



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة غرداية

N° d'enregistrement

Université de Ghardaïa

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

قسم الري والهندسة المدنية

Département Hydraulique et Génie Civil

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master

Domaine: ST

Filière: Gini Civil

Spécialité: Structure

### Thème

*EVALUATION DES TASSEMENTS SOUS FONDATION  
SUPERFICIELLES, A PARTIR DES ESSAIS IN SITU ET EN  
LABORATOIRE : EXEMPLE D'UN SOL SABLE LIMONEUX*

Déposé le : 17/06/2021

Par

**Ben Oudina Imane & Dahou Asma**

Par le jury composé de :

DAHEUR EL HADJ GUESMIA	MCB	Univ Ghardaia	Evaluateur
Demdoum M	DOCTEUR	Univ Ghardaia	Evaluateur
Amieur Abdenacer	Directeur Technique	L.T.P.Sud Ghardaia	Encadreur

*Année universitaire : 2020/2021*

## *Remerciement*

*Nous remercions Dieu de nous avoir donné le savoir la volonté surtout la patience pour réaliser ce modeste travail. Nous tenons aussi à exprimer notre profonde gratitude à Mr. AMIEUR Abdenacer avoir accepté de nous encadrer pour l'élaboration et le suivi de ce travail.*

*Nous tenons à remercier sincèrement tout le personnel de l'entreprise LTPS pour tous les moyens qu'elle a mis à notre disposition pour que nous puissions effectuer notre mémoire dans les meilleures conditions.*

*Nos reconnaissances et gratitudes à tous nos enseignants qui nous ont conduits à atteindre ce niveau. Sans oublier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation dans cette université.*

## ∞ Dédicace ∞

*Je ne cesserai de dire que la science représente l'investissement éternel, elle est un rempart contre l'ignorance et une essence à travers laquelle les peuples y puisent leurs énergies.*

*Lue ce modeste travail puisse être une entité dans ce monde qu'on appelle "Savoir", et une récompense d'un long labeur fait de sacrifices et de peines.*

*Ma pensée va plus particulièrement à ma mère qui a consenti à sacrifier toute sa vie pour me voir grandir et finir mes études, à mon père qui a fait preuve de patience et à qui je dois beaucoup dans l'instruction que j'ai reçu, ainsi à mes sœurs soumaia, yahaia, zakaria, mouhamed, kouloude qui m'ont soutenues et pour leurs patiences dans ce confinement malgré ma nervosité, et mes copines qui m'ont tout le temps encouragé et la réalisation de ce mémoire.*

*Ce travail je le dédie à ma famille DAHOU, et à toute les personnes qui m'encouragé. A mes chers enseignants sans exception. A tous les étudiants de GENIE Civil A ma promo, je vous souhaite 2021 ans Saida.*

*Et pour finir je dirai :*

*Et lorsque vous travaillez avec amour, vous vous liez à vous-même et à dieu.*

*DAHOU Asma*

## ∞ Dédicace ∞

*Je dédie ce modeste travail à :*

*- Mes très chers parents, ceux grâce à qui j'ai pu atteindre ce niveau et ceux à qui je dois beaucoup de respect. Aujourd'hui, c'est autant un plaisir qu'un devoir pour moi de vous remercier pour votre amour, votre grande patience et vos sacrifices.*

*-Mes frères, Abd Imalek, Ayman*

*- Mes sœurs, Sarah*

*- Tous mes amis et tous ceux qui me sont chers.*

*- Toute la promos Génie civil 2020/2021.*

*- Tous ceux qui me connaissent.*

*BEN OUDMA Imane*

## **Résumé**

Plusieurs dégâts dans la construction sont liés au phénomène de tassement du sol sous les fondations, ceci est généralement causé par une mauvaise prise en charge de ce phénomène géotechnique par les ingénieurs qui devient plus en plus compliqué dans les sols fins tels que les argiles et limons.

L'estimation des tassements sous les fondations superficielles est basée sur les caractéristiques du sol déterminées in situ ou en laboratoire notamment les essais de compressibilité à l'odomètre et les sondages pressiométriques.

Une bonne maîtrise de calcul des tassements permet d'adopter les meilleurs systèmes de fondations et prédire les déformations dans le sol causées par les charges transmises par la structure.

**Mots clés** : construction, tassement, fondations superficielle, sols fins, odomètre.

## **Abstract**

Several damages in construction are linked to the phenomenon of soil compaction Under the foundations, this is generally caused by poor management of this geotechnical phenomenon by engineers which becomes more and more complicated in fine soils such as clays and silts.

The estimate of settlements Under shallow foundations is based on the characteristics of the soil determined in situ or in the laboratory, in particular the compressibility tests with the odometer and the pressuremeter soundings.

A good mastery of computation calculations makes it possible to adopt the best foundation systems and to predict the deformations in the soil caused by the loads transmitted by the structure.

**Key Words** : construction, settlement, shallow foundations, fine soils, odometer.

## ملخص

ترتبط العديد من الأضرار في البناء بظاهرة انضغاط التربة تحت الأساسات، وينتج هذا عمومًا عن سوء إدارة هذه الظاهرة الجيوتقنية من قبل المهندسين التي تزداد تعقيدًا في التربة الدقيقة مثل الطين والطيني. يعتمد تقدير المستوطنات تحت الأسس الضحلة على خصائص التربة المحددة في الموقع أو في المختبر، ولا سيما اختبارات الانضغاط مع عداد المسافات وقياس الضغط. إن التمكن الجيد من حسابات التسوية يجعل من الممكن اعتماد أفضل أنظمة الأساس والتنبؤ بالتشوهات في التربة الناتجة عن الأحمال المنقولة بواسطة الهيكل.

**الكلمات المفتاحية:** البناء، الاستقرار، الأساسات السطح، التربة الدقيقة، قياس الاستقرار.

<b>Liste des matières</b>	
<b>Remerciement</b>	
<b>Dédicace</b>	
<b>Résumé</b>	
<b>Abstract</b>	
<b>ملخص</b>	
<b>Liste des matières</b>	
<b>Liste des figures</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	1
<b><i>CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES FONDATIONS</i></b>	
I.1. Introduction.	4
I.2. Définitions.	4
I.2.1. Comportement d'une fondation superficielle.	5
A. Charges verticales	6
B. Charges horizontales (ou obliques)	6
I.3. Fondation superficielles.	6
I.3.1. Semelles continues sous mur	7
I.3.1 .1. Fondations en maçonnerie	7
I.3.1 .2. Fondations en moellons	8
I.3.1 .3. Fondations en béton damé	9
I.3.1 .4. Fondations en béton armé	9
I.3.2. Semelles isolées sous pilier	10
I.3.3. Radier générale	11
I.4. Fondation profondes	12
I.4.1- Utilisation	12
I.4.2- Caractéristique	12
I.5. Fonction des fondations	12
I.6. Capacité portante	13
I.6.1. Mécanismes de la rupture	13
I.7. Avantages et inconvénients des fondations superficielles	13
I.8. Quel est le rôle des fondations	14
I.9. Conclusion	14
<b><i>CHAPITRE II : THEORIE DE CONSOLIDATION</i></b>	
II.1. Objectifs du chapitre	16
II.2. Introduction	17
II.3. Comportement rhéologique des sols	17
II.3.1. Cohésion et consistance	17
II.4. La consolidation	18

II.4.1.Définition	18
II.4.2.Interet de l'étude de la consolidation des sols et de leur tassement	19
II.4.2.1.Définitions	19
II.4.2.2. Comportement des sols satures	19
II.4.2.3. Comportement d'un sol grenu satures	20
II.4.2.4. Comportement d'un sol fin sature	20
II.4.3. Théorie de consolidation	20
II.5. Les tassements.	20
II.5.1. Définition	20
II.5.2. Composantes du tassement	21
II.5.3.Tassement des sols saturés	21
II.6. Postulat de terzaghi	21
II.6.1. Principe de terzaghi	21
II.6.2.Condition d'application	22
II.6.3. Tassement dans le temps sous charge donne	23
II.6.4 Degré consolidation	25
II.6.5 .Théorie de terzaghi pour la consolidation unidimensionnelle	25
II.6.6 Consolidation d'une couche drainée par les deux faces	27
II.7.Conclusion	28
<b><i>CHAPITRE III : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DES SOL QUI PREMET L'EVALUATION DES TASSEMENT.</i></b>	
III.1. Généralités.	30
III.2.Les domaines d'application	30
III.3.Les propriétés importantes des sols et leur caractérisation	31
III.4. Caractéristiques physiques des sols	32
III.4. 1. Description	32
III.4.2.Identification des sols par Courbe granulométrique (NF P 94-056 & -057)	35
III.4.2.1.Analyse granulométrique et sédimentométrie	35
III.4.2.2. Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure d'une courbe granulométrique :	36
III.4.3.Identifications propres aux sols fins	36
III.4.3.1.Etats de consistance :	36
III.4.3.1.1. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)	36
III.5.Identification des sols.	39
III.5.1.Quel quel application pratiques des essais d'identification.	40
III.5.2. Étude de la compressibilité des sols en laboratoire.	40
III.5.2.1.Definition et principe de l'essai.	40



III.5.2.2.Principe de l'essai.	40
III.5.2.2.1. Appareillage	41
III.5.2.2.2.Préparation de l'échantillon	42
III.5.2.3.Exploitation des résultats	44
III.5.2.4.Courbes de compressibilité œdométrique	46
III.5.3. Essai Pressiométrique EN SITU	49
III.5.3. 1. Objectif de l'essai	49
III.5.3. 2. Principe de l'essai	50
III.5.3.3.Appareillage	50
III.5.3.3.1Contrôleur pression-volume CPV	51
III.5.3.3.2. Sondes	51
III.5.3.3.3.Tubulures	52
III.5.4. Déroulement de l'essai	52
III.5.5. Exploitation des résultats	53
III.6.Classification des sols.	55
III.6.1.Classification élémentaires :	55
III.6.2.Classification LPC modifiée	57
III.6.3.Classification de chantier	60
III.7 L'eau dans le sol	60
III.8. Concluions	61
<b><i>CHAPITER IV : METHODES DE CALCUL DE TASSEMENT A PARTIR DES ESSAIS DE LABO EST ESSAIS IN SITU.</i></b>	
IV.1.Introduction	63
IV.2.Méthodes de calcul du tassement	64
IV.3.Méthodes de calcul du tassement à partir des essais de laboratoire	64
IV.3.1. réalisation des essais de compressibilités	65
IV.3.2. Détermination des sollicitations avant et après application de la semelle	65
IV.3.2.1. Calculer des contrent (Méthode de Boussinesq)	65
IV.3.2.2. Cas d'une charge concentrée	65
IV.3.2.3. Cas d'une charge répartie (q) :	67
IV.3.2.4. Charge uniforme circulaire :	68
IV.3.2.4. Charge uniforme rectangulaire :	69
IV.3.2.5. Charge trapézoïdale (en forme de remblai avec talus) de longueur infinie	71
IV.4. Calcul des tassements	72
IV.4.1 Généralités	72
IV.4.2 Méthode œdométrique	73
IV.4.2.1.Domaine d'application	73

IV.4.2.2 Caractéristiques de la courbe de compressibilité	73
IV.4.2.3 Calculs des tassements de consolidation primaire d'une couche de terrain	75
IV.4.3. Méthode pressiométrique	76
IV.4.3.1. Domaine d'application	76
IV.4.3.2. Principe de calcul des tassements	76
IV.4.3.3. Valeurs des modules de déformation	77
IV.5. Conclusion	78
<b>CHAPITRE V : EXEMPLE PRATIQUE</b>	
V.1. Introduction	80
V.2. Contexte géologique	80
V.2.1. Aperçu géologique locale	80
V.2.2. Hydrogéologie de site	81
V.2.3. Sismicité de la région	82
V.2.4. Géologie de site	82
V.3. Contexte géotechnique	83
V.3.1. Couche de sable	83
V.3.1.1. Essais d'identifications	83
a) Analyse granulométrique	83
b) Limite d'Atterberg	83
c) Equivalent de sable	83
d) Analyse chimique sommaire	83
V.3.1.2. Essais mécaniques	84
a) Cisaillement rectiligne	84
V.3.2. Couche d'Argile	84
V.3.2.1. Essais d'identifications	84
a) Analyse granulométrique et sédimentométrique.	84
b) Limite d'Atterberg	84
c) Densité sèche et densité humide et teneur en eau	85
d) Analyse chimique sommaire	85
V.3.2.1. Essais mécaniques	85
a) Cisaillement rectiligne	85
b) Essais de compressibilité à l'odomètre	86
V.3.3. Conclusion sur les caractéristiques des deux couches	86
V.4. Adaptation du projet au sol de fondation	86
VI.4.1. Mode de fondation	87
V.4.2. Profondeur d'ancrage	87
V.4.3. Calcul de Taux de Travail des Fondations	87
V.4.3.1. A partir des essais au laboratoire :	87
a) Semelle filante, ancrée dans la couche d'argile	88
b) Semelle isolée ancrée dans la couche de sable	88

