

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de Génie Civil et Hydraulique

C:.....
R:.....

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master: Génie civil.

Spécialité : Structure.

Thème

**Etude expérimentale du comportement des
semelles isolées sur sol gonflant**

Présenté par :

- ❖ MEDDOUR Dallel.
- ❖ BOUAZZA Manel.

Soumis au jury composé de :

KEBAILI Mustapha.	MCB	à	UKMO	Président
HASSINI Slimane.	MAB	à	UKMO	Examineur
ZENKHRI Abderrezak.	MAA	à	UKMO	Encadreur

Année Universitaire: 2019 / 2020

REMERCIEMENT

Avant tout, nous remercions en premier lieu Allah le tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il nous 'a donnée durant ces longues années et de nous avoir illuminé et ouvert les voies du savoir, et pour nous avoir accordé le courage pour élaborer ce travail.

*Nous avons sincèrement pris beaucoup de plaisir pendant toute la durée de ce modeste travail. Nous avons eu la chance d'avoir un encadrement scientifique de qualité. Nous remercions donc très chaleureusement notre encadrant **Dr. ZENKHRI Abderezzek** d'avoir accepté de diriger ce travail et d'avoir mis à notre disposition tous les moyens qui nous permis de mener à terme cette étude et aussi pour ses précieux conseils et leurs encouragements.*

*J'adresse mes remerciements les plus respectueux à **MR. KCHIRED Ali** le responsable de laboratoire de génie civil, université Kasdi Merbah.*

*Nous tenons aussi à remercier **Dr. KEBAILI Mustapha** pour l'intérêt qu'il a bien voulu porter à ce travail ainsi que pour l'honneur qu'il nous 'a fait en présidant le jury.*

*Nos remerciements tout particulièrement **Dr. HASSINI Slimane** d'évaluer ce travail et d'en faire partie du jury de soutenance.*

Nos remerciements s'adressent également à tous ceux qui nous ont aidés faire aboutir ce travail.

A tous les étudiants de notre promotion, et à tous les enseignants et employés j'adresse un grand merci pour leur soutien et leurs aides durant notre carrière d'apprentissage.

DEDICACE

Je dédie cette thèse

À la mémoire de mon père disparu trop tôt !

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices qu'il avait consentis pour mon instruction et mon bien-être.

J'aurais tant aimé qu'il soit présent dans cet événement marquant de ma vie. Que Dieu ait ton âme dans sa sainte miséricorde.

À ma chère maman !

Je te remercie pour tout le soutien et l'amour que tu me portes depuis mon enfance et j'espère que ta bénédiction m'accompagne toujours. Puisse Dieu, le très haut, t'accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne te déçoive.

À mes chères sœurs !

Hanane, la prunelle de mes yeux, Hana, au cœur si grand, Meriem l'aimable, et mon petit frère Aymen que j'adore, en témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

À la mémoire de mes 2 frères !

Youcef et Mouhamed Ali, J'espère que, du monde qui est sien maintenant, ils apprécient cet humble geste comme preuve d'amour et d'affection que je porte envers eux.

À Manel mon binôme et ma meilleure amie !

Qui m'a toujours aidé et encouragé, qui était toujours à mes côtés, et qui était si patient et compréhensif tout au long de ce projet.

À mes amies de toujours !

Wafa, Meriem et Roufeida en souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

À toutes les personnes qui ont participé à l'élaboration de ce travail à tous ceux que j'ai omis de citer.

DALLEL MEDDOUR.

إهداء

مَا الَّذِي قَالَتْهُ عَيْنَاكَ لِي طِيلَةَ آلِ 24 غَامًا لِأَقْفِ مُتَلَعِثِمَةً أَنَا دِي أُمِّي
وَتَقُولِينَ لِي: يَا مَنَالَ الرُّوحِ إِنِّي فِدَاكَ
أُمِّي "سَيِّدَةَ" أَهْدِيكَ عَمَلِي هَذَا... وَإِنِّي لِأَجْلِكَ سَيِّدَتِي أَسْتَحِقُّ
الْحَيَاةَ.

وَالِي أَبِي "مُحَمَّد" الَّذِي أَحَاطَ بِي مِنْ كُلِّ صَوْبٍ كَشَجَرٍ يَطْرُحُ أَغْصَانَهُ
لِأَتَظَلَّلَ بِظِلِّهِ وَيَعْلُو اسْمَ "الْمَنَالَ" وَسَطَ الْحَدِيقَةِ .
كَمَا أَهْدِي عَمَلِي هَذَا :

إِلَى شَمْعَتِي دَرَبِي "لَيْلِيَا" وَ " ذَلَالٌ "

وَالِي إِخْوَتِي سَيِّفٍ ، مَنْصُورٍ ، وَإِلَى الْأَطْفَالِ الْيَاسِّ ، سَيِّرِينَ .

دُونَ أَنْ نَسِيَانِ بِقِيَّتِكُمْ، صِلَاحِ عِلَاءِ إِيمَانٍ وَ هَاجِرِ وَالصَّغِيرَةِ
مَلَكَ .

منال بوعزة

RESUME :

En raison de l'existence des sols expansif en Algérie et vue les dégâts énormes occasionnés aux constructions fondées sur ce type du sol, l'objectif de cette recherche est de présenter un modèle réduit d'essai expérimentale pour étudier le comportement des semelles isolées sur un sol gonflant, et de bien comprendre l'effet de phénomènes tassement/gonflement/retrait.

Le sol étudié est une argile de Bentonite de Maghnia -Tlemcen- Ouest d'Algérie. Cette argile a subi une série d'essai d'identification et de caractérisation de solau laboratoire. Ceci pour prédire l'aptitude du sol au gonflement.

Les essais préliminaires menés sur le modèle réduit comportant un système de de semelle isolé ont montrés qu'un tassement/gonflement de 4mm est engendré entre les semelles. Celles-ci deviennent inclinées par rapport à la surface du sol. De ce faite, la loi de calcul nécessite d'introduire de nouveaux coefficients qui représentes ce comportement.

Mots clés: Argile, Bentonite, Fondation, Gonflement, Capacité portante.

الملخص:

نظرا للانتشار الواسع للأرضيات ذات الطبيعة الطينية والأضرار الجسيمة التي تلحقها بالمنشآت المثبتة على

هذا النوع من التربة. الهدف من هذا البحث هو تقديم نموذج تجريبي مصغر لدراسة سلوك الأساسات المعزولة على

التربة الانتفاخية، و للفهم الجيد لظواهر الانخساف/الانتفاخ/الانكماش.

التربة المدروسة هي طين من نوع البنتونيت من منطقة مغنية بتلمسان غرب الجزائر، و قد خضعت هذه التربة

لسلسلة من الاختبارات المخبرية لتعريفها و وصف خصائصها. هذا للتنبؤ بقدرة التربة على الانتفاخ.

أظهرت الاختبارات الأولية التي تم إجراؤها على نموذج المصغر باستخدام نظام اساسات منعزلة أنه يتم ظهور انخساف / انتفاخ بمقدار 4 مم بين الاساسات. تصبح هذه الاخيرة مائلة بالنسبة لسطح الأرض. لذلك، يتطلب القانون الحسابي إدخال معاملات جديدة تمثل هذا السلوك.

الكلمات المفتاحية: طين، بينتونيت، أساس، انتفاخ، قدرة التحمل.

ABSTRACT:

Due to the abundance of expansive soils in Algeria and the enormous damage caused to constructions based on this type of soil, the objective of this work is to present a reduced experimental test model to study the behavior of isolated soles on swelling ground, and to understand the effect of settlement / swelling / shrinkage phenomena.

The soil studied is a Bentonite clay from Maghnia -Tlemcen- West Algeria. This clay has undergone a series of laboratory soil identification and characterization tests. This is to understand and predict the soil's ability to swell.

Preliminary tests carried out on the scale model with an insulated sole system have shown that a settlement / swelling of 4mm is generated between the sole. These become inclined relative to the ground surface. Therefore, the computational law requires the introduction of new coefficients which represent this behavior.

Key words: Clay, Bentonite, Foundation, Swelling, Bearing capacity.

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES.....	I
LISTE DES TABLEAUX.....	II
NOTATION.....	III
INTRODUCTION GENERALE :.....	1

CHAPITRE I : GENERALITES.

I.1.INTRODUCTION :	4
I.2.LES ARGILES :	4
I.2.1.Définition :.....	4
I.2.2. Types d'Argiles :	4
I.2.3.Structure Moléculaire Microscopique des Argiles:	5
I.3.GONFLEMENT :	6
I.3.1. Définition :.....	6
I.3.2. Types de Gonflement :	6
I.3.3.Identification des sols gonflants :	7
I.3.4.Potentiel de gonflement:	8
I.3.5. Mesures des paramètres de gonflement :.....	8
I.4.TECHNIQUES DE CONSTRUCTION SUR SOLS GONFLANTS :.....	9
I.4.1.Approches de Construction sur Sols Gonflants :.....	9
I.4.2.Règles de Constructions sur Sols Gonflants :	10
I.5. CONCLUSION :	11

CHAPITRE II : ETUDE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

II.1. INTRODUCTION :.....	13
II.2.LES FONDATIONS SUPERFICIELLES:	13
II.3. MÉCANISME DE RUPTURE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE :.....	14
II.4. LA CAPACITÉ PORTANTE :.....	16
II.4.1. Définition de la capacité portante du sol selon Terzaghi :	16
II.4.2.Théorie de Meyerhof (1963) :	19
II.4.3.Théorie de Prandtl (1920) :	20
II.5. LOIS DE COMPORTEMENT :	21

II.6.CONCLUSION :	21
CHAPITRE III : TYPES DE MODÈLES EXISTANTS.	
III.1.INTRODUCTION :	23
III.2.EXEMPLES DE PROTOTYPES :	23
III.2.1.Modèle de Sireesh S.,Sitharam T.G., et Sujit Kumar Dash (2009) :	23
III.2.2.Modèle de Julie Lovisa, Sanjay Kumar Shukla, Nagaratnam Sivakugan (2010):	25
III.2.3.Modèle de P. Vinod, Ajitha B. Bhaskar et S. Sreehari(2009):	27
III.2.4.Modèle de Mohammed Y. Fattah a.,Aysar H.S., et Al-Lami b.(2016):	29
III.3.CONCLUSION :	31
CHAPITRE IV : IDENTIFICATION DU SOL	
IV.1.INTRODUCTION :	33
IV.2.IDENTIFICATION DU SOL :	33
IV.2.1.Analyse chimique :	33
IV.2.2. Paramètres d'état (limites d'Atterberg) :« Norme NF P94-051, 1993 »	36
IV.2.3. Essai de bleu de Méthylène à la tâche : « Norme NF P18-592, 1980 »	38
IV.2.4. Essai de cisaillement à la boîte : « NF P 94-071-1»	39
IV.3. CONCLUSION :	40
CHAPITRE V : CONCEPTION ET ESSAI SUR PROTOTYPE.	
V.1.INTRODUCTION :	42
V.2.LA CONCEPTION DU PROTOTYPE AU LABORATOIRE :	42
V.2.1. La Préparation du Bac :	42
V.2.2. Le Remplissage du Bac :	Erreur ! Signet non défini.43
V.2.3. Mise en Place des Accessoires :	44
V.2.4. Mise en Place du système de fondation :	Erreur ! Signet non défini.46
V.2.5. Justification du Prototype :	Erreur ! Signet non défini.47
V.3.ESSAIS SUR PROTOTYPE :	Erreur ! Signet non défini.48
V.3.1. Mesure de la Densité du sol:	48

V.3.2. Calcul de la Capacité Portante du Sol sous une Semelle Isolée :	Erreur ! Signet non défini.49
V.3.3. Déroulement et description de l'essai :	50
V.4.INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS :	52
V.5.CONCLUSION :	56
CONCLUSION GENERALE.....	58
LISTE DES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	60

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1	Méthodes de mesure directe de la pression de gonflement.	9
--------------------	--	----------

CHAPITRE IV

Tableau IV.1	Représente les résultats des essais d'analyse chimique d'un échantillon d'argile « Bentonite ».	36
Tableau IV.2	Tableau récapitulatif des résultats des limites d'Atterberg.	38
Tableau IV.3	Représente les valeurs « C » et « ϕ » d'un échantillon d'argile « Bentonite » Par le cisaillement consolidé non drainé.	40
Tableau IV.4	Représente les valeurs « C » et « ϕ » d'un échantillon d'argile « Bentonite » Par le cisaillement non consolidé non drainé.	40

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1	Particule d'argile.	5
Figure I.2	Type d'argiles d'après Mitchell cité par Berthaud 2013.	6
Figure I.3	Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.	7
Figure I.4	Dispositions constructives sommaires.	11

CHAPITRE II

Figure II.1	Différents types de fondations superficielles.	13
Figure II.2	Conception d'une fondation superficielle.	14
Figure II.3	Courbes chargement tassement dans les cas de sol raide et sol mou.	15
Figure II.4	Schéma de rupture d'une fondation superficielle.	16
Figure II.5	surface de rupture dans le sol à charge ultime pour une semelle continue.	17
Figure II.6	cisaillement dans le sol sous une fondation.	19
Figure II.7	Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse.	20

CHAPITRE III

Figure III.1	Coupe verticale du prototype S.Sireesh et al.,(2009)	23
Figure III.2	Configuration de test. SireeshS., et al.,(2009)	24
Figure III.3	Montage expérimental. Lovisa et al., (2010)	26
Figure III.4	Vue photographique du renfort expérimental en corde de coco tressée.	28
Figure III.5	Section du lit de fondation renforcé de corde de coco tressée.	28
Figure III.6	Sols utilisés dans les essais.	30
Figure III.7	les 24 trous à la base de réservoir.	30
Figure III.8	la semelle du modèle avec deux ailes.	30
Figure III.9	La configuration du modèle ailes.	31

CHAPITRE IV

LISTE DES FIGURES

Figure IV.1	L'ensemble HCl+Bentonite à bouillir.	33
Figure IV.2	La procédure à déterminer les insolubles	34
Figure IV.3	Schéma représente les formules de calculs pour les insolubles et sulfates.	34
Figure IV.4	La procédure à déterminer le dosage des chlorures.	35
Figure IV.5	Détermination de la limite d'Atterberg (A : limite de liquidité, B : limite de plasticité).	37
Figure IV.6	Représente la valeur de limite de liquidité d'un échantillon d'argile « Bentonite ».	37
Figure IV.7	Les taches déposées sur le papier filtre.	38
Figure IV.8	(a et b) représente l'échantillon après le cisaillement.	39
Figure IV.9	L'essai de cisaillement rectiligne consolidé non drainé.	39
Figure IV.10	L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé.	40

CHAPITRE V

Figure V.1	Préparation du Bac.	43
Figure V.2	Remplissage du Bac.	44
Figure V.3	Les outils de fixation des caméras et les comparateurs.	45
Figure V.4	Les dispositions de caméras proposées.	46
Figure V.5	Système de fondation du modèle réduit	46
Figure V.6	La disposition finale du modèle réduit.	47
Figure V.7	Détermination de γ_d par carotteuse.	48
Figure V.8	L'ajout du poids aux fondations.	50
Figure V.9	La propagation d'eau à travers les couches d'argiles.	50
Figure V.10	Apparition de fissures à la surface de la couche argileuse.	51
Figure V.11	Formation des fissures de 1 à 2 cm d'épaisseur sur la surface et en profondeur	51
Figure V.12	L'effondrement des semelles dues au gonflement du sol argileux.	52
Figure V.13	Courbe d'indice des vides par rapport aux contraintes de semelle N°=1.	53
Figure V.14	Courbe d'indice des vides par rapport aux contraintes de semelle N°=2.	53
Figure V.15	Courbe d'indice des vides par rapport aux contraintes de semelle N°=3.	54

LISTE DES FIGURES

- Figure V.16** Courbe d'indice des vides par rapport aux contraintes de semelle N°=4. **54**
- Figure V.17** La superposition des courbes des 4 semelles d'indice des vides par rapport aux contraintes. **55**
- Figure V.18** Le déplacement des semelles par rapport aux temps. **56**

NOTATION

e : Indice des vides.

Q_L : La charge limite ultime.

B : Largeur de la semelle.

q_a : La contrainte admissible.

F_s : Coefficient de sécurité.

d : Epaisseur du couche de sol.

q_u : Capacité portante ultime.

q_{adm} : Capacité portante admissible.

F_S : Facteur de sécurité.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte de cisaillement.

λ : Facteur de forme.

C : Cohésion du sol.

ϕ : Angle de frottement interne du sol.

γ : Densité du sol.

D_f : Profondeur de l'ancrage.

K_p : Le coefficient des poussées des terres passives.

N_c, N_q et N_γ : Coefficients de capacité portante de Terzaghi.

N'_c, N'_q et N'_γ : Facteurs de la capacité portante modifiée.

M_w : La masse d'eau.

M_d : La masse du sol sec.

W : Teneur en eau.

W_{moy} : Teneur en eau moyenne.

W_L : La limite de liquidité.

W_P : La limite de plasticité.

IP : Indice de plasticité.

A_c : L'activité des sols argileux défini par Skempton.

INTRODUCTION GENERALE

En génie civil, le phénomène de gonflement s'explique comme une séparation des feuillets jusqu'à une distance interfoliaire d'équilibre sous une pression donnée, ce phénomène est essentiellement nécessaire pour connaître le comportement des sols gonflant.

Le phénomène de gonflement est lié à la variation de la teneur en eau, lorsque cette dernière est augmentée, on observe un phénomène de gonflement, et si la teneur en eau diminue, on observe un phénomène de retrait.

Le gonflement du sol affecte chaque année diverse types de structures (Bâtiments légers, chaussées, etc....) causant des désordres considérables qui imposent des reprises en sous œuvre très coûteuses et dont la réalisation n'est souvent pas maîtrisée.

Certains auteurs ont proposé des solutions pour l'objet de :

- Éviter la transmission du soulèvement du sol vers la structure. C'est comme dans le cas de l'effet d'une rotule sur la transmission d'un moment fléchissant dans une structure génie civil.
- Corriger les mouvements du sol transmissibles à la superstructure au fur et à mesure de leur développement.

Les méthodes de calcul de la capacité portante ne prennent pas en considération la variation du volume des particules solide des sols argileux, ainsi que leur comportement plastique et cohésion. Ceci pousse même les chercheurs à proposer des nouvelles lois de comportement pour les sols argileux.

Le but de cette recherche est une initiation à comprendre le comportement des sols argileux potentiellement gonflant. L'étude repose sur la conception d'un modèle réduit au laboratoire qui représente une structure fondée sur sol gonflant. Cette étude élaborée dans le présent mémoire est composée en Cinq (5) chapitres :

Le premier chapitre a l'objet d'une recherche bibliographique sur sol gonflant. Ce dernier permet de voir un aperçu général sur les sols gonflant et connaître des solutions de construction sur sol gonflant

Le deuxième chapitre définit la fondation superficielle et connaître la capacité portante sur un sol argileux, puis le recensement de quelques méthodes des auteurs pour calculer la capacité portante.

Le troisième chapitre présente un recensement de modèles et prototypes et les diverses idées élaborées dans des études précédentes configurées par les chercheurs.

Le quatrième chapitre a l'objet de présenter une investigation d'identification et de caractérisation de argileux bentonitique utilisé dans la présente étude.

Le cinquième chapitre représente une phase pratique importante de cette recherche. Ceci consiste à la conception d'un modèle réduit propre à la présente recherche, et le déroulement d'une phase expérimentale sur le prototype.

CHAPITRE I

« GENERALITES »

CHAPITRE I : GENERALITES.

I.1.INTRODUCTION :

La construction fait face à plusieurs problèmes majeurs et spécialement la construction des fondations, que ce soit sur des sols de faible portance ou même sur des sols argileux potentiellement expansifs. Ce dernier réside dans le changement initial de la taille du sol, qu'il s'agisse d'un gonflement du sol ou de retrait (perte d'eau).

