3.a L'essai de cisaillement annulaire :

Sans confinement, un modèle type est présenté par Yoshimi et Kishida (1982). Il a été utilisé pour l'étude du comportement de l'interface entre un sable et un anneau métallique.

L'échantillon de sol est enfermé dans un cylindre constitué d'un empilement d'anneaux et de rondelle en aluminium qui peuvent glisser l'un sur l'autre. Cette technique permet de faciliter le cisaillement, et d'assurer l'homogénéité de l'échantillon.

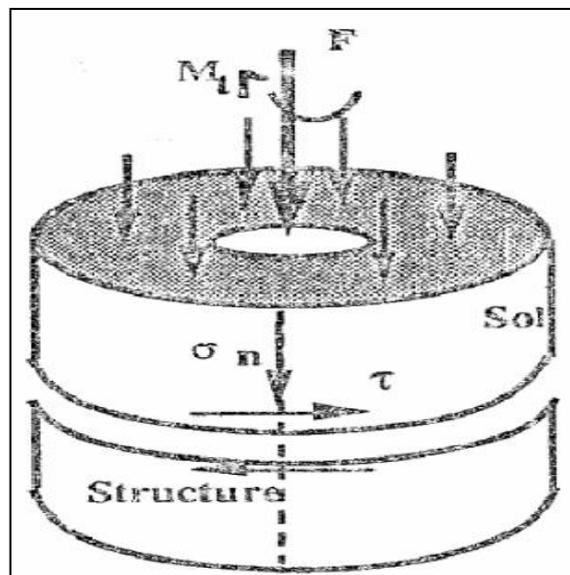


Figure. I.4. Cisaillement annulaire (type Yoshimi et Kishida, 1982)

I.2.2.3.b L'essai de torsion sur cylindre creux :

L'échantillon cylindrique creux, de faible épaisseur, est soumis à des pressions intérieures et extérieures, une force axiale et un couple de torsion. L'intérêt de cet essai, utilisé principalement dans l'étude du cisaillement dans les sols, est de pouvoir imposer, à partir d'un état de contrainte donnée, une évolution progressive des contraintes aussi bien en direction qu'en ampleur. De nombreux prototypes ont été proposés (Ishihara, Lade, Kharchafi, Chehade, ... ect). [8].

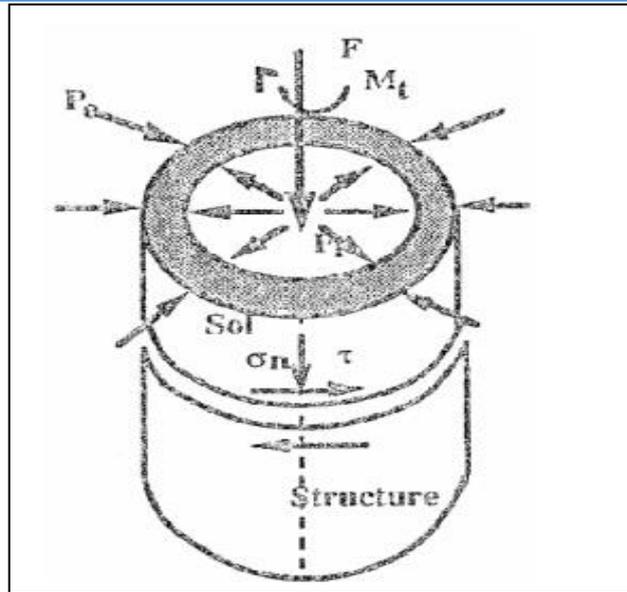


Figure. I.5. Cisaillement par torsion sur cylindre creux (type Ishihara 1972)

1.3 Résistance au cisaillement :

1.3.1. Relations entre contraintes et déformations

La description du comportement d'un milieu continu sollicité par des forces de volume ou de surface suppose la connaissance :

- De la loi de comportement, qui relie à tout instant t et en tout point du milieu le tenseur des contraintes et celui des déformations ;
- Des conditions initiales et aux limites sur les contraintes et les déformations.

Dans le cas des sols, la loi de comportement est particulièrement complexe. Dans les calculs courants, par souci de simplification, on ne cherche pas à déterminer les déformations des sols jusqu'à la rupture, mais on sépare le problème des déformations de celui de la stabilité. Pour les calculs de déformations, on utilise notamment les méthodes de Compressibilité. Consolidation. Tassement de cette rubrique. Pour les études de stabilité, on recourt au concept de critère de plasticité ou, plus exactement, de rupture, en admettant que les déformations du sol avant la rupture ont un effet négligeable sur les conditions de rupture [9].

La plupart des méthodes de calcul de stabilité classiques en mécanique des sols reposent sur la théorie de la plasticité. Dans cette théorie, on admet que les déformations restent petites et réversibles tant que l'on reste, dans l'espace des contraintes, à l'intérieur d'un certain domaine. La

frontière de ce domaine est appelée frontière (ou surface) d'écoulement. Dès que l'état de contraintes en un point du milieu atteint cette frontière, des déformations plastiques irréversibles apparaissent.

1.3.2 Définition de la rupture du sol

La rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture (Figure I-6) dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement résistance au cisaillement. Cinq types d'essais sont utilisés pour déterminer en laboratoire la résistance au cisaillement des sols [10], [11] :

- Les essais à l'appareil triaxial de révolution ;
- Les essais de compression simple ;
- Les essais de cisaillement direct à la boîte ;
- Les essais de cisaillement direct alterné à la boîte ;
- Les essais au scissomètre de laboratoire

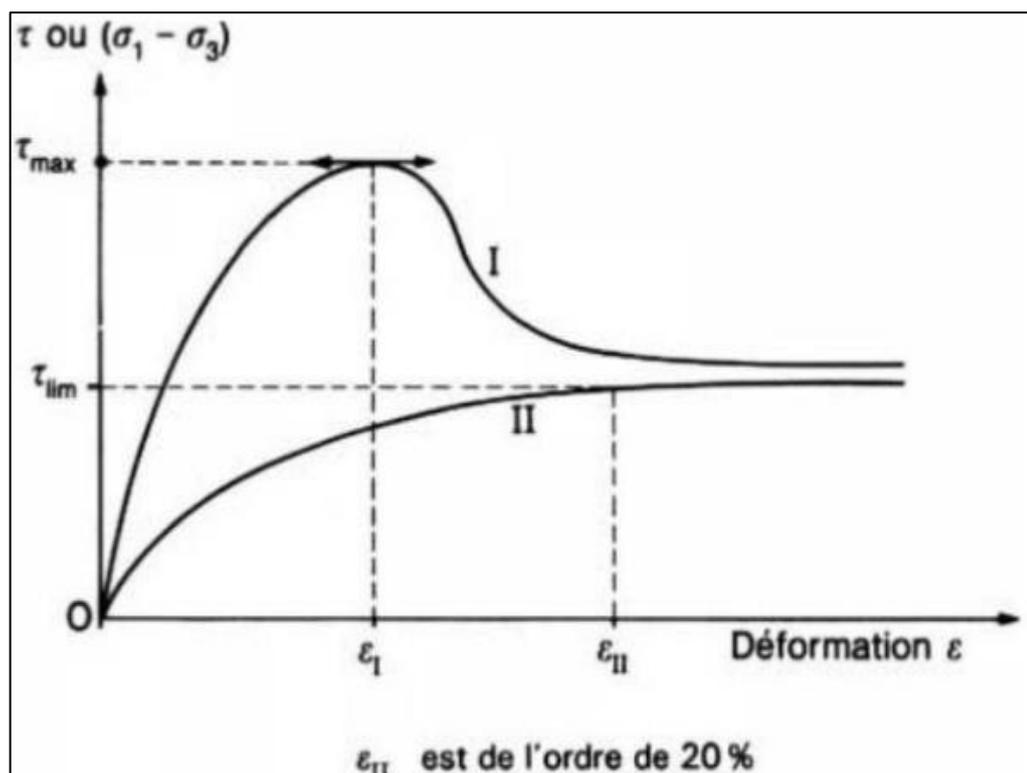


Figure I-6 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement [JEAN, 03].

1.3.3 Comportement drainé et non drainé d'un sol :

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués. Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement.

On distingue, de ce point de vue, deux grands types de comportement du sol : [12]

- Le comportement drainé ;
- Le comportement non drainé.

➤ Comportement drainé

En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé. Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives.

L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées caractéristiques drainées. Elles sont représentatives du comportement du squelette solide. Les caractéristiques drainées des sols fins cohérents sont déterminées dans les types d'essais suivants :

Les essais de référence sont les essais triaxiaux, réalisés en compression et de types consolidé-drainé (CD) et consolidé-non drainé (CU) avec mesure de la pression interstitielle u ; On peut utiliser également les essais de cisaillement direct à la boîte de type consolidé-drainé (essais lents) pour déterminer la courbe intrinsèque du sol.

➤ Comportement non drainé

En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette. Les

caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement non drainé sont dites caractéristiques non drainées. Elles traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et n'ont de signification que tant que la proportion de ces deux phases n'est pas modifiée, c'est-à-dire tant qu'il n'y a pas de drainage.

Les caractéristiques non drainées sont déterminées en laboratoire, au moyen d'essais triaxiaux consolidés non drainés, ou en place au scissomètre de chantier. Sont également utilisés, les essais non consolidés non drainés à l'appareil triaxial, les essais de compression simple et les essais en place au pénétromètre statique et au proximètre auto foreur. [13]

I.4 l'interaction sol-structures :

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 élastoplastique. [14].

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 élastoplastique avec ou sans écrouissage (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, ... etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, ... etc.). [14].

I.4.3 Comportement de l'interface :

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

A cause du caractère particulier des interfaces, plusieurs types de modèle ont été proposés. Mais, nous retiendrons essentiellement, sans entrer dans les détails, deux grandes familles de modèles : les modèles élastoplastique bidimensionnels et les modèles élastoplastique tridimensionnels. En déformation plane, on distingue, pour les modèles élastoplastique bidimensionnels, les modèles élastoplastique parfaitement plastiques et les modèles élastoplastique avec écrouissage.

La première étape de la modélisation de l'interface consiste en la représentation de l'élément d'interface sous forme d'éléments spéciaux par éléments finis. L'utilisation de ces éléments nous permet de pouvoir appliquer à l'élément d'interface une loi de compatibilité des déplacements relatifs entre le sol et le pieu. Parmi ces éléments, nous pouvons citer : les éléments sans épaisseur, les éléments de type couche mince.

Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement et leur comportement est essentiellement non linéaire différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivante

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.

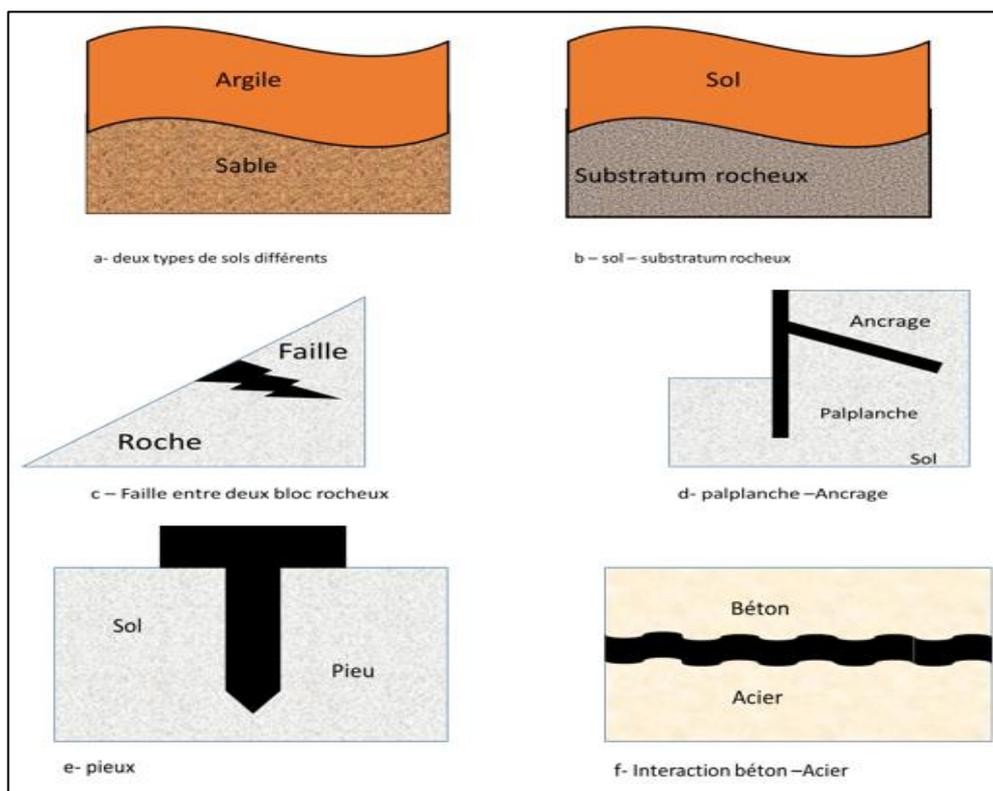


Figure. I.7 : Exemples des situations d'interface

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* ou éléments joints ont été développés pour le traitement des problèmes de contact entre des milieux de même nature ou de nature différente. [14].

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 :

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 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.

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 simple d'un portique reposant par des fondations superficielles sur un massif de sol à surface horizontale.

Le comportement sismique des fondations superficielle a été essentiellement examiné à travers les analyses pseudo-statiques de leur capacité portante due aux sollicitations sismiques [Paolucci et Pecker, 1997b].

De nombreuses études expérimentales ont été réalisées sur l'interaction statique sol-structure, où la fondation superficielle est soumise à des chargements monotones. Elles servent principalement à développer les modèles de macroélément.

Par exemple, les expérimentations effectuées par [Gottardi et al, 1999], [Byrne et Houlsby, 2001] et [Cassidy et al, 2004] ont été destinées à calibrer les critères de rupture de leurs modèles de macroélément.

De plus, certaines études expérimentales ont été effectuées sur des fondations ayant la forme des ancrages à succion offshore sous chargement cyclique modélisant le vent ([Byrne et al, 2003]) ou la houle ([Byrne et al, 2002]). Peu de résultats expérimentaux ont été trouvés dans la littérature en ce qui concerne l'interaction dynamique sol-structure visant à étudier le comportement du système sol-fondation superficielle.

Nous allons, dans la suite, faire un bref état de l'art des différentes expériences réalisées sur la fondation superficielle soumise à des chargements cycliques et dynamiques [15]

I.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.

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. D'autres calculs par éléments finis ont mis évidence que la forme de la cavité (circulaire, carrée, rectangulaire ou hexagonale) a une influence relativement minime sur la capacité portante, pourvu que la surface globale de la cavité soit du même ordre de grandeur. [1]

I.6.3 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 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) :

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 adopté. 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. [1]

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.