V.4.3.1 partir des essais in situ	89
V.4.4.Vérification de tassement	91
a) A partir des essais in situ (pressiomètre)	91
b) A partir des essais de laboratoire (odomètre)	92
V.4.5. .Agressivité du sol	94
V.5.CONCLUSION	94
<b>Conclusion générale</b>	96
<b>Reference</b>	
<b>Annexes</b>	

## Liste des figures

Figure I.1	Fondation superficielle $D/B < 4$	05
Figure I.2	Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle(a) pour un sol mou ou peu compact ; (b) pour un sol relativement résistant, K Terzaghi, 1943.	6
Figure I.3	Type des fondations	7
Figure I.4	Fondations en maçonnerie	8
Figure I.5	Fondations en moellons	8
Figure I.6	Fondations en béton damé	9
Figure I.7	Fondations en béton armé	10
Figure I.8	Semelles isolées sous pilier	11
Figure I.9	Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle	13
Figure II.1	La figure illustre une photo et un schéma de la célèbre tour penchée à Pise (Italie).	16
Figure II.2	Consolidation d'un massif de sol fin	18
Figure II.3	Donne dans un plan de Mohr, deux cercles correspondant respectivement aux contraintes totales et effectives.	22
Figure II.4	Modèle rhéologique de la consolidation	23
Figure II.5	Contraintes et déformations dans le temps	25
Figure II.6	Couche drainée d'un seul côté	26
Figure II.7	Couche drainée des deux côtés	28
Figure III.1	l'essai triaxial permet de caractéristique	32
Figure III.2	Représentation conventionnelle d'un volume de sol Poids et volumes des différentes phases	32
Figure III.3	Courbe granulométrique	36
Figure III.4	Etats de consistance d'un Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide	37
Figure III.5	Détermination de la limite de liquidité	37
Figure III.6	Détermination de la limite de plasticité	38
Figure III.7	Principe l'œdométrique	41
Figure III.8	Appareillage de l'essai œdométrique	42
Fig.III.9	Courbe de compressibilité œdométrique	42
Figure III.10	Graphe regroupant les courbes de compressibilité	46
Figure III.11	Courbe de compressibilité œdométrique et pression de préconsolidation	47
Figure III.12	Détermination de la contrainte de préconsolidation	47
Figure III.13	Déférent état de consolidation.(ouvrage et fondation)	49
Figure III.14	Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard	50
Figure III.15	Contrôleur pression volume	51
Figure III.16	Sonde pressiométrique	52
Figure III.17	Courbe type d'un essai pressiométrique Ménard	53
Figure III.18	Profil pressiométrique	54
Figure III.19	Exemple de représentation triangulaire : un sol comportant 55% de sable, 25% de silt et 20% d'argile est représenté par le point P	56
Figure III.20	Diagramme triangulaire nAQ (groupe de travail CFGI ; CFMR ; CFMS)	56

Figure III.21	Diagramme de classification pour les sols fins dans la classification LPC modifiée	58
Figure III.22	Courbe graphique de classification pour les sols fins dans la classification LC modifiée	58
Figure III.23	Diagramme de classification pour les sols grossiers dans la classification LPC modifiée	59
Figure IV.1	Cas d'une charge concentrée	66
Figure IV.2	Distribution des contraintes dues à une charge concentrée	66
Figure IV-3	Cas d'une charge répartie	67
Figure IV-4	Charge uniforme circulaire	68
Figure IV-5	Charge uniforme rectangulaire	68
Figure IV-6	Abaque de Steinbrenner	69
Figure V-7	Calcul du coefficient d'influence	69
Figure V-8	L'abaque d'osterberg	70
Figure V-9	Charge trapézoïdale de longueur infinie	70
Figure V-10	Principe de méthode oedométrique	70
Figure V-11	Sol normalement consolidé.	73
Figure V-12	Sol surconsolidé	74
Figure V-13	Modules de pressiométrie	76

## Liste des tableaux

Tableau II.1	Relation entre de U et $T_v$	27
Tableau III.1	Classification des sols en fonction de leur indice de plasticité	39
Tableau III.2	Résultat de pression $\sigma$ .	44
Tableau III.3	Résultats des essais de compressibilité	45
Tableau V.1	Essais d'analyse granulométrique de couche sable	82
Tableau V.2	Essais de limite d'Atterberg	82
Tableau V.3	Essais d'équivalent de sable	83
Tableau V.4	Essais d'analyse chimique sommaire de couche sable	83
Tableau V.5	Essais d'cisaillement rectiligne	83
Tableau V.6	Essais d'analyse granulométrique et sédimentométrique de couche argile	84
Table V.7	Essais de limite d'Atterberg	84
Table V.8	Essais de densités sèches et humides et teneur en eau	84
Tableau V.9	Essais d'analyse chimique	84
Table V.10	Essais de cisaillement rectiligne	85
Table V.11	Essais de compressibilité à l'odomètre	85
Tableau V.12	résultats taux de travail des fondations de semelle filante	87
Tableau V.13	résultats taux de travail des fondations de semelle isolée	88
Tableau V.14	Résultats de tassement des essais pressiométrique	89
Tableau V.15	Le détail de calcul des tassements	90
Tableau V.16	résume les résultats de calcul des tassements	91

**INTODUCTION**

**GENERALE**

## *Introduction Générale*

---

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

La mauvaise qualité des sols nous oblige de rechercher le type de fondation adaptée pour assurer la stabilité de la structure.

Cette étude porte principalement sur le calcul des tassements sous les fondations superficielles, Cette opération fait intervenir plusieurs paramètres notamment les propriétés du sol, les propriétés des semelles et les conditions de le sol. Dans ce contexte les études géotechniques revêtent une importance pour la durabilité et la stabilité de ces structures. La modélisation constitue une étape importante dans les études géotechniques.

Dans le cadre de l'évaluation du tassement pour une fondation superficielle il existe plusieurs méthodes théoriques et numérique telle que les méthodes basées sur les résultats des essais au laboratoire tel que l'essai de compressibilité à l'odomètre, et la méthode basée sur les résultats des essais in situ tel que l'essai pressiométrique.

Le thème de notre mémoire a été choisis dans le but d'améliorer nos connaissances sur les paramètres qui ont une l'influence sur le comportement des fondations. L'objectif principal de cette thèse est de maîtriser le calcul des tassements sous les fondations à partir des résultats des essais de laboratoire et in situ.

Donc le problème posé ; Quelles sont les méthodes qui permet l'évaluations des tassements sous les fondations superficielles et quelles sont les paramètres qui sont une influence directe sur ce phénomène.

Pour répondre à cette problématique nous avons dressé un plan de travail qui se résume comme suit :

Dans le premier chapitre, nous avons présenté une vision générale sur les fondations superficielles, le deuxième chapitre est consacré à théorie de consolidation et tassement des sols, il est en deux parties :

- La première partie traite le comportement rhéologique des sols
- La deuxième partie présente les définitions des différentes composantes du tassement, à travers ce chapitre nous avons montré l'influence des différents paramètres sur la compressibilité des sols et nous avons aussi présenter la méthode de calcul de la vitesse et le taux de consolidation.



## *Introduction Générale*

---

Le troisième chapitre présente la détermination des caractéristiques des sols qui permet l'évolution des tassements il est divisé en deux parties:

- La première est consacrée au programme expérimental réalisé au niveau de laboratoire pour la caractérisation du sol étudié.
- La deuxième est consacrée à l'essais pressiométrique réalisé in situ.

Le quatrième chapitre présente les méthodes de calcul de tassement à partir des essais de laboratoire et essais in situ.

Le cinquième chapitre exploitation des résultats pratiques et leurs emplois dans le calcul des tassements des fondations superficielles par méthode d'œdométrique et pressiométrique.

En fin une conclusion générale est donnée en pour résumer l'essentiel de notre travail.

# **CHAPITRE I :**

## **GÉNÉRALITÉ SUR LES FONDATIONS**

**I.1. Introduction :**

Fonder une construction est une des plus anciennes activités du bâtiment et des Travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui.

Les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment, son infrastructure, leur, principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre. Puisqu'elles jouent un rôle vital dans la répartition et la décomposition des charges sur le bâtiment, les fondations doivent à la fois correspondre à la forme et au déploiement de la structure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol, de la roche et de l'eau souterraine, en bref du sous-sol.

Selon la capacité portante du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, Usines, barrages, ponts.....etc.), les fondations peuvent être : Superficielles, semi-profondes, profondes.

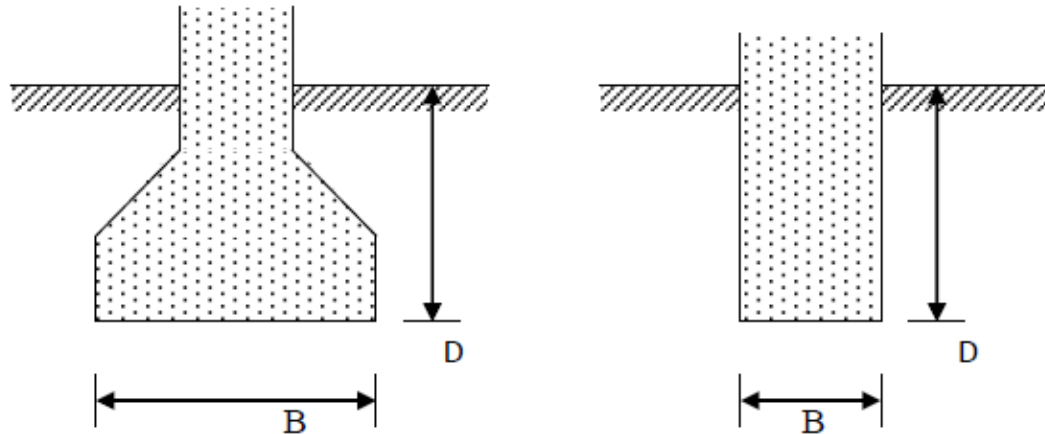
**I.2. Définitions :**

Les fondations sont les parties enterrées d'un ouvrage qui lui servent de base par l'intermédiaire d'appuis. Elles transmettent au sol les charges que supportent ces appuis. Les particularités naturelles et artificielles du site, topographie, structure, sol, eau souterraine, ouvrages voisins doivent orienter le choix de la fondation à mettre en place. Ceci déterminera sa forme, le type de structure La stabilité au glissement d'ensemble doit être contrôlée.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, Les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum dans le sol. On réalise dans ce cas, des fondations superficielles dont l'encastrement (l'ancrage) « D » est inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la semelle « B ».

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle :  $D/B \leq 4$  à 5
- Fondation semi-profonde :  $4 \leq D/B \leq 10$
- Fondation profonde :  $D/B \geq 10$ . [1]

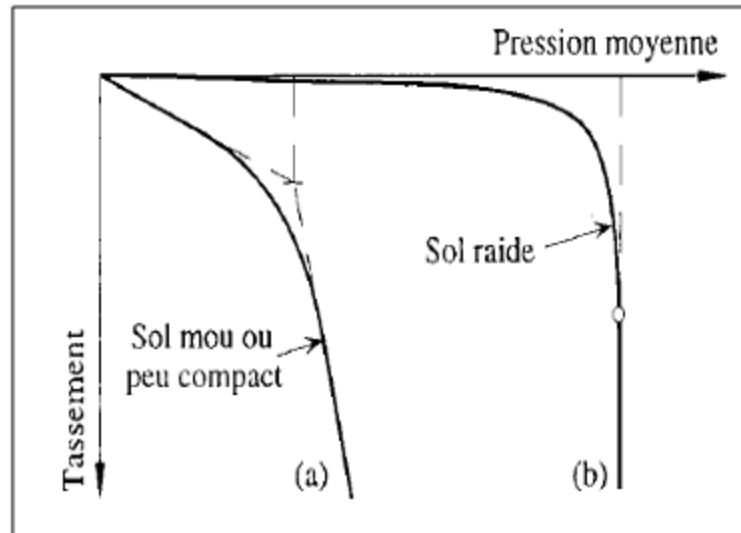


**Figure I.1 :** Fondation superficielle  $D/B < 4$ .

### I.2.1. Comportement d'une fondation superficielle :

C'est seulement depuis le début du siècle que de très nombreuses études ont permis d'avancer dans la compréhension du comportement des fondations superficielles sous les charges qui leur sont appliquées. La figure (I.1) représente deux courbes de comportement exprimant la variation du tassement vertical au centre de la fondation en fonction de la pression appliquée :

1. Pour un sol relativement résistant (sable dense), la courbe pression-tassement présente un palier d'écoulement plastique très marqué ; le tassement s'accroît sans augmentation de la pression ;
2. Pour un sol mou ou peu compact (sable lâche); cette courbe a tendance à augmenter indéfiniment jusqu'aux très grandes déformations et le phénomène de rupture est moins net. La définition de la charge de rupture est alors conventionnelle.
3. Chacune de ces courbes comprend trois phases successives :
4. Une phase quasiment élastique, qui peut se produire au cours de la construction ou à la fin de celle-ci au moment de l'application de la charge de service.
5. Une phase dans laquelle se développe la plastification du sol avec l'augmentation des charges et où se forme une surface de glissement qui s'étend progressivement :
6. Une phase plastique ultime, dans laquelle la surface de glissement entraîne la rupture du sol sous la fondation. [1]



**Figure I.2 :** Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle (a) pour un sol mou ou peu compact ; (b) pour un sol relativement résistant, K Terzaghi, 1943.