Par conséquence, et par le biais du gonflement/retrait, les contraintes se développent dans les dans les nœuds de la superstructure et occasionnent des dégradations et endommager profondément la superstructure.

Dans ce chapitre, un aperçu sur le phénomène du gonflement du sol est présenté.

I.2.LES ARGILES :

I.2.1. Définition :

Les argiles sont des alumino-silicate. Elles sont constituées d'un composant minéral de base (kaolinite, montmorillonite, etc....) et des impuretés telles que le quartz, la calcite et les matières organiques (Caillère et Henin 1982).

L'intérêt accordé, ces dernières années, à l'étude des argiles par de nombreux laboratoires dans le monde se justifie par leur abondance dans la nature, l'importance des surfaces qu'elles développent, la présence des charges électriques sur cette surface et surtout l'échangeabilité des cations interfoliaires. Ces derniers, appelés aussi cations compensateurs, sont les principaux éléments responsables de l'hydratation, du gonflement, de la plasticité, et ils confèrent à ces argiles des propriétés hydrophiles.(Boek et Skipper 1995).

I.2.2. Types d'Argiles :

On distingue deux grandes catégories d'argiles :

- Argiles tendres et très déformables, nommées argiles plastiques, et d'autre, grâce à la présence des carbonates et du quartz elles sont induré et présentent un comportement.
- La limite d'élasticité s'épare entre la ductilitéet la raideur était d'argile. La littérature a cité deux types de particules d'argile : argile dit TOT (figure I.1.a) et argile dit 1/1 ou TO (figure I.1.b).(Berthaud 2013).

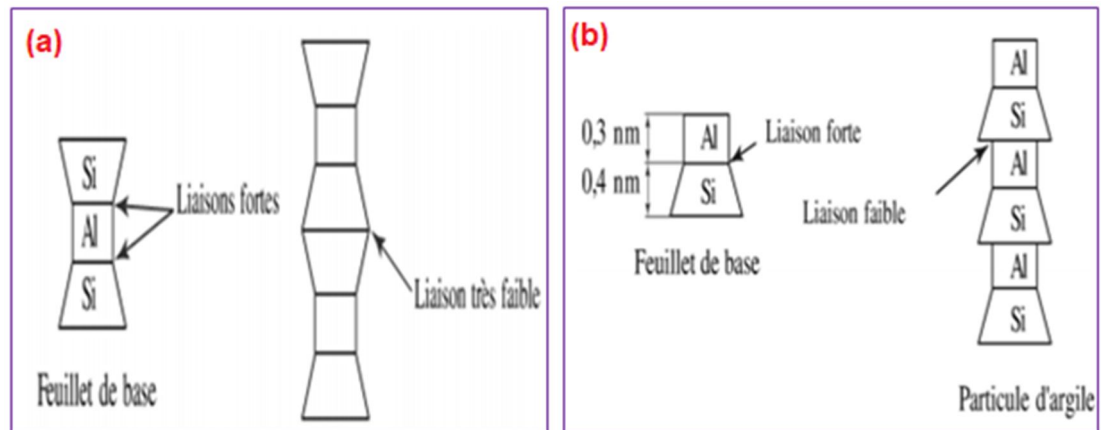


Figure (I.1) : Particule d'argile (Berthaud., 2013)

I.2.3. Structure Moléculaire Microscopique des Argiles:

Le feuillet élémentaire idéal se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent la structure rigide du feuillet élémentaire, des liaisons moins fortes mais essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

- Les forces d'attraction moléculaires de **Van der Waals** qui sont des liaisons faibles.
- Les liaisons hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles.
- Les substitutions isomorphes qui consistent dans le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence. Ce dernier phénomène crée des déficits de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets (remplacement d'un ion Si^{4+} par un ion Al^{3+} dans la couche tétraédrique de silice, d'un ion Al^{3+} par un Mg^{2+} dans la couche octaédrique d'aluminium ...). Les particules acquièrent ainsi une charge négative et peuvent adsorber de façon réversible des cations et des dipôles d'eau pour atteindre l'électro neutralité. La capacité d'échange ionique (C.E.C.) permet de mesurer la charge positive nécessaire pour arriver à l'électro neutralité (milliéquivalents/100 g d'argile sèche). (Van der Waals)

Les particules sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles. L'arrangement des particules des terrains argileux, qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend beaucoup du milieu de déposition (notamment de sa salinité), voir la Figure (I.2).

Les quatre types d'argile les plus couramment rencontrés sont la **kaolinite**, l'**illite**, le **chlorite** et la **montmorillonite**. (Van der Waals)

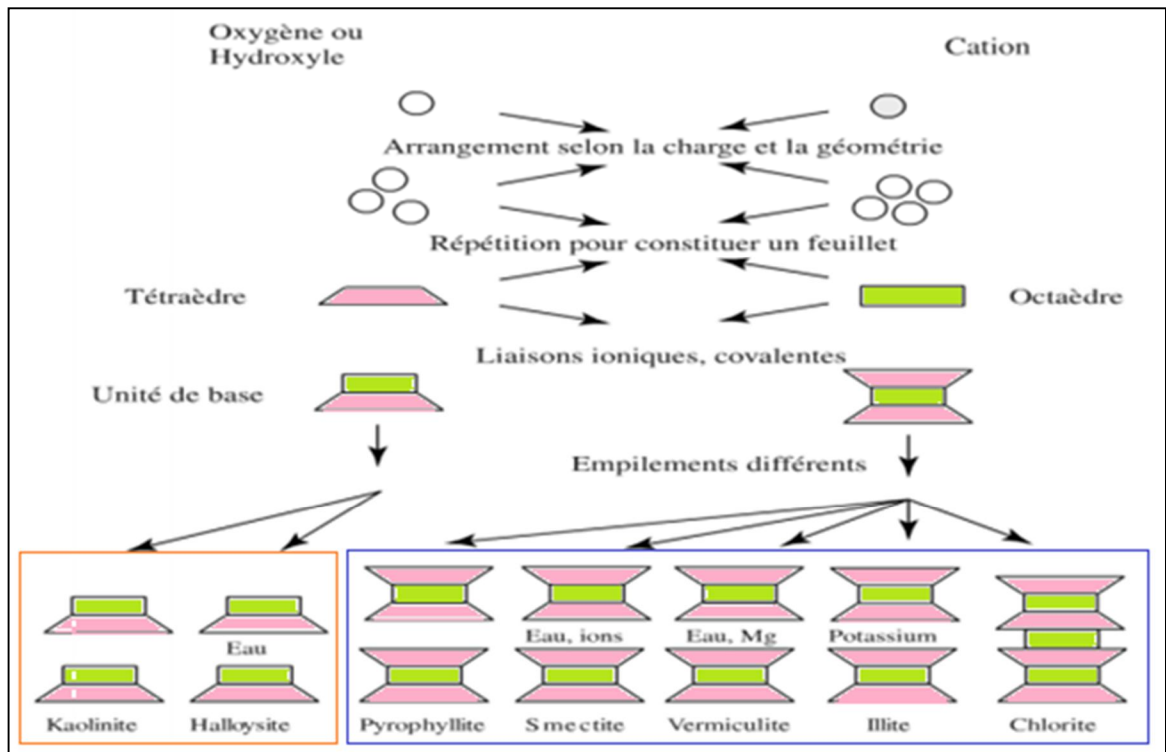


Figure (I.2): Type d'argiles d'après Mitchell cité par (Berthaud 2013).

Après avoir mentionné les propriétés de l'argile, il nous faut signaler le phénomène de gonflement du sol. Ce dernier est comme suivant :

I.3. GONFLEMENT :

I.3.1. Définition :

En générale, les carbonates, les minéraux gonflants/non gonflants d'une part, et la nature de consolidation d'autre part présentent une influence remarquable sur le chargement des propriétés mécaniques et donc sur le gonflement-retrait des sols.

Les sols argileux subissent des variations de volume à cause de la teneur en eau qui varie, mais parfois cette variation est importante.

Quand on humidifie un tel sol à partir d'un état initial sec et dense son volume augmente, donc on parle de gonflement (EJJAOUANI, 2008).

Le gonflement est une séparation des feuillets jusqu'à une distance interfoliaire d'équilibre sous une pression donnée. La propriété de gonflement est due au caractère hydrophile de toute sa surface, les molécules d'eau peuvent pénétrer entre les feuillets en raison de présence de cations hydratables dans les galeries interfoliaires (Ziani, et al.,2016).

I.3.2. Types de Gonflement :

Il existe deux types de gonflement, on les cite :

Un gonflement intraparticulaire (interfoliaire) et autre interparticulaire (Mouroux et al, 1988)

- **Gonflement inter particulaire :**

C'est un processus de réaction entre l'eau ionisée et les plaquettes (groupes de feuillets argileux) qui peut se produire dans toutes les familles d'argiles quand les dipôles d'eau se fixent sur l'ensemble des surfaces des groupes de feuillets argileux.

- **Gonflement interfoliaire:**

Plusieurs argiles ont la propriété d'admission de molécules d'eau entre les feuillets grâce à sa distance interfoliaire qu'elle soit suffisamment grande.

On peut dire que le gonflement interfoliaire est plus grand que le gonflement interparticulaire. (Chen, 1975)



Figure (I.3). Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation

(HARRAT Mohamed (2007))

I.3.3. Identification des sols gonflants :

Pour avoir une idée sur le comportement du gonflant des sols argileux, il existe plusieurs types d'identifications qui orientent les concepteurs pour déterminer approximativement les types de sols par rapport à leur potentiel de gonflement. Parmi ces types d'identifications, la littérature a cité :

- Identification visuelle par simple observation sur terrain.
- Identification par des informations tirées des cartes géologiques.
- Identification géomorphologique qui s'intéresse aux paramètres naturels du site.
- Identification indirecte (par essais au laboratoire tels que sédimentation, Atterberg, bleu de méthylène ...).
- Identification directe (essais œdométriques). (Charles, 2008).

I.3.4. Potentiel de gonflement:

Plusieurs méthodes de mesure du potentiel de gonflement des sols expansifs existent. Parmi celles-ci c'est celle qui utilise l'appareil oedométrique comme outil principal d'essai, et d'autre se base sur des essais de prédictions (limite d'Atterberg, le bleu de méthylène et la sédimentation). L'examen des procédures d'essais pour la mesure du potentiel de gonflement incite à considérer notamment les diverses définitions et nomenclatures des paramètres de gonflement (Zouaid et al.,2017)

- **le pourcentage (ou taux) de gonflement:** est défini comme étant la variation relative du volume d'un échantillon de sol en passant d'un état sec à un état humide.
- **la pression de gonflement:** est définie de plusieurs façons dont:
 - ❖ la pression nécessaire pour maintenir un échantillon de sol à un volume constant lorsque celui-ci est soumis à humidification.
 - ❖ la pression nécessaire pour ramener un échantillon de sol, soumis à humidification et ayant complètement gonflé, à son volume avant gonflement.

I.3.5. Mesures des paramètres de gonflement :

Il existe deux types de mesures, directes et indirectes :

- Les mesures indirectes: sont basées sur des relations empiriques qui relient les paramètres de gonflement avec les paramètres géotechniques naturelles des sols.
- Autrement, il existe plusieurs méthodes directes œdométriques qui mesurent la pression de gonflement, et d'autres qui mesurent à la fois la pression et le taux de gonflement.

Le tableau 1 résume quelques méthodes qu'on avait arbitrairement choisit et discuté (Rekkab et Laouedj, 2019) :

Tableau(I.1). Méthodes de mesure directe de la pression de gonflement.
(Rekkab et Laouedj,2019).

Méthode	Courbe obtenue
Méthode de gonflement libre	$\Delta v/v_0 = f(\sigma)$ Ou $\Delta h/h_0 = f(\sigma)$
Méthode de MYSLIVEC	$\Delta V = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode chinoise	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode du C.E.B.T.P.	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode de FU HUA CHEN	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode de HUDER et AMBERG	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode de FIRTH	$e = f(\text{Log } \sigma)$
Méthode du double œdomètre	$e = f(\text{Log } \sigma)$

I.4. TECHNIQUES DE CONSTRUCTION SUR SOLS GONFLANTS :

Pour construire des structures sur sols argileux, on peut citer plusieurs techniques

I.4.1. Approches de Construction sur Sols Gonflants :

Les techniques de construction sur sols gonflants visent à modifier le comportement de l'interaction sol-structure. Cette intervention peut se présenter selon deux types: (Zenkri.A.,2009).

1. Intervention au niveau de la structure pour pouvoir l'adapter aux mouvements du sol par :
 - Contribution à la flexibilité de la structure : Introduction de joints et articulations pour fin d'annuler la transmission des moments d'un élément à l'autre.
 - Rigidification de la structure dans l'objectif de la rendre résistante aux mouvements différentiels du sol. Ce type de solutions est concevable pour les structures massives et/ou à grande inertie.
2. Intervention au niveau du sol dans le but de rendre ce dernier moins gonflant. Les solutions sont nombreuses et dépendent surtout de l'intensité du gonflement :
 - décapage de la couche de sol expansif, si de faible épaisseur.
 - fondations profondes ou semi-profondes suffisamment ancrées dans une couche stable.
 - étanchement du sous-sol par moyens appropriés.
 - traitement physique ou chimique visant la réduction du potentiel de gonflement du sol.

I.4.2. Règles de Constructions sur Sols Gonflants :

Toute structure fondée sur sol gonflant sans prise en compte de la nature expansive de ce dernier, risque de subir des dégâts considérables. Dans un but de contribution à l'adaptation des structures sur sols gonflants, les règles ci-dessous sont à considérer. La mise en œuvre de celles-ci est nécessaire vis-à-vis de l'objectif de constructibilité, sans pour autant prétendre à leur suffisance (Bahar et al., 2003).

1. Coulage des fondations immédiatement après ouverture des fouilles et en une seule fois. Les fouilles de fondations devront être remblayées par un sol étanche et inerte au gonflement. L'ancrage minimum des fondations est de 1 m.
2. Mise en place de feuilles de polyane autour des fondations périphériques en position inclinée pour protéger les fondations contre les eaux descendantes. La feuille de polyane peut être raccordée à une canalisation servant de drain.
3. Choix du type de fondation de sorte que le taux de soulèvement/tassement prédit de sols gonflants soit admissible à la structure.
4. Evitement de caves partielles qui risquent de favoriser une accumulation locale ou globale d'eau. Les sous-sols généralisés sont préférables aux partiels.
5. Réalisation d'une sorte d'acrotère sur les murs extérieurs vers 1m du sol pour fin d'éviter l'arrivée d'eaux pluviales au raz des murs.
6. Réalisation d'un trottoir périphérique de largeur minimale 2m. Ce trottoir devra être relié de façon souple à la construction et équipé de rigoles de collecte d'eaux.
7. Prévision des chaînages rigides, des dalles de sol flottantes, des murs de cave en béton armé et des cloisons arrêtent bien avant les plafonds. Les coins des portes et fenêtres sont rigidifiés par des armatures préfabriquées en forme de L. voir **Figure (I.4)**.
8. Prévision de joints tous les 10m à 15m de sorte à limiter les sollicitations parasites.
9. éloignement de tout arbre des bâtisses d'au moins 1.5 fois la hauteur maximale de l'arbre.
10. Logement des canalisations d'eau (eau potable et assainissement) dans des caniveaux en béton armé au-dessus d'un lit de matériaux grossiers tels que sable ou gravier. Cette disposition est recommandée en protection des réseaux à eaux contre les ruptures et pour éviter les infiltrations des eaux vers le sous-sol.
11. Choix de canalisations flexibles, de raccordements souples et de joints étanches.

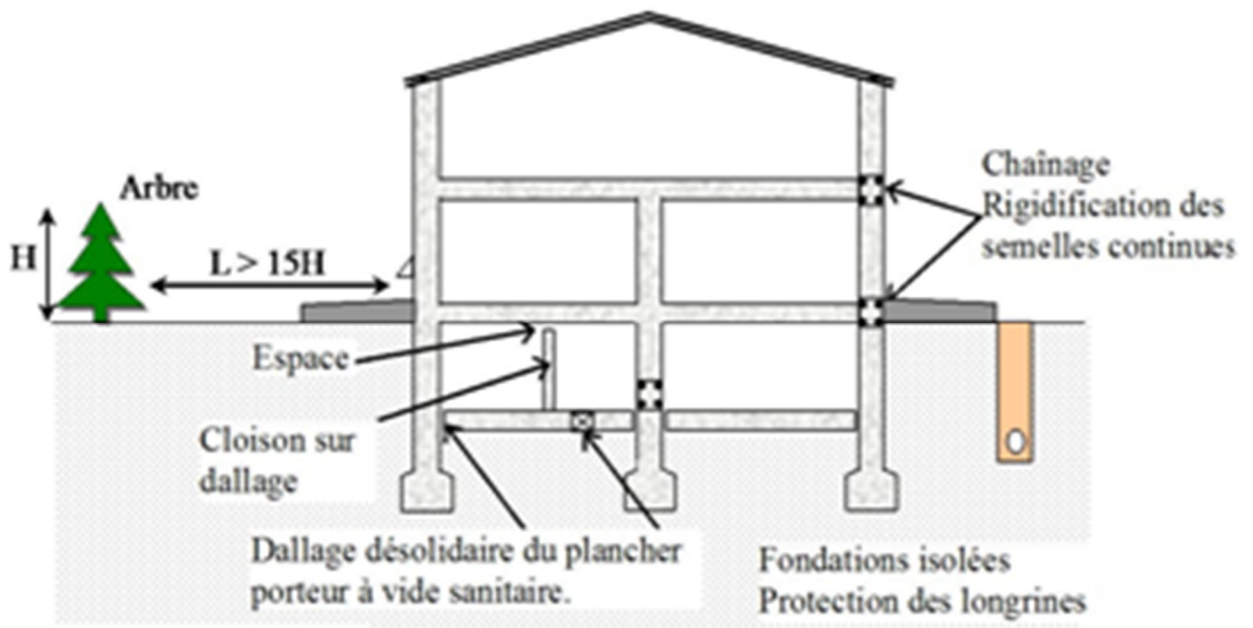


Figure (I.4) : Dispositions constructives sommaires (Bahar et al., 2003).

I.5. CONCLUSION :

Ce chapitre présente une revue bibliographique générale sur les argiles (nature et types), et montre aussi la structure d'argile qui occasionne le phénomène de gonflement. Ainsi que, les types de mesures directe et indirecte. Les sols argileux ont des conséquences importantes sur les structures de génie civil et travaux publics, ceci incite les chercheurs à présenter des nouvelles méthodes de construction et des approches théoriques pour mieux exprimer le comportement de ce type de sol et prévoir des solutions adéquates à ce phénomène.

CHAPITRE II

« ÉTUDE DES FONDATIONS ET CAPACITE PORTANTE »

CHAPITRE II : ETUDE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

II.1. INTRODUCTION :

L'art de la géotechnique est pour objectif de dimensionner et de calculer les ouvrages ayant contact avec le sol. Cette science s'intéresse davantage à la stabilité des sols et à la résistance des sols au cisaillement. Ceci car la rupture est produite par l'application des contraintes excessives de cisaillement dans les fondations et ouvrages en terre.

Le problème des fondations dans les sols expansif sont toujours été sujette d'étude par les scientifiques, et les a incités à trouver un moyen de calculer les fondations et de donner une solution appropriée aux problèmes de gonflement du sol sous fondations. Il s'avère que les lois de comportement de sol ne reflètent pas réellement le phénomène de l'expansion du sol. De nombreux chercheurs dans le domaine possèdent méthodes pour calculer la capacité portante dans le cas des semelles.