L'influence de la rugosité de la structure, et de la nature du sol et de la contrainte normale initiale a été mise en évidence. La boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée, fut le premier outil utilisé dans ce domaine (interaction sol-structure). Or ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients. Malgré ses défauts La boîte de cisaillement direct reste, l'outil le plus utilisé dans l'étude des interfaces sol structure

CHAPITRE II :
LOCALISATIONS DE LA ZONE D'ETUDE ET
IDENTIFICATION DU SOL

CHAPITRE II :

LOCALISATIONS DE LA ZONE D'ETUDE, IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DU SOL

II.1 Introduction

A partir d'essais de laboratoires et in situ de plus en plus perfectionnés, la Mécanique des sols fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil et de bâtiment et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits (barrages en remblais) ; ceci tant durant la progression des travaux (grands terrassements) qu'après mise en service des ouvrages.

II. 2 Zone du projet

Notre projet dans L'autoroute de Khemis Miliana –Berrouaghia dans le point kilométrique PK 16+014.974 (Fig. II.1).



Figure II.1— Situation de la zone de projet (image Google Earth).

II.3 Géologie de la zone d'étude

La zone du passage supérieure PK16+014.974 observé des unités du miocène. Dans le sondage de recherche et les travaux de cartographie réalisés, les unités de la forme miocène de la zone

CHAPITRE II : LOCALISATIONS DE LA ZONE D'ETUDE ET IDENTIFICATION DU SOL

du passage supérieur PK16+014.974 sont observées en forme d'argile solide/très solide, à plasticité moyenne, à concrétion partielle de carbonate, de couleur marron/marron rougeâtre d'une épaisseur de 01-03 m en surface.

Les piles du passage supérieur PK 16 +014.974 reposent sur une unité d'argile solide/très solide à concrétion partiel de carbonate. [16]

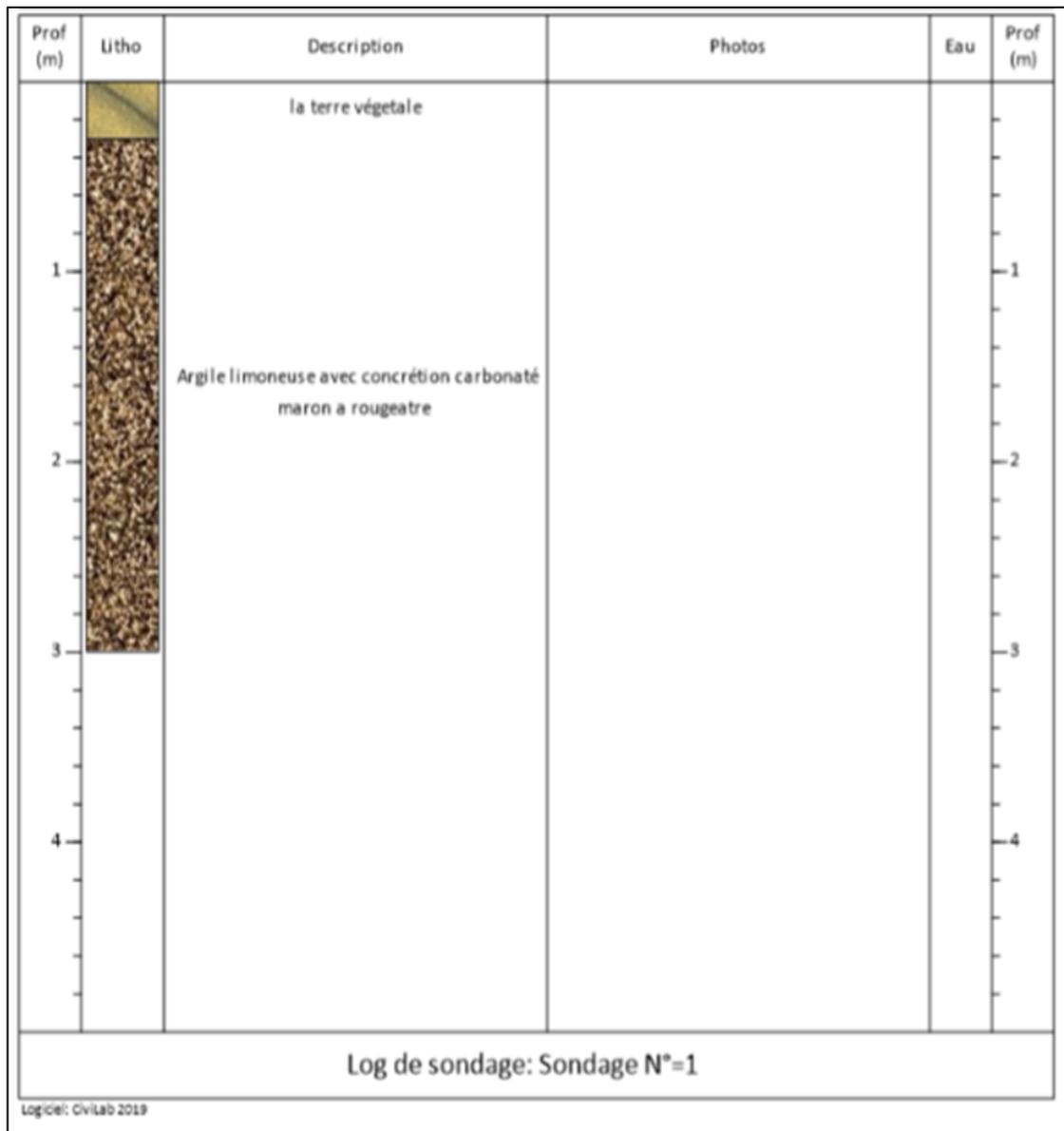


Figure .II.2 — coup lithologique dans la zone d'étude PK 16

II.4 Sismicité

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles parasismiques algériennes applicable au domaine des ouvrages d'arts RPOA 2008, élaboré par le CTPP et le CGS (centre national de recherche appliquée en génie parasismique). Divise le territoire de Djendel en Cinq zones de sismicité (Fig. II.3) croissante est dans le tableau II.1, ci-dessous.

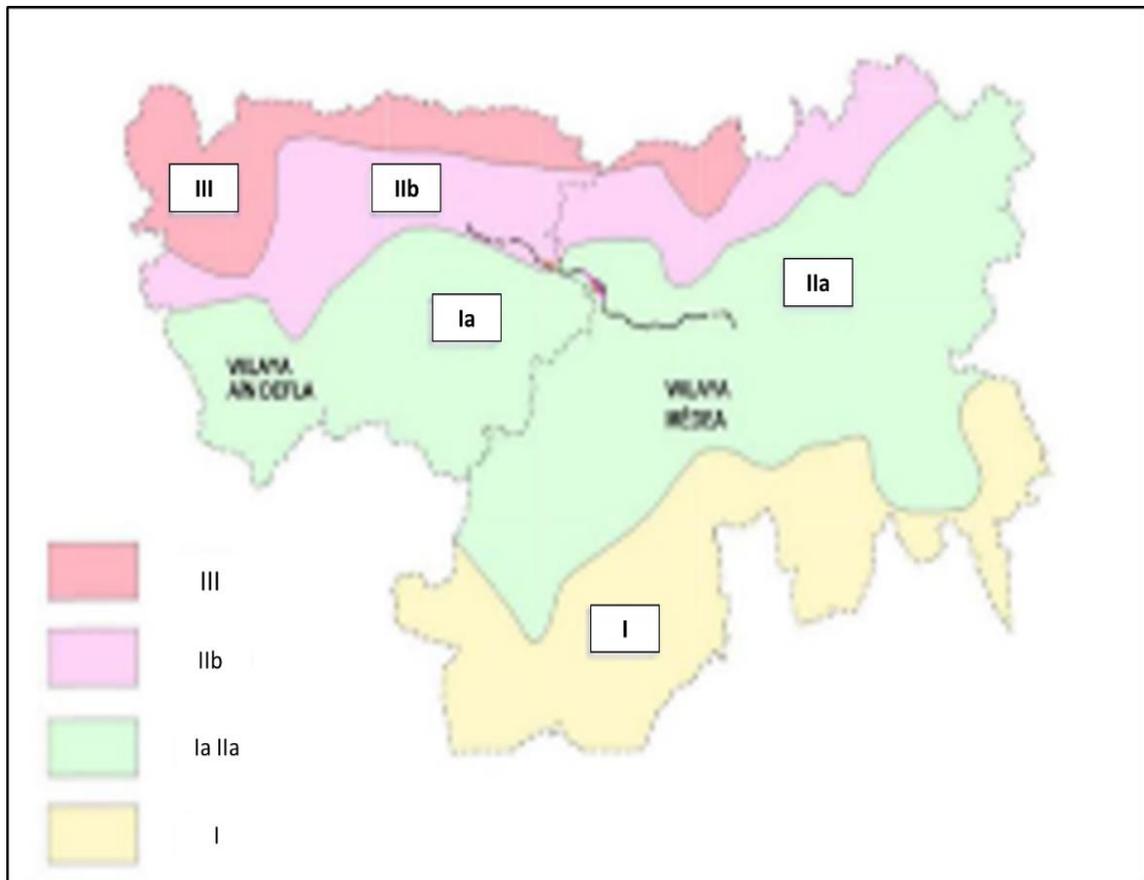


Figure II.3 – Carte de zonage sismique de la région Djendel.

Tableau .II.1 – Classification de la sismicité de la commune de Djendel

Zone	0	I	IIb	IIa	III
Sismicité	Négligeable	faible	Moyenne	Elevée	Très élevée

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismique algérienne RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après

- ✓ **Groupe 1** : Ouvrages d'importances stratégique.
- ✓ **Groupe 2** : Ouvrages de grandes importances.
- ✓ **Groupe 3** : Ouvrages d'importances moyennes.

La valeur du coefficient d'accélération -A- est déterminée conformément à la relation Suivante entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la zone sismique correspondante.

Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone **IIB** qui correspond à une zone de sismicité moyenne, la section autoroutière Khemis Miliana –Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe2). [16]

II. 5 Matériaux utilisés :

L'échantillon sélectionné pour cette étude est un sol provenant d'une Sondage PBH-1 effectué le 19/10/2016 par MAPA, Ain Defla – Djendel, Les informations concernant les travaux de forage effectués sont présentées dans le tableau II.3 ci-après :

Tableau II.2— Les coordonnées de sondage.

PK 16	Latitude (degré °)	Longitude (degré °)	Z
Coordonnées	36.218493 N	2.445843 E	415

II.6 présentation des logiciels utilisés pour la présentation des résultats :

Pour tracer les courbes des Essais on a utilisé deux logiciel suivant

II.6.1 Soil Test :

Soil Test est un logiciel de gestion des essais de sol et de béton composé d'une suite de programmes basés sur les méthodes analytiques. Le logiciel propose un large éventail des programmes pour la gestion des essais mécanique ; énergétique et identification

II.6.2 CiviLab :

CiviLab 2019 est un logiciel de laboratoire de sol et de béton conçu et développé par Bakhti softwares. Ce logiciel nous permet de réaliser les différents essais de sol et de béton avec une flexibilité et fiabilité très abordable.

En effet, CiviLab 2019 se caractérise par plusieurs avantages, à titre d'exemple :

- a- La facilité d'utilisation ou chaque feuille d'essai sera créé seulement en deux étapes : l'insertion des données et le chargement de la feuille ;
- b- Le style d'organisation où les essais réalisés sont affichés par catégorie dans une liste moderne située dans la partie gauche du logiciel, ce style d'organisation nous permet d'accéder à n'importe quel essai facilement ;
- c- le style d'affichage moderne ou l'interface graphique du logiciel a été conçue de manière moderne et agréable pour assurer un confort d'utilisation optimum.

II.7 Caractéristiques physique :

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

➤ **Description :**

Avant d'analyser le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent le squelette solide, l'eau et l'air constituant le sol. Pour cela considérons la représentation suivante d'un sol dans laquelle les trois phases sont séparées (Fig. II.4) [17]

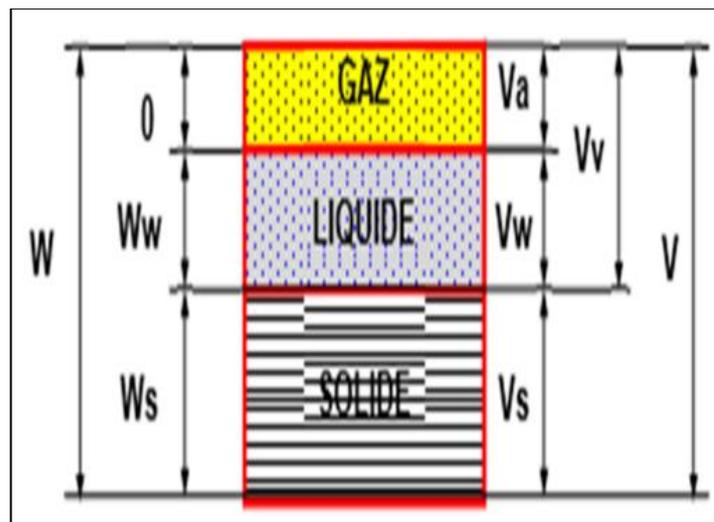


Figure II.4 — compositions du sol

II.7. 1 Teneur en eau (W)

La teneur en eau d'un matériau est le rapport de la masse de l'eau contenue dans ce matériau à la masse du même matériau à l'état sec après passage à l'étuve. [18]

$$W = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.1)$$

II.7.2. Masse volumique des grains solides

La masse volumique des grains solides (γ_s) d'un sol est déterminée selon la norme elle est appelée aussi la masse volumique réelle. La masse volumique des particules solides est le quotient de la masse des particules solides par leur volume des grains solides. [19]

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.2)$$

II.7.3. Masse volumique sèche

La masse volumique sèche (γ_d), est le quotient de la masse des particules de sol sec (m_s) par le volume total de la même masse du sol, y compris les vides.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} \quad (2.3)$$

II.7.4 Indices des vides

L'indice des vides (e), est le rapport du volume des vides V_v sur le volume des grains solides (V_s). Et aussi des paramètres déjà définis (γ_s et γ_d) selon les formules :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.4) \quad \text{Ou} \quad e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (2.5)$$

II.7.5. Porosité (n)

La porosité (n), est le rapport du volume des vides (volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides Simultanément) au volume total du sol. La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule suivant

$$n = \frac{e}{e+1} \quad (2.6)$$

II.7.6. Degré de saturation

Le degré de saturation noté S_r est le rapport entre le volume d'eau et le volume des vides dans un sol. C'est un paramètre sans dimension qui est souvent exprimé en pourcentage.

$$S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_e} * \frac{w}{e} \quad (2.7)$$

CHAPITRE II : LOCALISATIONS DE LA ZONE D'ETUDE ET IDENTIFICATION DU SOL

Un sol sec à un degré de saturation de 0% et un sol saturé en eau à un degré de saturation de 100 % Les résultats d'essais en laboratoire, suivant les normes Française (AFNOR) donnent les caractéristiques physique suivantes :

Tableau II.3— Les caractéristiques physiques de sol

Caractéristiques physique	formule	valeur
poids volumique humide	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$; KN/m^3	19,97
poids volumique sec	$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$; KN/m^3	16,1
densité humide	$d_h = \frac{\gamma_s}{\gamma_e}$	1,997
densité sec	$d_s = \frac{\gamma_d}{\gamma_e}$	1,61
degré de saturation	$S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_e} * \frac{w}{e}$	59,57 %
indice de vide	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	64
Porosité	$n = \frac{e}{e + 1}$	39.02
Teneur en eau	$W = \frac{W_w}{W_s}$	24%

II.8 Essais d'identification

II.8.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant un sol. Elle s'applique pour déterminer des

paramètres tels que : le diamètre maximal des grains, le coefficient d'uniformité C_u et le pourcentage des fines. Elle consiste en deux essentielles parties :

Le tamisage [NF P18-056] et Analyse sédiment métrique [NF P 94-057].