La Fondation d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

**A. Charges verticales :**

- ✓ Comme les **charges permanentes** telles que le poids des éléments porteurs et le poids du reste de la structure.
- ✓ Comme les **charges variables** telles que le poids des meubles, le poids des personnes, le poids de la neige,

**B. Charges horizontales (ou obliques) :**

- ✓ Comme des **charges permanentes** telles que la poussée des terres,
- ✓ Comme les **charges variables** telles que la poussée de l'eau ou du vent.

**I.3. Fondations superficielles:**

Les fondations superficielles (c'est -à- dire de faible profondeur) sont utilisées lorsque :

- Le sol capable de la portance nécessaire se trouve à profondeur.
- La résistance des couches au cisaillement est suffisante.
- La déformabilité du sol est faible.

Ce procédé est économique dans le cas où le sol porteur est accessible par des moyens courants de terrassement, c'est -a-dire pour des profondeurs comprises entre 1 m et 4m au plus.

Les fondations superficielles sont constituées par des **semelles** ayant une plus grande largeur que l'élément supporté de façon à ce que le taux de compression du sol ne dépasse pas son taux de compression admissible. [2]

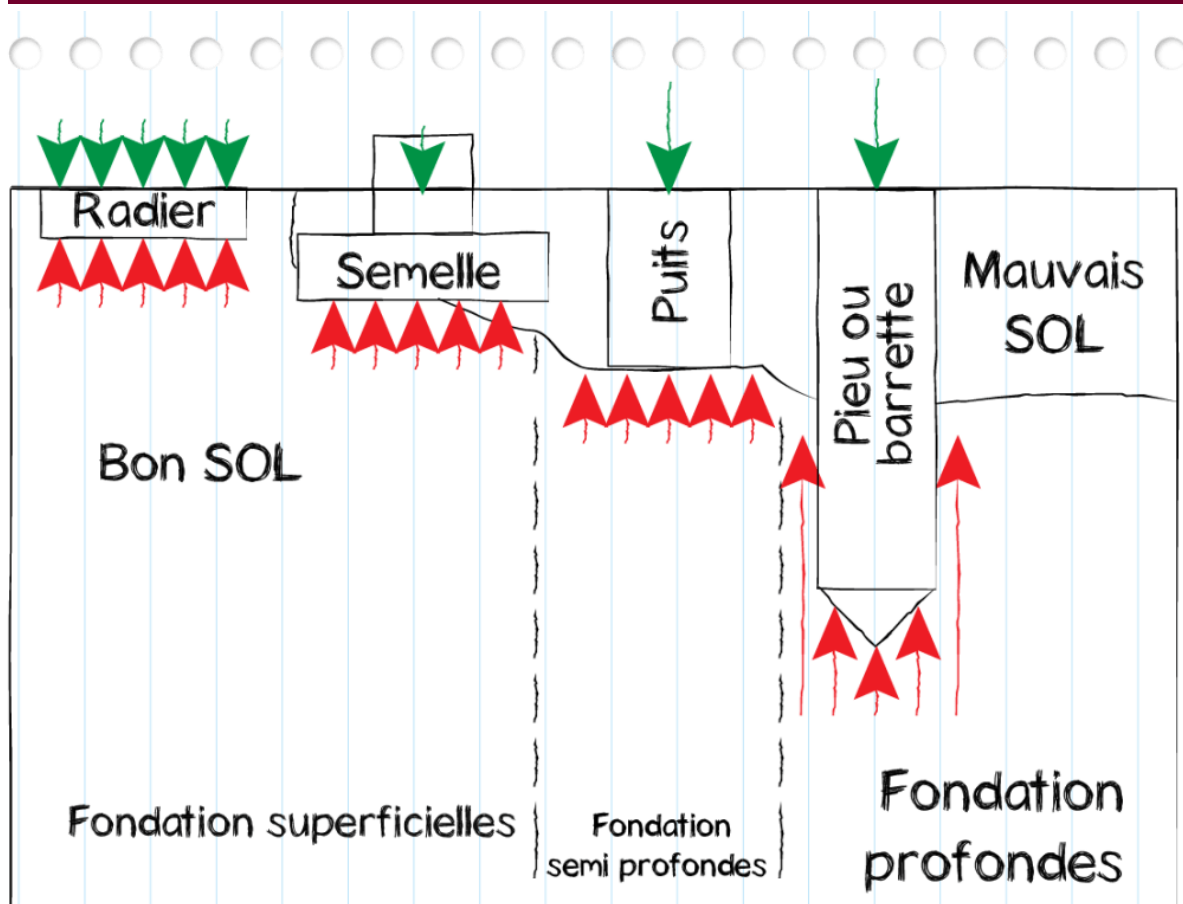


Figure I.3 : Type des fondations.

### I.3.1 Semelles continues sous mur :

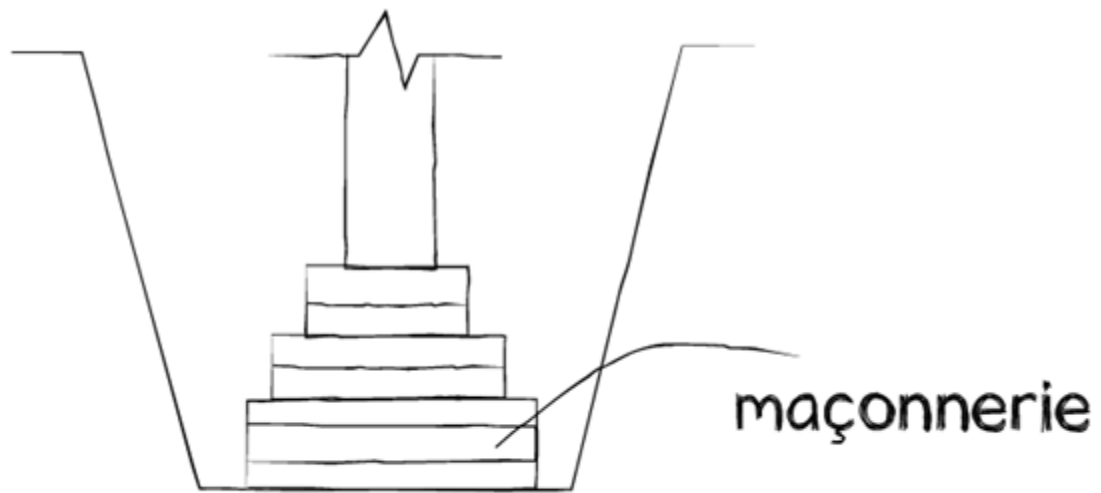
Les fondations de murs peuvent être réalisées:

- En maçonnerie.
- En moellons.
- En béton armé.
- En béton damé.

#### I.3.1 .1.Fondations en maçonnerie :

- Au fin fond de la tranchée on dépose une première assise de briques sur couche de sable rude.
- Sur toute cette largeur de basse on maçonne au moins 2 assises.
- On rétrécit ensuite progressivement chaque ensemble de deux assises jusqu'à ce que l'on obtienne l'épaisseur ou mur voulue.
- La tangente aux recouvrements ne peut être inclinée de plus de 60° par rapport à l'horizontale.

- Ce qui dépasse l'angle de  $60^\circ$  subit des force de traction: une maçonnerie de broques ne peut y résister.

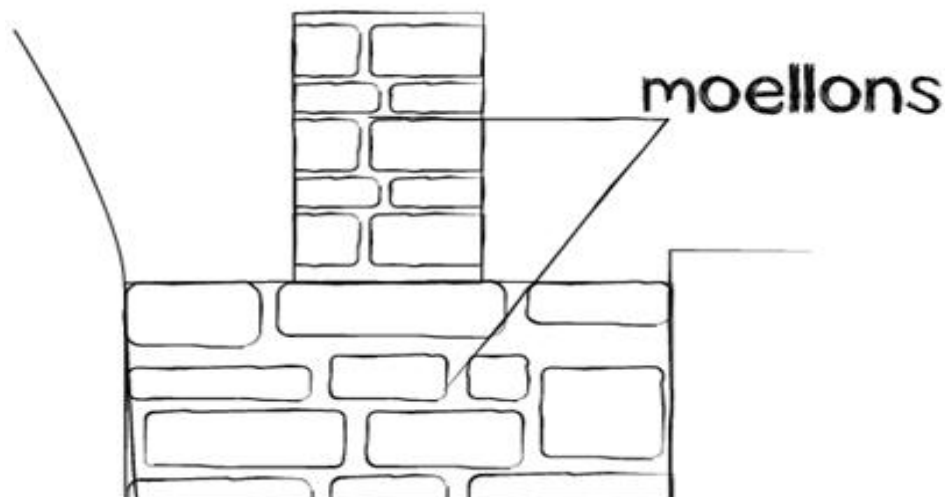


**Figure I.4 :** Fondations en maçonnerie.

### **I.3.1 .2. Fondations en moellons:**

Les fondations en moellons remplissent généralement toute la largeur de la fouille.

- Au fond de la tranchée on met une couche de béton de propreté.
- Ensuite on met une couche de mortier de 3 à 4 cm d'épaisseur puis on pose les moellons en les bloquant et les liaisonnant convenablement avec du mortier.

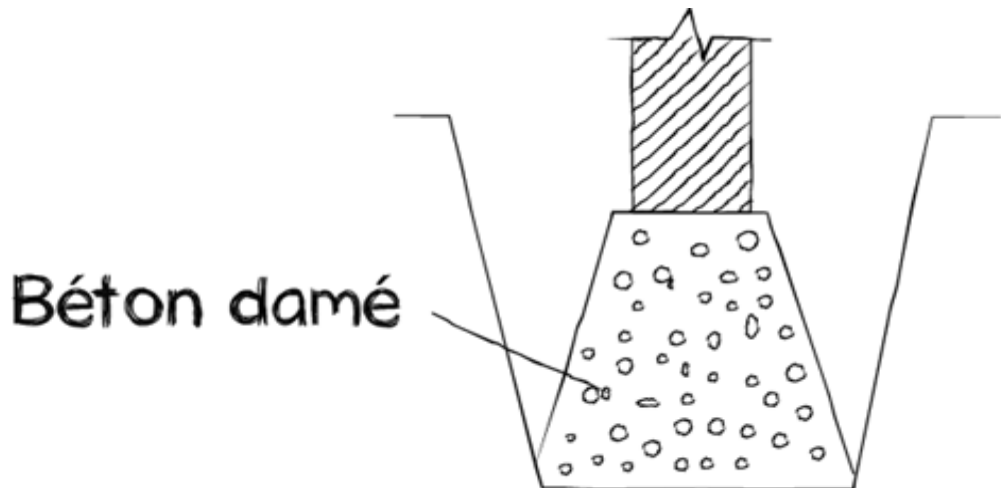


**Figure I.5 :** Fondations en moellons.

**I.3.1.3. Fondations en béton damé:**

La coupe de la fondation en béton damé à la forme d'un trapèze isocèle dont les angles à la base ont au moins  $60^\circ$ .

Le béton peut être coffré ou coulé directement entre les deux parois de la fouille. Il doit être de consistance « terre humide » et soigneusement damé lors de la mise en place. Ce béton est parfois légèrement armé pour constituer un chaînage qui peut être nécessaire si le sol n'est pas homogène. [2]



**Figure I.6 :** Fondations en béton damé.

**I.3.1.4. Fondations en béton armé:**

On utilise les semelles en béton armé :

- Pour répartir plus uniformément la charge (conséquence de leur plus grande rigidité).
- Pour limiter le poids des fondations (fondations plus résistantes donc moins épaisses).
- Pour réduire la pression exercée sur le sol en élargissant la semelle (ce qui nécessite une armature pour résister aux efforts de traction produits au bas de la semelle).

On coule d'abord un béton de propreté de béton maigre de 5 à 10 cm d'épaisseur. On coule ensuite la semelle en béton armé soit entre des planchers.