II.2. LES FONDATIONS SUPERFICIELLES:

Les fondations superficielles sont mises en œuvre sur sol qui peut supporter les surcharges de la structure transmises avec une déformation (tassement) admissible. Ils sont de trois types :

Les fondations superficielles peuvent prendre différentes formes. On distinguera principalement : (N .CHELGHOUIM ,2006)

- Les semelles filantes placées sous des poteaux alignés ou des voiles porteurs (**Fig II.1a**).
- Les semelles isolées (de forme carrée ou rectangulaire) placées sous des poteaux (**Fig. II.1b**).
- Les radiers placés sous l'ensemble de l'emprise de l'ouvrage (**Fig.II.1c**).

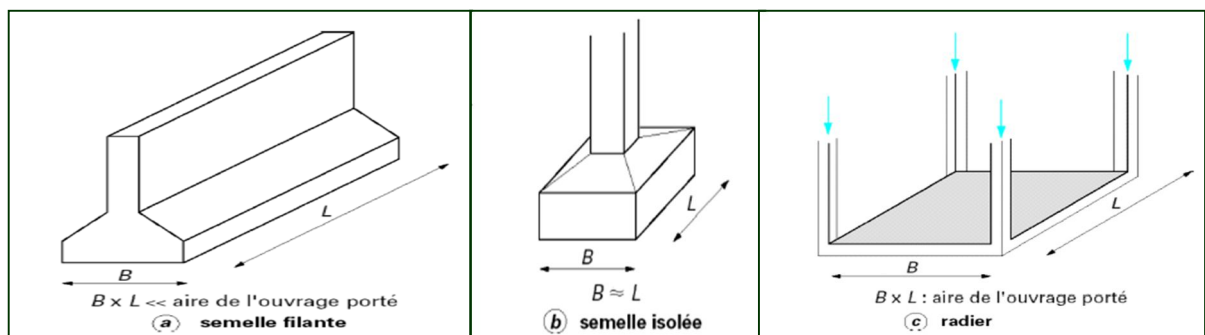


Figure (II.1). Les différentes formes des fondations superficielles. (R.Frank., 2006).

La conception des fondations superficielles suit des considérations générales comme présentée dans la Figure (II.2) :

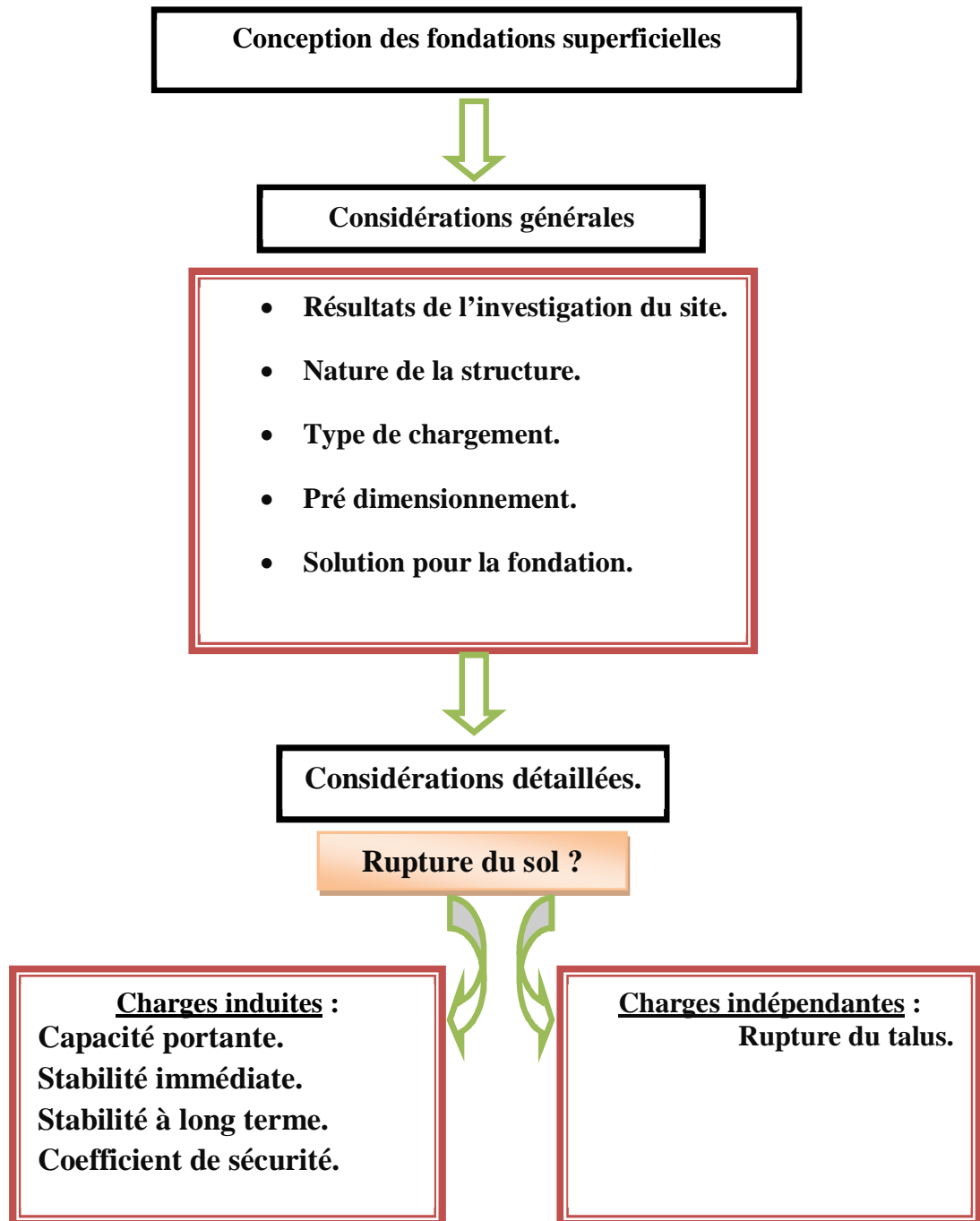


Figure (II.2) : conception d'une fondation superficielle. (N.GHELGHOU, 2006)

II.3. MÉCANISME DE RUPTURE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE :

La description de la rupture du sol en appliquant un chargement sur une fondation superficielle est l'objet de plusieurs recherches. La déformation du sol sous la fondation (tassement) est proportionnelle avec le chargement **Figure (II.3)**.

La rapidité de tassement est proportionnelle à des charges faibles jusqu'à atteindre une charge ultime Q_L qui sera considérée comme la valeur maximale que le sol puisse supporter.

On peut dire que c'est un équilibre limite de plasticité est atteint. Dans les sols mous ou peu compact le phénomène de déchirement est moins **Figure (II.3)**.

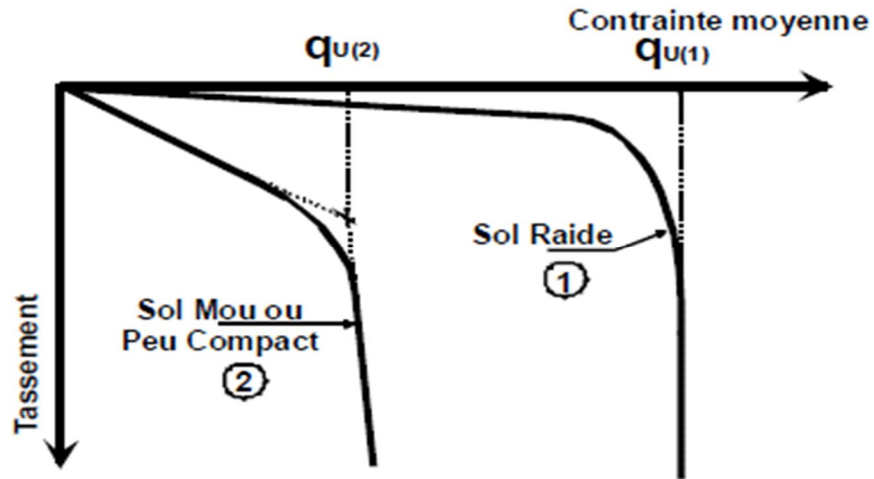


Figure (II.3). Courbes chargement tassement dans les cas de sol raide et sol mou. Dans Benmoussa, 2006

Q_L est la charge limite ultime : c'est la charge maximale que peut supporter l'assise, c'est la charge de rupture (un équilibre limite de plasticité est atteint).

Comme cette valeur n'est pas très bien définie, on considère souvent que Q_L est la Charge correspondant à un certain enfoncement, en générale pris égale à $B/10$

A : l'aire de la semelle, la contrainte de rupture est la contrainte moyenne telle que (BENMOUSSA., 2006).

$$q_l = Q_L / A$$

La contrainte admissible q_a , est le rapport de la contrainte de rupture et un certain coefficient de sécurité F_s , cette dernière contrainte est appelée aussi contrainte de service ou encore taux de travail, dans ce cas, aucun point du massif de sol, dans lequel les fondations sont enracinées, le seuil de plasticité n'est atteint, il s'agit d'un problème de déformation élastique.

C'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'étude de dimensionner les Fondations.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

On définit :

- **Zone I** : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon ou un coin (ABC) rigide qui s'enfonce avec la fondation dans le sol et reste solidaire à sa base. Il est donc en état actif.
- **Zone II** : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Déplacements et cisaillement importants → rupture généralisée.
- **Zone III** : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

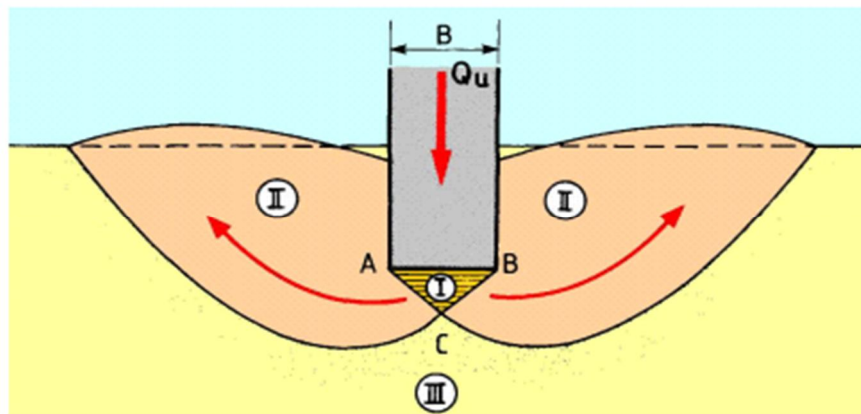


Figure (II.4). Schéma de rupture d'une fondation superficielle.
Dans Frank R., 1999

II.4. LA CAPACITÉ PORTANTE :

La capacité portante d'une semelle verticalement chargée placée sur la surface d'un sol homogène peut être estimée relativement la théorie conventionnelle de portance de Terzaghi dans laquelle les valeurs appropriées des facteurs de portance sont adoptés.

II.4.1. Définition de la capacité portante du sol selon Terzaghi :

En 1948, Terzaghi propose une théorie assez bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime pour une fondation superficielle (rigide, continue, et avec une base rugueuse) supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur.

Terzaghi a défini les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite :

$B \leq D_f$ (**B**: Largeur de la semelle; **Df** : Profondeur de l’ancrage, la surface de rupture dans le sol provoquée par la charge ultime « **qu** »). La surface de rupture du sol sous la fondation peut être divisée en trois (03) majeures zones, ce sont:

- **Zone abc** : c’est zone triangulaire élastique située immédiatement sous la fondation. L’inclinaison des faces *ac* et *bc* avec l’horizontale est l’angle $\alpha = \Phi$ (angle de frottement du sol).
- **Zone bcf** : Cette zone est dite zone de cisaillement radial de Prandtl.
- **Zone bfg** : C’est la zone passive de Rankine. Les lignes inclinées dans cette zone font un angle de $\pm (45 - \Phi/2)$ avec l’horizontale. Il est à noter que la zone de cisaillement radial 2, et la zone passive de Rankine ‘3’ existe aussi à gauche du triangle élastique zone *abc*, cependant ils ne sont pas montrés. La ligne *cf* est un arc spiral logarithmique définie par l’équation $r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \Phi}$ (LEKOUARA, 2010).

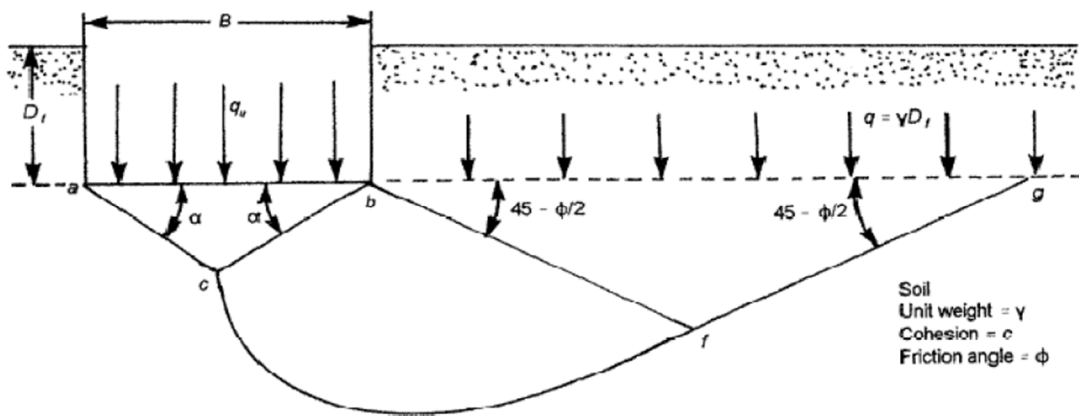


Figure (II.5): surface de rupture dans le sol à charge ultime pour une semelle continue. (Terzaghi., 1943)

L’étude de l’équilibre du massif de sol par **TERZAGHI** donne l’équation de la capacité portante ultime sous la forme :

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B N_\gamma \dots \dots \dots \text{Eq (II.1)}$$

$$N_c = \cot \Phi \cdot \left[\frac{e^{[(\frac{3\pi}{2} - \Phi) \cdot \tan \Phi]} - 1}{2 \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2})} \right] \dots \dots \dots \text{Eq (II.2)}$$

$$N_q = \frac{e^{[(\frac{3\pi}{2} - \Phi) \cdot \tan \Phi]}}{2 \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2})} \dots \dots \dots \text{Eq (II.3)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \Phi \cdot \left(\frac{K_p}{\cos^2 \Phi} - 1 \right) \dots \dots \dots \text{Eq (II.4)}$$

- Le premier terme est appelé terme de cohésion : il est proportionnel à la cohésion C.
- Le deuxième terme est appelé terme de profondeur : il est proportionnel à la profondeur de fondation.
- Le troisième terme est appelé terme de surface : il est proportionnel à la largeur de fondation B.

N_c , N_q et N_γ sont des nombres purs qui dépendent uniquement de l'angle de frottement interne du sol et sont connus comme étant les coefficients de capacité portante de **TERZAGHI**. (CHELGHOUM, 2006).

K_p Est le coefficient des poussées des terres passives.

Pour les autres fondations la capacité portante ultime est donnée par l'équation :

Fondation carré :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots \text{Eq (II.8)}$$

Fondation circulaire :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots \text{Eq (II.9)}$$

Pour les fondations qui développent une rupture au cisaillement locale, **TERZAGHI** propose les modifications suivantes : (CHELGHOUM, 2006)

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots \text{Eq (II.10)}$$

Fondation carrée [B=L]

$$q_u = 1.3cN'_c + q'N'_q + 0.4\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots \text{Eq (II.11)}$$

Fondation circulaire [B= diamètre]

$$q_u = 1.3cN'_c + q'N'_q + 0.3\gamma BN_\gamma \dots \dots \dots \text{Eq (II.12)}$$

Avec : N'_c , N'_q et N_γ facteurs de la capacité portante modifiée pour les cas de sol saturé. (LEKOUARA, 2010).

II.4.2. Théorie de Meyerhof (1963) :

Les équations de la capacité portante vues jusqu'à présent sont pour des fondations continues, carrées ou circulaires soumises uniquement à des charges verticales.

Elles ne concernent pas en considération le cisaillement du sol au-dessus du niveau de la base de fondation comme le montre la **figure(II.6)**, plus encore, la charge sur la fondation peut être inclinée. L'équation de la capacité portante vue jusqu'à présent est pour des fondations continues, carrées ou circulaires soumises uniquement à des charges verticales.

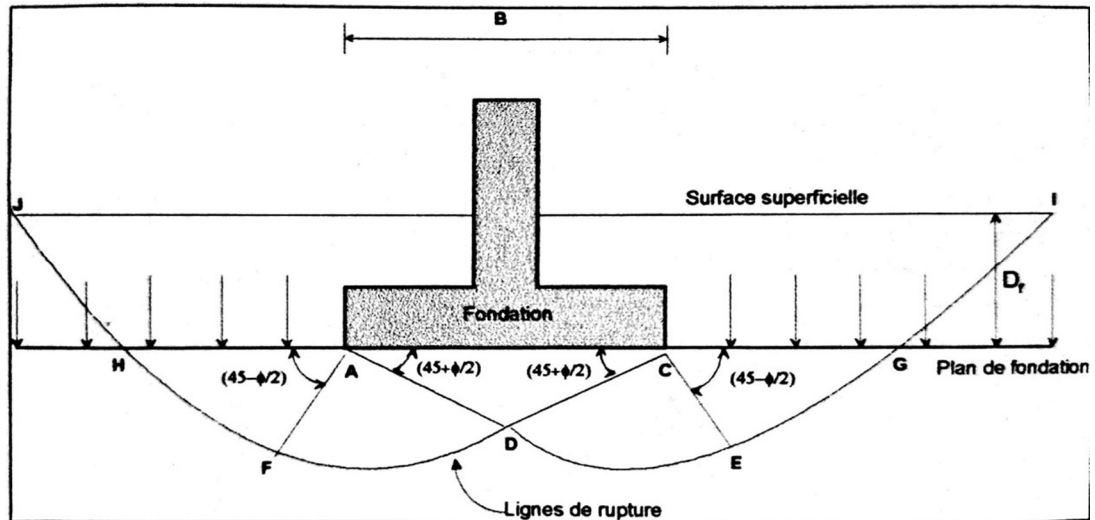


Figure (II.6). Cisaillement dans le sol sous une fondation modifiée.

(MEYERHOF, 1976)

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \dots \dots \text{Eq (II.13)}$$

c : cohésion du sol de fondation.

B : largeur (diamètre) de la fondation.

N_c, N_q et N_γ : Coefficients de capacité portante.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: Coefficients de forme

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: Coefficients de profondeur.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: Coefficients d'inclinaison.

II.4.3. Théorie de Prandtl (1920) :

D'après Prandtl (1920), le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O (Figure II.7): Le système est formé par trois zones successives : La zone I en équilibre de poussée de Rankine. La zone II en équilibre de Prandtl. La zone III en équilibre de buttée de Rankine. (SAIFI, 2017).

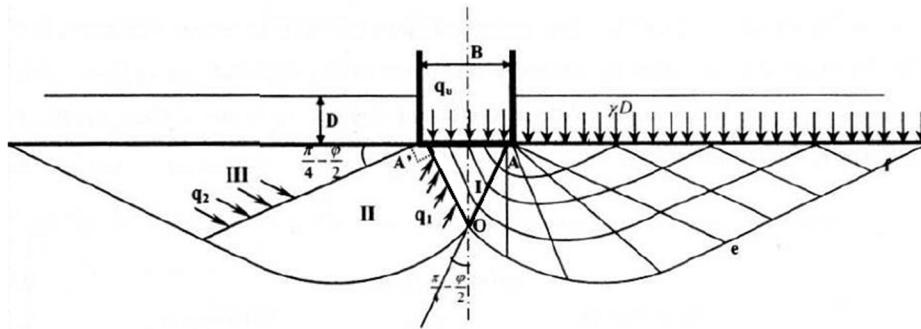


Figure (II.7). Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse.