Figure II.5 — Analyse granulométrique par tamisage(A) et Analyse de sédimentation (B)

➤ **Analyse granulométrique par tamisage et sédimentation**

La granulométrie s'applique notamment, pour déterminer les paramètres tels que : le diamètre maximal des grains, le coefficient d'uniformité et le pourcentage de fines.

L'analyse granulométrique a été réalisée selon la norme [NF P94-056], sur la fraction supérieure à $80\mu\text{m}$. [20]

Les résultats obtenus sont représentés sous forme de courbes semi-logarithmiques cumulatives, exprimant le pourcentage en poids des passants cumulés, en fonction des diamètres des grains.

Nous avons utilisé la masse de départ $M= 500\text{g}$, les résultats obtenus d'analyse granulométrique et sédiment métrique sont présentés sur la figure 06

Sur la base de l'analyse granulométrique on constate que 14% de grain de sol de diamètres enter 5 mm et 0.08 mm et $C_c = ND$; $C_u = ND$

Méthode par L'analyse granulométrique du sol pour les particules de sol inférieures ou égales à $80\mu\text{m}$ se fait par sédimentation.

L'analyse sédimentation de l'argile a été réalisée selon la norme [NF P94-057], sur la fraction $80\mu\text{m}$. [21]

La granulométrie présente un intérêt majeur pour les sols argileux, car elle permet de déterminer le pourcentage de particules de diamètre $< 2\mu\text{m}$, ce qui caractérise et différencie les éléments argileux des autres composants du sol.

Ce pourcentage (éléments $< 2\mu\text{m}$) influe d'une manière directe, sur le développement des phénomènes physico-chimiques.

C'est ainsi que plusieurs auteurs [MITCH, 1976] ont relié ce pourcentage aux différents comportements du sol : gonflement, compressibilité et résistance au cisaillement. Signalons que les argiles étudiées, sont essentiellement constituées de particules poussiéreuses (0.05 à 0.005 mm), dont la moyenne pour le gisement s'élève à 71.79% [ALSH, 02].

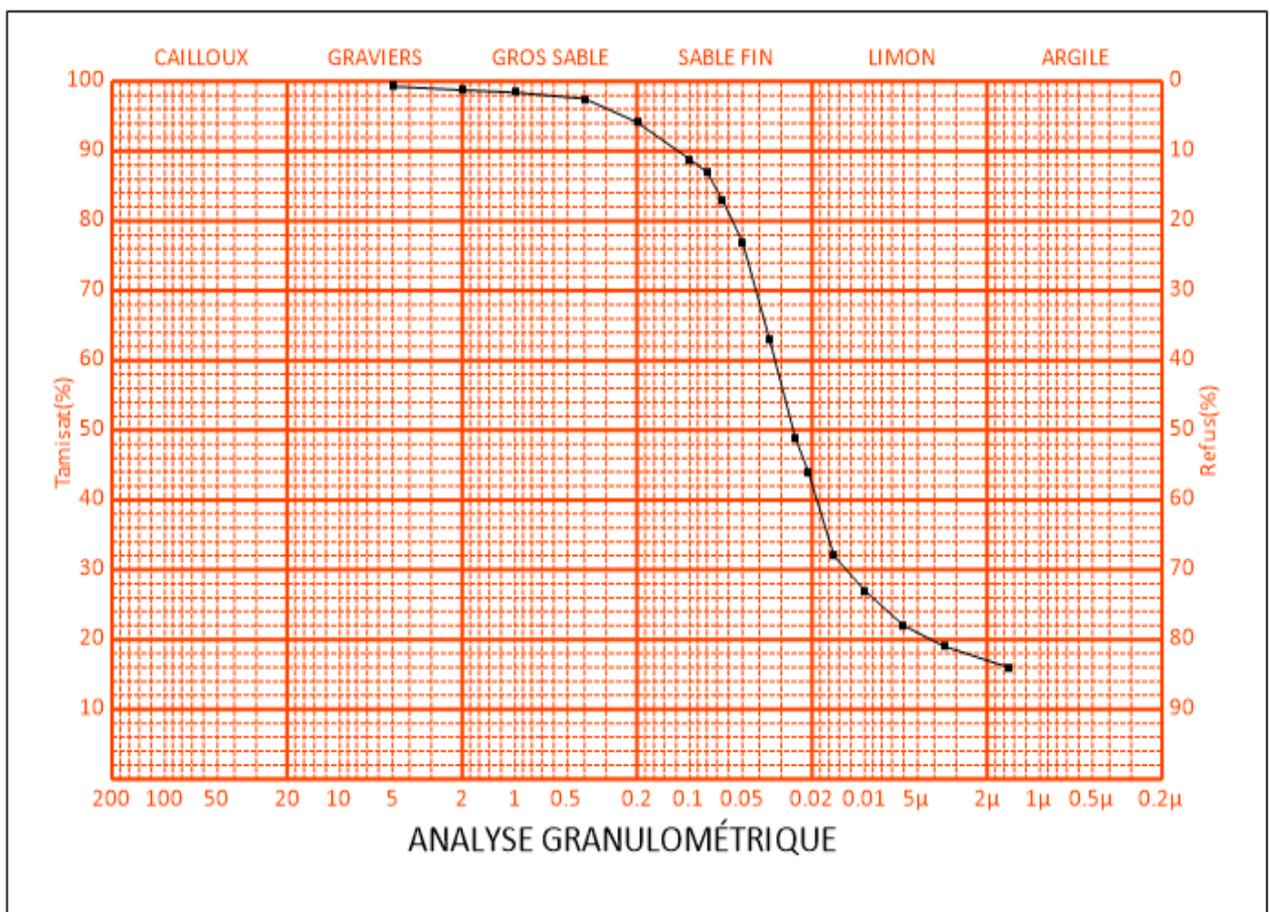


Figure II-6 : La courbe granulométrique (tamisage et sédimentation)

II.8.2 Détermination des limites d'Atterberg [NF P94-051] :

Cette norme destinée à la détermination des deux limites d'Atterberg (W_L et W_p) s'applique aux éléments d'un sol passant à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 μm . Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état.

Les essais mis au point à cette époque ont été repris et modifiés par Casagrande, afin que leur interprétation puisse permettre d'établir un lien entre la teneur en eau du sol et son comportement. [22]

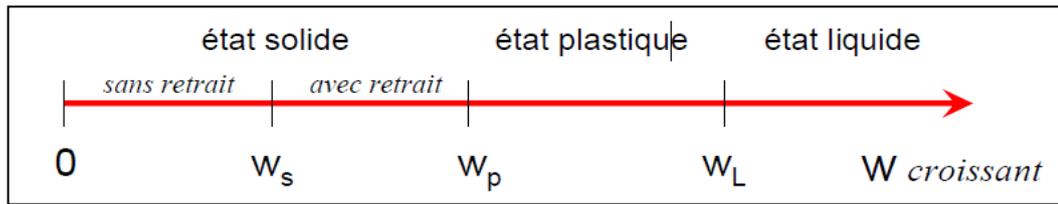


Figure II.7— Comportement des sols fins avec la variation de la teneur en eau (w)

➤ **Résultats d'essai**

Les résultats des essais des limites d'Atterberg sont affichés dans l'annexe

La valeur de Wl est la teneur en eau qui correspond à $N = 25$ $Wl = 65\%$ A partir de ces limites, on peut déterminer : Wl . Wp et IP et classé le sol à partir de abaque de casagrande

➤ **Classification de sol** Le classement de notre sol par la classification (L.C.P.C)

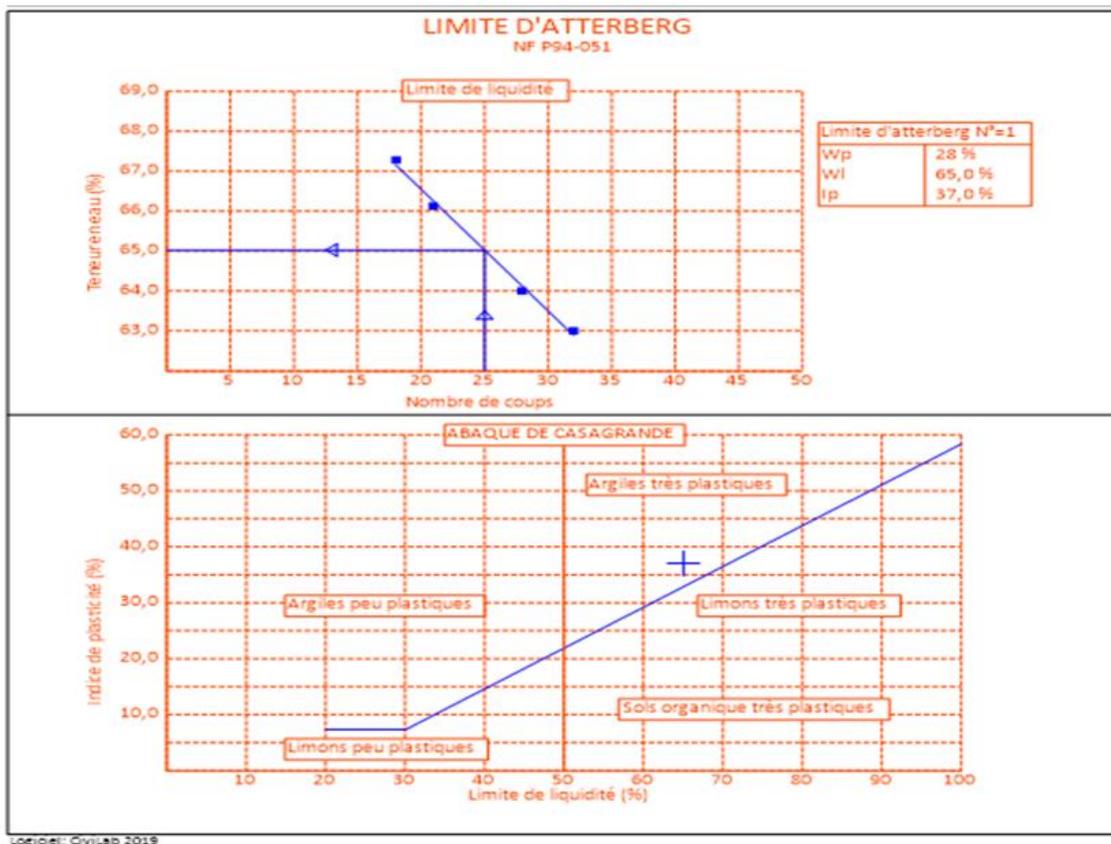


Figure II.8 —Abaque de plasticité de Casagrande (classification L.C.P.C)

Tableau .II.4— Synthèse des résultats (limites d'Atterberg de sol).

WI(%)	Wp(%)	IP(%)	Classification
65	28	37	Argile très plastique

II.8.3 Valeur de bleu de méthylène [NF P94-068]

Les argiles contenues dans un sol ont la propriété de fixer le bleu de méthylène proportionnellement à leur surface spécifique.

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur la prise d'essai. Cette valeur est rapportée proportionnellement à la fraction 0/50 mm du sol considéré [23].

$$VBS = \frac{B \cdot C \cdot 100}{M_0} \quad (2.8)$$

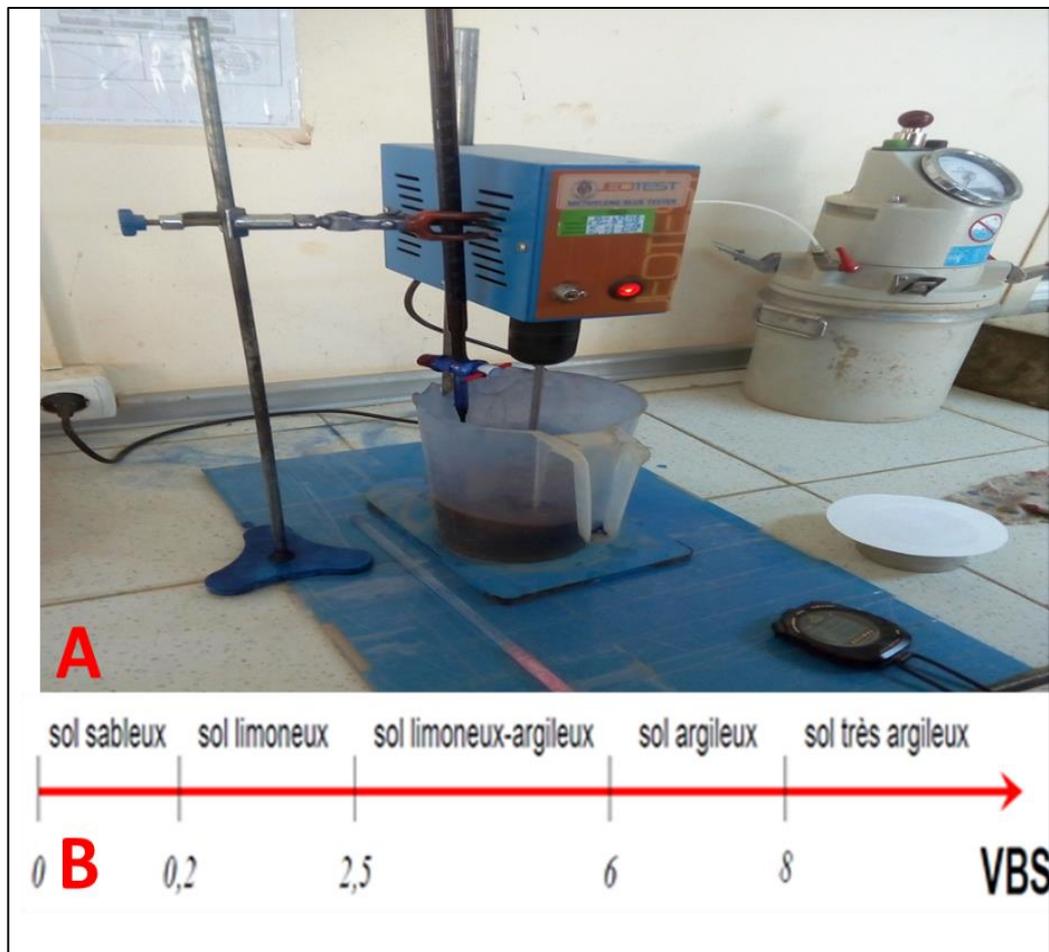


Figure II.9 — Essai de bleu de méthylène A Valeur de bleu de méthylène B

➤ **Calculs et Expression des résultats** Les grandeurs mesurées au cours de l'essai sont :

V : Volume de la solution de bleu de méthylène utilisé = 195 ml

La valeur au bleu du matériau testé est : $VBS = \frac{B \cdot C \cdot 100}{M_0}$

Avec

- ✓ **B** : masse de bleu introduite = V * 0,01
- ✓ **C** : Proportion de la fraction 0/5 mm
- ✓ **M₀** : masse sèche de la prise d'essai = 30 g

Donc :

$$VBS = \frac{0,95 \cdot 1,95 \cdot 100}{30} = 6,17 \quad (2.9)$$

➤ **Interprétation des résultats**

Selon le type de sol en fonction de la valeur $VBS = 6,17$ le sol est distinguant les sols argileux

II.9. Classification des sols :

Elle consiste à regrouper les sols qui ont une nature, un état et un comportement similaires par rapport à une application géotechnique particulière (routes, fondations, etc...)