Formant coffrage, soit directement entre les parois de la fouille. [2]



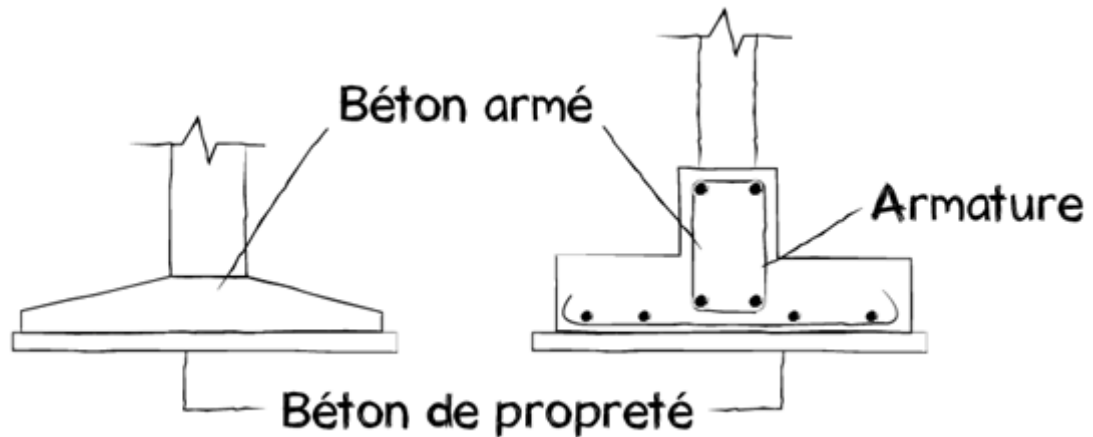


Figure I.7. Fondations en béton armé.

### I.3.2. Semelles isolées sous pilier:

Ces semelles de forme pyramidale ou rectangulaire peuvent être réalisées en béton ou, le plus souvent, en béton armé.

Les efforts de traction dus à la flexion de la semelle se manifestent selon 2 directions perpendiculaires selon ces efforts implique la pose d'une armature selon ces 2 axes. cette armature donc un quadrillage.

Le béton doit être fortement damé et vibré. Il est généralement coulé entre les parois de terre, préparées au moment du terrassement, aux cotes requises. Auparavant, le ferrailage a été disposé sur une forme d'environ 5 cm d'épaisseur, réalisée en béton maigre et formant béton de propreté.

La face supérieure de la semelle, destinée à recevoir le coffrage du pilier, doit être prévue avec un redent de 5 cm environ.

La liaison de la semelle au pilier est assurée par une armature d'attente comprise dans le ferrailage des fondations.

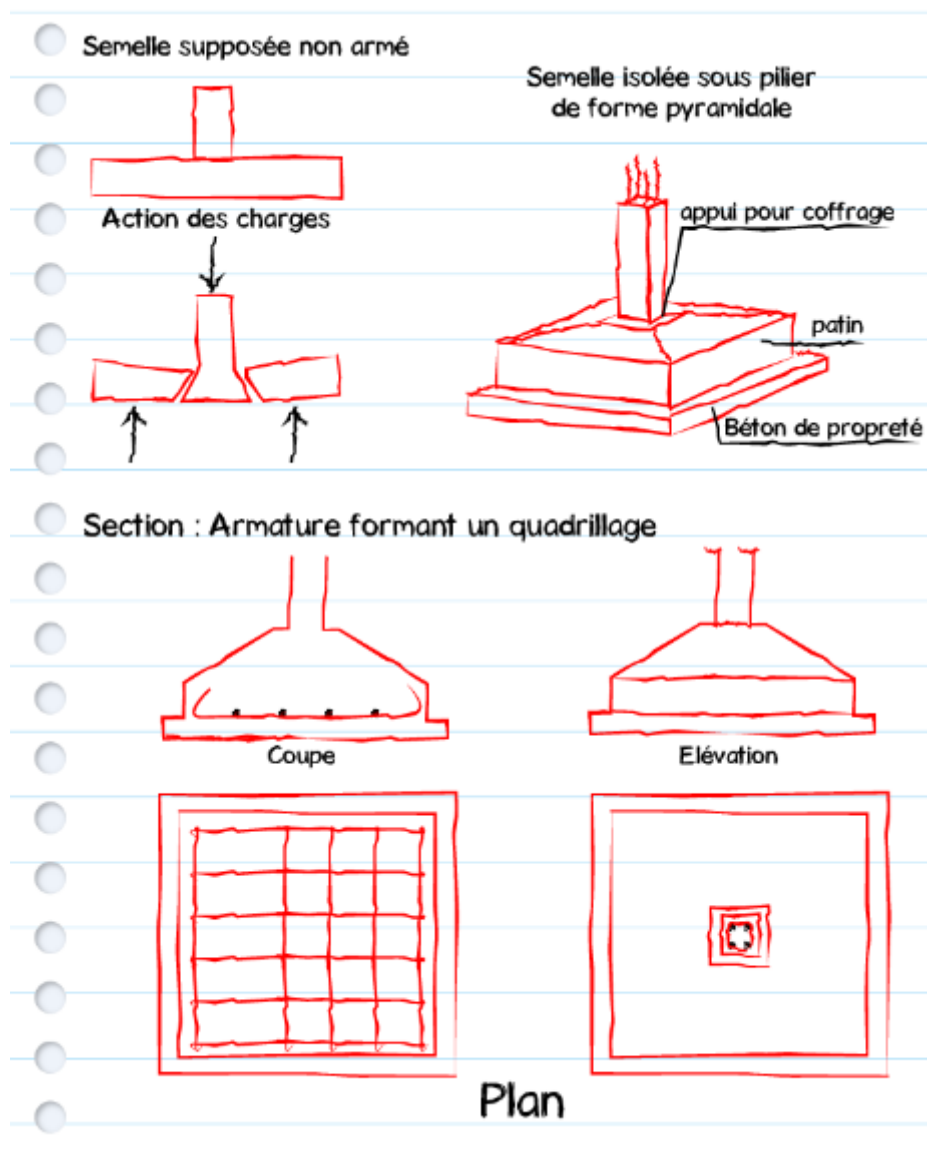


Figure I.8 : Semelles isolées sous pilier.

### I.3.3. Radier générale :

La radier général se présente sous la forme d'un plateau de fondation qui transmet les charges de la construction sur le sol par une surface égale ou supérieure à celle de l'ouvrage.

Il peut être constitué :

- Soit par une simple dalle épaisse.
- Soit par des poutres longitudinales et transversales liant les piliers porteurs et soutenant une dalle plus mince.

Cette solution peut être adoptée:

- lorsque le sol est peu résistant mais homogène.
- lorsque la surface de la construction est petite par rapport à sa hauteur ou à son poids (gratte-ciel, silos, est..).

- lorsqu'on veut obtenir un sous-sol étanche pour une construction assise dans une nappe d'eau souterraine. [2]

**I.4. Fondation Profondes :**

Conformément à ce que l'on a vu plus haut, les fondations sont dites "profondes" lorsque le rapport  $D/B > 6$ .

Les fondations profondes permettent de reporter les charges au-delà des couches de surface lorsque celles-ci sont incompétentes, en sollicitant des formations plus profondes.

Elles peuvent être massives (puits) ou élancées (pieux).

**I.4.1- Utilisation :**

Son utilisation est requise lorsque le sol résistant se trouve à très grande profondeur ou pour une structure très importante.

**I.4.2- Caractéristique :**

Ce type de fondation est reposé sur la reprise de charge par le sol en dessous de la base de la fondation et vient à cela, s'ajoute le frottement latéral entre ces deux derniers. On diffère les principaux types de fondation profonde :

- Les pieux qui sont des fondations élancées et sont composées par la tête, la pointe et le fût.
- Les pieux battus : ce sont des pieux préfabriqués généralement en métal ou en béton armé ;
- Les pieux métalliques sont des tubes qui peuvent être ouvert ou fermé à leur base ou bien en forme de « H » ;
- Les pieux en béton armé sont fabriqués sur un air à proximité du chantier ; Leur mise en œuvre se fait par battage ou vibration.
- Les pieux forés : on procède d'abord au forage du pieu et c'est après que l'on fait coulé le béton.
- Les puits sont creusés à la main, ils sont soit circulaires avec un diamètre minimum de 1.20m, soit de section quelconque mais avec une largeur minimale de 0.80m et une section minimale de 1.10m<sup>2</sup>. [1]

**I.5. Fonctionnement des fondations :**

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface. Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée

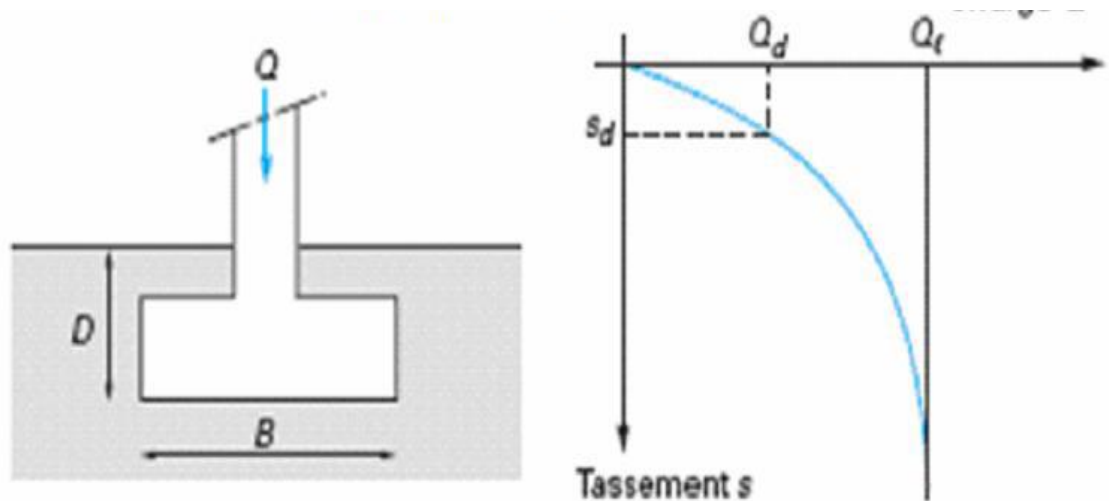
par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol. La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance de sol. La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte. Cela suppose donc que le concepteur connaisse:

- la capacité portante de la semelle de fondation. Le sol ne doit pas rompre, ni tasser de façon inconsiderée sous la semelle. [3]
- les actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation. La semelle doit résister aux actions auxquelles elle est soumise.

**I.6. Capacité portante :**

**I.6.1. Mécanismes de la rupture :**

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure ci-dessous (Figure I.3) qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est « D ». Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s ». Obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ». [1]



**Figure 1.9.** Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

**I.7. Avantages et Inconvénients des fondations superficielles :**

**Inconvénients :**

- Les fondations sont limitées en dimension.
- Utilisés pour les constructions légères et bon terrain
- tassements

**Avantage :**

- La mise en œuvre de ce type de fondation est simple
- faible coût.

**I.8. Quel est le rôle des fondations ?**

Pour que la construction tienne, il faut réaliser des fondations adaptées et qu'elles reposent sur un sol résistant et stable.

Les fondations assurent la stabilité structurelle de l'ouvrage.

Elles permettent :

- la transmission des charges au sol,
- la répartition du poids de l'ouvrage sur le sol.

Le but des fondations est d'éviter les tassements et les infiltrations.

Les fondations jouent donc un rôle essentiel pour la durabilité de votre construction.

**I.9. Conclusion :**

Le choix et le type de fondation dépendent de :

- La nature de la structure ;
- Les charges appliquées par la structure
- Les caractéristiques du sol sous la fondation.
- enfin le coût des fondations.

**CHAPITRE II:**  
**THEORIQUE DE CONSOLIDATION**

### II.1.Objectifs du chapitre :

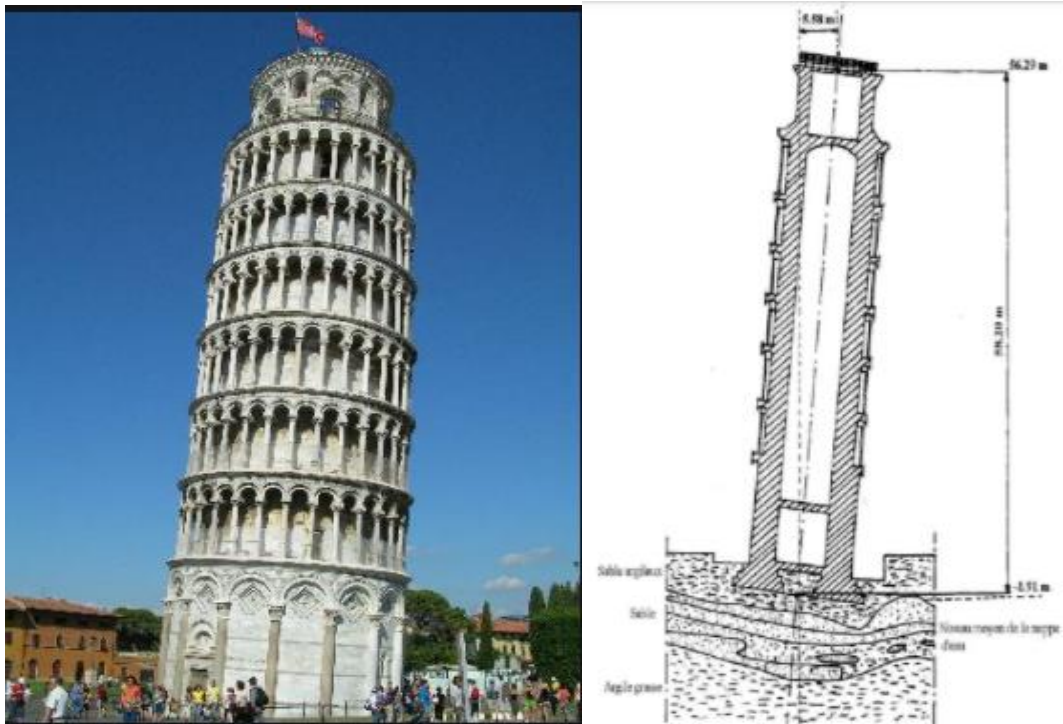
Ce chapitre est consacré à l'étude d'un important phénomène géotechnique se manifestant dans les sols saturés et entraînant une évolution du tassement du sol en fonction du temps.