(Prandtl (1920))

Dans la **zone I** et **III**, la famille de lignes de glissement est formée de droites. Dans la **zone II**, une famille de ligne de glissement est constituée de courbe. L'autre famille des lignes de glissement est formée de droites, faisant un angle de θ avec la tangente de la courbe aux points d'intersection avec les spirales.

Il est à noter que les spirales logarithmiques peuvent s'écrire sous la forme, en coordonnées polaires, de : $r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi}$

Le problème se ramène à l'étude de l'équilibre du bloc (AOe) en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul.

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant d'angle de frottement interne φ et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniformes, a été résolu pour la première fois par *Prandtl (1920)*.

On notera q_1 et q_2 les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires AO et Ae. L'équilibre de poussée et de buttée de Rankine dans un milieu non pesant donne. (SAIFI., 2017).

$$q_1 = q_u \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots \text{Eq (II.14)}$$

$$q_2 = \gamma \cdot D \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots \text{Eq (II.15)}$$

La formule finale est :

$$q_u = \gamma \cdot D \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi}, \text{ et } N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} \dots \text{Eq (II.16)}$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot, car ces deux auteurs l'ont publié, indépendamment l'un de l'autre vers (1920). (SAIFI.,2017).

II.5. LOIS DE COMPORTEMENT :

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes et les déformations dans un solide. La plus simple est celle qui relie linéairement les déformations aux contraintes, c'est l'élasticité linéaire donnée par **la loi de Hook**.

Le comportement des terrains est complexe et il est courant de décrire leur comportement comme élastique-plastique avec trois phases quand le chargement est augmenté progressivement :

- une phase élastique initiale ou la déformation est réversible ;
- une phase intermédiaire de plasticité "restreinte" ou les déformations reste limitées ;
- une phase de plasticité "illimitée".

Aucun modèle mathématique ne peut complètement décrire le comportement complexe des terrains, des simplifications sont nécessaires pour pouvoir effectuer des calculs pratiques.

- **Elasticité :** Le comportement est dit élastique quand lors de phase de chargement et de déchargement les déformations sont réversibles.
- **Comportement élastique parfaitement plastique.**
- **Critère de plasticité.**

Si le matériau a un comportement élasto-plastique, il est nécessaire de préciser le seuil à parti duquel l'élasticité n'est plus valable. Et si l'état de contrainte est plus complexe, la définition du seuil devient également plus complexe et est défini par une combinaison des contraintes principales. (MERRIEN-SOUKATCHOFF., 2004).

II.6. CONCLUSION :

Ce chapitre illustre des notions de base de calcul des fondations superficielles, leurs fonctionnements et les mécanismes de rupture. Aussi les différentes méthodes de calcul de la capacité portante sont présentées. Cette partie a mis en évidence la nécessité d'étudier les sols expansifs et de prendre en considération la variation de volume des particules de sol. Ceci exige de mieux exprimer le comportement et d'établir une loi de comportement propre à ce type de sol.

CHAPITRE III

« TYPES DE MODÈLES EXISTANTS »

CHAPITRE III : TYPES DE MODÈLES EXISTANTS.

III.1. INTRODUCTION :

Afin d'accroître la connaissance du comportement du sol et de l'interaction sol-structure, plusieurs chercheurs de domaine génie civil ont adopté l'idée de s'effectuer des modèles réduits sur différents types de sol, les essais sont rapides, reproductibles et peuvent être conduits jusqu'à la rupture.

Un modèle réduit peut être défini comme un petit prototype qui permet d'examiner les hypothèses analytiques, de vérifier les résultats numériques et de prévoir le comportement dans un massif de sol réel.

III.2. EXEMPLES DE PROTOTYPES :

La bibliographie présente plusieurs types des modèles réduits. Cette partie présente une étude sur quelques prototypes existant dans la littérature.

III.2.1. Modèle de Sireesh S., Sitharam T.G., et Sujit Kumar Dash (2009) :

La présence d'un vide souterrain peut causer de graves problèmes d'ingénierie conduisant à l'instabilité de la fondation donc des problèmes à la super structure. Dans ce contexte **Sireesh S et al., (2009)** ont réalisés un modèle réduit d'essai au laboratoire comme présente la figure (III.1).

III.2.1.1. Matériaux utilisés dans le modèle de Sireesh S., et al., (2009) :

Les chercheurs ont utilisés une couche de sable surmontant une couche d'argile limoneuse, peu plastique, renforcée par géocellule contenant un vide (conduite).

La matrice a subi une série de test sur modèles réduits en laboratoire. Les paramètres variés dans le programme de test comprennent l'épaisseur de la couche de sable non renforcée au-dessus de la couche d'argile, la largeur et la hauteur du matelas géocellulaire, la densité relative du remplissage de sable dans les

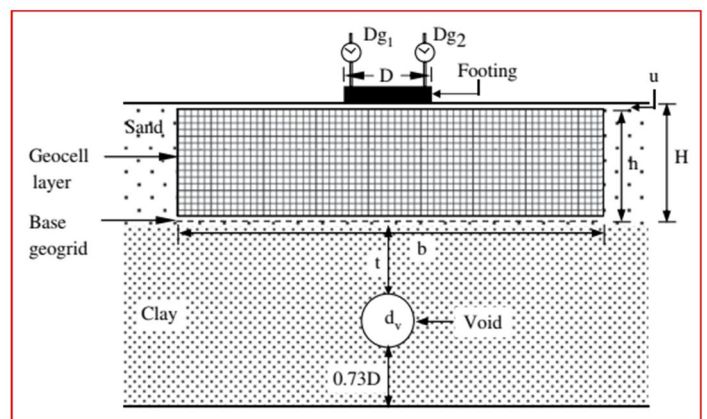


Figure (III.1). coupe verticale du prototype.

S.Sireesh et al.,(2009)

géocellules et l'influence d'une couche supplémentaire de géogrille plane placée à la base du matelas Geocellulaire comme montre la figure (III.1).

III.2.1.2. Description du model de Sireesh S., et al., (2009) :

Les essais sur modèle ont été menés dans un réservoir métallique de chargement d'essai en laboratoire.

La semelle du modèle était constituée d'une plaque en acier rigide de **0.15m** de diamètre (**D**) et **0.03m** d'épaisseur.

Les couches de sol ont été préparées dans un réservoir d'essai avec des dimensions de **(0.9x0.9x0.9) m**.

Une fenêtre circulaire de **0.095m** de diamètre a été réalisée sur la paroi latérale du réservoir d'essai le long de la ligne médiane, à une hauteur de **0.11m** (**0.73D**) de la base du réservoir.

Sur le lit d'argile une couche de sable a été placée et la semelle du modèle a été mise en place sur la couche de sable. La base de la semelle du modèle a été rendue rugueuse par en y cimentant une fine couche de sable avec de la colle époxy. La semelle était chargée avec un vérin hydraulique appuyé contre le cadre du réservoir. La configuration de l'essai est illustrée dans la Figure (III.2).

Baus et Wang (1983) ont observé qu'avec le vide dans la couche de fondation, la semelle subit une rupture par poinçonnement, la masse de sol en dessous s'effondrant dans le vide que les plans de cisaillement sont confinés à la masse de sol juste en dessous de la semelle. Dans les expériences de étude la présente, la semelle avait subi une défaillance de poinçonnement observable. Lors d'essais pilotes, la pression sur les parois du réservoir d'essai a été mesurée à l'aide de cellules de pression de terre. Aucun changement de pression n'a été enregistré jusqu'à la fin des essais. Ces observations indiquent que le réservoir utilisé dans la présente enquête est suffisamment grand et n'est pas susceptible d'interférer avec les zones de défaillance et donc les résultats expérimentaux.

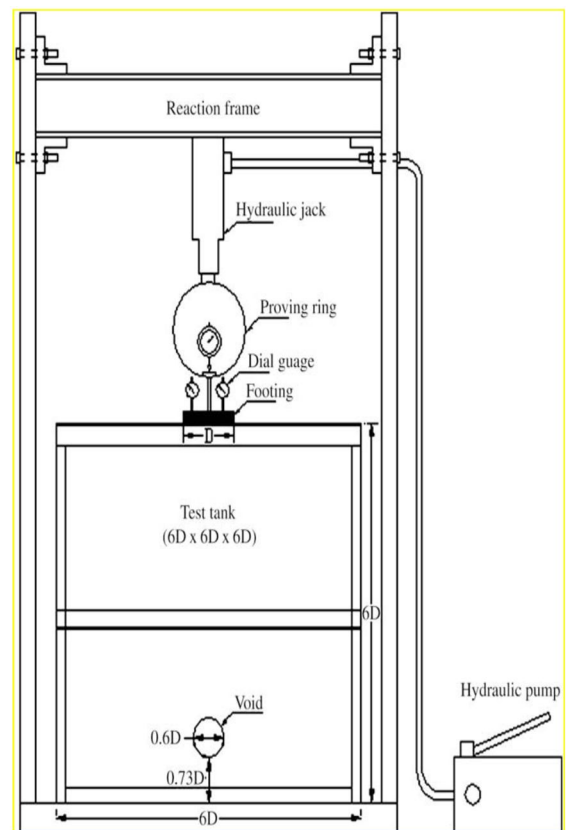


Figure (III.2). Configuration de test. **Sireesh S., et al.,(2009)**

Lors du remplissage du réservoir jusqu'à la hauteur désirée, la surface de remplissage était nivelée et la semelle a été placée sur un alignement prédéterminé, de sorte que les charges, du vérin hydraulique seraient transférés axialement à la semelle.

Un renforcement a été fait dans la semelle plaque en son centre pour recevoir un roulement à billes à travers lequel des charges verticales ont été appliquées à la semelle.

Avant de charger la semelle, les canalisations en **PVC** ont été soigneusement retirées à travers la paroi latérale de fenêtre pour créer un vide dans le sous-sol en argile.

Les résultats des tests indiquent qu'une amélioration substantielle des performances peut être obtenue avec la fourniture d'un matelas géocellulaire, de taille adéquate, sur la plate-forme d'argile avec vide. Pour avoir un effet bénéfique, le matelas géocellulaire doit s'étendre au-delà du vide sur au moins une distance égale au diamètre du vide. L'influence du vide sur la performance de la semelle réduit la hauteur du matelas géocellulaire supérieure à 1,8 fois le diamètre de la semelle. Une meilleure amélioration des performances est obtenue pour les géocellules remplies de sol dense.

III.2.2. Modèle de Julie Lovisa, Sanjay Kumar Shukla, Nagaratnam Sivakugan (2010):

Julie Lovisa et al.,(2010) ont mené des travaux afin de mettre en évidence les résultats obtenus mathématiquement pas la méthode expérimentale. Le sujet porte sur le comportement d'un lit de sable précontraint renforcé de géotextile supportant une semelle circulaire chargée.

Le programme expérimental rapporté que les essais ont été réalisés dans le laboratoire d'ingénierie de la discipline de Génie civil au « **James Cook Université** ».

III.2.2.1. Matériaux utilisés dans le modèle de Julie Lovisa, et al., (2010):

Les auteurs ont utilisé le sable de plage propre séché au four, l'angle de frottement interne est déterminé par l'essai de cisaillement direct $\phi=55^\circ$.

Une seule couche de géotextile tissé (**SG 40/40**) a été utilisée pour renforcer le lit de sable.

III.2.2.2. Description du modèle de Julie Lovisa, et al., (2010):

Les essais de chargement ont été effectués sur une semelle rigide circulaire fabriquée en acier doux. La semelle du modèle avait une épaisseur de **20 mm** et **100mm** de diamètre (figure III.3.A). Différentes profondeurs d'encastrement de **0.5mm** et **10 mm** ont été étudié.

La précontrainte appliquée était de **2%** de la résistance admissible à la traction du géotextile (**environ 0.84kN/m**) et était répartie sur trois poulies en X et Y directions.

Le bac d'essai a été construit à partir de Perspex suivant les dimensions (**0.8x0.8x0.6**) m comme montre la figure (III.3.B).

La semelle circulaire en acier était considérée comme rigide en raison de sa résistance et de sa rigidité élevée et propriétés.

Julie Lovisa, et al., ont adopté d'étudier expérimentalement le degré d'amélioration généré par la précontrainte de la couche géosynthétique à plusieurs profondeurs d'encastrement d'une semelle reposant sur un lit de sable renforcé. Par conséquent, les tests physiques de modèle réduit en laboratoire et les analyses par éléments finis ont été menés pour étudier le comportement d'un lit de sable renforcé de géotextile précontraint.



Figure (III.3). Montage expérimental.
J. Lovisa et al., (2010)

Le règlement a été mesuré à l'aide de deux comparateurs situés à égale distance des deux cotés de la semelle (**Figure (III.3.A)**). le tassement au centre de la semelle s'exprime par la moyenne mesurée des deux cotés. Le test était conclu lorsque la capacité de charge du cric a été atteinte, ou lorsque la défaillance s'est produite dans le sol car la quantité prédéfinie de déplacement ou inclinaison de la semelle. Le réservoir d'essai a été vidé et rempli pour chaque test, afin de garantir que les conditions standardisées maintenue tout au long de l'enquête.

III.2.3.Modèle de P. Vinod, Ajitha B. Bhaskar et S. Sreehari(2009):

P. Vinoud et al. (2009) ont mené des travaux pour valoriser le coco, qui est l'écorce de noix de coco mûres, dans le renforcement des sols. Ceci car selon **Ramanatha Ayyar et al., (2002)** et **Sivakumar Babu et al.,(2008)** ce matériau est réputée d'être le plus fort et le plus durable en Inde, Indonésie, Brésil, Sri Lanka et dans certains autres pays asiatiques.

III.2.3.1.Matériaux utilisés dans le modèle de P. Vinod et al. (2009):

Le sol utilisé pour simuler le dépôt de sable meuble nécessitant une stabilisation était du sable sec de mer. Le sol est classé comme un sable uniforme ou mal classé avec le symbole de lettre SP selon l'USCS. Le sable a été placé dans la cuve d'essai à un poids unitaire de $16,9 \text{ kN/m}^3$ (ce qui correspond à une densité relative $D_r = 25\%$).

Des cordes tressées de 5, 7 et 9 plis obtenus auprès de National « **Coir Research and Management Institute (NCRMI)**», Kerala, Inde ont été utilisées comme renforcement dans cette étude, dont les propriétés de base sont connues.

III.2.3.2. Description du modèle de P. Vinod et al. (2009):

La présente enquête a été effectuée dans Laboratoire d'ingénierie des fondations, Département de génie civil, Collège d'Ingénierie Trivandrum, Inde par les chercheurs **P. Vinod, Ajitha B.Bhaskar, S. Sreehari**. Les essais sur le modèle ont été menés en laboratoire dans une cuve d'essai en acier conçue en tenant compte de la taille de la semelle du prototype à tester et de la zone d'influence.

Les dimensions intérieures du réservoir ont été fixées à **900 mm** de longueur, **900 mm** de largeur et **750 mm** de profondeur. Le réservoir a été renforcé par un certain nombre de poutres en acier en forme de canal dans les deux directions verticales et horizontales pour éviter la déformation latérale des parois du réservoir lors de la mise en place du sol et du chargement.

La semelle modèle utilisée était une plaque d'acier doux rigide de taille (**150 x 150**) **mm** et épaisseur **25 mm**. La base (en bas) de la semelle du modèle a été rendue rugueuse en y cimentant une fine couche de sable à l'aide de la colle époxy. La semelle était chargée par un vérin hydraulique manuel d'une capacité de **50kN** appuyé contre un châssis de renforcement métallique d'une capacité de **200kN**.

La mise en place du sable et des cordes tressées de noix de coco mûres ont été effectués avec des conditions et dispositifs prédéfinis par les chercheurs comme illustre la figure (III.4) et la figure (III.5).



Figure(III.4). Vue photographique du renfort expérimental en corde de coco tressée.
P. Vinod et al., 27 (2009)

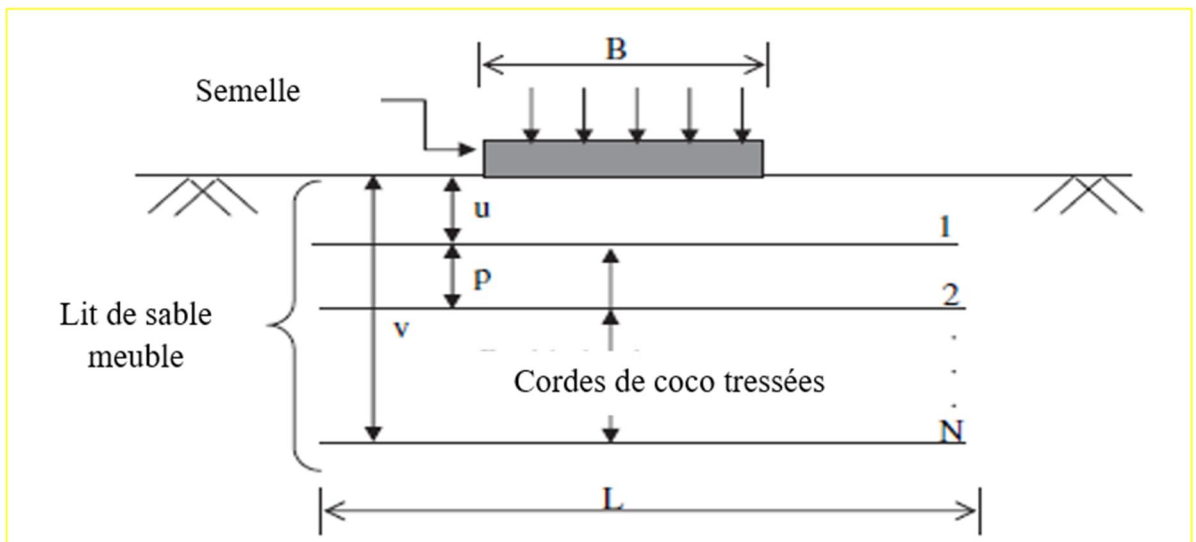


Figure (III.5). Section du lit de fondation renforcé de corde de coco tressée.

P. Vinod et al., 27 (2009)

Lors du remplissage du réservoir de sable jusqu'au sommet, la surface supérieure de sable a été nivelée et la semelle du modèle a été placée sur l'alignement prédéterminé de sorte que la charge du vérin de chargement soit transférée axialement sur la semelle. Cette dernière a été chargée par petits incréments de 0,2kN. L'amplitude des charges appliquées à la semelle a été enregistrée à l'aide d'une bague de vérification sensible pré calibrée d'une capacité de 25kN placée entre le vérin hydraulique et la poutre de réaction. Chaque incréments de charge a été maintenu constant jusqu'à ce que la vitesse de déplacement soit inférieure à 0,01 mm / h. Le déplacement (tassement) de la semelle du modèle a été mesuré en utilisant deux comparateurs à cadran situés de chaque côté de la ligne médiane de la semelle capables de mesurer des mouvements jusqu'à 0,01 mm.

Les comparateurs à cadran étaient montés sur des profilés rigides en acier au moyen de bases magnétiques. Les déplacements rapportés sont la moyenne des deux lectures du comparateur à cadran, qui étaient presque identiques.

III.2.4. Modèle de Mohammed Y. Fattah a., Aysar H.S., et Al-Lami b. (2016):

Des études ont porté sur les sols non saturés expansifs dans le cas d'un modèle à grande échelle proche des conditions de terrain. Dans cette étude, des sols expansifs (mélange de bentonite et sable (**BeS**)) et non expansifs (kaolin) ont été testés dans différentes teneurs en eau et poids unitaires secs choisis à partir de la courbe de compactage pour chaque type du sol pour examiner l'effet du changement de teneur en eau sur les propriétés du sol (pression de gonflement, indices d'expansion **EI**, résistance au cisaillement (cohésion du sol) et succion du sol) pour les petits échantillons de sol.