II.9.1 Classification L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)

Il s'agit de la classification couramment utilisée en France dans le secteur du bâtiment ; elle s'appuie sur l'étude granulométrique et sur les limites d'Atterberg La classification distingue 8 catégories pour les sols grenus. Pour les sols fins, elle s'appuie sur le diagramme de Casagrande

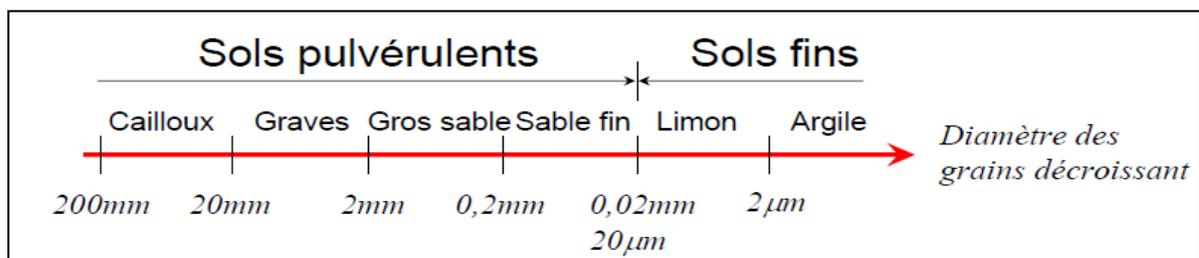


Figure .II.10 Classification reposant sur le diamètre moyen des grains

a) Les sols grenus : (plus de 50% des éléments ont un diamètre > 0,080 mm)

CHAPITRE II : LOCALISATIONS DE LA ZONE D'ETUDE ET IDENTIFICATION DU SOL

b) Les sols fins (plus de 50% des éléments ont un diamètre < 0,080 mm)

A partir de l'essai d'analyse granulométrique 87.55% des éléments ont un diamètre < 0,080 mm donc le sol est sols fins.

II.9.2. Classification des sols selon la nomenclature GTR [NF P11-300] :

- On distingue 3 familles :
 - ✓ les SOLS de classe : A, B, C et D 2.
 - ✓ les matériaux rocheux de classe : R 3.
 - ✓ les sols organiques et sous-produits industriels de classe : F
- Les 4 classes de sols (famille 1) :
 - ✓ Classe A : sols fins
 - ✓ Classe B : sols sableux et graveleux avec fines
 - ✓ Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments
 - ✓ Classe D : sols insensibles à l'eau

Tableau II.5 classification de sol selon la classification GTR

% des sols D <50mm	Passant à 0.08mm	IP	VBS	Classe
98	87.55	37	6.17	A3-Argile et Argile marneuse limons

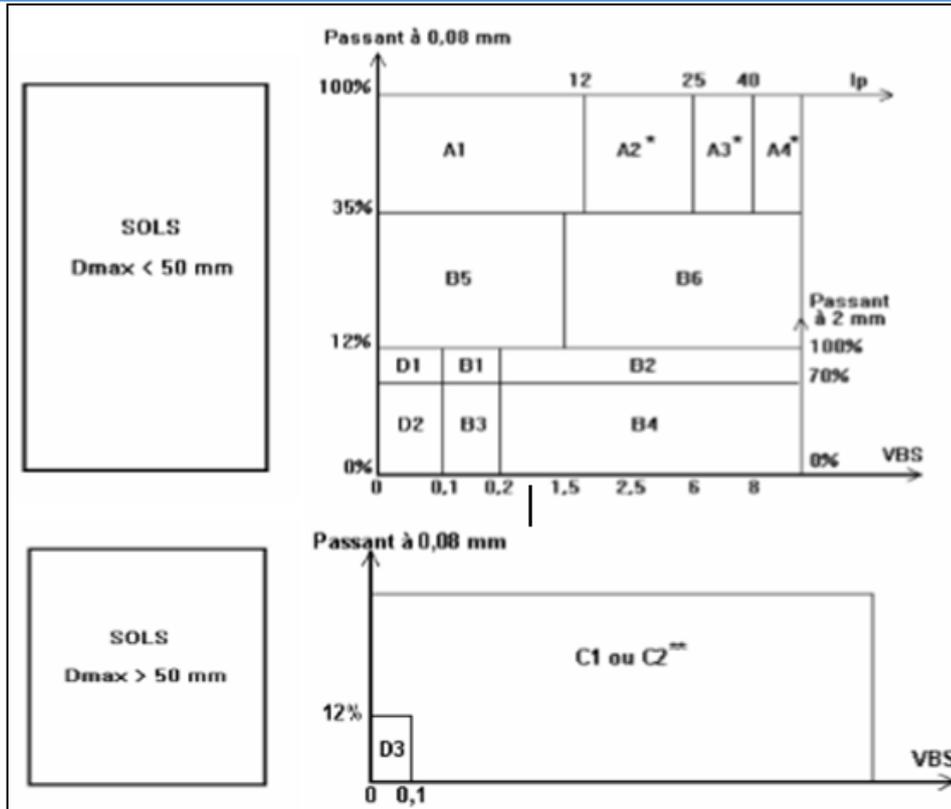


Figure. II.11 classification GTR

II.9.3. Classification triangulaire

Les systèmes de classification triangulaire prennent la forme de triangles dont les côtés portent des échelles représentant les proportions de sable, de silt et d'argile mesurées sur un échantillon de sol

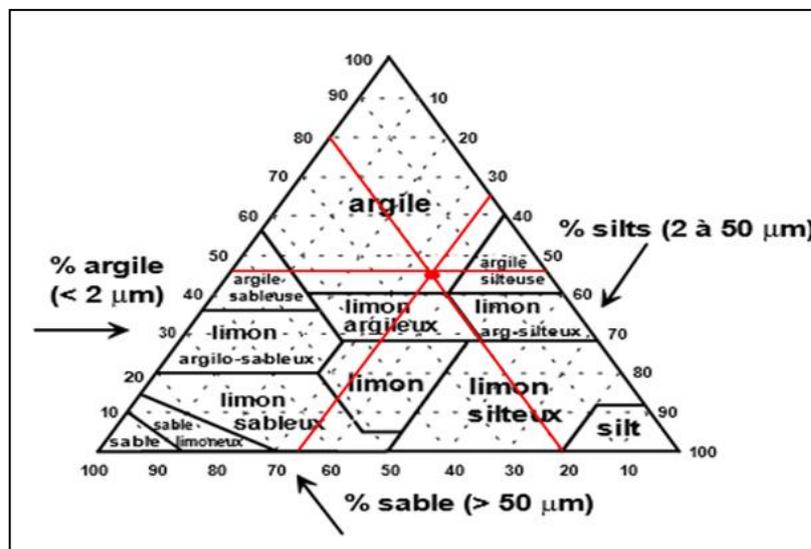


Figure II.12 Triangle de classification triangulaire des sols fins

CHAPITRE II : LOCALISATIONS DE LA ZONE D'ETUDE ET IDENTIFICATION DU SOL

Ces triangles sont divisés en zones portant une appellation conventionnelle selon les proportions relatives des types de sols. Seules les échelles des proportions d'argile, de sable et de silts figurent sur le triangle Fig. II.12

Tableau II.6 proportion d'argile, de sable et de silts de sol et la classification.

Argile %	Sable %	Silts %	Classification
45	20	35	Argile

II.10 Comparaison entre les classifications LCPC, GTR et Triangulaire :

La comparaison dans le tableau II.7

Tableau II.7 Comparaison entre les 3 classifications LCPC, GTR et Triangulaire

Classification	LCPC	GTR	Triangulaire
Type de sol	Argile	A3 (Argile et Argile marneuse ; limons très plastique	Argile

II.11. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification d'un sol pour mieux connaître les aspects physiques des matériaux

La classification d'un sol a pour objectif de regrouper dans une même catégorie les sols ayant les mêmes caractéristiques physiques. La classification proposée par L.C.P.C ; GTR et triangulaire montre notre sol est un Argile.

Après la détermination des caractéristiques physiques du matériau que l'on va étudier et leur classe, 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 : sol (argile de Ain defla -DJandal), rugosité de la surface de la structure (lisse ou rugueuse), contrainte de confinement.

CHAPITRE III :
ESSAIS ENERGETIQUE ET MECANIQUE

CHAPITRE III :

ESSAIS ENERGETIQUE ET MECANIQUE

III-1-Essais Energétique

On à procéder a les essais énergétiques pour la reconstitution des sols dans le but d'utiliser ces résultats pour reconstruire les matériaux des essais mécaniques

III.1.1.Essai Proctor [NF P94-093] :

Il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une force portante maximale pour un sol donné, selon des conditions de compactage précises. On compacte des échantillons de sol dans un moule normalisé, en adoptant diverses valeurs de teneur en eau. Pour chaque essai, déterminer la masse volumique apparente correspondante.

Porter les résultats sur un graphique et tracer une courbe passant au mieux par les points trouvés. L'abscisse du maximum de cette courbe représente la teneur en eau optimale w_{opt} , et son ordonnée la masse volumique apparente sèche optimum ρ_{opt} On fait varier le nombre de couches de remplissage, et le nombre de coups de dame par couches : Essai Proctor normal : remplissage en 3 couches. [24]

➤ **Résultats d'essai :** Les résultats sont affiche dans le tableau III.1 et fig. III.1 ci-dessous

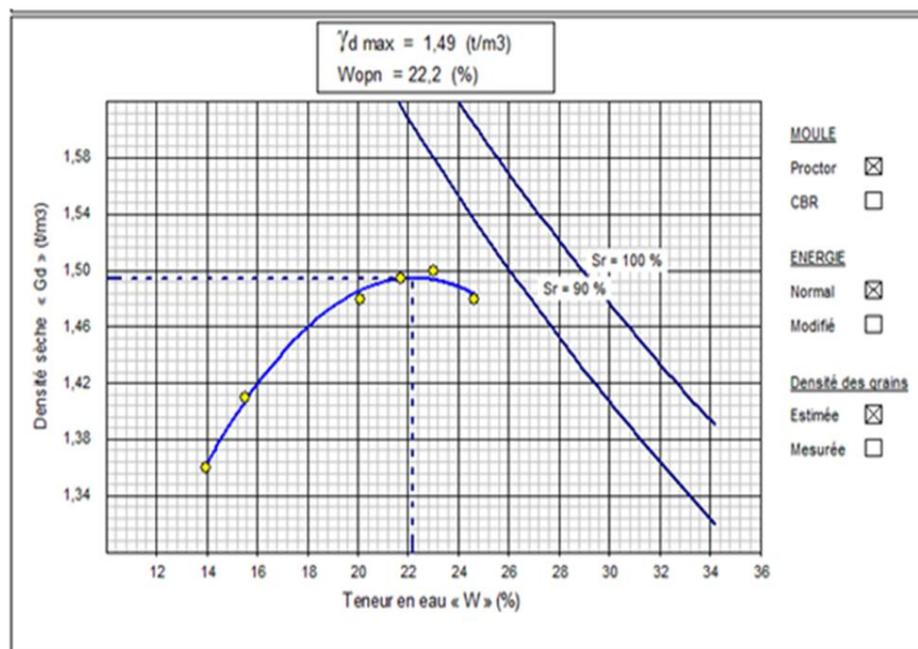


Figure III.1 Courbe de l'essai Proctor

Tableau .III.1 les résultats d'essai Proctor

							W_{opt} (%)	$\gamma_d \text{ maxT}$ / m^3
W(%)	14	15.5	20.1	21.7	23	24.6	22.2	1.49
Densité T/m^3	1.36	1.41	1.48	1.50	1.50	1.48		

III.1.2.ESSAIS C.B.R (California Bearing Ratiotest) [NA 5252] :

Les essais C.B.R. permettent, selon le processus utilisé, la détermination :

- * de l'Indice CBR après immersion
- * de l'Indice CBR immédiat
- * de l'Indice Portant Immédiat

D'un sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées. L'indice recherché est un nombre sans dimension exprimant

Le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part et dans le matériau type d'autre part. [25]

Avec : Coefficient de l'anneau = 1 et Surface du piston = 19.22 cm²

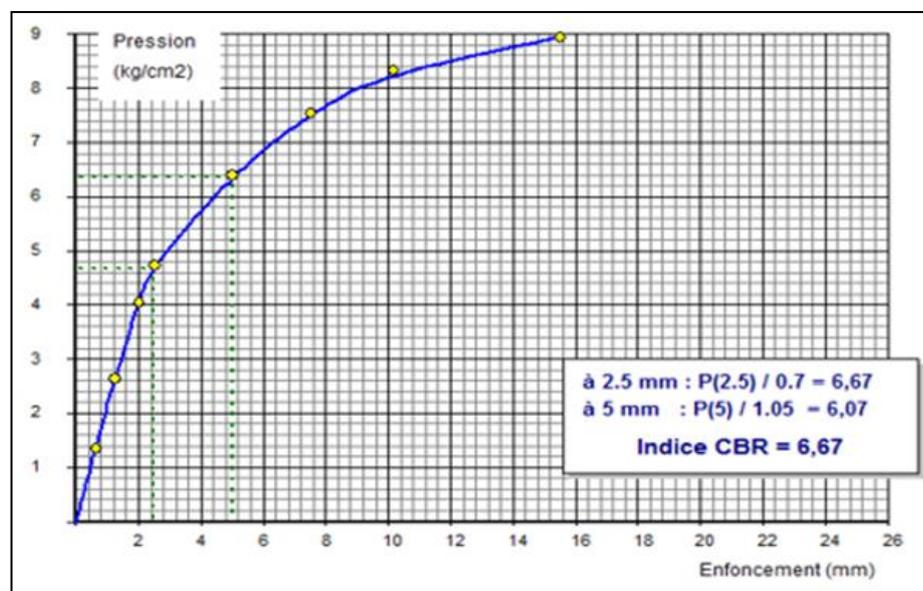


Figure III.2 Courbe de CBR

➤ **Calculer de l'indice portant ICBR**

$$\frac{\text{Effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement (en kN)}}{0.70} \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN)}}{1.05} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\text{À 2.5 mm : } P(2.5)/0.7 = 6.67 \dots (3.3)$$

$$\text{À 5 mm : } P(5)/1.05 = 6.07 \dots\dots\dots (3.4)$$

L'indice recherché est par convention la plus grande de ces deux valeurs. $ICBR = 6.67 \text{ KN}$

On peut également donner un ordre de grandeur de CBR en fonction de la classification du sol. Le tableau III.2 ci –dessous est établi à partir de la classification USCS (Unified Soil Classification System).