On décrira tout d'abord le phénomène de consolidation à travers un exemple simple. Ensuite, on présentera les équations de consolidation primaire.

Par la suite, sera exposé le concept de l'histoire des contraintes dans le sol et on définira les différents types de sol selon leur degré de sur consolidation.

On abordera ensuite les différentes méthodes expérimentales pour l'étude de la consolidation ainsi que leur interprétation.

Enfin, des applications seront proposées en guise de test d'assimilation des Connaissances présentées. [4]



**Figure II.1.** La figure illustre une photo et un schéma de la célèbre tour penchée à Pise (Italie).

Cette tour fut commencée en 1173 par Bonanno Pisano et achevée en 1350. De forme cylindrique, elle comporte 8 étages de 207 colonnes superposées et une hauteur de 54.60 m. La fondation repose sur une couche de sable argileux de 4 m d'épaisseur, surmontant du sable. Ce dernier surmonte une couche d'argile molle.

La pression transmise au sol en cas de la verticalité est de 514 kN/m<sup>2</sup> et de 916 kN/m<sup>2</sup> au maximum après son inclinaison. Il s'agit d'un exemple concret de tassement différentiel dû à la consolidation lente de l'argile molle, cette dernière n'étant pas homogène.

Actuellement, on note une vitesse de tassement d'environ 1 mm/an. Le tassement de la partie penchée a atteint 150 cm.

La consolidation d'un sol fin saturé est un phénomène évoluant dans le temps entraînant une réduction du volume du squelette granulaire et donc une augmentation des tassements du sol au fur et à mesure de l'écoulement lent de l'eau interstitielle.

(Source: Chantiers de France, No. 322, juillet-Août 1999)

## **II.2.Introduction :**

Les sols fins saturés tels que les argiles et les limons sont caractérisés par une faible perméabilité, ce qui fait que sous l'effet d'une surcharge transmise par les fondations au sol, l'eau interstitielle s'infiltré lentement et le volume du squelette granulaire diminue. La réduction du volume se traduit par un tassement du sol qui évolue au fur et à mesure que l'écoulement de l'eau se manifeste. On parle alors d'un tassement du sol par consolidation. La consolidation primaire d'un sol fin saturé correspond au tassement au fur et à mesure de l'évacuation de l'eau interstitielle, sous l'effet de la surpression interstitielle  $\Delta u$  créée par une pression appliquée au massif.

La consolidation primaire d'un sol fin saturé correspond au tassement au fur et à mesure de l'évacuation de l'eau interstitielle, sous l'effet de la surpression interstitielle  $\Delta u$  créée par une pression appliquée au massif.

Au cours de cette opération, les contraintes effectives dans le squelette granulaire augmentent dans le temps jusqu'à la reprise totale de l'augmentation  $\Delta \sigma$  de la contrainte totale. En contre partie, la pression interstitielle diminue et tend en fin de consolidations vers la pression hydrostatique  $u_0$

## **II.3. Comportement rhéologique des sols :**

### **II.3.1. Cohésion et consistance :**

Les schémas selon lesquels se produisent les déformations mécaniques des sols présentent une grande variété (source). La déformation sous compression implique une perte de volume qui peut résulter soit d'un écoulement latéral global du sol, soit d'une augmentation de la masse volumique apparente, qui ne peut provenir que d'une perte de porosité. La faible compressibilité des éléments solides du squelette et la mobilité des fluides expliquent cette perte de porosité. Le mode selon lequel la déformation se produit découle essentiellement de la qualité des contacts et frottements entre éléments solides du sol, soit la résistance.

La qualité de contact et des frottements découle de l'intensité des forces de cohésion qui lie les particules constitutives du sol entre elles. La nature de ces forces attractives est diverse :



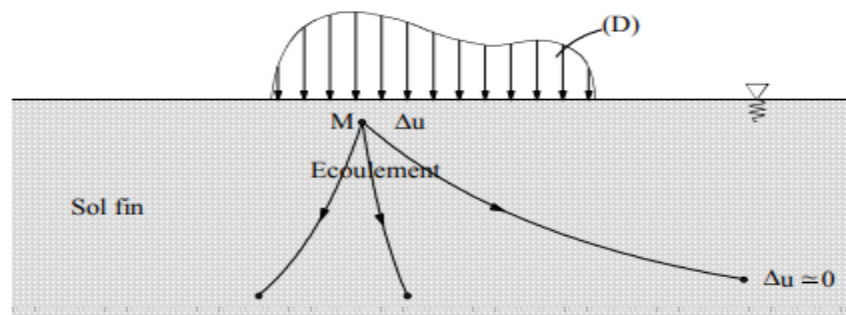
forces de Van der Waals<sup>1</sup>, forces électrostatiques, liaisons cationiques, etc. De plus, les forces liées à la tension superficielle de l'eau exercent une action cohésive parfois importante, notamment dans les sols sableux. Il apparaît ainsi que la cohésion d'un sol varie avec sa teneur en eau. En effet, lorsque cette dernière augmente, l'intensité des forces de cohésion a tendance, dans un premier temps, à s'accroître du fait de la multiplication des zones de capillarité. Par la suite, l'hydratation progressive des particules provoque une diminution de l'intensité des frottements et la dispersion des ciments colloïdaux, soit une réduction de la cohésion, renforcée par la dilution de la succion. Si l'humidité augmente, l'atténuation des forces de cohésion peut entraîner la modification de l'état physique du sol, qui passe alors progressivement de l'état solide à celui de fluide visqueux.

L'état physique d'un sol est décrit par sa consistance. À l'instar de la notion de structure du sol, celle de consistance échappe à toute définition précise. Elle représente globalement la manifestation de l'ensemble des forces qui tendent à empêcher la déformation d'un sol et constitue, à ce titre, une expression des forces de cohésion. [5]

**II.4. La Consolidation :**

**II.4.1. Définition :**

Soit un sol fin saturé auquel on soumet au temps  $t = 0$  une distribution de charges (D) qu'on maintient constante dans le temps. Sous l'action de (D) le sol a tendance à subir des variations de volume, mais comme il est saturé, et sa perméabilité est faible l'eau ne peut pas s'évacuer, ainsi les variations de volume n'ont pas lieu mais des suppressions interstitielles ( $\Delta u$ ) naissent au voisinage des points d'application de la charge (figure 1).



**Figure II.2 .**Consolidation d'un massif de sol fin.

Par conséquent il se développe dans le sol des gradients hydrauliques, dus aux variations de la charge hydraulique, sous l'action desquels l'eau s'écoule des zones de forte suppression vers les zones de suppression nulle. Au cours de l'écoulement, appelé drainage, les suppressions diminuent, d'où une augmentation de la contraintes effective puisque la distribution de charges (D) est maintenue constante. Ainsi, les charges se transmettent progressivement sur le squelette

solide qui subit des déformations et par suite le tassement. L'écoulement s'arrête lorsqu'en tout point la surpression s'est annulée. L'eau qui reste est une eau libre qui ne supporte aucune contrainte. L'ensemble de ce phénomène est appelé consolidation. [6]

**II.4.2. Interêt De L'étude De La Consolidation Des Sols Et De Leur Tassement :****II.4.2.1. Définitions :**

Un sol est dit compressible si son volume peut changer. La compressibilité d'un sol peut résulter de trois phénomènes :

- 1 .La compression du squelette solide,
- 2 .La compression de l'eau et de l'air qui remplissent les vides,
- 3 .L'évacuation de l'eau contenue dans les vides,

**REMARQUE:**

L'eau étant considéré incompressible, dans le cas d'un sol saturé, la compressibilité Ne sera dû qu'à 1 et 2.

On appelle tassement la déformation verticale d'un sol soumis à des charges extérieures (fondation, remblais, digues,...). La part la plus importante des tassements est généralement due à la compressibilité des sols, c'est à dire au fait qu'ils peuvent Diminuer de volume. On appelle consolidation le phénomène de réduction de volume d'une couche de sol saturé, par évacuation graduelle de l'eau, sous l'effet d'une contrainte normale;

**II.4.2.2. Comportement Des Sols Satures :**

On considère un sol totalement saturé ( $S_r = 100\%$ ) constitué donc de deux phases : solide (squelette de grains ou de particules) et eau. Le sol est sous la nappe, la pression interstitielle  $U$  est positive (convention de la mécanique des sols).

Le comportement d'un sol saturé dépend à la fois de sa perméabilité et de la vitesse de chargement.

Il est donc nécessaire de distinguer les sols à forte perméabilité comme les sols grenus, des sols à faible perméabilité comme les sols fins et de tenir compte de la durée d'application des charges, très courtes en phase de chantier par exemple, très longues en phase de service de l'ouvrage, plusieurs années après sa construction par exemple. [7]

**II.4.2.3. Comportement D'un Sol Grenu Sature :**

Quand on applique une contrainte sur un sol grenu quelle que soit la durée de chargement, sa perméabilité  $k$  est assez grande pour que l'eau en surpressions s'évacue pratiquement Instantanément. La contrainte est transmise immédiatement aux grains (contrainte inter granulaire). et l'eau n'est pas mise en surpression. Le tassement se produit instantanément.

Les sols grenus sont perméables et l'eau interstitielle n'a pas d'influence sur l'évolution de leurs déformations au court du temps. Les déformations sont instantanées. [7]

#### **II.4.2.4. Comportement D'un Sol Fin Sature :**

Quand on applique une contrainte sur un sol fin, parfaitement saturé, sans bulles d'air, de faible

perméabilité, également dans des conditions œdométriques, on doit distinguer deux (02) cas : si la durée de chargement est courte, ou si on est au début du chargement, l'eau ne peut pas s'évacuer instantanément, le module de compressibilité de l'eau étant généralement beaucoup plus grand ( $B_w=2\ 000\ \text{MPa}$ ) que le module du squelette du sol, surtout si c'est une argile molle ( $B_s = 1\ \text{MPa}$ ). l'eau se met en surpression et reprend la contrainte appliquée. Il n'y a pas de tassement instantané.

Le comportement du sol fin saturé fait intervenir à la fois le comportement, de l'eau et du squelette (phase de chantier rapide).

Ce comportement sera qualifié de court terme, non drainé.

Si la vitesse de chargement est très lente, ou si la durée de chargement est longue, c'est-à-dire si on attend assez longtemps après l'application du chargement pour que l'eau en surpression se soit évacuée (ça peut être quelques années pour l'argile), la contrainte, comme pour le sol grenu, est transmise aux particules solides.

Ce comportement sera qualifié de long terme drainé. [6]

#### **II.4.3. Théorie De Consolidation :**

Tassement des massifs de sols résulte d'une diminution du volume des pores. Lorsque le sol est saturé, il faut qu'un volume d'eau égal à la variation du volume des pores se déplace dans le sol. Lorsque le sol est peu perméable, ce mouvement de l'eau est lent, de sorte que la déformation se développe au cours du temps et tend progressivement vers une asymptote, qui est la valeur finale du tassement sous la charge appliquée. Ce phénomène d'interaction entre la déformabilité et la perméabilité du sol est appelé en mécanique des sols «la consolidation». On l'observe principalement dans les sols fins (argileux ou limoneux), qui sont à la fois saturés, déformables et très peu perméables. Pour une couche compressible d'une dizaine de mètres d'épaisseur, la consolidation peut durer des années, voire des dizaines d'années. [7]

### **II.5. Les Tassements :**

#### **II.5.1. Définition :**

Le tassement d'une structure est le résultat de la déformation du sol de fondation. L'origine de cette déformation peut être un ou plusieurs suivants

- La déformation sous une charge totale croissante est appelée "mouvement" ou "déplacement".

Le changement de volume associé à la diminution du volume d'air, provenant d'un effet dynamique ou d'un chargement statique, est appelé "compactage".