Un modèle à grande échelle a, également, été utilisé pour montrer l'effet du changement de teneur en eau sur différentes relations (gonflement et succion avec le temps écoulé).

Le comportement d'un sol non saturé expansif pendant la saturation peut être mieux comprise grâce aux essais surveillés de laboratoire. Les détails concernant les matériaux utilisés, préparation du modèle, procédure d'essai et le programme pour effectuer le travail sont présentés dans cette section.

III.2.4.1. Matériaux utilisés dans le modèle de Mohammed Y. et al. (2016):

Les sols utilisés étaient de plasticité faible et élevée afin de fournir une comparaison entre eux. La bentonite a été mélangée avec un sable (**80%** de bentonite et **20%** de sable). Différents mélanges de (B-S) ont été testés pour obtenir le mélange utilisé en fonction de la

plasticité requise. Le kaolin était également utilisé pour représenter le sol non expansif à faible plasticité.

Les échantillons de kaolin et La bentonite ont été fournis à partir d'un site à l'ouest de la ville de Bagdad, tandis que le sable utilisé provenait de la ville d'Ali Al-Gharbi dans le gouvernorat de Missan au sud de Bagdad en Irak.



a- Bentonite

b- Kaolin

Figure (III.6).Sols utilisés dans les essais.

M.Y. Fattah, A.H.S. Al-Lami., (2016) 629-639.

III.2.4.2. Description du modèle de Mohammed Y. et al. (2016):

Réservoirs métalliques : deux réservoirs métalliques ont été utilisées avec des dimensions intérieures de **70 cm²** de longueur de deux côtés (base carrée) et d'hauteur **60cm**. Les chercheurs ont mis **24 trous** dans la base de chaque réservoir pour permettre à l'air emprisonné de s'échapper pendant la phase de saturation, comme le montre la **Figure (III.7)**. Les trous ont été recouvert de papier filtre qui a été collé à la base de la boîte afin d'éviter le colmatage des trous.



Figure (III.7).les 24 trous à la base de réservoir. **M.Y. Fattah, et al. (2016).**

La semelle du modèle : était en plaque d'aluminium carrée de **8 cm** « longueur » et **1 cm** « épaisseur ». La semelle a été



Figure (III.8). La semelle du modèle avec deux ailes. **M.Y. Fattah, et al. (2016).**

placée d'une manière que le centre de la semelle coïncidait avec le centre du lit de sol. Il a ensuite été mis en contact avec la surface supérieure du sol. La semelle était fournie avec deux ailes en tôle d'aluminium avec **1 mm** d'épaisseur pour supporter les jauges à cadran fixées sur les côtés de cadre avec deux supports magnétiques, comme le montre la **Figure III.8**.

Après préparation du lit de sol dans le réservoir, deux tensiomètres ont ensuite été installés à des profondeurs de **15 cm** et **30 cm**, respectivement, pour mesurer la succion du sol aux profondeurs **2B** et **4B** sous la semelle, où **B** « est la largeur de la semelle ».

Après avoir placé la semelle, deux jauges à cadran d'une résolution de 0,01 mm ont ensuite été placées à la base et attachés aux côtés de la boîte par deux supports magnétiques.

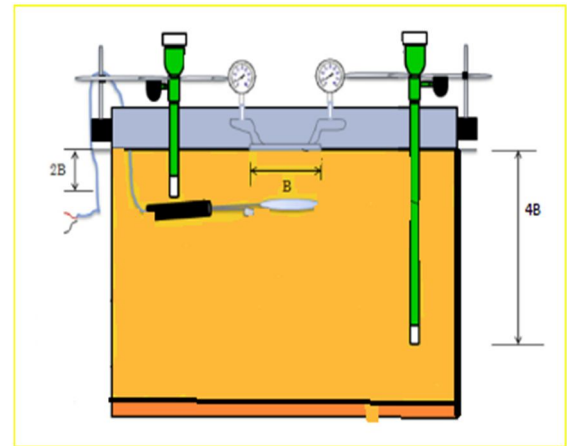


Figure (III.9).La configuration du modèle ailes. **M.Y. Fattah, et al. (2016).**

Les valeurs moyennes mesurées de gonflement ont été enregistrés.

L'étude révèle que les conditions initiales du sol (teneur en eau et poids unitaire sec) affectent la cohésion, la succion et le gonflement du sol, où tous ces paramètres diminuent légèrement avec l'augmentation de la teneur en eau du sol en particulier du côté humide de la teneur en eau optimale. Le tassement de chaque sol à la rupture augmente avec l'augmentation des degrés de saturation du sol puisque, selon **M.Y.Fattah et al.,(2016)**, la succion matricielle réduit la capacité du sol à se déformer. Le tassement observé dans le mélange BeS est plus élevé que celui du kaolin en raison de l'effet du gonflement plus élevé observé dans le mélange BeS et de l'énorme quantité d'eau absorbée qui a transformé le sol en sol hautement compressible.

III.3. CONCLUSION :

Les modèles réduits doivent respecter des conditions souvent difficiles à obtenir, tels que la nature du sol par rapport au cas naturel, à partir de ces modèles les deux aspects « expérimentaux et numériques » sont reliés pour définir des lois de comportement du prototype.

La conception et le dimensionnement d'un modèle doit impérativement répandre à un nombre d'exigences afin d'avoir des résultats plus proches de la réalité.

CHAPITRE IV

« IDENTIFICATION DU SOL »

CHAPITRE IV : IDENTIFICATION DU SOL

IV.1. INTRODUCTION :

L'exploitation d'un sol argileux à bâtir à besoin d'une étude d'identification et de caractérisation sensiblement approfondi qu'un sol ordinaire, car les argiles connues par leurs aptitudes à la déformation qui présente soit le tassement, le gonflement et le retrait.

Dans cette phase expérimentale, le matériau utilisé est une argile de type Bentonite broyé provenant d'une usine de Maghnia -Tlemcen-. Cette argile est utilisée, en principe, dans la boue de forage.

Cette argile a subi une série d'essais d'identification, mécanique et chimique tel que l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, la teneur en chlorure NaCl , teneur en carbonate de calcium CaCO_3 , détermination des limites d'Atterberg, essai au bleu de méthylène.

Ces essais ont été effectués au laboratoire universitaire de Génie civil et hydraulique à l'Université KASDI MERBAH OUARGLA (UKMO) ainsi que Laboratoire des Travaux Publics du Sud (LTPS) et aussi à l'aide de Laboratoire d'Étude et de Contrôle (LEC).

IV.2. IDENTIFICATION DU SOL :

Présente les pourcentages constituants de l'argile « Bentonite », (Analyse granulométrique).

IV.2.1. Analyse chimique :

IV.2.1.1. La teneur en sulfates (BS 1377) et insolubles (NFP 15-461):

- Prendre **200g** de l'échantillon, sécher à l'étuve à $T=80^\circ\text{C}$.
- Tamiser à **0.20 mm**, puis peser $P_0=1\text{g}$ et le mettre dans un Erlenmeyer à 250ml.
- Ajouter 100ml HCL à **10%**, bouillir doucement 4 à 5 min puis laisse refroidit 15 min.
- Filtration dans un papier filtre, peser P_1 creuset vide et mettre le papier filtre dans le creuset puis les calciner pendant 15 min.
- Peser le creuset après la calcination P_2 et calculer les insolubles.



Figure (IV.1). L'ensemble HCl+Bentonite à bouillir.



a : La filtration dans un papier filtre

b : La calcination

Figure (IV.2). La procédure à déterminer les insolubles

- Ajuster le filtrat jusqu'à 250ml avec l'eau distillée.
- Agitation de filtrat, prendre 100ml de filtrat dans un Erlenmeyer puis ajouter 10 ml de BaCl_2 à 5%.
- Bouillir doucement 4 à 5 min, refroidit 15 min, filtration de la solution puis peser un creuset vide P_1 .
- Mettre le papier filtre dans le creuset, calcination du creuset + papier filtre à 900°C pendant 15 min.
- Peser le creuset après la calcination P_2 et calculer les sulfates.

→ Les formules des calculs :

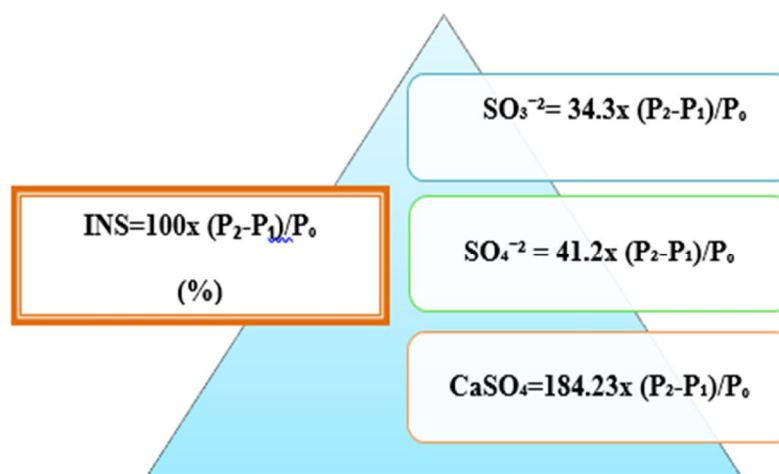


Figure (IV.3). Schéma représente les formules de calculs pour les insolubles et sulfates.

IV.2.1.2. Dosage des carbonates (NF P15-461) :

- Peser $m_0=0.5g$, mettre dans un bécher 100 ml.
- Ajouter 10 ml HCl puis 3 gouttes de Phénolphtaléine $C_{20}H_{14}O_4$ (0.1%).
- Placer à agitateur plaque chauffante.
- Titrage avec NaOH (1N), dès que le virage de couleur rose.
- Garder V NaOH et calculer le taux de carbonate $CaCO_3$.

→ La formule de calcul :

$$CaCO_3(\%) = \frac{V_{HCl} - V_{NaOH}}{m_0} \cdot 5$$

IV.2.1.3. Teneur en chlorures (Méthode de Mohr révisée par M.J.Bowly (1979) :

Objectif : Le but de cette manipulation est de déterminer la concentration des ions chlorures Cl^- contenus dans un échantillon (par une solution de nitrate d'argent $AgNO_3$) en présence du chromate de potassium K_2CrO_4 comme un indicateur coloré.

Déroulement de l'essai :

- Peser **100g** d'échantillon après étuvage et tamisage à **600 μ m**.
- Ajouter **200 ml** H_2O et faire l'agitation pendant 24h.
- Laisser reposer et filtrer.
- Prendre 25 ml du filtrat, ajouter **2 gouttes** de K_2CrO_4 .
- Titrer à PH neutre avec $AgNO_3$ (**0.02N**).
- Noter V_{AgNO_3} avec l'apparition de couleur rouge brique.



A- La prise de PHinitial.



B- Titrage avec $AgNO_3$.

Figure (IV.4). La procédure à déterminer le dosage des chlorures.

→ La formule de calcul :

$$\text{NaCl}(\%) = 1.64 \cdot \text{Cl}^-$$

$$\text{CaCO}_3(\%) = 0.005672 \cdot \text{V}$$

Résultats de l'analyse chimique :

Tableau (IV.1). Représente les résultats des essais d'analyse chimique d'un échantillon d'argile « Bentonite ».

INSOLUBLES NF P15-461	Creuset + précipité (g)	59.910
	Creuset vide(g)	59.134
	Poids du résidu (g)	0.776
	Insolubles (%)	77.6
SULFATES BS 1377	Creuset + précipité (g)	64.541
	Creuset vide(g)	64.536
	Poids du résidu (g)	5×10^{-3}
	SO ₃ ⁻² (%)	0.17
	SO ₄ ⁻² (%)	0.206
	CaSO ₄ ·2H ₂ O (%)	0.92
CARBONATES NF P15-461	V NaOH (ml)	9
	CaCO ₃ (%)	10
CHLORURES Méthode de Mohr	PH (initial)	10.95
	V AgNO ₃ (moyen)	20.5
	Cl ⁻ (%)	0.12
	NaCl (%)	0.19

Les résultats des essais chimiques obtenus montrent que l'argile analysée comporte 77.6% des insolubles. Ceci reflète qu'une proportion de 20% peut être soluble. Tandis que la teneur en sulfate et en chlorures sont minime c'est-à-dire que la bentonite en question n'est pas agressive.

IV.2.2. Paramètres d'état (limites d'Atterberg) : « Norme NF P94-051, 1993 »

Cette norme destinée à la détermination des deux limites d'Atterberg (limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité du rouleau) s'applique aux sols dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille **400µm**.

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.



A : Détermination de la limite de liquidité à la coupelle.

B : Détermination de la limite de plasticité du rouleau.

Figure (IV.5). Détermination des limites d'Atterberg (A : limite de liquidité, B : limite de plasticité).

Les résultats des limites d'Atterberg :

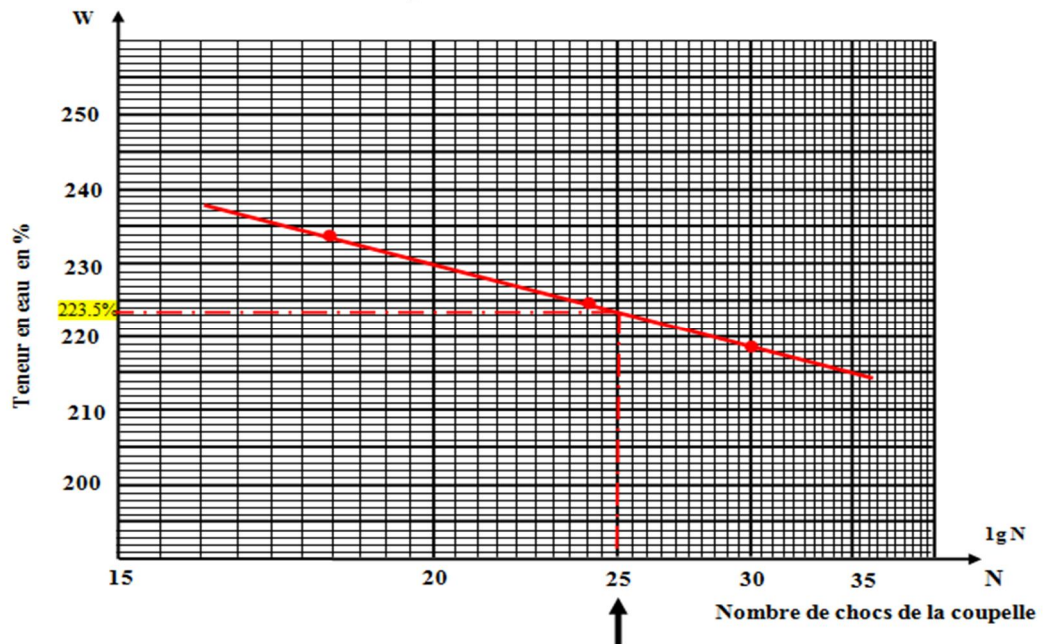


Figure (IV.6). Représente la valeur de limite de liquidité d'un échantillon d'argile « Bentonite ».

La limite de liquidité **WL** est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur **1 cm** des lèvres de la rainure après **25** coups.

La limite de plasticité **WP** est la teneur en eau conventionnellement d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint **3mm**.

Tableau (IV.2). Tableau récapitulatif des résultats des limites d'Atterberg.

Limite de liquidité $W_L = 223.50 \%$	Limite de Plasticité $W_P = 33.68\%$
Indice de plasticité $I_P = W_L - W_P = 189.82 \%$	
$A_c = \frac{I_P}{\% < 2 \mu m}$	
L'activité (Skempton, 1953)	$= 189.82/99.8 = 1.9\%$.

Les valeurs des limites d'Atterberg mettent en évidence la nature très plastique et très fine de la bentonite testée. Ces caractéristiques identifiés l'argile comme sol très plastique et très gonflant.

La nature très fine du sol permet l'adsorption d'une quantité importante d'eau.

IV.2.3. Essai de bleu de Méthylène à la tâche : « Norme NF P18-592, 1980 »

Principe: Les argiles contenues dans un sol ont la propriété de fixer le bleu de méthylène proportionnellement à leurs surfaces spécifiques.

L'essai consiste à déterminer la quantité de particules argileuses présentes dans l'échantillon. Pour cela on utilise du bleu de méthylène, substance adsorbée de préférence par les argiles.

Les résultats concernant le bleu de Méthylène :

L'essai a été effectuée sur une prise d'échantillon $m=2g$, Celle-ci a adsorbé une quantité de bleu de méthylène $B = 50cm^3$.

$$\text{Donc : } VBS = \frac{B}{m} = \frac{50}{2} = 25cm^3/g$$

Surface spécifique totale S.S.T : La surface spécifique totale est la surface des grains solides sur laquelle le bleu de méthylène se fixe est donnée par :

$$SST = VBS \times 21 = 25 \times 21 = 525 cm^2/g.$$

La valeur de bleu de méthylène appui les résultats des limites d'Atterberg. La surface spécifique est correspondante à celle de la famille des montmorillonites. Ce groupe d'argile est reconnu potentiellement gonflant.

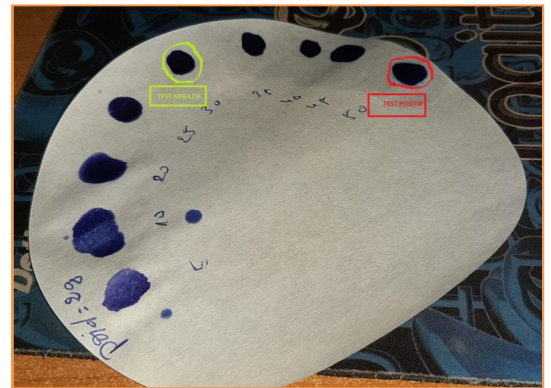


Figure (IV.7). Les taches déposées sur le papier filtre.

IV.2.4. Essai de cisaillement à la boîte : « NF P 94-071-1 »

Objectif: Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante.

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C .

Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles. (Lycée Pierre Caraminot 19300 EGLETONS ; B.T.S TRAVAUX PUBLICS).

Deux essais de cisaillements sont effectués, l'essai consolidé non drainé et l'essai non consolidé non drainé.

L'essai de cisaillement rectiligne consolidé drainé, pour cette argile, n'est réalisable. Ceci car la perméabilité de cette argile est très faible. Cette perméabilité ne permet pas à l'opérateur de réduire la vitesse de cisaillement afin de permettre à l'eau de s'évacuer.

Exécution de l'essai :

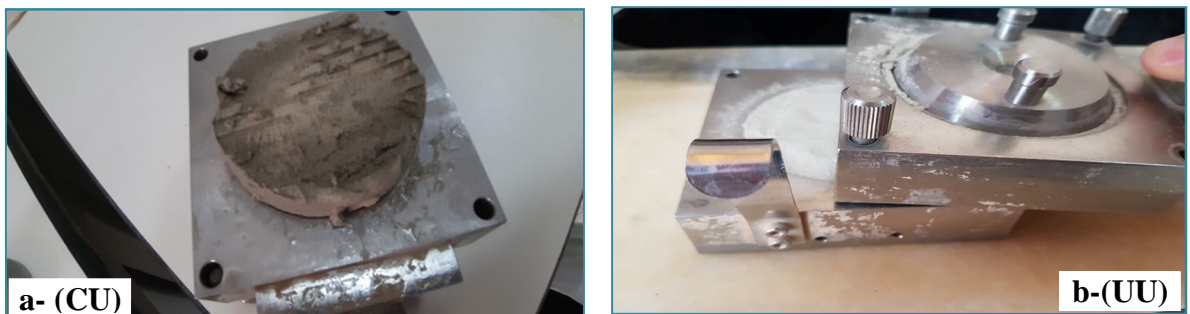


Figure (IV.8). (a et b) représente l'échantillon après le cisaillement.