Tableau. III.2Classification USCS de CBR

CBR	Type de sol
$CBR < 10$	Sols fins, sables, argiles, silts avec plus de 50% passant à 80 μ
$10 < CBR < 20$	Sables plastiques
$20 < CBR < 30$	Sables propres
$30 < CBR < 90$	Graves plus de 50% ne passe pas la passoire de 4 mm

III.2 Les Essais Mécaniques

III.2.1. Essai de consolidation a l'œdomètre [XP P94-090-1] :

Dispositif expérimental L'œdomètre est un appareil de chargement permettant la réalisation de compressions verticales pour lesquelles les déformations horizontales sont empêchées par une bague (moule métallique rigide).

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement.

• La cellule :

Elle est présentée sur la figure 1. L'échantillon de sol à étudier, de forme cylindrique (section S, hauteur initiale h₀), est placé entre deux pierres poreuses saturées, dans une bague de même diamètre intérieur que l'échantillon.

• Le bâti de chargement :

Il permet d'appliquer sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure une force Q et de la maintenir constante pendant un temps donné.

On impose ainsi à l'échantillon :

- une contrainte totale verticale constante : $\sigma = \frac{Q}{S}$ (3.5)
- des déformations radiales (horizontales) nulles,
- le système de drainage permet à l'eau de s'évacuer ou d'entrer dans l'échantillon suivant des trajets verticaux ascendant et descendant, tout en permettant au sol de rester saturé [26]

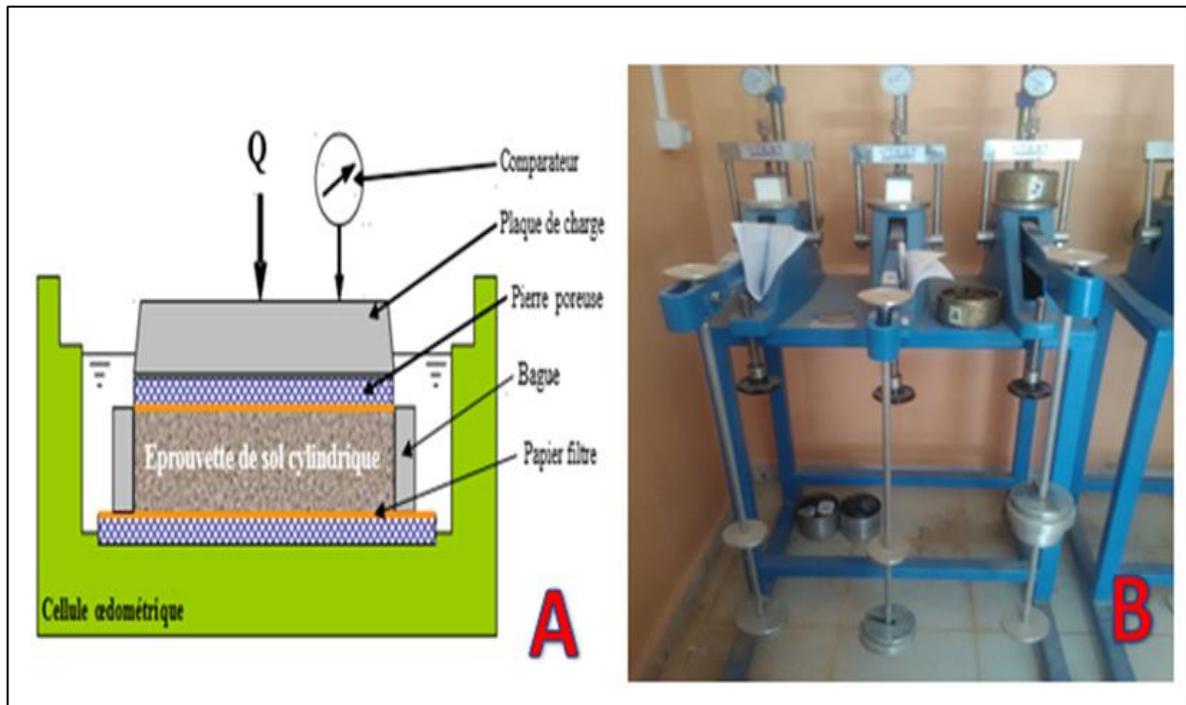


Figure .III.3 Représentation schématique d'une cellule œdométrique (A) et Appareil d'œdomètre (B)

➤ Résultats de l'essai œdométrique

CHAPITRE III : ESSAIS ENERGETIQUE ET MECANIQUE

Coefficient de compressibilité $C_c=0.182$(3.6)

Coefficient de gonflement $C_s = 0.002$(3.7)

Contrainte de pré consolidation $\sigma'_p = 1.395$ bars.....(3.8)

Pour calculé le module œdométrique nous avons la formule suivant :

$$E_{oed} = \frac{1+e}{C_c} * \frac{\Delta\sigma'}{\log(1+\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_r})} \quad (3.9)$$

$$E_{oed} = \frac{1+0.60}{0.182} * \frac{(1.285-0.01)}{\log(1+\frac{0.285}{0.01})} \dots\dots\dots (3.10)$$

$$E_{oed} = 5.31 \text{ bars} = 0.531 \text{ Mpa}$$

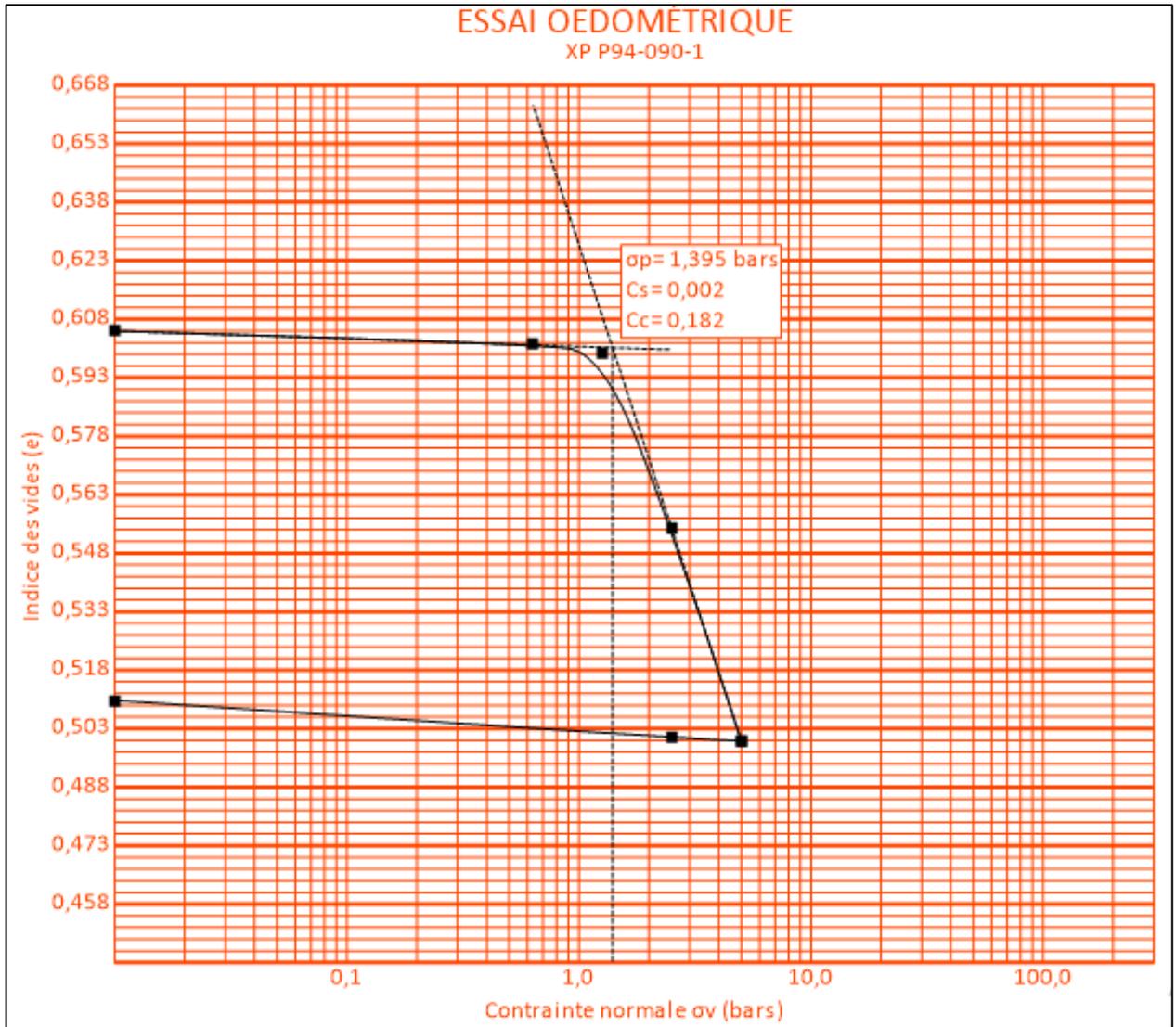


Figure .III.4 Courbe d’essai œdométrique

➤ **Interprétation :**

Ordre de grandeur du module œdométrique en fonction du type de sol [27] :

- argile Molle 0,1 à 1 MPA
- argile moyenne 0,5 à 4 MPA
- argile raide 1 à 10 MPA
- limon uniforme 3 à 35 MPA
- sable 15 à 50 MPA
- gravier 30 à 120 MPA

Selon la valeur du module œdométrique $E = 0.531$ MPA le sol est Argile moyenne

➤ **Calcule le rapport de sur-consolidation Roc (over consolidation ratio):**

Il permet de connaître l'état de consolidation du sol défini par la formule suivant :

$$Roc = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \dots \dots \dots (3.11)$$

σ'_0 : Contrainte effective verticale du sol en place $\sigma'_0 = 59.91 \frac{kN}{m^2} = 0.5991 \text{ bar}$

σ'_p : Contrainte de pré-consolidation $\sigma'_p = 1.395 \text{ bar}$

$$\text{Donc : } Roc = \frac{0.59}{1.395} = 0.42$$

Roc < 1, le sol est sous consolidé .C'est le cas des sols en cours de formation (vases) [28] :

➤ **Calcule le Tassement Δhc :**

$$\Delta hc = \frac{cc}{1+e_0} h \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0} \right) \dots \dots \dots (3.12)$$

$$\Delta hc = \frac{0.182}{1 + 0.64} 3 * \log \left(\frac{0.5991 + 0.285}{0.5991} \right)$$

$$\Delta hc = 0.05m = 0.5 \text{ cm} , (\text{Tassement acceptable})$$

➤ **Calcule la capacité portance du sol qu :**

$$qu = c'Nc + qNq + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma \dots \dots \dots (3.13)$$

Avec :

$$Nq = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) \dots \dots (3.14)$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot \varphi \dots \dots \dots (3.15)$$

$$N\gamma = (Nq - 1) \tan 1.4 \varphi \dots \dots \dots (3.16)$$

$$C' = 16.12 \text{ Kpa} ; \varphi = 36.6^\circ ; \gamma = 19.97 \text{ KN/m}^3 ; q = 39.94 \text{ KN/m}^2 \text{ et } B = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } qu = 16.12 * 34.48 + 39.49 * 1.39 + 0.5 * (19.97 * 0.34)$$

$$qu = 614.10 \text{ Kpa} \dots \dots \dots (3.17)$$

II.2.2 Essai de compression simple (RCS) [NF P94-077] :

L'essai s'effectue sur une éprouvette placée entre les deux plateaux parallèles d'une presse .L'axe de l'éprouvette cylindrique est orthogonal aux plateaux. L'essai consiste à imposer une vitesse constante de déformation longitudinale et à mesurer la force axiale appliquée à l'éprouvette. [29]



Figure III.5 : Essai de compression simple

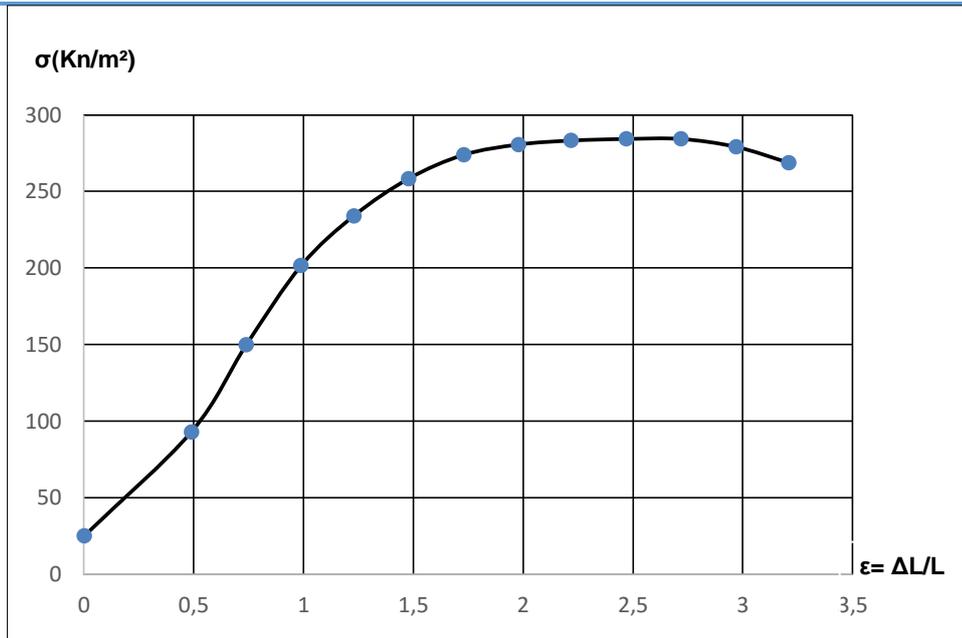


Figure III.6 Diagramme contrainte – déformation d’une Argile

Tableau III.3 La force de rupture de sol et leur résistance de compression

Force de rupture F(KN)	0.54
Section de l'échantillon A (m2)	0,001891
Résistance à la compression RCS (KN/ m2)	284.22

➤ **Calcul le module de Young E :**

Le module de Young ou module d'élasticité ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de compression et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope ; exprime par la formule suivant

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{93.02-41.25}{0.49-0.002} = 106.08 \frac{KN}{m^2} = 1.06 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(3.18)$$

➤ **Calcul le module de cisaillement G :**

Le module de cisaillement est une grandeur physique intrinsèque à chaque matériau et qui intervient dans la caractérisation des déformations ; dans le cas de matériaux isotropes, il est relié au module d'élasticité E et au coefficient de poisson ν par l'expression suivant :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1.06}{2(1+0.3)} = 1.76 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(3.19)$$

III.2.3 Essai de cisaillement rectiligne ou à la boîte de casagrand [NF P94-071-1]

Des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante ont été réalisés. Dans les essais sol-structure la demi-boîte inférieure a été remplacée par une surface circulaire de surface rugueuse, ou lisse (en Béton) afin de mesurer les caractéristiques de l'interface Figure III.7.