- Les changements de volume progressifs associés à une réduction de la teneur en eau du sol est appelé "consolidation".
- La déformation sous contrainte effective constante est appelée "fluage".[8]

### **II.5.2. Composantes du tassement :**

- Pour les sols argileux, le tassement total,  $s_t$  est défini par :

$$s_t = s_i + s_c + s_s$$

Où :  $s_i$  = tassement immédiat (déformation élastique des fondations structurales, fûts de pieu par exemple);

$s_c$  = tassement de consolidation (variation de teneur en eau);

$s_s$  = tassement secondaire (fluage).

- Pour les sables, le tassement total,  $s_t$  :

$$s_t = s_i + s_s$$

où le tassement immédiat,  $s_i$ , comprend le tassement élastique,  $s_e$ , et le tassement de consolidation (appelé plutôt "compression"),  $s_c$ :

$$s_i = s_e + s_c$$

### **II.5.3. Tassement des sols saturés :**

La consolidation : Analogie mécanique :

En milieu sec (sable sec, roches, ...) la déformation est quasi instantanée. Par contre, dans un milieu parfaitement saturé (sol fin ou sol grenu), au début c'est l'eau qui prend tout l'effort. Celle-ci se met alors en mouvement conformément à la loi de DARCY ( $V = k.i$ ) et s'écoule à une vitesse qui est fonction de la perméabilité du milieu. Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle ayant repris, en chaque point, la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu. Progressivement, les grains solides se substituent à l'eau pour la transmission des charges. [8]

## **II.6. Postulat de Terzaghi :**

### **II.6.1. Principe de Terzaghi :**

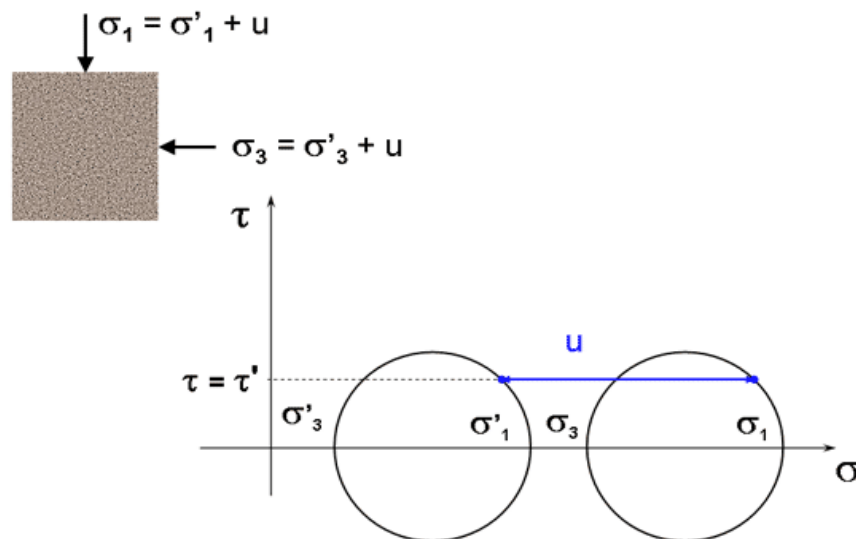
Dans le cas simple, les sols saturés sont composés de 2 phases : le squelette solide (les grains) et l'eau.

Lorsqu'on applique des forces sur un massif de sol, avec en mémoire la notion de volume élémentaire représentatif, cela entraînera la création de contraintes totales, notées  $\sigma$  proportionnelles au poids des terres ou aux surcharges appliquées à la surface du sol. Ces contraintes en un point vont varier en fonction de l'orientation de la facette considérée, et pourront se décomposer en une composante normale  $\sigma_n$  et une composante tangentielle  $\tau$

Si l'on regarde maintenant la phase liquide du sol, il n'existe que des pressions et en un point, la pression sera identique (isotrope) sur toutes les facettes, et proportionnelle à la hauteur de l'eau libre au-dessus du point considéré (eau non en mouvement). On parlera dans le sol de pression interstitielle ou pression de pore notée  $u$  ou  $u_w$ .

terzaghi a posé que « tous les effets mesurables d'un changement d'état de contrainte dans un sol, en terme de déformations ou de résistance au cisaillement, sont dus aux changements de contrainte effective », la contrainte effective  $\sigma'$  se calcule de la manière suivante :

$$\sigma' = \sigma - u. \quad (1)$$



**Figure II.3.** Donne dans un plan de Mohr, deux cercles correspondant respectivement aux contraintes totales et effectives.

On peut constater que les diamètres des 2 cercles sont égaux, les contraintes principales sont « décalées » de la même valeur  $u$ . Par contre, sur une facette donnée, la contrainte tangentielle  $\tau = \tau'$  (dans les conditions considérées, l'eau n'a pas de résistance au cisaillement). [9]

**II.6.2. Condition D'application :**

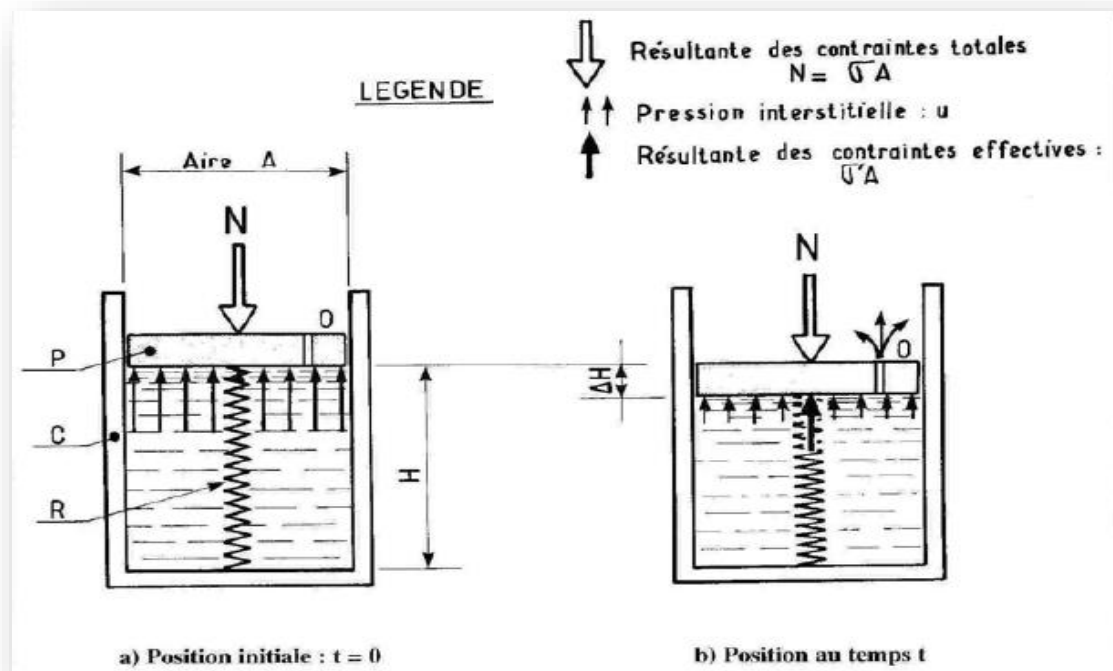
Cette théorie, qui repose sur des hypothèses simplifiées est fondamentale. Pour les calculs de temps de tassement, les hypothèses sont les suivantes :

- Sol homogène,
- Sol complètement saturé,

- Incompressibilité de l'eau et des grains du sol,
- Compression unidimensionnelle,
- Écoulement unidimensionnel,
- Validité de la loi de Darcy,
- Relation linéaire entre la contrainte effective et l'indice des vides,
- Caractéristiques du sol (module, perméabilité) constantes pendant toute la consolidation
- Pas de viscosité structurale du sol, c'est-à-dire pas de compression secondaire.

**II.6.3. Tassement Assement Dans Le Temps Sous Gharge Donne :**

Le sol et l'état de chargement peuvent être schématisés à l'aide du modèle de la figure II.4. Le schéma réel est représenté sur la figure II.6.



**Figure II.4 :** modèle rhéologique de la consolidation .

Le sol à étudier est contenu dans un cylindre C de section A. Ce cylindre est rempli d'eau représentant l'eau interstitielle. Le ressort R modélise le squelette des grains solides.

Le sol est chargé par une force normale N appliquée à l'aide d'un piston P coulissant d'une façon étanche dans le cylindre C. Dans ce piston est ménagé un orifice O. Moins le sol est perméable, plus cet orifice est petit.

Le déplacement AH du piston vers le bas correspond au tassement du sol.

Voyons ce qui se passe lorsque la contrainte totale  $\sigma = N / A$  est appliquée.

- À l'instant  $T_0 = 0$  (figure II.4a) correspondant au début du chargement, l'eau considérée comme incompressible absorbe toute la pression ; nous avons donc :

$$\begin{array}{ll}
 u = \sigma & \text{avec} & u = \text{pression interstitielle,} \\
 \text{et } \sigma' = 0 & \text{avec} & \sigma' = \text{pression effective} = \frac{N}{A}
 \end{array}$$

où N est la force transmise dans le ressort.

La relation (1) est vérifiée.

Étant en pression, l'eau commence à s'évacuer par l'orifice. Son volume diminuant, le piston s'abaisse (le sol tasse) et le ressort se comprime en reprenant une part de la charge totale. Plus l'orifice est petit, c'est-à-dire plus le sol est imperméable, plus le phénomène est lent.

- À un instant t quelconque (figure : II.3b) nous avons:

$$\sigma' \neq 0$$

$$u \neq 0$$

et toujours: 
$$\sigma = \frac{N}{A} = \sigma' + u$$

Au fur et à mesure que le temps passe, l'eau s'évacue, donc le ressort se comprime: la contrainte effective  $\sigma'$  augmente et u diminue.

u diminuant, l'eau sort de plus en plus lentement de l'orifice, la vitesse de tassement se ralentit progressivement.

- Pour  $t = \infty$ , les valeurs de u,  $\sigma$  et  $\sigma'$  sont les suivants:

$$u = 0$$

$$\sigma = \sigma'$$

La figure II.5. représente l'évolution des contraintes effectives et interstitielle en fonction du temps sous l'action de ce phénomène, appelé consolidation primaire. En pratique, le temps nécessaire à la consolidation primaire est fini. L'abaissement du piston à la fin de la consolidation primaire correspond au tassement final du sol appelé tassement primaire. [9]

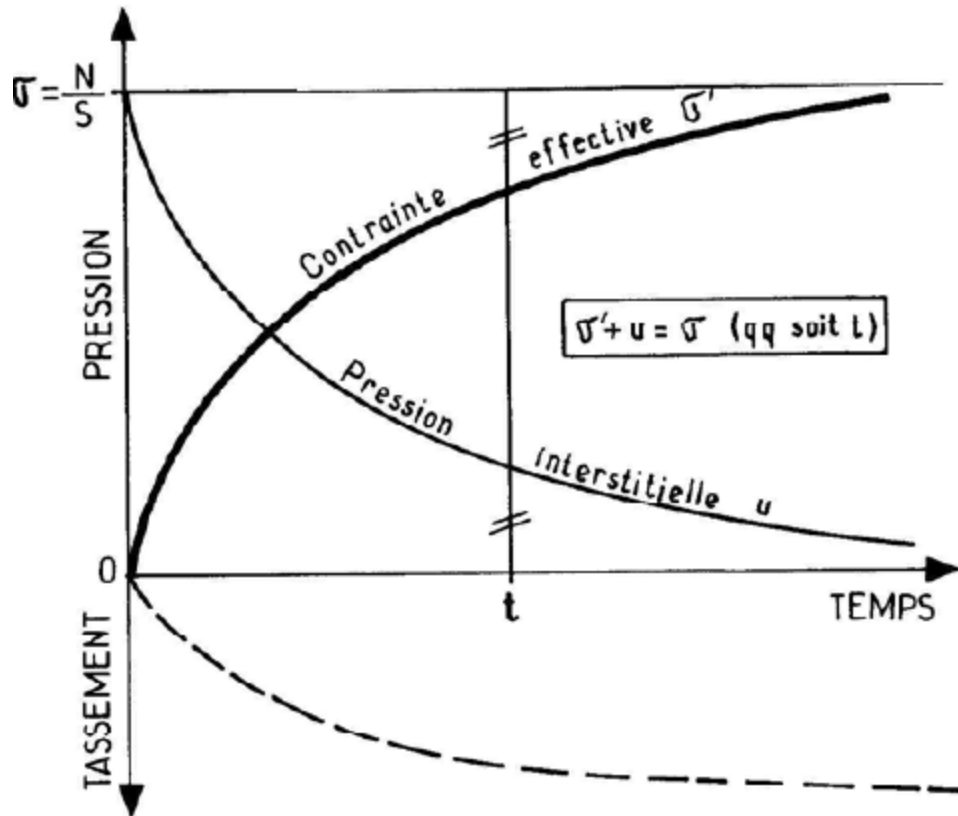


Figure II.5 .contraintes et deformations dans le temps .(book 24265221

**II.6.4 Degré De Consolidation :**

Au fur et à mesure de la consolidation dans un sol, la surpression interstitielle diminue. On appelle degré de consolidation à l’instant t en un point d’un sol où la surpression interstitielle avait pour valeur  $\Delta U_i$  à l’instant initial et a pour valeur  $\Delta U$  à l’instant t, initial et a pour valeur  $\Delta U$  à l’instant t, le rapport :

$$U = 1 - (\Delta U / \Delta U_i)$$

A l’instant initial  $t = 0$  le degré de consolidation est nul  $\Delta U = \Delta U_i$   $U = 0$