Les résultats d'essai de cisaillement à la boîte :

- Pour l'essai consolidé drainé (CU):

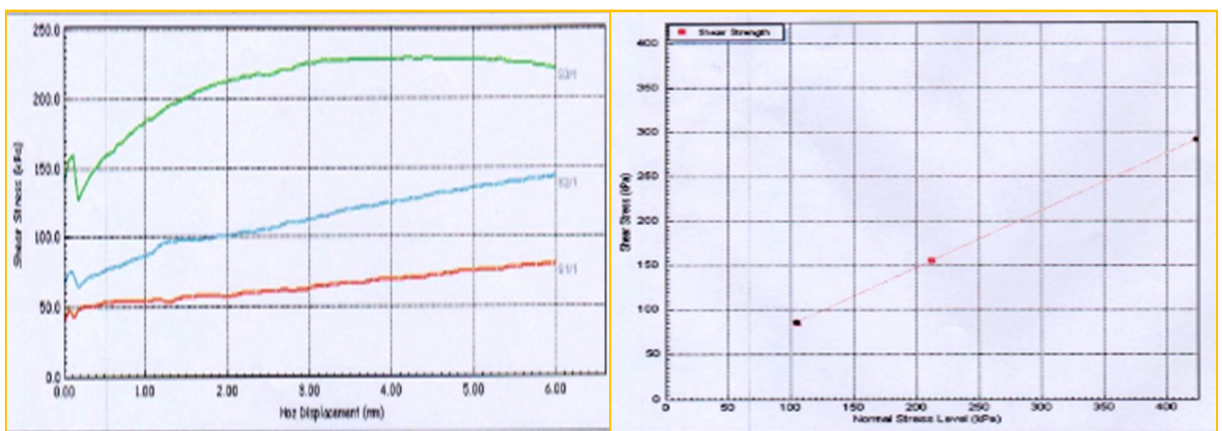


Figure (IV.9). L'essai de cisaillement rectiligne consolidé non drainé.

Tableau (IV.3). Représente les valeurs « C » et « ϕ » d'un échantillon d'argile « Bentonite » Par le cisaillement consolidé non drainé.

La cohésion « C » (KPa)	32.07
Angle de frottement interne « ϕ »	25.00

- **Pour l'essai non consolidé non drainé (non saturé) (UU) :**

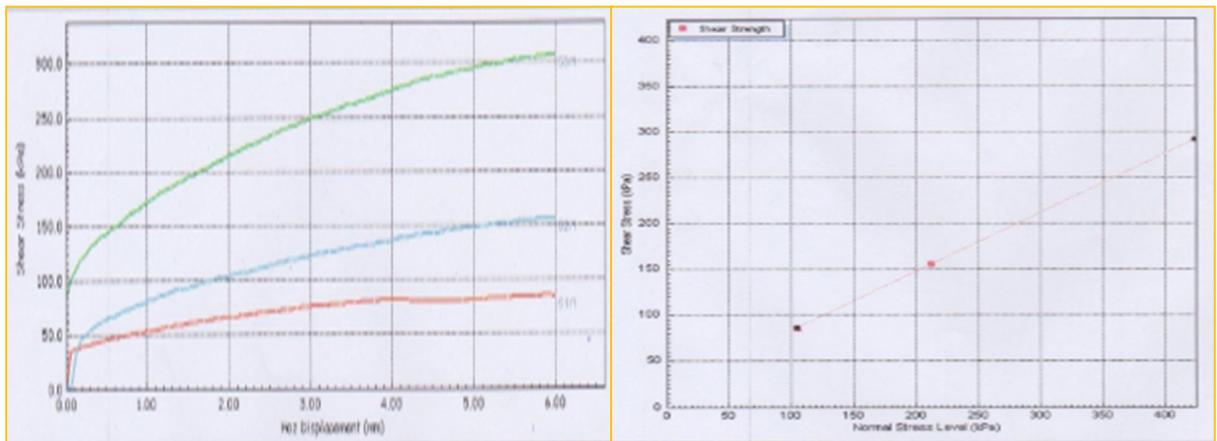


Figure (IV.10). L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé.

Tableau (IV.4). Représente les valeurs « C » et « ϕ » d'un échantillon d'argile « Bentonite » Par le cisaillement non consolidé non drainé.

La cohésion « C » (KPa)	18.64
Angle de frottement interne « ϕ »	32.8

Le déroulement de l'essai et les remarques observées sur les échantillons après cisaillement reflète le non saturation des essais testé. Ceci est dû à la finesse des particules d'argile et à la perméabilité très faible.

IV.3. CONCLUSION :

Les essais d'identifications effectués sur l'argile ont mis en évidence sa nature bentonitique très plastique et potentiellement gonflante. Ce type de sol, en réalité, nécessite un traitement chimique et une amélioration de sa granulométrie en ajoutant un pourcentage de sol grenue afin d'augmenté sa perméabilité et de réduire son potentiel de gonflement.

CHAPITRE V :

« CONCEPTION ET ESSAI SUR PROTOTYPE »

CHAPITRE V : CONCEPTION ET ESSAI SUR PROTOTYPE

V.1.INTRODUCTION :

Dans le domaine des sciences appliquées, la recherche scientifique se base, essentiellement, sur deux méthodes d'investigation.

La méthode numérique, qui se base sur un modèle mathématique qui simule, définit et exprime des relations, des prédictions, des variables, des paramètres, des entités et des relations entre des variables et/ou des entités ou opérations. C'est-à-dire que le modèle repose sur une ou plusieurs lois de comportement. Il sert à analyser les comportements de systèmes complexes dans des situations difficiles à observer dans la réalité.

La méthode expérimentale, qui se base sur un ensemble d'essais expérimentaux sur un prototype. Ce dernier reflète un problème majeur complexe dans un état et des conditions similaires à la réalité mais dans un modèle réduit. Cette méthode est davantage efficace pour comprendre un phénomène complexe et d'établir des lois de comportement mathématique.

Souvent, les chercheurs combinent entre les deux méthodes.

Pour la conception d'un modèle réduit, plusieurs variantes sont étudiées afin de réaliser un prototype englobant les paramètres techniques, géométriques et de résistance. D'après les prototypes présentés dans le chapitre III, des dispositions géométriques, exigées par l'interférence des sollicitations engendrées par les semelles ont été remarquées par exemple **Sireesh S., et al.,(2009)**. Ce prototype doit satisfaire aussi la simulation aux conditions réelles d'un bâtiment.

Le présent chapitre propose un modèle réduit simulant une infrastructure de bâtiment à quatre (04) semelles isolées reposant sur sol gonflant. Ce prototype est réalisé dans le laboratoire Exploitation et Valorisation des Ressources Naturelle en Zone Aride (EVRNZA).

V.2.CONCEPTION DU PROTOTYPE:

Le prototype est constitué d'un bac rempli d'un sol expansif recevant un système de fondations isolées. Le système est surveillé par des caméras de surveillances qui enregistrent le mouvement des semelles.

V.2.1. La Préparation du Bac :

- Le montage d'un bassin rigide et étanche avec une structure en aluminium et des parois en verre solide d'épaisseur 5mm. Les dimensions du bac sont : (100x100x50) cm³. **(Figure V.1.a).**

- Les panneaux de verre sont fixés à la structure en aluminium par assemblages boulonnés toutes en mettant, soigneusement, des joints en caoutchouc et remplir les vides avec du silicone pour assurer une bonne étanchéité (**Figure V.1.b**).
- La disponibilité d'un tube long pour permettre l'alimentation de l'argile en eau (**Figure V.1.c**).
- Préparation d'un serpentín perforé, le long du tube (**Figure V.1.d**), et enrôlé dans un tissu en coton pour éviter le problème de colmatage des trous par les particules fines du matériau (**Figure V.1.e**). Ce serpentín sert à alimenter le sol par l'eau est amorcé le gonflement du sol.

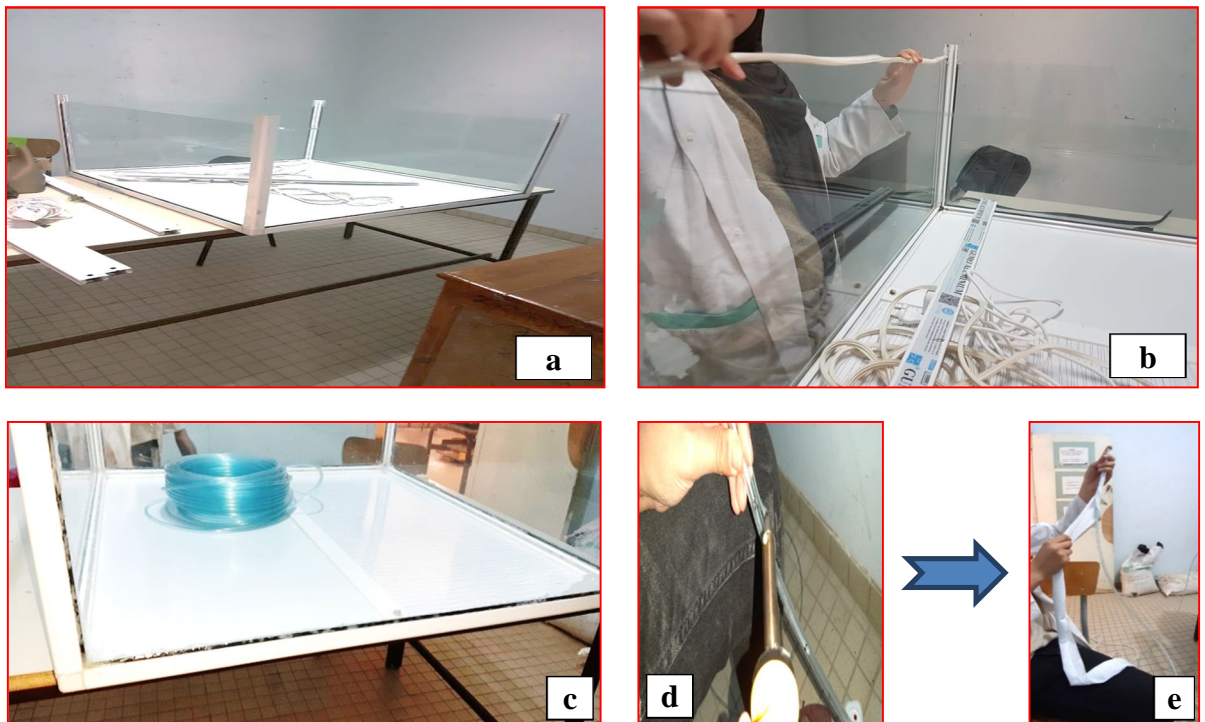


Figure (V.1). Préparation du Bac.

V.2.2. Le Remplissage du Bac :

La mise en place du sol se fait par couche mince d'argile, peu compactées, de 2cm d'épaisseur et d'une masse de 24Kg comme la présente la **figure (V.2.a)**. Les couche sont séparées par un lit fin de sable de dune rouge afin de bien remarquer les déformations produites dans le sol par distinction entre les couleurs comme montre la **figure (V.2.b)**.

La mise en place d'un système d'alimentation en eau et le fixé sur les parois du bac pour assurer la distribution équitable, souhaitée, de l'eau entre les couches (**figure V.2.c**). Le serpentín prend place après chaque trois couche d'argiles.

Les couches d'argile subissent un compactage en utilisant un poids constant pour une durée de 5mu comme illustre la **figure (V.2.d)**.

En fin, dix (10) couche d'argiles sont mises en place par la procédure décrite ci-dessus **figure (V.2.e)**.



Figure (V.2). Remplissage du Bac.

V.2.3. Mise en Place des Accessoires :

Le prototype est équipé d'un dispositif de mesure. Ce dernier doit être fixé afin d'assurer son rôle alloué. Pour cela le modèle est garni d'un système de fixation comme suit :

1. L'utilisation des barres en tube carré (30 × 30) en acier, suffisamment, rigide pour la fixation des comparateurs. Deux tubes ont été fixés, horizontalement et parallèle, sur les parois du bac à l'aide des boulons. Ces tubes sont équipés par des tiges filetées afin de recevoir les comparateurs de mesure.
2. Le système des caméras de surveillance a été placé avec un équipement d'éclairage 24h.

La **figure (V.3)** présente les accessoires de fixation des systèmes de mesure et d'enregistrement.



Figure (V.3). Les outils de fixation des caméras et les comparateurs.

Un protocole de transmission des images, via internet, afin de consulter le déroulement du travail, par un ordinateur ou un Smartphone, depuis n'importe qu'elle endroit a été utilisé. Les caméras sont reliées à un enregistreur vidéo numérique (DVR) pour former un système de surveillance vidéo.

Des essais préliminaires de positionnement des caméras ont été effectués. Deux orientations sont à signaler.

- La première orientation (**figure V.4.a**) consiste à mettre une caméra au milieu de quatre facettes du système de fondation. Ceci permet à la caméra d'enregistrer deux semelles simultanément. Cependant, une image elliptique est obtenue par cette position (**figure V.4.b**).
- La deuxième orientation (figure V.4.c) consiste à mettre une caméra face à une fondation.

Le système adopté est le deuxième positionnement parce que les images obtenues sont plus clair et net et la vision elliptique disparue grasse à la centralisation de la fondation avec l'axe de la lentille de la caméra. Ceci permet une lecture correcte sur les comparateurs (**figure V.4.c**).

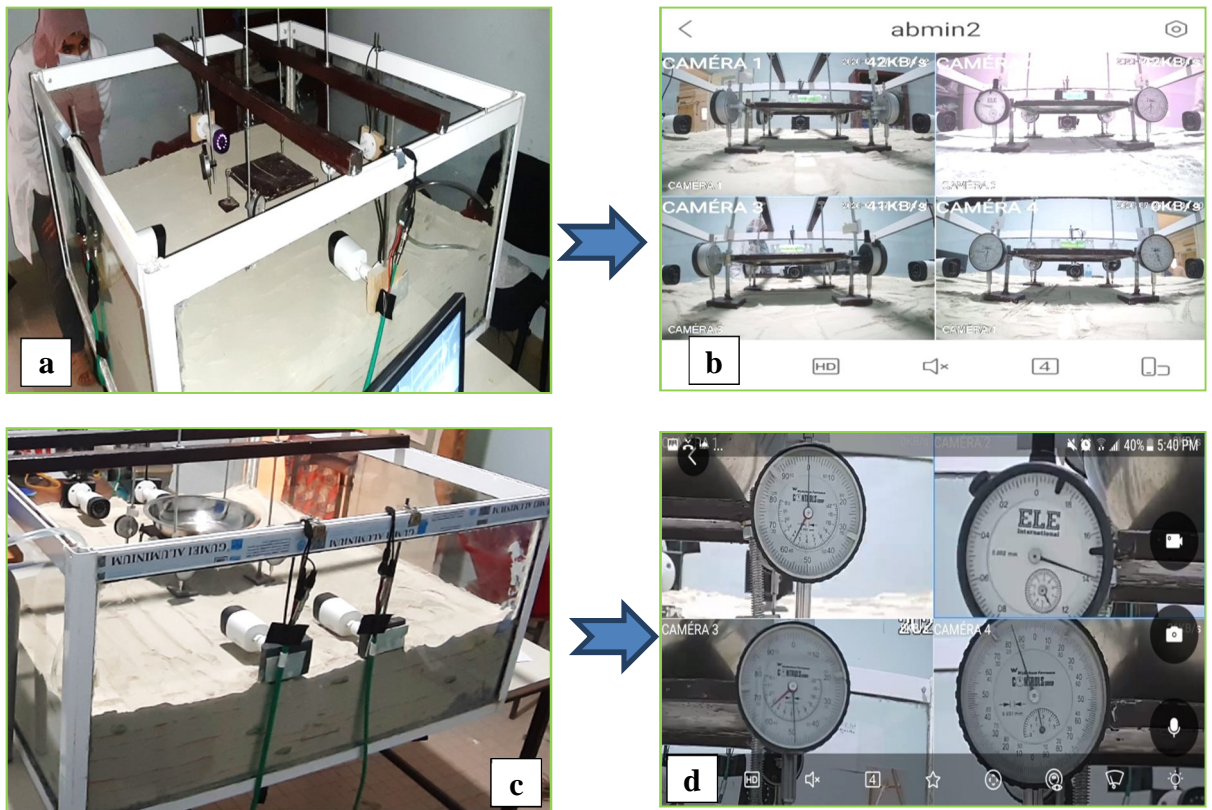


Figure (V.4) : Les dispositions de caméras proposées.

V.2.4. Mise en Place du système de fondation :

Un système de fondation est constitué de quatre semelles isolées carrées de dimensions $(5 \times 5 \times 1) \text{ cm}^3$, celle-ci est simulée à une semelle de dimensions réelle $(1 \times 1 \times 0.2) \text{ m}^3$.

Les semelles sont regroupées pas longrines en fer carré assez rigide. La distance entre axe est de 20 cm. Cette infrastructure est simulée à une infrastructure de dimensions réelle $(4 \times 4 \times 1) \text{ m}^3$, et à des semelles de dimensions $(1 \times 1 \times 0.2) \text{ m}^3$.

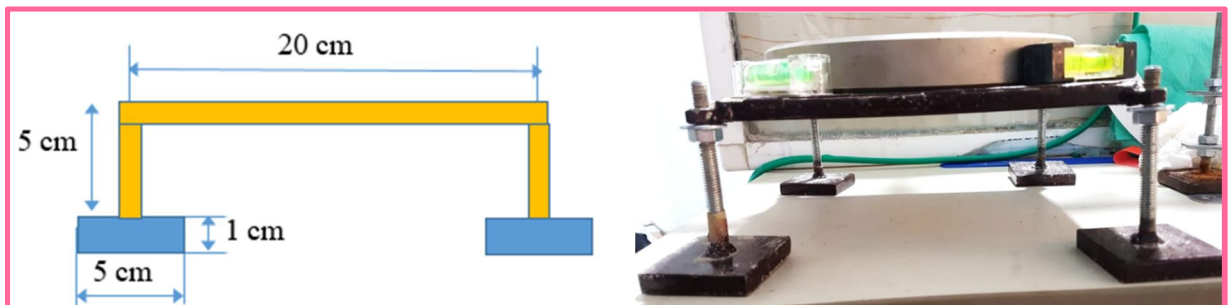
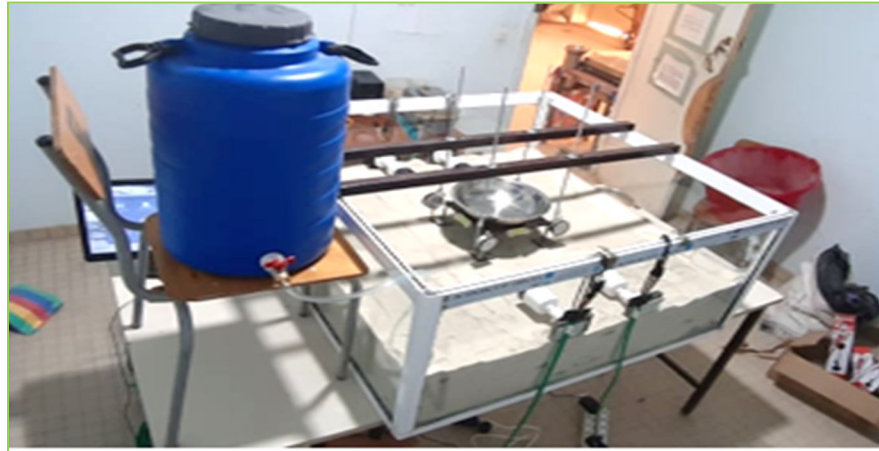


Figure (V.5). Système de fondation du modèle réduit

La mise en place des fondations en acier rigide carrées $(5 \times 5) \text{ cm}^2$ au centre du Bac avec les comparateurs dont chaque fondation a un comparateur pour mesurer les

phénomènes qui se produisent, les caméras sont reliées avec l'ordinateur. La figure (V.6) montre la disposition finale du modèle réduit.