Comporte les phases suivantes :

- On laisse d'abord l'éprouvette se consolider sous la contrainte normale σ appliquée ;
- On lance ensuite le cisaillement à faible vitesse. [30]

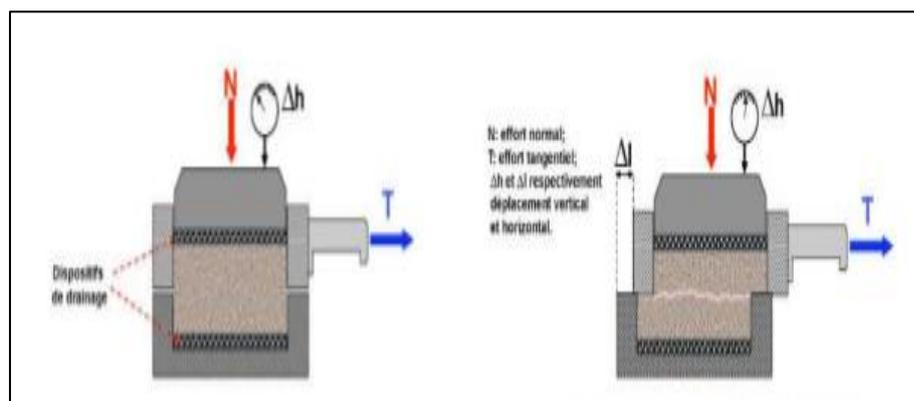


Figure. III.7 Principe de la boîte de cisaillement direct

Les moyens disponibles au laboratoire n'ont pas permis de réaliser des essais à déformation constante et de quantifier la rugosité de la surface, dans la suite on distingue uniquement deux surfaces : une surface lisse constituée d'un prisme rectangulaire de béton lisse et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur prisme rectangulaire de béton avec un chemin à contrainte normale constante. Si les grains de sable collés sur la surface solide sont les mêmes que ceux du matériau utilisé, la surface rugueuse est définie comme "Standard "



Figure. III.8. Surface rugueuse en béton (A) et surface lisse en béton (B)

CHAPITRE III : ESSAIS ENERGETIQUE ET MECANIQUE

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

La boîte utilisée à une section cercle (6 cm de côté) et une profondeur de 2 cm. 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. III.9 Appareil de cisaillement direct

➤ **Essais consolidés-drainés (CD) :**

La première étape est identique à celle des essais CU. Le cisaillement est exécuté en condition de drainage ouvert, en augmentant la charge suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle reste négligeable tout au long de l'essai.

➤ **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 (u) et du déplacement relatif tangentiel (w).

➤ **Contrainte de cisaillement τ :**

Une contrainte de cisaillement τ est une contrainte mécanique appliquée de manière parallèle ou tangentielle à une face d'un matériau, par opposition aux contraintes normales qui sont appliquées de manière perpendiculaire. C'est le rapport d'une force à une surface A, exprimée en kilopascals Kpa

$$\tau = \frac{F}{A} \dots \dots \dots (3.20)$$

La vitesse de cisaillement est conditionnée par le type d'essai que l'on veut réaliser (exprimée en micromètres par minute) pour un essai consolidé drainé

CD on travailler avec une vitesse de cisaillement égale à $0.0063 \mu/min$

III.3. ESSAIS REALISES SUR Argile :

Une série d'essais de cisaillement direct monotone a été réalisée pour étudier l'influence de principaux paramètres (la rugosité, la contrainte normale initiale) sur le comportement de l'interface sol-structure. Les essais ont été effectués avec deux types de deux surfaces :

Une surface lisse circulaire de béton et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur la surface de béton et avec des essais d'interface Argile-Argile.

Les essais ont été réalisés avec un chemin de chargement : à contrainte normale 1bars ,2 bars et 3bars

III.3.1 Surface sol-sol (Argile-Argile)

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale ($\sigma_{no} = 100, 200 \text{ et } 300 \text{ kPa}$), On constate que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement jusqu'à un Déplacement Tangentiel de l'ordre de 3.5mm.

Ensuite, elle continue à augmenter faiblement sans atteindre de palier. L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la (figure III.10).

On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 0.5 mm,

Le déplacement normal se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4 mm

III.3.2 Surface sol-béton lisse

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale ($\sigma_{no} = 100, 200 \text{ et } 300 \text{ kPa}$), On constate que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement jusqu'à un déplacement Tangentiel de l'ordre de 4mm. Ensuite, elle continue à augmenter faiblement sans atteindre de palier

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la figure III.11 On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 0.5 mm,

Le déplacement normal se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4.5 mm

III.3.3 Surface sol-béton rugueuse

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale ($\sigma_{no} = 100, 200 \text{ et } 300 \text{ kPa}$), On constate que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement jusqu'à un déplacement Tangentiel de l'ordre de 0.5mm. Ensuite, elle continue à augmenter faiblement sans atteindre de palier

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la figure III.12. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 0.5 mm,

Le déplacement normal se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 1 mm

III.4 Etude la cohésion et les angles de frottement ; dilatance

Afin d'illustrer l'influence des propriétés d'interface et la contrainte de confinement sur angles de frottement ; Cohésion et angle dilatance, nous avons reporté dans les tableaux [III.4 ; III.5 ; III.6] leur évolution avec la contrainte normale.

➤ Angle de frottement :

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.

On détermine la valeur de l'angle de frottement (φ) par régression linéaire sur les points (σ_{no}, τ) à la rupture. [12]

➤ **Cohésion :**

C'est la Force qui permet l'adhérence de 2 ou plusieurs particules solides. [12]

➤ **Angle de dilatance :**

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

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ Pour } \varphi > 30^\circ \dots\dots\dots (3.21)$$

$$\psi = 0^\circ \text{ Pour } \varphi < 30^\circ \dots\dots\dots (3.22)$$

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. [12]

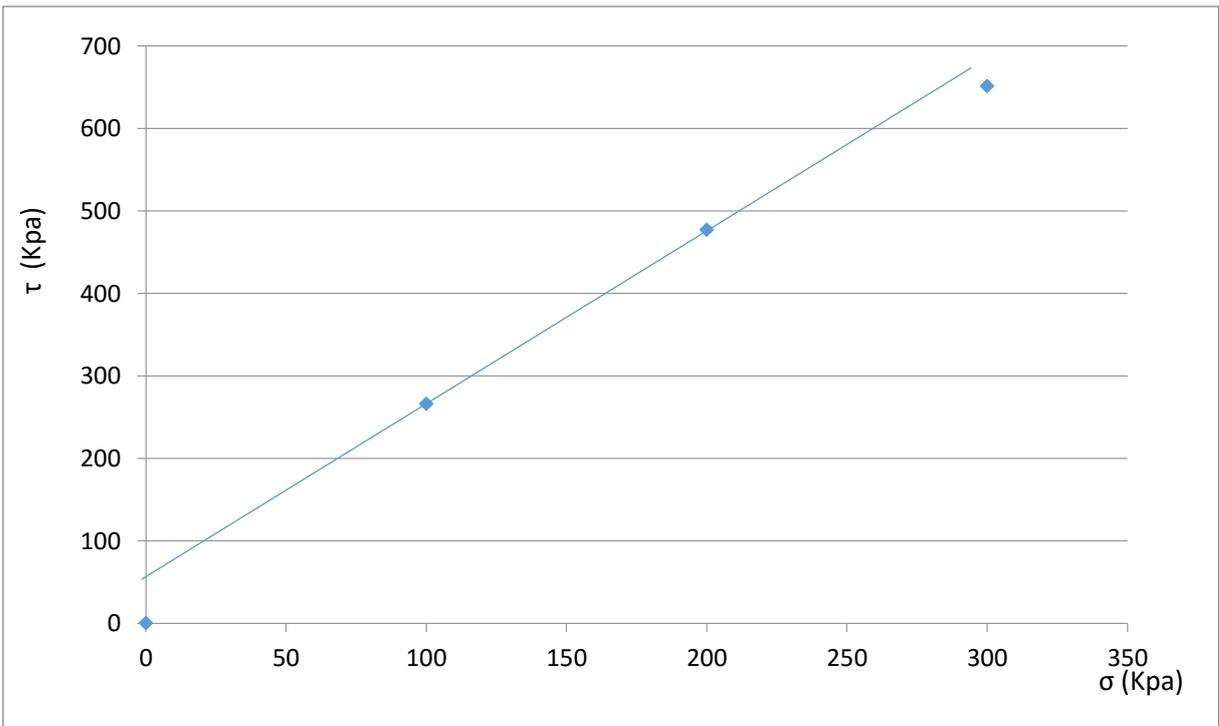
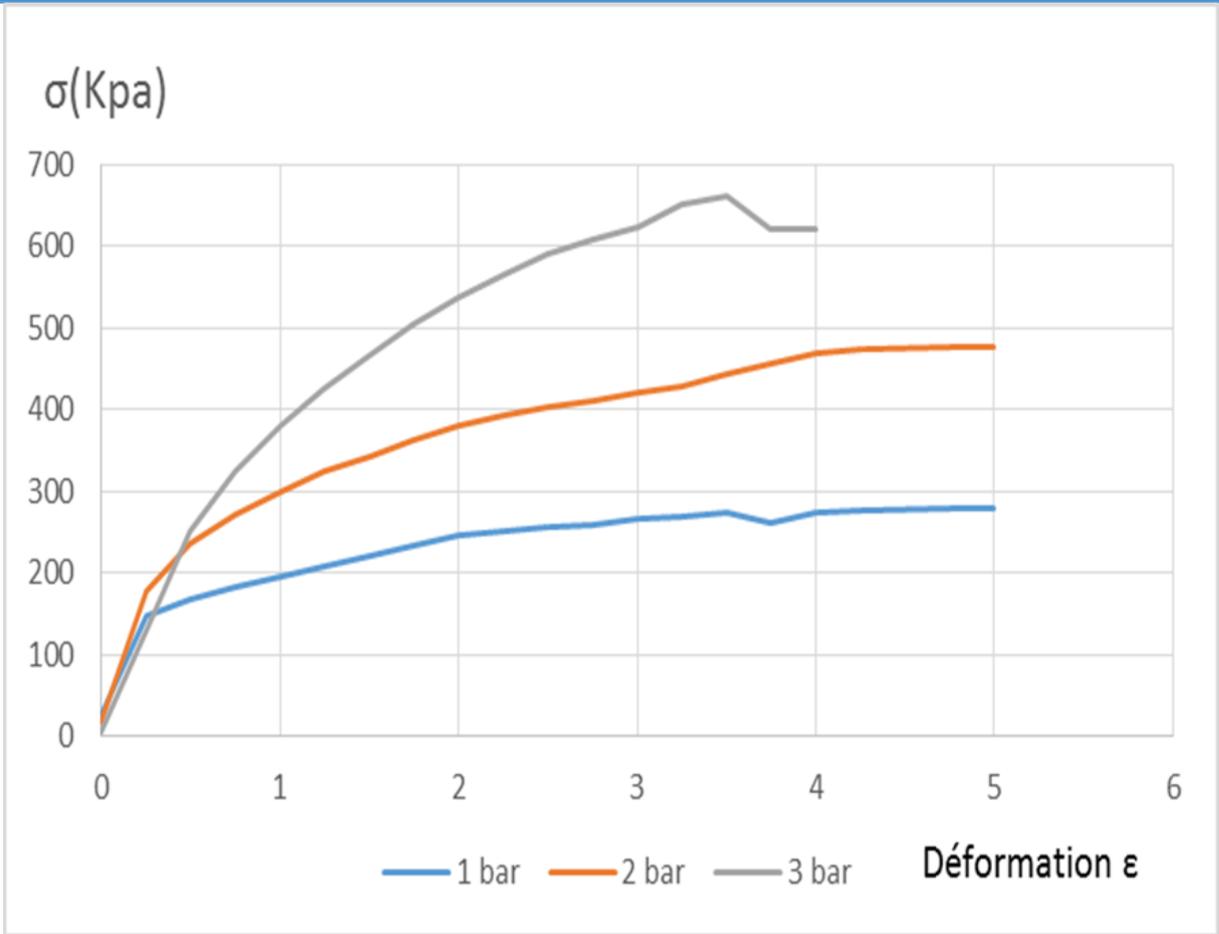


Figure : III.10. Essais de cisaillement à contrainte normale Surface Sol-Sol

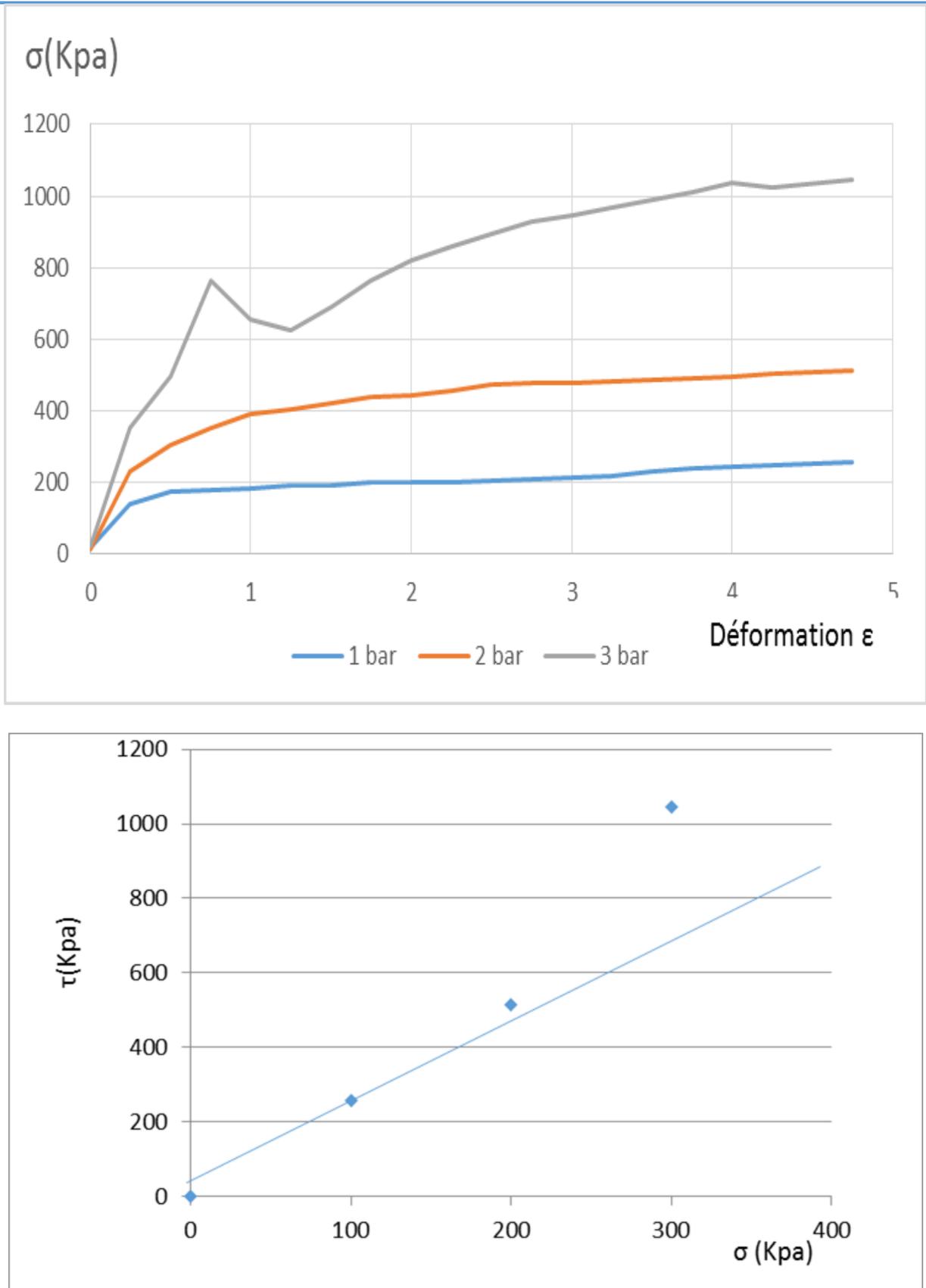


Figure : III.11. Essais de cisaillement à contrainte normale Surface Béton lisse-Sol