A la fin de la consolidation, le degré de consolidation a pour valeur  $\Delta U = 0$   $U = 1$

Par définition, le degré de consolidation noté U est donné par la relation :

$S_\infty$  : tassement de la couche de temps

$$S_t : \text{tassement final de la couche} \quad U = \frac{S_t}{S_\infty} \cdot 100 \% = 1 - \frac{\Delta U(z,t)}{\Delta U_i(z,t=0)} \quad (2)$$

On se rend compte à partir de l’expression ci-dessus que le degré de consolidation U est connu à tout temps t à condition que l’on connaisse l’évolution de  $\Delta u$  en fonction de z et de t.[7]

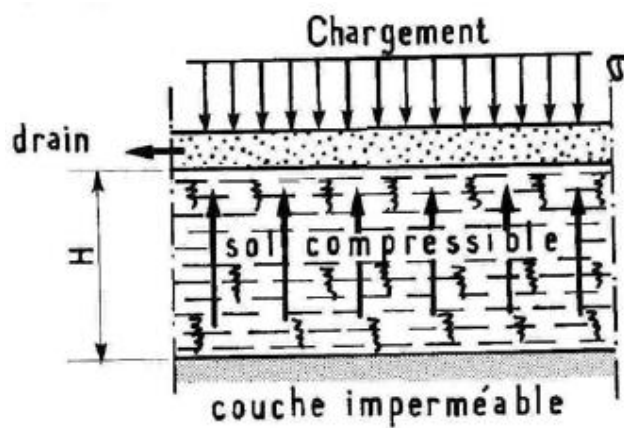
**II.6.5 Théorie De Terzaghi Pour La Consolidation Unidimensionnelle :**

Soit une couche de sol compressible, d’épaisseur H, indéfinie dans le sens horizontal, à la surface de laquelle est appliquée une pression uniforme  $\sigma$  (figure II.5).



Le problème consiste à étudier l'évolution des tassements dans le temps avec les hypothèses suivantes.

- La couche compressible est homogène, isotrope et saturée.
- Cette couche est limitée dans sa partie supérieure par un drain permettant à l'eau interstitielle de s'évacuer et dans sa partie inférieure par un substrat imperméable. La loi de Darcy est applicable.
- Le coefficient de perméabilité est constant dans la couche compressible et dans le temps.
- Le milieu est infini dans le sens horizontal. Autrement dit, du fait de la symétrie, les lignes de courant sont verticales et les équipotentielles sont horizontales. Dans la pratique, ce sera par exemple le cas d'un terrain inondable surchargé par un remblai général.
- La surcharge  $\sigma$  provoquant la consolidation est uniforme et appliquée instantanément.



**FigII.6.** Couche drainée d'un seul côté.

- L'équation différentielle qui régit le phénomène de la consolidation s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3)$$

où :  $u$  : pression interstitielle en un point quelconque situé à une cote  $z$  dans la couche et à l'instant  $t$  ;

- $C_v$  : coefficient de consolidation du sol tel que :

$$C_v = \frac{K \cdot E'}{\gamma_w} \quad (4)$$

$k$  - coefficient de perméabilité,

$z$  - profondeur dans la couche de sol,

$t$  - temps.

$E'$  - module oedométrique,

$u$  - pression interstitielle,

$\gamma_w$  - masse volumique de l'eau,

S'exprime en  $\text{cm}^2 / \text{s}$  et dépend de la perméabilité et de la compressibilité du sol.

L'annexe D donne la démonstration de ces formules ainsi que leur résolution pour les hypo -thèses particulières citées ci-dessus.

La résolution du problème conduit à définir nombre sans dimension  $T_v$ , appelé facteur temps.

$$\boxed{T_v = \frac{C_v}{H^2} t} \quad \text{Ou} \quad \boxed{t = \frac{T_v H^2}{C_v}} \quad (5)$$

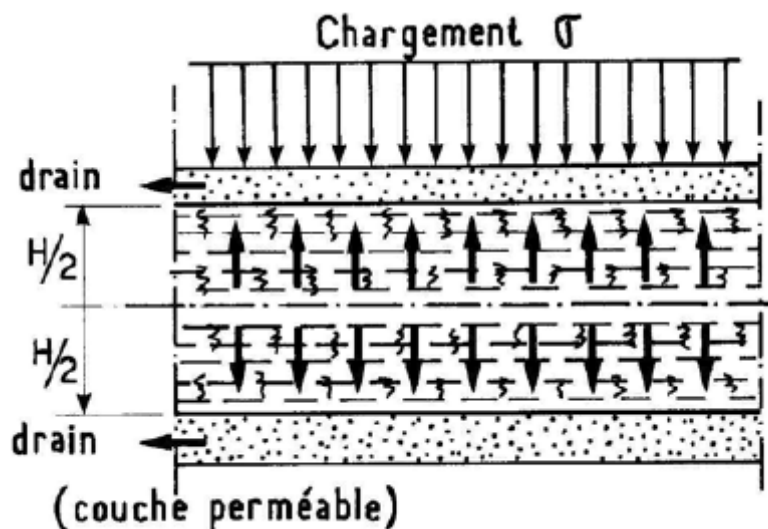
Il existe une relation unique entre le degré de consolidation  $U$  (2) et le facteur temps  $T_v$ . Pour un sol ayant un coefficient de consolidation  $C_v$ , donne, le tableau J'associe à la formule (5) permet de connaître le degré de consolidation  $U$ , donc le pourcentage de tassement en fonction du temps. La mesure du coefficient  $C_v$ , effectuée au laboratoire à l'aide de loedomètre

$U\%$	$T_v$	$U\%$	$T_v$	$U\%$	$T_v$
10	0,008	50	0,197	90	0,848
20	0,031	60	0,287	100	$\infty$
30	0,071	70	0,403		
40	0,126	80	0,567		

**TableauII.1.** Relation entre de  $U$  et  $T_v$

**II.6.6. Consolidation D'une Couche Drainée Par Les Deux Faces :**

Soit  $H$  l'épaisseur de la couche. (La figure II.7) indique la direction de l'écoulement vers les drains pendant la phénomène de consolidation. Par raison de symétrie, tout se passe comme sur (la figureII.6), mais avec une épaisseur égale à  $H / 2$ .



**FigII.7.** Couche drainée des deux côtés

La moitié supérieure de la couche compressible s'évacue par le drain supérieur et l'autre moitié par le drain inférieur.

De ce fait, les formules (5) sont remplacées par (6).

$$\boxed{T_v = \frac{4C_v}{H^2} * t} \quad \text{OU} \quad \boxed{t = \frac{T_v * H^2}{4C_v}}$$

Désignons par longueur de drainage la distance maximale entre un point quelconque du sol et le drain le plus proche. La deuxième remarque ci-dessus peut être généralisée comme suit : le temps de consolidation est proportionnel au carré de la longueur de drainage. [9]

### **II.7.Conclusion :**

Ce chapitre est consacré à l'étude d'un important phénomène géotechnique se manifestant dans les sols fins saturés et entraînant une évolution du tassement du sol en fonction du temps. le phénomène de consolidation à travers un exemple simple. Ensuite, sera exposé le concept de l'histoire des contraintes dans le sol et on définira les différents types de sol selon leur degré de Sur consolidation. On abordera ensuite les différentes méthodes expérimentales pour l'étude de la consolidation ainsi que leur interprétation. Par la suite, on présentera les équations de consolidation.

**CHAPITRE III :**  
*Détermination Des Caractéristiques  
Des Sol Qui Permet L'évaluation Des  
Tassement*

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

### **III.1. GENERALITES :**

Dans les études géotechniques, il est d'usage de désigner par le vocable «Sol» tous les matériaux existant à la surface de l'écorce terrestre, qu'il s'agisse de roches ou de matériaux meubles comme les sables ou cohérents Comme les argiles ou les tourbes.

Les roches sont compactes, dures et résistantes. Elles ne peuvent être réduites en morceaux qu'à la suite de très gros efforts mécaniques (quelquefois plusieurs dizaines de mégapascals). Les sols cohérents ou pulvérulents, au contraire, sont des matériaux susceptibles d'être soit séparés en grains. Soit déformés à la main ou par la mise en œuvre d'une énergie mécanique relativement faible.

Les roches en place sont des minéraux plus ou moins stables. Au cours des âges, les moins stables ont subi une altération physico-chimique et se sont transformées en une masse de petites particules friables qui ont, le plus souvent une structure en forme de lamelle ou de paille.

Les agrégats qui en résultent peuvent rester en place et constituer le « Sol Résiduel » ou être «transportés » par l'eau ou le vent. Les sols résiduels ont dans une certaine mesure, la stabilité des roches d'origine, alors que les sols transportés sont meubles et souvent de faible portance. C'est toujours le cas pour les sols éoliens (löss), mais ce n'est pas toujours vrai pour les graviers qui peuvent supporter des surcharges très importantes car ils n'ont subi qu'une Transformation physique et non chimique. D'autre part, dans certains cas comme au Brésil par exemple, les sols résiduels peuvent changer complètement de structure et s'effondrer brutalement sous l'action simultanée de l'eau et des surcharges créées par les ouvrages qu'ils supportent.

Pendant très longtemps (et encore quelquefois aujourd'hui), les sols ont été décrits uniquement à l'aide d'expressions très imprécises telles que « sables grenus », « argiles tenaces », « roches décomposées », etc. sans aucune référence à des valeurs précises caractérisant leurs propriétés physiques et mécaniques.

Il faut naturellement renoncer à de telles appellations sans grande signification.

La géologie, la minéralogie, l'optique et la chimie projettent des lumières intéressantes sur les propriétés de la phase solide des sols.

### **II.2. Les Domaines d'application :**

La Mécanique des Sols joue un rôle essentiel dans l'acte de construire pour tous les travaux de bâtiment et de génie civil en relation avec les sols ou les mettant en œuvre.

Les sols peuvent :

- Supporter les ouvrages : fondations superficielles, fondations profondes, ... .

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

- Être supportés : murs de soutènement, rideaux de palplanches, ... .
- Constituer l'ouvrage lui-même : remblais, digues, barrages, ...

On peut citer par exemple :

- les fondations des bâtiments, des ouvrages d'art, des ensembles industriels ...
- les ouvrages de soutènement (murs, rideaux de palplanches, ...),
- les tunnels et travaux souterrains dans les sols,
- les barrages et digues en terre,
- la stabilité des pentes naturelles et des talus et les travaux de stabilisation,
- les ouvrages portuaires et maritimes (fondations de quais, comportement des brise-lames),
- les terrassements des routes, autoroutes, voies ferrées,
- l'amélioration et le renforcement des sols,
- la protection de l'environnement. [10]

### **III.3. Les propriétés importantes des sols et leur caractérisation :**

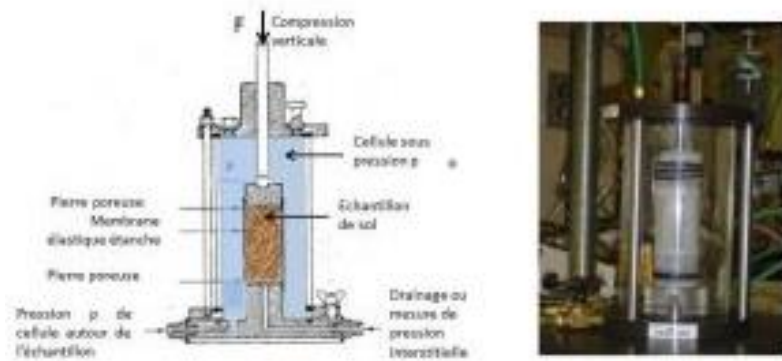
L'outil essentiel de l'ingénieur en charge du sol dans un projet de génie civil est la mécanique. Dès lors, ses propriétés les plus examinées sont ses propriétés mécaniques et hydrauliques, à savoir sa rigidité (module d'élasticité), sa résistance (cohésion et angle de frottement), sa tendance dilatante ou contractante à la rupture, sa perméabilité, et sa réaction à l'hydratation/déshydratation. L'anisotropie de ces propriétés est toujours considérée. La pression interstitielle dans un sol amène l'ingénieur à considérer les contraintes totales et les contraintes effectives, les secondes étant celles réellement supportées par le squelette du sol.

Un avant-projet d'ouvrage construit sur le sol/en sol nécessite l'identification du sol local. On parle de reconnaissance des sols. L'ingénieur va d'abord puiser ses premières informations auprès des géologues, les compléter par les dossiers-s'ils sont accessibles- de constructions voisines antérieures, et doit finalement commander soit des sondages/carottages (en vue d'essais de laboratoire-triaxial, figure 4, cisaillement direct, oedomètre,..., soit des essais in situ (pénétrömètre, pressiömètre, sismique réfraction, ...).