.Figure (V.6).La disposition finale du modèle réduit.

V.2.5. Justification du Prototype :

La conception du prototype repose sur des critères géométriques et des hypothèses comme suit :

1. Le système de fondation est assez rigide, aucune déformation du système n'est envisagée.
2. Le sol est une bentonite broyer de particules très fine ($D < 80 \mu\text{m}$). Celle-ci est mise en place soigneusement. Ceci conduira à un sol homogène.
3. Un serpentín d'arrosage est mis à des distances égales dans l'objectif d'assurer une distribution d'eau égale.
4. Les constituants du bac sont, ainsi, assez rigide, ils ne subissent aucunes déformations durant l'essai.
5. Les parois sont éloignées des fondations, pas de d'interférence ou de reflet de chargement car le model de **Sireesh S., et al., (2009)** ont utilisés un réservoir de dimension six fois le diamètre de ($6 \times D$) dans les deux sens. **Donc pour le présent cas ; $6 \times D = 6 \times 5 = 30\text{cm}$.**

L'espacement entre une paroi et une semelle et de 40 cm. Donc c'est vérifier.

6. Le massif est considéré semi infiniment.

Selon Newmark-Steinbrenner (1936) : un massif est considéré semi infiniment si son épaisseur H est supérieure à $L+2B$. (**Ali Bouafia (2018)**).

$$L = 5 \text{ cm et } B = 5 \text{ cm} \Rightarrow 3 \times 5 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

V.3. ESSAIS SUR PROTOTYPE :

Avant d'entamer la mise en place des fondations et le suivi de l'essai, une préparation et vérification du bac sont effectuées tels que le nettoyage des comparateurs des poussières, nivèlement du sol ainsi la mesure de la masse volumique du sol par échantillonnage.

V. 3.1. Mesure de la Densité du sol :

- Détermination de la densité sèche par carotteuse :

*Profondeur total de carotteuse : **22.215 cm.**

*profondeur vide : **9.4 cm.**

*profondeur d'échantillon : **12.815 cm.**

*volume : $\frac{3.14 \times D^2}{4} \times 12.815 \rightarrow V = 160.9564 \text{ cm}^3.$

$M_{\text{vide}} = 206.2 \text{ g.}$ et $M_{\text{complet}} = 392.7 \text{ g.} \rightarrow M_{\text{échantillon}} = 392.7 - 206.2 = 186.5 \text{ g.}$

$$\gamma_d = \frac{M_{\text{échantillon}}}{V} = \frac{186.5}{160.9564} = 1.158 \text{ g/cm}^3$$



Figure (V.7). Détermination de γ_d par carotteuse.

- Détermination de la densité sèche par le volume total du matériau :

$$M_{\text{totale d'argile}} = 24 \times 10 = 240 \text{ Kg} = 240 \times 10^3 \text{ g.}$$

$$V_{\text{argiles}} = 100 \times 100 \times 20 = 200000 \text{ cm}^3.$$

$$\rightarrow \gamma_d = \frac{M_{\text{totale d'argile}}}{V_{\text{argiles}}} = \frac{240 \times 10^3}{200000} = 1.2 \text{ g/cm}^3.$$

V. 3.2. Calcul de la Capacité Portante du Sol sous une Semelle Isolée :

Les résultats obtenus de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrand (UU) sont comme suit : $C = 18.64 \text{ KPa}$ et $\varphi = 32.8^\circ$

$$\varphi = 32.8^\circ \longrightarrow \begin{cases} N_\gamma = 28.94 \\ N_D = 22.68 \\ N_C = 34.94 \end{cases}$$

$$C = 18.64 \text{ KPa.}$$

$$L = B = 5 \text{ cm} = 0.05 \text{ m;}$$

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 0 \quad \text{et} \quad \gamma_2 = 1.158 \text{ g/cm}^3 = 11.58 \text{ KN/m}^3 \\ S_\gamma &= 1 - 0.4 = 0.6 \\ S_D &= S_C = 1.65 \\ D &= 0, F_s = 3 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{1}{F_s} (0.5 \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot S_D \cdot N_D + C \cdot N_C \cdot S_C) = 359.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \approx 3.6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$5 \times 5 = 25 \text{ cm}^2.$$

$$3.6 \times 25 = 90 \text{ kg} \quad (\text{Pour une semelle}) \rightarrow 90 \times 4 = 360 \text{ kg} \quad (\text{pour les 4 semelles}).$$

$$4 \text{ m} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m} \rightarrow 5 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m}^2 \rightarrow 25 \text{ cm}^2$$

$$90 \text{ kg} \rightarrow \frac{1}{10} \times 90 = 0.9 \text{ kg} \quad (\text{Pour une semelle}) \rightarrow 0.9 \times 4 = 3.6 \text{ kg} \quad (\text{pour les 4 semelles}).$$

V. 3.3. Déroulement et description de l'essai :

- Le déroulement de l'essai était par la mise en place de la structure sur sol gonflant sous son poids propre. Puis, par l'ajout progressif d'un poids de **1kg** (figure V.8). La semelle subisse un tassement. Après stabilisation, une charge additionnelle d'un kilogramme (**1 kg**) est mise en place.

Les tassements sont enregistrés, après la stabilisation des lectures, on alimente par l'eau.



Figure (V.8).L'ajout du poids aux fondations.

- Après le début d'alimentation de système par l'eau, la propagation de l'eau entre les couches est visiblement remarquée, les mesures sont prises par les comparateurs et enregistrés par les caméras reliées à l'ordinateur. Les caméras sont réglées à prendre 2 photos par seconde.

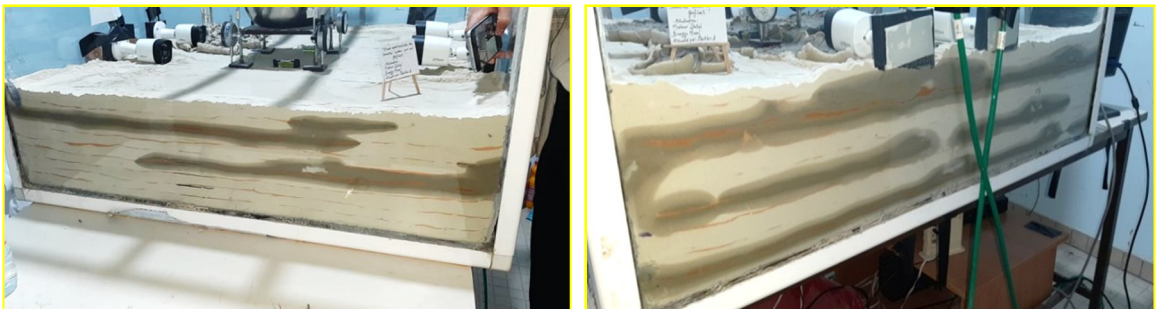


Figure (V.9) : La propagation d'eau à travers les couches d'argiles.

L'alimentation en eau a rapidement provoquée des phénomènes remarquables.

Just après environ une demi-heure (30 mu), des fissures sur la surface du sol sont, nettement, remarquables. La figure (V.10) montre apparition de fissure. Ceci, peut-être, est dû à un réarrangement des particules de sol. L'eau à provoquer un tassement excessif et immédiat.



Figure (V.10).Apparition de fissures à la surface de la couche argileuse.

Lorsqu'une fissure apparaît, le processus initié peut créer d'autres fissures qui vont se développer entre les premières, tout en s'élargissant au cours du temps.

Hallaire (1984, 1988) a étudié la fissuration d'un sol argileux in situ et au laboratoire. Les résultats mettent en évidence deux phases de fissuration du sol au cours du retrait.

Dans la première phase : l'épaisseur des fissures augmente, il en résulte alors un réseau dense de fissures fines.

La seconde phase : referme une partie de ces fissures fines et continue d'accroître l'épaisseur des fissures résiduelle, il en résulte alors un réseau plus lâche de fissures larges.

(AMMOUR.A , BOUHANNA.B.,2016).

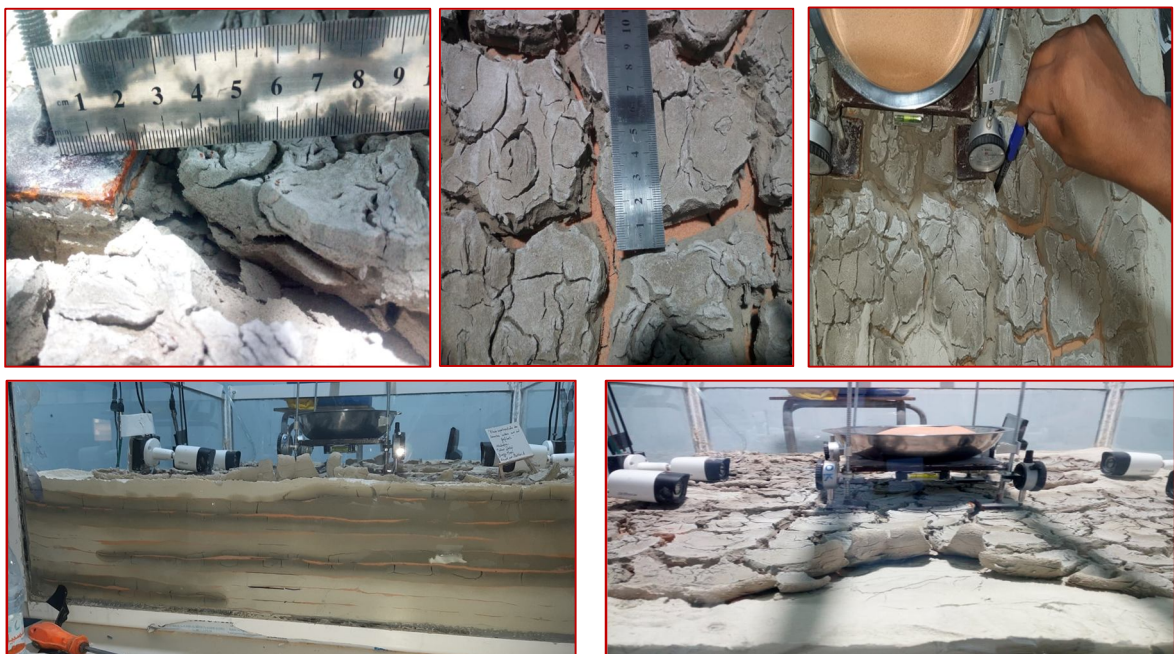


Figure (V.11).Formation des fissures de 1 à 2 cm d'épaisseur sur la surface et en profondeur.

Le contacte eau sol à la surface a fait perdu portance et les semelles ont commencées à s'enfoncées dans le sol (figure V.12).

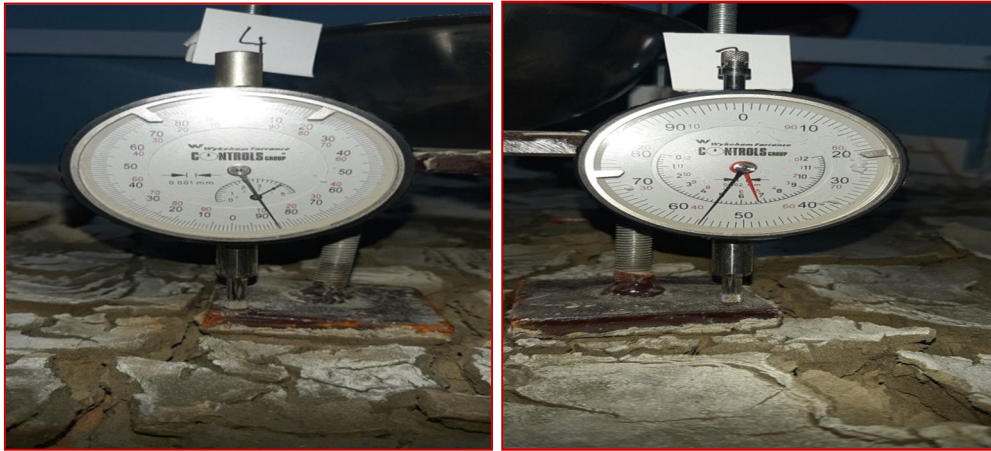


Figure (V.12) : L'effondrement des semelles due au gonflement du sol argileux.

V.4.INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS :

En premier lieu, les lectures sur les enregistrements seront notées dans un tableau. Deux types de courbes sont présentés ci-dessous. Des courbes représentatives reliant l'indice des vides en fonction de la contrainte. Et une autre représentation de l'indice des vides en fonction du temps.

$h_o = 20$ cm (substratum, la hauteur initiale.).

Δh : les lectures pour chaque comparateur lié à une semelle connue.

$$h = h_o - \Delta h$$

$$e_o = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{2.6}{1.158} - 1 = 1.2452. (e_o : \text{l'indice des vides initiale}).$$

$$\Delta e = \frac{1+e_o}{h_o} \times \Delta h$$

$$e = e_o - \Delta e.$$

Pour préciser la question, on est amené à étudier la relation expérimentale entre les contraintes appliquées (σ) et l'indice des vides (e). La courbe $e = f(\sigma)$ pour chaque semelle sera tracé, ils sont similaires au diagramme de l'essai œdométrique.

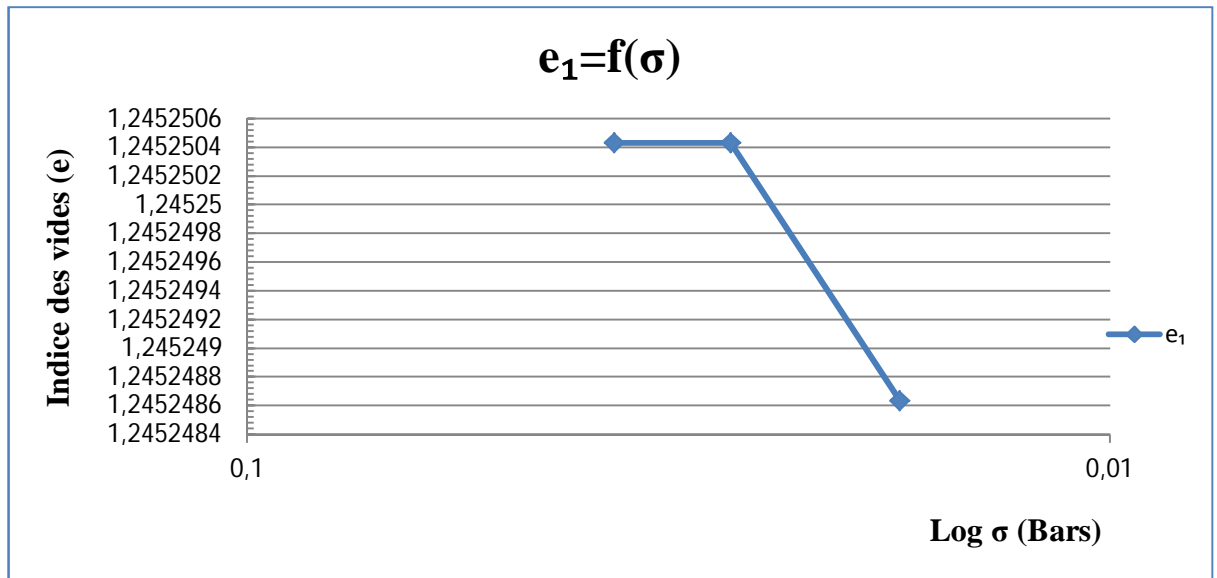


Figure (V.13). Courbe d'indice des vides par rapport aux contraintes de semelle N°=1.

Lecture analytique : Le diagramme (e_1 -Log σ) a une forme caractéristique et simple, la stabilité d'indice des vides à une valeur initiale max e_0 avec le poids propre des fondations, il exprime ensuite la diminution de l'indice des vides avec le premier chargement et le deuxième chargement qui donne les contraintes appliqués, vu que le sol n'est pas saturé.

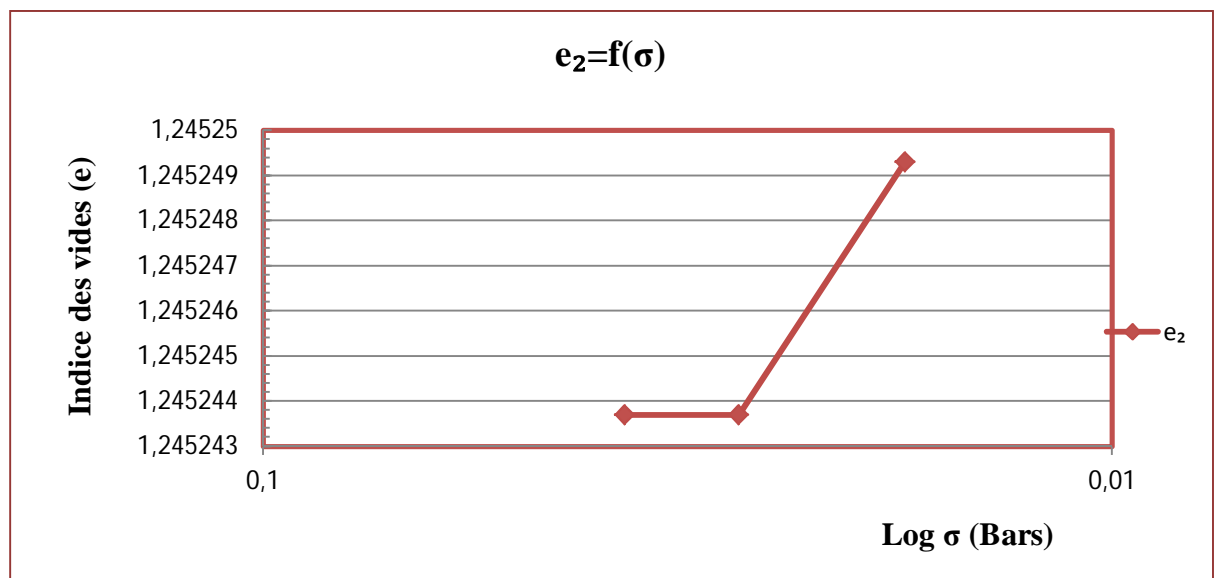


Figure (V.14). Courbe d'indice des vides par rapport aux contraintes de semelle N°=2.

Lecture analytique : Le diagramme (e_2 -Log σ) a une forme simple, il exprime l'augmentation de l'indice des vides en fonction des contraintes appliqués. Avec le premier

chargement et le deuxième chargement qui donne les contraintes appliqués, vu que le sol n'est pas saturé.

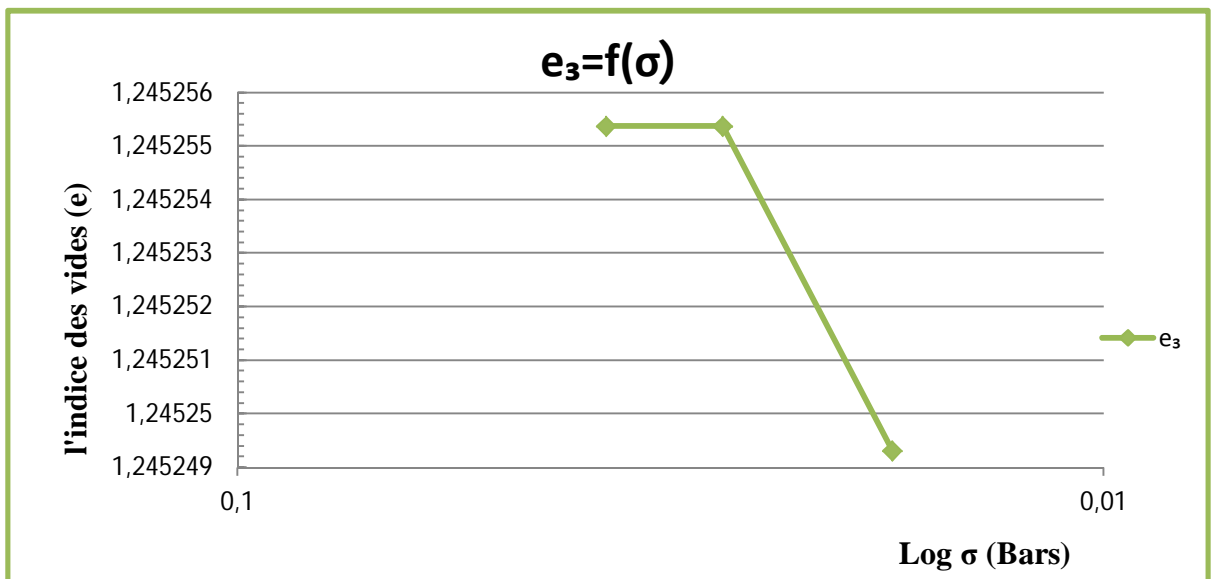


Figure (V.15). Courbe d'indice des vides par rapport aux contraintes de semelle N°=3.