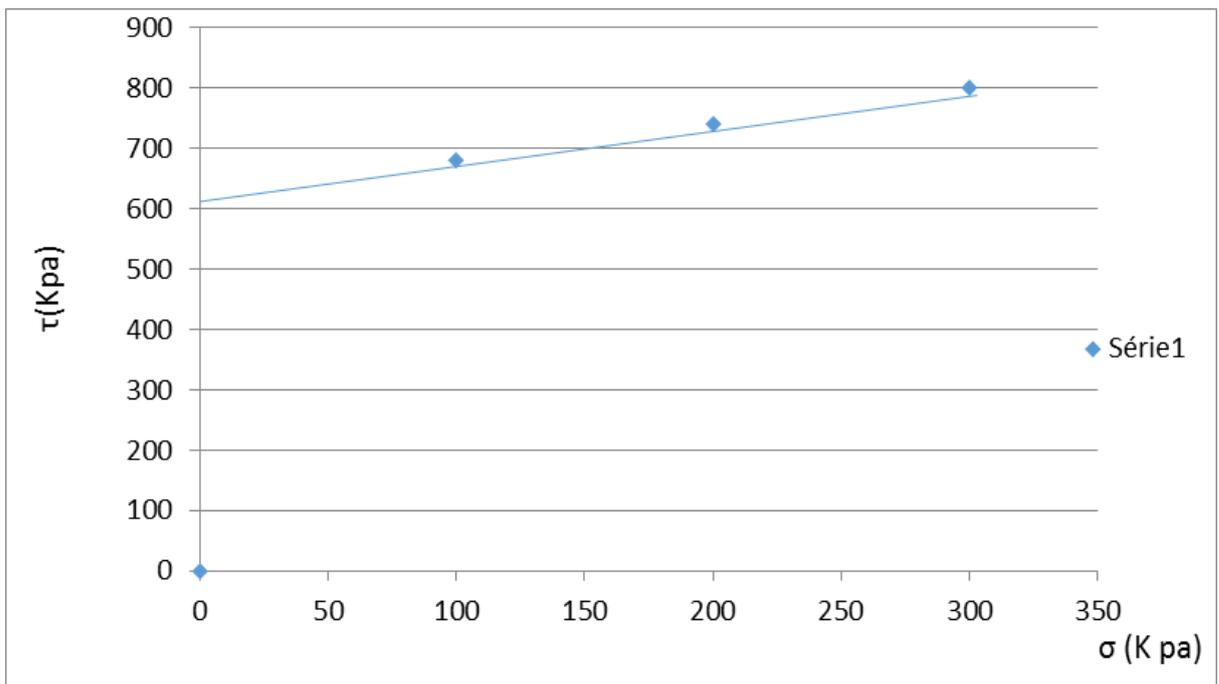
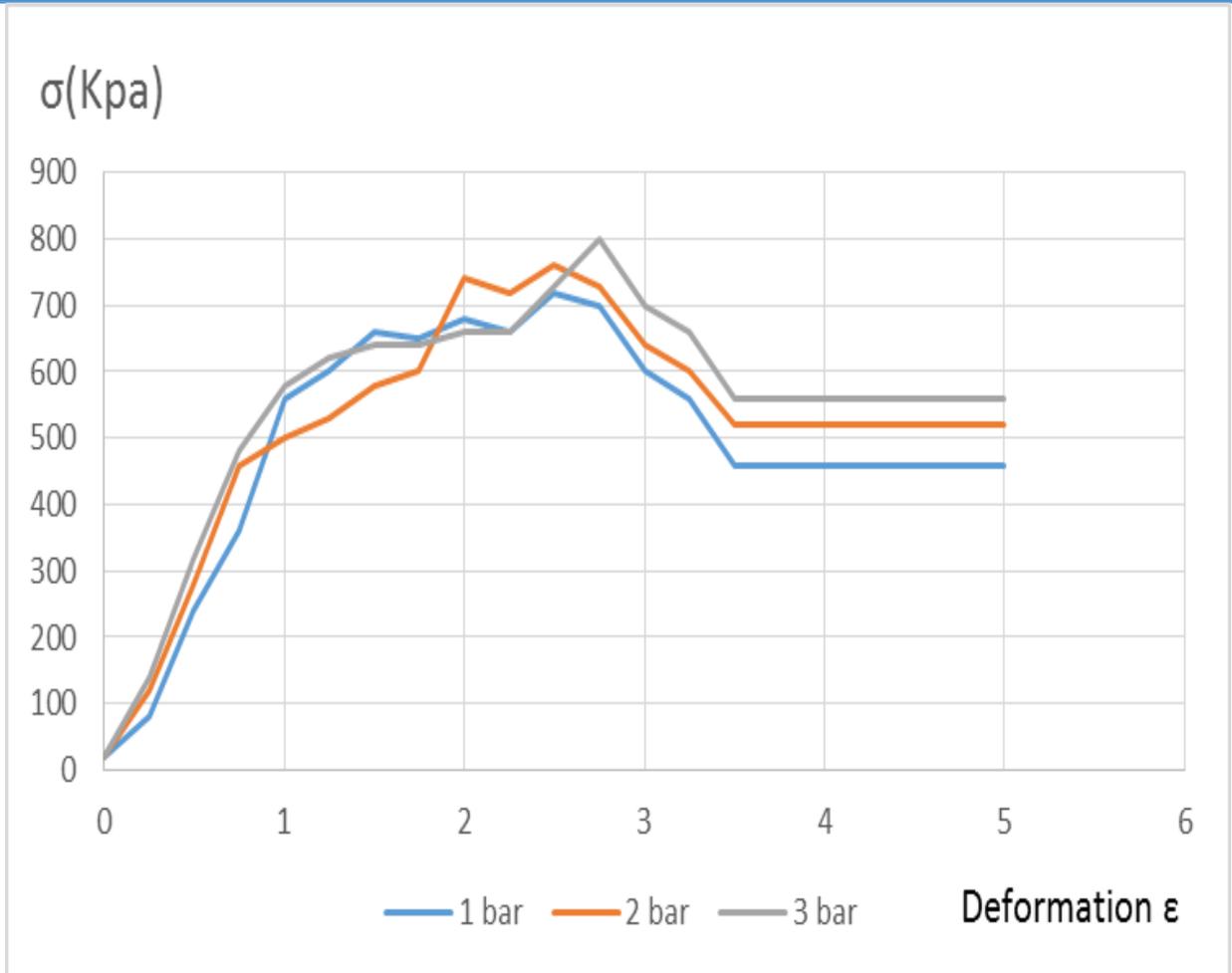


Figure : III.12. Essais de cisaillement à contrainte normale Surface Béton Rugueuse-Sol

CHAPITRE III : ESSAIS ENERGETIQUE ET MECANIQUE

Tableau III.4 Evolution de l'angle de frottement ϕ en fonction de la contrainte de confinement σ_3

Essai	Sigma σ (bars)	Surface Argile-Argile	Surface Béton Lisse	Surface Béton Rugueuse
Cisaillement CD (consolide- draine)	1	$\phi = 35.53^\circ$	$\phi = 41^\circ$	$\phi = 44.99^\circ$
	2			
	3			

Tableau III.5 Evolution de cohésion (c) en fonction de la contrainte de confinement

Essai	Sigma σ (bars)	Surface Argile-Argile	Surface Béton Lisse	Surface Béton Rugueuse
Cisaillement CD (consolide draine)	1	$C = 0.4 \text{ bars}$	$C = 0.14 \text{ bars}$	$C = 6.2 \text{ bars}$
	2			
	3			

Tableau : III.6 Evolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σ_3

Essai	Sigma σ (bars)	Surface Argile-Argile	Surface Béton Lisse	Surface Béton Rugueuse
Cisaillement CD (consolide draine)	1	$\psi = 5.53^\circ$	$\psi = 11^\circ$	$\psi = 14.99^\circ$
	2			
	3			

Une analyse de ces tableaux montre que :

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

-L'angle de dilatance est augment avec l'augmentation de l'angle de frottement

- le cohésion est améliorée avec la surface rugueuse par contre dans surface lisse

III.5 Les résultat des essais physique ; identification ; énergétiques et mécaniques :

Tableau .III.7 Récapitulatif des essais

Caractéristique s physiques	Poids volumique humide	$\gamma_s = 19,97 \text{ KN}$
	Poids volumique sec	$\gamma_D = 16,1 \text{ KN}$
	Densité humide	$d_h = 1,997$
	Densité sec	$d_s = 1,61$
	Degré de saturation	$S_r = 59,57 \%$
	Indice de vide	$e = 64 \%$
	Porosité	$n = 39.02 \%$
	Tenure en eau	$W = 24\%$
Essais d'Identification	Analyse Granulométrique	$< 80\mu m = 87.55\%$ $CC ; C_u = ND \text{ non définie}$
	Limite d'ATTERBERG	$W_l = 67\%x$ $W_p = 28\%$

CHAPITRE III : ESSAIS ENERGETIQUE ET MECANIQUE

		$I_p = 37\%$
	Bleu de méthylène	$VBS = 6.17$
Essais Energetique	Proctor	$W_{opt} = 22.2\%$ $\gamma d_{max} = 1.49 T/m^3$
	CBR	$ICBR = 6.67 KN$
Essais Mécaniques	Consolidation l'OEDOMETRE	$C_c = 0.182$ $C_s = 0.002$ $\sigma'_p = 1.395 bars$ $E_{oed} = 0.531 Mpa$ $ROC = 0.42$ $\Delta hc = 0.5 cm$ $Q_u = 614.10 Kpa$
	PERMEABILITE	$K = 1.2 * 10^{-12} m/s,$
	Compression simple	$E = 1.06 Mpa$ $G = 1.76 Mpa$
	Cisaillement a la boite CD	$\phi_1 = 35.53^\circ ; \phi_2 = 44.99^\circ ; \phi_3 = 21.^\circ$ $C_1 = 0.4bars ; C_2 = 0.14bars ; C_3 = 6.4bars$ $\psi_1 = 5.35^\circ ; \psi_2 = 14.99^\circ ; \psi_3 = 9$

CHAPITRE III : ESSAIS ENERGETIQUE ET MECANIQUE

CLASSIFICATION	L.C.P.C	Argile
	GTR	A3
	TRIANGULAIRE	Argile

III.5 CONCLUSION :

Après la détermination du comportement de l'interface sol-structure de notre sol à partir des essais au laboratoire, et après l'étude de l'influence de principaux paramètres (la rugosité et la contrainte normale initiale) sur le comportement de l'interface sol-structure, on va présenter les dévers lois de comportements de sol.

CHAPITRE IV :
LES LOIS DE COMPORTEMENT

CHAPITRE IV :**LES LOIS DE COMPORTEMENT****IV 1.Introduction :**

La relation (ou loi) de comportement d'un matériau relie des grandeurs cinématiques telles que la déformation à des grandeurs statiques comme les contraintes. La rhéologie est la branche de la physique qui s'intéresse à la déformation des matériaux sous des sollicitations mécaniques, thermique ou physico-chimiques.

Les sols sont constitués des particules discrètes, et la plupart des modèles de sol supposent que les contraintes et les déplacements dans ces particules sont représentés par des contraintes et des déformations continues

Ce n'est pas l'intention de la plupart des modèles de sol de prévoir le comportement de la masse de sol basée sur le comportement des particules de sol et l'interaction parmi des particules dues à un régime de chargement donné. En revanche, ces lois constitutives de contrainte déformation sont généralement adaptées aux mesures expérimentales effectuées sur les spécimens qui incluent un grand nombre de particules.