Lecture analytique : Le diagramme (e_3 -Log σ) a une forme caractéristique et simple, la stabilité d'indice des vides à une valeur initiale max e_0 avec le poids propre des fondations, il exprime ensuite un déclin continu de l'indice des vides avec l'augmentation des contraintes appliqués, vu que le sol n'est pas saturé.

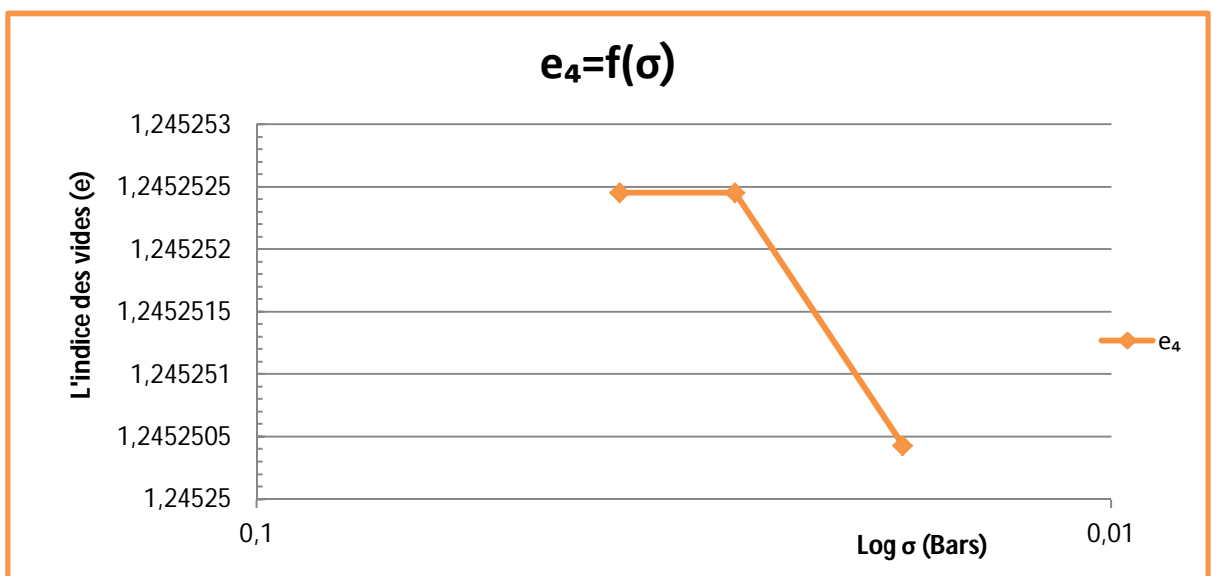


Figure (V.16). Courbe d'indice des vides par rapport aux contraintes de semelle N°=4.

Lecture analytique : Le diagramme (e_4 -Log σ) a une forme caractéristique et simple, la stabilité d'indice des vides à une valeur initiale max e_0 avec le poids propre des fondations,

il exprime ensuite la diminution rapide de l'indice des vides avec le premier chargement et le deuxième chargement qui donne les contraintes appliqués, vu que le sol n'est pas saturé.

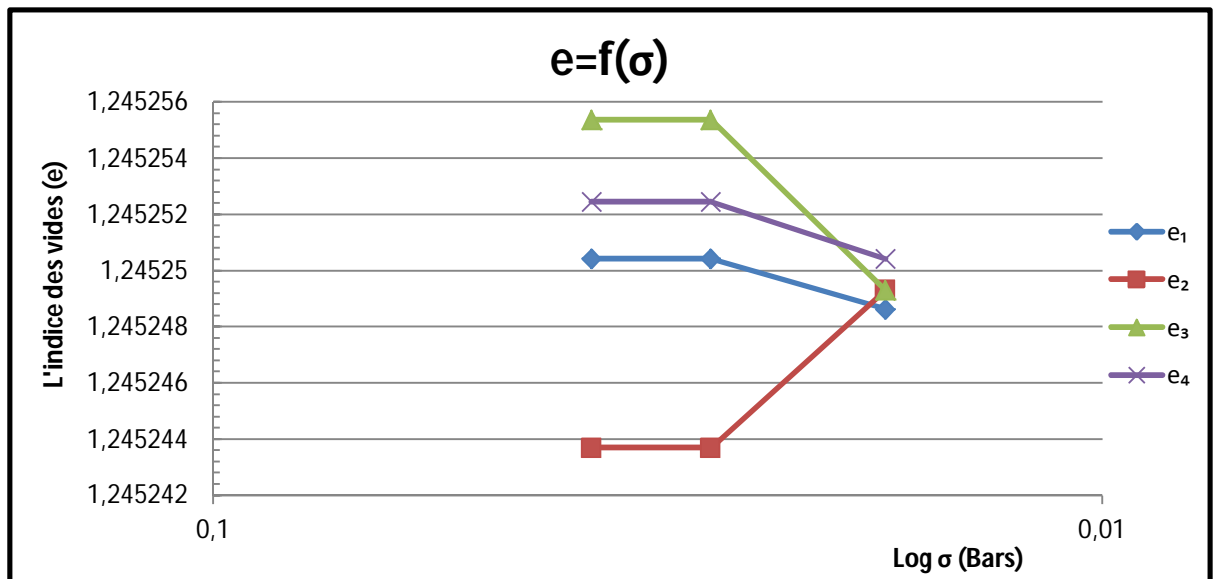


Figure (V.17). La superposition des courbes des 4 semelles d'indice des vides par rapport aux contraintes.

Lecture analytique : la figure (V.17) montre que le tassement des semelles sous une charge identique et des conditions identiques n'est pas similaire. Dans l'état sec non saturé, les diagrammes de superposition des courbes montrent que la semelle N°=3 tasse plus que les autres (1 et 2), vu que la déformabilité du sol diminuait significativement avec l'augmentation de la contrainte, alors que la semelle 2 est la seule qui a eu un comportement opposé, ça peut être expliqué qu'elle était influencée par le comportement globale des autres semelles.

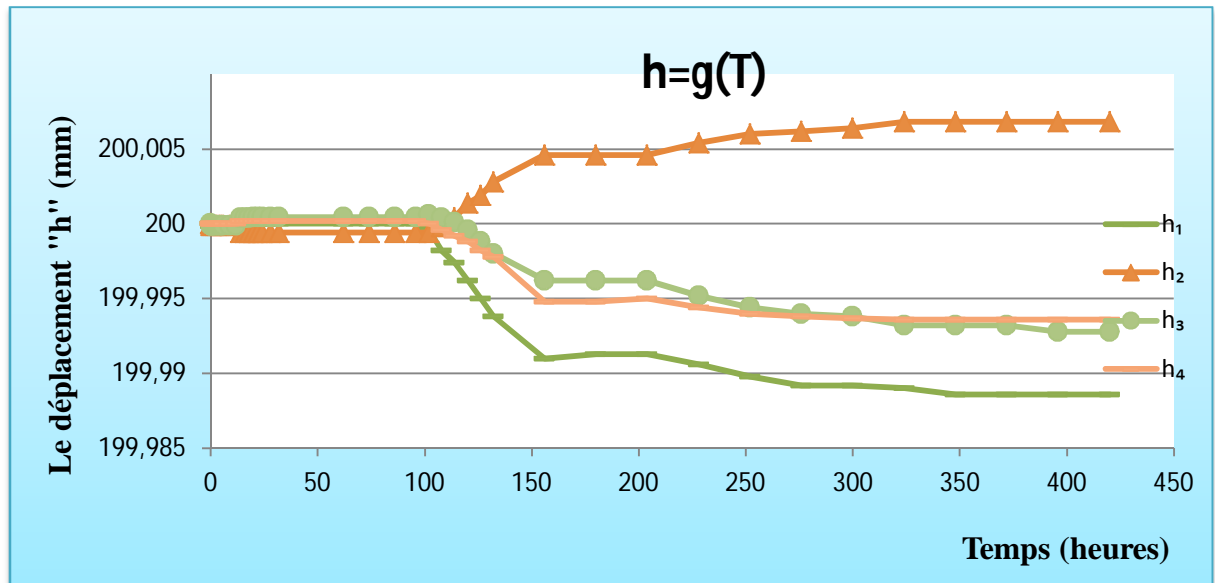


Figure (V.18).Le déplacement des semelles par rapport aux temps.

Lecture analytique : avant d'alimenter le système avec l'eau, le déplacement des semelles arrive à un état stable avec le poids propre des fondations et constate un petit degré de déplacement pour les 04 semelles donc elles ayant le même comportement à l'état sec du sol.

Après l'alimentation en eau et l'argile devient à la saturation, d'après les lectures ; les semelles 1,3 et 4 enregistrent un tassement (diminution de h en mm) par contre la semelle 2 ayant un comportement opposé, elle a subi un gonflement continu et évident tant que l'alimentation en eau est en cours.

La vitesse des déformations après 100h devient rapide et risque d'endommager les dispositifs de mesure (comparateur).

L'étude des résultats nécessite un temps additionnel afin d'exploiter les enregistrements dans une analyse d'image.

V.5.CONCLUSION :

Dans ce chapitre, l'étude expérimentale comporte deux phases, la 1ère phase est menée dans un état de sol sec, le système de fondation est mis en place et les déformations de sol instantané sont enregistrés, des fissures longitudinales sur le long du bac ont été visiblement remarqués (**Figure (V.10)**), ces fissures sont dues à la propagation des contraintes des fondations ce qui a engendré un tassement différentielle. La 2ème phase c'est l'alimentation de sol par l'eau dans différents niveaux, les tassements différentiels entre les fondations ont commencés à se manifester. Les résultats montrent explicitement la différence entre les mouvements des sous sols des fondations, les déformations sont rapides.

L'évolution des tassements (la diminution des vides dans le sol) dans le temps par rapport à l'augmentation de contrainte totale sont présentés dans les graphs ci-dessus.

L'alimentation en eau des sols argileux « bentonite » a un effet évidence pour le gonflement rapide et l'effondrement total des fondations installées sur ce sol a partir d'apparition des fissures primaires sur la surface passant aux fissures secondaires à la profondeur.

La présente étude met en évidence le comportement différent des semelles isolées sur sol gonflant. Ceci car la distribution de l'eau dans le sol est aléatoire (n'est pas homogène). Les argiles agissent avec l'eau d'une manière pas tout à fait maîtrisé. Celle-ci nécessite d'autres recherches plus approfondies.

CONCLUSION GENERALE

Sous le nom de sols gonflants, on regroupe des sols comportant des argiles, les sols gonflants existent dans plusieurs régions de l'Algérie telles qu'Illizi, In-Aména, Maghnia, Bordj Omar Driss, Sidi Aissa, l'Oranie et Tlemcen. Ceux de Maghnia et d'In-Aména ont une structure plus sensible et sont réputés pour être à haut potentiel de gonflement. Sa réaction « spontanée » aux variations de teneur en eau a des conséquences visibles sur le comportement des constructions.

Ce mémoire de recherche vise à obtenir une meilleure définition et compréhension sur le comportement des semelles isolées sur les sols gonflants, quelques résultats expérimentaux obtenus montrent que ce type de sol est très plastique, et potentiellement gonflant en présence d'eau, comme il est compressible, les semelles influencées par le comportement d'argile sont sujettes au soulèvement/tassement, donc elles sont dans un cas d'instabilité et les structures subissent des dégradations plus ou moins importantes.

L'idée d'utilisation d'un modèle réduit pour l'étude du problème de tassement/gonflement du sol vient d'une vision d'où aucun modèle mathématique ne tient compte du comportement du sol gonflant et de la variation volumique des particules du sol.

NATALIYA DOLZHENKO (2002) présente deux fonctions principales d'un modèle réduit:

- La première fonction est celle qui permet de prévoir directement le comportement du prototype. Afin de réaliser cette fonction, il est nécessaire que le sol constitutif du modèle soit bien représenté par le sol du prototype et que les principales conditions de similitude soient respectées.
- Le modèle réduit est un support expérimental destiné à vérifier :
 - a) les hypothèses de comportement du sol, et donc les lois de comportement et les méthodes de calcul.
 - b) mettre en évidence les mécanismes de comportement du sol.
 - c) suggérer de nouvelles approches.

Le modèle réduit présenté dans la présente étude a montré plusieurs signes positifs. Les résultats sont en cours d'étude. Le système d'enregistrement permet d'entamer une étude d'image, néanmoins, il faut multiplier le nombre des caméras afin d'enregistrer le mouvement des fondations.

CONCLUSION GENERALE

Les résultats obtenus dans le présent mémoire montrent que les fondations ont subi un mouvement différent. Des tassements différentiels de l'ordre de 4 mm. Le déroulement de l'essai a été interrompu car un comparateur a cessé de fonctionner.

Généralement, l'étude menée sur le prototype confirme les hypothèses proposées.

LISTE DES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

-AFNOR, « Norme française sol : reconnaissance et essais » :

1. BS 1377 : La teneur en sulfates
2. NFP 15-461 : insolubles et dosage des carbonates.
3. NF P18-592 : Détermination de valeur de bleu méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche.
4. NFP 94-051 : Détermination des limites d'Atterberg la limite de liquidité la coupelle – limite de plasticité au rouleau.
5. NF P 94-071-1 : de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante.
6. Ammour A., bouhanna B. (2016) - contribution a l'étude de la fissuration des argiles- Thèse MASTERE ANNÉE 2016 Université Aboubekr Belkaid Telmcen.
7. Bahar R., Kaoua F. et Melbouci B., (2003) Sols et fondation, Groupement Économique de Contrôle Technique de la Construction (GECOTEC), Groupement des CTC.
8. BENMOUSSA SAMIR (2006) - Analyse 3d de la capacite portante d'une
9. Fondation superficielle reposant sur un bicouche- Thèse MAGISTER ANNÉE 2006 Université de Batna.
10. Berthaud, Y, et al. 2013. Aide-mémoire de mécanique des sols. Paris, France : DUNOD, 2013. 978-2-10-059354-5.
11. Caillère S., Henin S. (1982) Minéralogie des argiles, 2ème Edition Masson, Paris.
12. Charles, Lucian. 2008. Geotechnical Aspects of Building on Expansive soils in Kibaha, Tanzania. Thèse de doctorat. Stockholm, Sweden, 2008.
13. Chelghoum Nouredine (2006), calcul et conception des fondations, publications de l'université badji mokhtar-annaba.
14. ES Boek, PV Coveney, NT Skipper 1995, Monte Carlo molecular modeling studies of hydrated Li-, Na-, and K-smectites: Understanding the role of potassium as a clay swelling inhibitor, Journal of the American Chemical Society 117 (50), 12608-12617
15. Frank R., (1999), Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées

Liste Des Références Bibliographiques

16. Gonflants de la région d'In-Aménas par ajouts des liants hydrauliques (Chaux et
17. Ciment) Thèse d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil OPTION :
18. Constructions Civiles et Industrielles (CCI) Université Kasdi Merbah Ouargla
19. EJJAAOUANI, Houssine (2008) -Interactions des fondations et des sols gonflants : pathologie, calculs et études expérimentales-Thèse de doctorat. France : L'école nationale des ponts et chaussées, Champs-sur-Marne, 2008.
20. Hallaire, V., 1988. La fissuration d'un sol argileux au cours du dessèchement. I Description in situ. *Agronomie*, 8,2, 139-145.
21. HARRAT Mohamed (2007) - Contribution à l'amélioration du procédé de fabrication
22. De la céramique Etude sur site : unité Maghreb céramique de Touggourt Thèse pour
23. L'obtention du diplôme de MAGISTER Spécialité : Génie des Procédés Option : Génie
24. Chimique - Université Kasdi Merbah Ouargla
25. Julie Lovisa, Sanjay Kumar Shukla, Nagaratnam Sivakugan (2010) - Behaviour of prestressed geotextile-reinforced sand bed supporting a loaded circular footing- *Geotextiles and Geomembranes* 28 (2010) 23–32
26. LAKOUARA (2010) - Analyse numérique du comportement d'une semelle
27. Reposant sur un sable renforcé par des géogrilles Supportée par une couche d'argile molle- Thèse pour L'obtention du Diplôme de Magistère ANNÉE 2010 Université de Batna
28. Meyerhof G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 102 (ASCE# 11962), p. 195-228. USA.
29. Mohammed Y. Fattah, Aysar H.S. Al-Lami, Behavior and characteristics of compacted expansive unsaturated bentonite-sand mixture, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 8 (2016) 629-639
30. Mouroux P., Margron P. et Pint J.C., (1988), La construction économique sur sols
31. Gonflants, Manuels et méthodes n°14. B.R.G.M., Orléans.
32. NEDJAH A., RAOUF Et DJOUDI ABDELKRIM (2015) -stabilisation des
33. Sols gonflants par ajout des liants hydrauliques - Thèse pour L'obtention du Diplôme de Master ANNÉE 2015 Université kasdi merbah ouargla

Liste Des Références Bibliographiques

34. Prandtl, L., 1920. Über die Härte plastischer Körper. In Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse.
35. Rekkab m., laouedj y (2019) - Dimensionnement d'un système de fondation sur sols expansifs - Thèse pour l'obtention du Diplôme de Master ANNÉE 2019 Université aboubekr belkaid telmcen.
36. Saifi Insaf (2017) - Contribution à l'évaluation de la portance non-drainée des fondations circulaires et annulaires par approche numérique-Thèse présentée en vue de l'obtention Du diplôme de Doctorat en Génie Civil ANNÉE 2017 : Université de Biskra.
37. S. Sireesh, T.G. Sitharam, Sujit Kumar Dash 2009, Bearing capacity of circular footing on geocell-sand mattress overlying clay bed with void, Geotextiles and Geomembranes 27 (2009) 89–98
38. Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics, New York: John Wiley and Sons, INC.
39. P. Vinod, Ajitha B. Bhaskar, S. Sreehari(2009)- Behaviour of a square model footing on loose sand reinforced with braided coir rope- Geotextiles and Geomembranes 27 (2009) 464–474
40. Van Der Waals, J D, Continuity of Gas and Liquid Data, 1st edition, Leipzig, p 168, 1881
41. ZENKHRI Abderrezak (2009) - Solutions de construction sur sol potentiellement
42. Gonflant-Application à la région d'In-Aménas Thèse MAGISTER ANNÉE 2009/2010
43. Ziani, Hanane et Ouazzani, Fatima Zohra. 2016. Etude de l'absorption du cuivre (II) sur les argiles de Maghnia et de Saida. Mémoire de fin d'étude master. Saida, Algérie : Université Dr. Moulay Tahar, 2016.
44. ZOUAID A., BENROUINA K (2017) - étude pratique des fondations sur sol gonflant-Thèse MASTERE ANNÉE 2017 Université Kasdi Merbah Ouargla.