De façon formelle, cette relation peut être écrite comme $\delta = M(\varepsilon; \varepsilon'; \dots)$. Où M est une fonction tensorielle représentant la relation de comportement. La structure de cette fonction repose sur la mécanique des milieux continus et aussi sur des mesures de déformation expérimentale. Dans le cas le plus simple, c'est à dire si l'on considère un solide élastique linéaire unidimensionnel (un ressort idéal), cette relation s'exprime à l'aide d'un seul scalaire comme $\delta = \varepsilon * E$ est le module d'élasticité du ressort [31]

IV.2 Le comportement élastique

Il est plus facile décrire et comprendre la réponse élastique, récupérable, matérielle que le plastique, réponse irrécouvrable. Les propriétés élastiques sont définies complètement par le module de Young, E [28]

Tableau IV.1 les paramètres de comportement élastique

Paramètre	Formule	Valeur
Module de Yong (Mpa)	$E = \frac{1}{2} E_{\text{œd}}$	0.265

CHAPITRE IV : LES LOIS DE COMPORTEMENT

Module de poisson	$\nu = -\frac{3k}{2E} - \frac{1}{2}$ <p>cas non compressible</p>	0.3
-------------------	--	-----

IV.3 Critère de Mohr Colomb

Il y a deux paramètres qui définissent les critères de la rupture (l'angle de frottement φ , et cohésion,)

La rupture se produit quand l'état de contrainte à un point quelconque dans le matériau satisfait l'équation ci-dessous : [28]

$$|\tau| + \sigma \tan \varphi - c = 0$$

Dans notre étude on a :

$$c = 0.4 \text{ bars} \quad \text{et} \quad \varphi = 35.53^\circ$$

IV.4 Modèle de Cam Clay :

Le modèle décrit ici est le modèle dit de Cam-Clay modifié. Le modèle initial de Cam-Clay a été développé par l'école de mécanique des sols de Cambridge dans les années 60. Il prédisait des déformations dévia toriques trop importantes sous chargement dévia torique faible, et a été modifié par Burland et Roscoe en 1968 [28]

Tableau IV.2 les paramètres de Cam Clay

Paramètre	Formule	Valeur
La masse volumique	$\rho = \frac{\text{masse}}{\text{volume}}$	2.03
Coefficient de Perméabilité (m/s)	$K = \frac{L}{S * \Delta H} * Q$	$1.2 * 10^{-12}$
Poids volumique de l'eau (Kn/m ³)	$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$	9.81
L'indice de vide (%)	$e = \frac{V_v}{V_s} * 100$	64

CHAPITRE IV : LES LOIS DE COMPORTEMENT

Module de poisson	$\nu = -\frac{3k}{2E} - \frac{1}{2}$ cas non compressible	0.3
La pente M (degré)	$M = \frac{6 * \sin \phi}{3 - \sin \phi}$	1.44
Indice de compression	$\lambda = \frac{Cc}{\ln 10}$	0.068

IV.5 Le modèle de Cap :

Tableau IV.3 les paramètres de Cap [28]

Paramètre	Formule	Valeur
La masse volumique (Kg/cm ³)	$\rho = \frac{\text{masse}}{\text{volume}}$	2.03
L'indice de vide (%)	$e = \frac{Vv}{Vs} * 100$	64
Module de Young (MPa)	$E = \Delta\delta / \Delta\varepsilon$	0.15
Module de poisson	$\nu = -\frac{3k}{2E} - \frac{1}{2}$ cas non compressible	0.3
La pente β (degré)	$\beta = \cot \left(\frac{6 * \sin \phi}{3 - \sin \phi} \right)$	55.24
Indice de gonflement	$k = \frac{Cs}{\ln 10}$	0.00434

IV.6 Étude du coefficient de frottement

La mesure du coefficient de frottement μ entre le sol et l'inclusion peut s'effectuer à la boîte de cisaillement en plaçant dans l'une des demi-bottes une pièce du même matériau que celui de l'inclusion et dans l'autre le sol granulaire à renforcer. [32.]

➤ **Le coefficient de frottement selon l'essai réalisé pour Botany près de Sydney (Australie) (Moss-Moriss et Hodge, 1981) :**

Il s'agissait de construire 2,2 km de murs de quai pour un terminal à conteneurs à Botany Bay, près de Sydney en Australie. Le projet est basé sur l'utilisation de 368 contreforts monolithiques en béton larges de 6 m, hauts de 18,65 m et profonds de 15 m [33].

Les résultats des essais il a été déterminé que le coefficient de frottement valait approximativement 0,72 mais pour tenir compte de certaines variations, on a pris pour les calculs 0,70 [34]

Coefficient de frottement mesuré	0.72
Coefficient de frottement retenu pour le calcul	0.70

➤ **Calcul coefficient de frottement μ selon Schlosser, Long (1974) : 34**

$$\mu = 0,5 \operatorname{tg} \varnothing$$

Tell que μ : coefficient de frottement et \varnothing angle de frottement ; le tableau suivant résume les calcule :

Tableau IV.4 : coefficient de frottement μ

Coefficient de frottement Sol-Sol	$\mu = 0.73$
Coefficient de frottement Sol-Béton lisse	$\mu = 0.79$
Coefficient de frottement Sol-Béton Rugueuse	$\mu = 0.79$

IV.7 Conclusion :

Les lois de comportement de la matière étudiées en sciences des matériaux et notamment en mécanique des milieux continus, visent à modéliser le comportement des sols par des lois empirique lors de leur déformation .Ce chapitre est consacré de applique les maximum lois de comportement présentent élastique, Mohr –Colomb ; Cam Clay et Cap

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Nous avons présenté dans ce mémoire initiative de recherche théorique du comportement mécanique d'un sol de Djendal, il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-structure où l'interface joue un rôle essentiel du comportement de nombreux ouvrages en Géotechnique.

La synthèse bibliographique effectuée sur le comportement des argiles. A partir d'un état des lieux des appareillages actuellement disponibles au 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.

Les classifications proposées de sol montrent que le sol de Djendal est un Argile.

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

Les résultats de ces essais montrent qu'il y a une analogie entre le comportement des sols pulvérulents et celui des interfaces sol-structure (Argile – structure rugueuse)

L'analyse paramétrique effectuée semble indiquer que les paramètres d'état initial (paramètres élastiques) comme les paramètres de déformation plastique (angle de dilatance) et de cisaillement (cohésion et angle de frottement) ont un effet considérable sur la courbe de tassement.

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

- ❖ La rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement, avec une surface lisse, on note un comportement de type élastique parfaitement plastique avec une légère variation du déplacement normal, alors qu'avec une surface rugueuse, on note un écrouissage important accompagné d'une forte variation du déplacement normal.
- ❖ L'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation de la particule granulaire de l'interface, on note que dans la surface rugueuse l'angle de frottement est augmenté par contre dans la surface lisse donc le milieu rugueux est plus rigide que lisse
- ❖ La cohésion est améliorée par la présence de la surface rugueuse

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

- ❖ L'angle de dilatance est insensible à l'évolution du angle de frottement alors qu'il augmente avec l'augmentation du l'angle de frottement

L'étude de l'influence de principaux paramètres (la rugosité et la contrainte normale initiale) sur le comportement de l'interface sol-structure, on a présenté les dévers lois de comportements de sol présent. (Élastique, Mohr –Colomb ; Cam Clay et Cap) .Ensuite on a calculé Le coefficient de frottement μ entre le sol et l'inclusion est on trouve que le résultat est proche que le résultat de l'essai réalisé pour Botany.

Le présent travail fait partie des recherches actuellement en cours(très vaste) , visant le développement des méthodes de calcul d'ouvrages en Géotechnique

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

International Organization for Standardization (ISO)

- [1] BENNACER, MAWLOUD. ETUDE DE L'INTERFACE «SOL-STRUCTURE» SOUS CHARGEMENT MONOTONE A FAIBLE CONFINEMENT. 2016. PhD Thesis. University Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [2] EVGIN, Erman; FAKHARIAN, Kazem. Effect of stress paths on the behaviour of sand steel interfaces. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, 33.6: 853-865
- [3] BOULON, M.; NOVA, R. Modelling of soil-structure interface behaviour a comparison between elastoplastic and rate type laws. *Computers and Geotechnics*, 1990, 9.1-2: 21-46
- [4] LERAT, Patrick. Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire. 1996. PhD Thèses. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [5] YOSHIMI, Yoshida ; KISHIDA, Takao. A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces. *Geotechnical testing journal*, 1981, 4.4: 145-152.
- [6] BJERRUM, Laurits; LANDVA, Arvid. Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay. *Geotechnique*, 1966, 16.1 : 1-20.
- [7] CHEHADE, Rabih. Contribution à l'étude du comportement des géomatériaux pulvérulents sous des sollicitations rotationnelles : Réalisation d'un appareillage de torsion. 1989. PhD Thesis. Lille 1.
- [8] ISHIHARA, T.; MIYAZAKI, M. Oxidation of milled wood lignin by fungal laccase. *Jap Wood Res Soc J*, 1972..
- [9] VERBRUGGE, Jean-Claude; SCHROEDER, Christian. *Stabilization Methods*, John Wiley & Sons, 1996.[ACA 92] ACAR YB, NYERETSE P., "Total suction of artificial mixtures of soils compacted at optimum water content", *Geotechnical Testing Journal*, vol. 15, no. 1, pp. 65–73, 1992.[AFN 13] AFNOR NF P94-261, Justification des overages géotechniques, norms. 2018.

- [10] Blivet J.C., Mieussens C. : « Détermination de la résistance au cisaillement des sols, en laboratoire. Essais à l'appareil triaxial. Essais de compression simple. Essais de cisaillement direct à la boîte. Essais de cisaillement direct alterné. » École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1990
- [11] ASTM, D. 4546 Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 1996
- [12] BENDRISS, M. ZOUHEIR. MODELISATION DES ESSAIS AU LABORATOIRE-ÉTUDE DE CAS D'UN TERRAIN RENFORCE PAR GEOTEXTILE DANS LA VILLE DE BOUINAN. 2018.
- [13] AMAR, Samuel ; MAGNAN, Jean-Pierre. ESSAIS DE MECANIQUE DES SOLS EN LABORATOIRE ET EN PLACE-AIDE-MEMOIRE. NOTE INF TECH LCPC, 1980.
- [14] LERAT, Patrick. Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire. 1996. PhD Thesis. Ecole National des Ponts et Chaussées.
- [15] AZZEDDINE, Lahmadi. Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrages: tunnel–bâtiment–excavation. Mémoire de Magister., Université de Batna, 2006.
- [16] Rapport de conception géotechnique réalisation du lot n° 1.1 de la 4^{EME} rocade entre l'échangeur m18 khemis Miliana et l'échangeur hancha sur 34km préparé par c.cavlaz –mapa-djandal 16-02-2017
- [17] MUSY, André; SOUTTER, Marc. Physique du sol. PPUR presses polytechniques, 1991.
- [18] ZAGALO, Al-hadj Hamid, et al. Caractérisation physique des sols de la ville d'Amtiman (Tchad) comme assises de fondation. Sciences Appliquées et de l'Ingénieur, 2018, 2.2: 54-58.
- [19] AFNOR, Norme. Détermination de la masse volumique de particules solides des sols. Méthode du pycnomètre à eau. 1991.
- [20] AFNOR, N. F. P94-056. 1996. Sols : reconnaissance et essais-Analyse granulométrique-Méthode par tamisage à sec après lavage..
- [21] NF P 94-057. Sols : Reconnaissances et essais, analyse granulométrique des sols, méthode par sédimentation.
- [22] DES LIMITES D'ATTERBERG–LIMITE, Détermination. De liquidité à la coupelle-Limite de plasticité au rouleau». Association Française de Normalisation, Paris, France, 15p, 1993.

- [23] AFNOR, NFP. 94-068 (1998). Sols : reconnaissance et essais, «Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux-Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache
- [24] NF P 94-093. Sols : reconnaissance et essais–Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol, essai Proctor normal et modifié. 1999..
- [25] AFNOR, NFP. 94-078. (1997). CBR index after immersion.
- [26] GBAFFONOU, Dègnimassoun Bertrand Edgar ; TANKPINOU KIKI, Yvette ; GBAGUIDI, Victor S. ETUDE DE LA COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE DES SOLS ARGILEUX INTACTS DE LA REGION OUEST DE LA DEPRESSION DE LA LAMA. 2017.
- [27] BOUASSIDA, Mounir ; BOUSSETTA, Samia. Manuel de travaux pratiques de mécanique des sols. 2007
- [28] HELWANY, Sam. Applied soil mechanics with ABAQUS applications. John Wiley & Sons, 2007.
- [29] ELANDALOUSSI, R., et al. Effectiveness of Lime Treatment of Coarse Soils against Internal Erosion. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2019, 37.1: 139-154. CRS
- [30] NF P94-071-1 : Sols : reconnaissance « Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct » 1994
- [31] LIPINSKI, P. ; KRIER, J. ; BERVEILLER, M. Elastoplastique des métaux en grandes déformations : comportement global et évolution de la structure interne. *Revue de physique appliquée*, 1990, 25.4 : 361-388..
- [32] SCHLOSSER, F. ; GUILLOUX, A. Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue française de Géotechnique*, 1981, 16: 65-77
- [33] MOSS-MORRIS, A.; HODGE, N. M. Design and construction of quay walls for a container terminal founded on fissured clays. In: *PIANC Proceedings 25th Congress*, SII-4, Edinburgh. 1981
- [34] CORFDIR, Alain ; TRICHET, J.-J. Condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires. Étude bibliographique. *Revue française de géotechnique*, 2005, 110: 27-40.

ANNEXE

Tableau II.2— Coefficient d'accélération (A)

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau II.1— Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage

Tamis (mm)	Refus	Refus cumulés	Refus cumulés%	Tamisât %
5	3.61	3.61	0.72	99.28
2	2.59	6.2	1.24	98.76
1	1.7	7.9	1.58	98.42
0.4	4.44	12.34	2.47	97.53
0.2	16.93	29.27	5.85	94.15
0.1	26.48	55.75	11.15	88.85
0.08	6.52	62.27	12.45	87.55

Tableau II.2— Résultats de l'analyse sédiment métrique

Tamis (mm)	0.065	0.05	0.035	0.025	0.021	0.015	0.01	0.006	0.0035	0.0015
Tamisat%	83	77	63	49	44	32	27	22	19	16

Tableau II.3— Limite de liquidité et Limite de plasticité de sol.

	Limite Du Liquidité				Limite Plasticité	
	18	21	28	32		
nombre de coup	18	21	28	32		
nombre de tare	40	88	61	57	25	52
Masse de sol humide et tare (gr)	33.95	33.17	31.70	32.07	17.27	18.77

Masse de sol sec et tare (gr)	27.49	27.31	26.14	26.58	17.02	18.52
Masse vide, tare propre (gr)	17.89	18.58	17.13	17.74	16.01	17.48
Masse de l'eau interstitielle (A-B) (gr)	6.46	5.86	5.56	5.49	0.25	0.25
Masse de sol solide (B - C) (gr)	9.6	8.73	9.01	8.84	1.01	1.04
teneur en eau (m1/m2)*100 (%)	67.29	67.12	64.00	63.00	24.75	24.04

Tableau III.1 Résultats de mesures de CBR Immédiat

Temps	30 s	1 mn	1 mn 40 s	2 mn	4 mn	6 mn	10 mn
Enfoncement (mm)	0,63	1,25	2	2,5	5	7,5	15,5
Lecture	26	51	78	91	123	145	172
Pression (kg/cm2)	1,35	2,65	4,06	4,73	6,4	7,54	8,95

Tableau .III.2 Calcule le module œdométrique E

masse ajouté (kg)	contrainte appliqué (bars)	Lectures du comparateur	l'indice des vides
0	0,01	10000	0,600
2	0,647	9999	0,6789
4	1,285	9993	0,6739
8	2,56	9937	0,6269
16	5,11	9869	0,5698
8	2,56	9870	0,5706
4	1,285	9882	0,5807

Tableau III.3 Résultat d'essai de compression simple RCS

σ (Kn/ m ²)	41. 25	93. 02	149. 87	201. 55	234 .1	258. 39	273 .9	280. 62	283 .2	284. 23	284. 23	279. 06	268.7 33
$\varepsilon=\Delta L/l$	0.0 02	0.4 9	0.74	0.99	1.2 3	1.48	1.7 3	1.98	2.2 2	2.47	2.72	2.97	3.21