Les essais de laboratoire fournissent directement des données hydro-mécaniques. Par contre, les essais in situ ne sont interprétables que par des corrélations avec les paramètres hydro- mécaniques, le tout avec une certaine incertitude. Les sondages, le pénétrömètre, le pressiömètre fournissent des informations locales (selon une verticale), tandis que le sismique bien conduit renseigne sur le sol dans sa masse, mettant ses hétérogénéités en évidence. Bien d'autres techniques sont disponibles pour caractériser les couches du sous-sol: conductivité

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

électrique, gravimétrie, radar, qui concourent en outre à déceler les cavités et les discontinuités -failles, fractures.[11]



**Figure III.1** .l'essai triaxial permet de caractéristique.

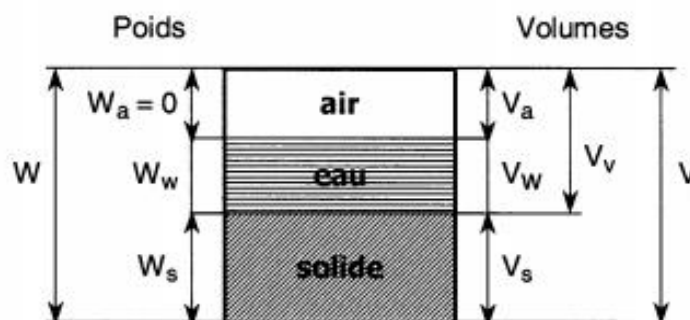
### III.4. Caractéristiques physiques des sols :

#### III.4. 1. Description :

Dans un sol naturel, les différents éléments (air, eau, grains) sont disposés en ordre dispersé et suivant un arrangement lié à la fois aux conditions et à l'histoire ultérieure subie. On peut schématiser les 3 phases dans un diagramme simplifié (figure. III.2) dans lequel on distinguera :[12]

- les volumes occupés par chaque constituant respectivement  $V_s$  pour les grains,  $V_w$  pour l'eau,  $V_a$  pour l'air avec

$V = V_s + V_w + V_a$  le volume total et  $V_v = V_w + V_a$  le volume des vides ; (internat)



**Figure III.2** : Représentation conventionnelle d'un volume de sol Poids et volumes des différentes phases.

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

Notations conventionnelles :

W : poids total du sol

V : volume total (apparent)

Ws : poids des particules solides

Vs : volume des particules solides

Ww : poids de l'eau

Vv : volume des vides entre les particules

Va : volume de l'air

Vw : volume de l'eau

Avec les relations :

$$W = W_s + W_w$$

$$V_v = V_w + V_a$$

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

On définit en outre les poids volumiques qui, avec les poids et volumes, constituent les paramètres dimensionnels :

- le poids volumique des particules solides (de la matière constituant les grains solides), noté  $\gamma_s$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{sable et argile : } = 26 \text{ à } 27 \text{ kN/m}^3$$

La phase solide des sols est constituée principalement de silice et d'alumine. Les éléments simples Si et Al ayant des masses atomiques très voisines, le poids volumique des sols évolue dans une plage très étroite. Les sols organiques et les sols métallifères font exception à ces valeurs.

- le poids volumique de l'eau, noté  $\gamma_w$

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_s} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

On prend souvent  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

Ce qui entraîne d'emblée 2% d'erreur relative.

le poids volumique du sol (ou poids volumique apparent ou poids volumique humide), noté  $\gamma$ . C'est la somme des poids des particules solides et de l'eau d'un volume unité de sol.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad \text{sable : } \approx 17 \text{ à } 20 \text{ kN/m}^3 \quad \text{argile : } \approx 16 \text{ à } 22 \text{ kN/m}^3$$

- le poids volumique du sol sec, noté  $\gamma_d$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad \text{sable : } \approx 14 \text{ à } 18 \text{ kN/m}^3 \quad \text{argile : } \approx 10 \text{ à } 20 \text{ kN/m}^3$$

Si le sol est sec :  $\gamma = \gamma_d$

- le poids volumique du sol saturé, noté  $\gamma_{sat}$  : lorsque tous les vides sont remplis d'eau.



### CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

---

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + \gamma_w * V_v}{V} \quad \text{sable et argile : } \approx 19 \text{ à } 22 \text{ kN/m}^3$$

- Le poids volumique du sol déjaugé, noté  $\gamma'$

Il est pris en compte lorsque le sol est entièrement immergé. Il tient compte de la présence de l'eau qui remplit tous les vides et de la poussée d'Archimède :

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \quad \text{sable et argile : } = 9 \text{ à } 12 \text{ kN/m}^3$$

On introduit aussi la notion masse volumique, notée  $\rho$ , et plus rarement celle de densité

Par rapport à l'eau, notée  $D$  :

$$\text{Densité: } D = \frac{\gamma_i}{\gamma_w} \quad \longrightarrow \quad \text{densité sèche : } D_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$$

On observera que le vocabulaire courant utilisé dans le milieu professionnel du B.T.P. confond assez facilement poids volumique, masse volumique et densité.

Les paramètres sans dimensions, au nombre de quatre, indiquent dans quelles proportions sont les différentes phases d'un sol. Ils sont très importants et essentiellement variables.

On définit la porosité, notée  $n$ , qui permet de connaître l'importance des vides c'est à dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré. Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides au volume total.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad \text{sable : } n = 0.25 \text{ à } 0.50$$

Argile:  $n = 0,20 \text{ à } 0,80$

La porosité est toujours inférieure à 1.

Elle peut aussi être exprimée en pour-cents.

Les sollicitations auxquelles sont soumis les sols produisent des variations du volume des vides  $V_v$  qui entraînent des variations du volume apparent  $V$ ; aussi préfère-t-on souvent rapporter le volume des vides non pas au volume apparent de l'échantillon mais au volume des particules solides, lequel peut être considéré comme invariant. On définit alors l'indice des vides, noté  $e$ , dont la signification est analogue à celle de la porosité. Il est défini par la relation :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{sable : } e = 0.5 \text{ à } 1 \quad \text{argile : } e = 0.3 \text{ à } 1$$

L'indice des vides peut être supérieur à 1 et même atteindre la valeur 13 (cas extrême des argiles de Mexico).

La teneur en eau, notée  $w$ , est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides d'un volume donné de sol. Elle s'exprime en pour-cent. Elle est facilement mesurable en laboratoire.

$$W = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad \text{sable : } w = 1 \text{ à } 15\% \quad \text{argile : } w = 10 \text{ à } 20\%$$

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

La teneur en eau peut dépasser 100 % et même atteindre plusieurs centaines de pour-cent.

Le degré de saturation, noté  $S_r$ , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pour-cent.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} * 100$$
 Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100 % (sol saturé).

Parmi tous les paramètres définis précédemment, les paramètres sans dimensions sont les plus importants. Ils caractérisent l'état dans lequel se trouve le sol c'est à dire l'état de compacité du squelette ainsi que les quantités d'eau et d'air contenues dans le sol. :[10]

### **III.4.2. Identification des sols par courbe granulométrique (NF P 94-056 & -057) :**

#### **III.4.2.1. Analyse granulométrique et sédimentométrie :**

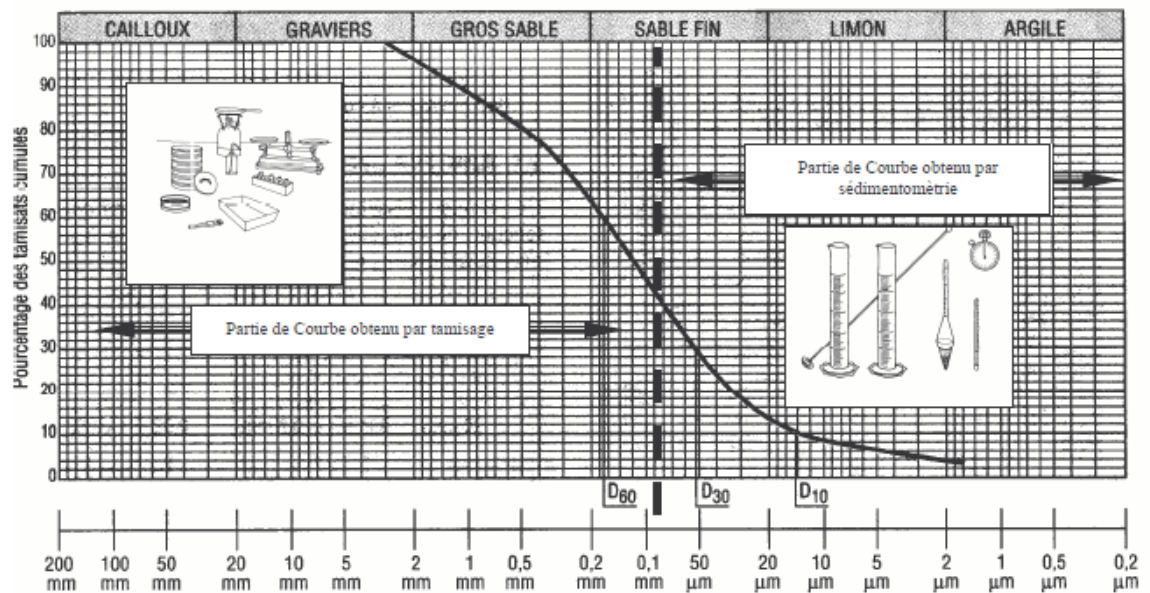
L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue :

- \_ Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80 $\mu$ m,
- \_ Par sédimentométrie pour les grains plus fins. L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les Grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau.

La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la COURBE GRANULOMETRIQUE. Elle représente pour chaque dimension de particule, le poids (ou masse) des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmique.[13]

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement



**Figure III.3 :** Courbe granulométrique.

### III.4.2.2. Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure d'une courbe granulométrique :

La forme de la courbe granulométrique permet de préciser le degré d'étalement de la granulométrie ou encore son uniformité ; Cette uniformité est exprimée par le Coefficient d'uniformité ou Coefficient de hazen  $C_U$  défini par le rapport :

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$d_y$  : dimension du tamis correspondant à y% de passants.

Ce coefficient est donc immédiatement calculé à partir de la courbe granulométrique.

- Si  $C_U < 2$  la granulométrie est uniforme (ou serrée),
- Si  $C_U > 2$  la granulométrie est étalée (ou variée).

### III.4.3. Identifications propres aux sols fins :

#### III.4.3.1. Etats de consistance :

##### III.4.3.1.1. Limites d'atterberg (NF P 94-051) :

Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol.

L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa Consistance. :[13]

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

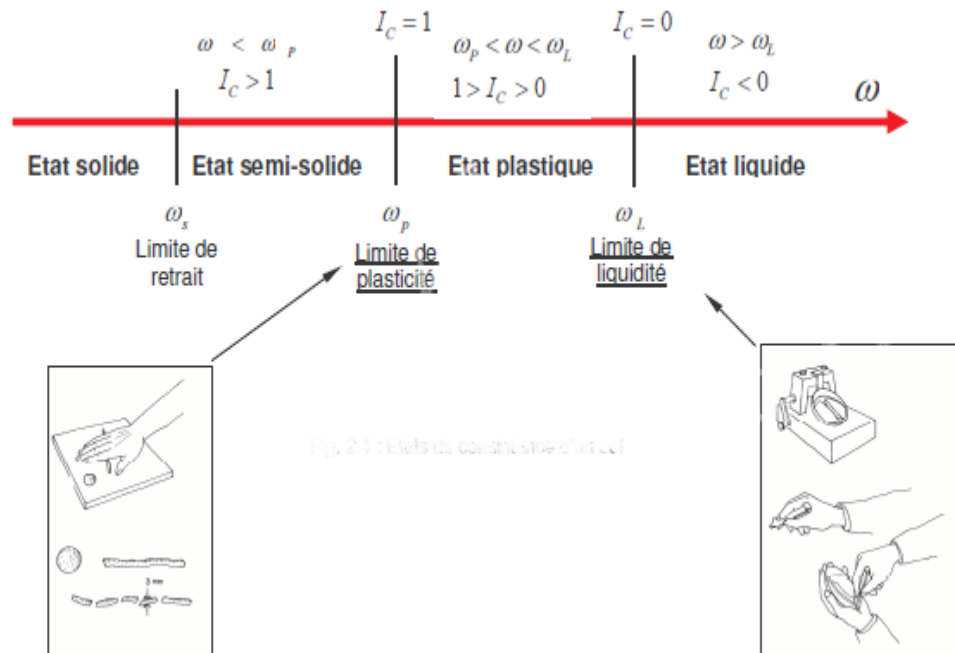


Fig. 2.4 : Etats de consistance d'un sol

**Figure. III.4** : Etats de consistance d'un selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. On détermine plus particulièrement les valeurs suivantes :

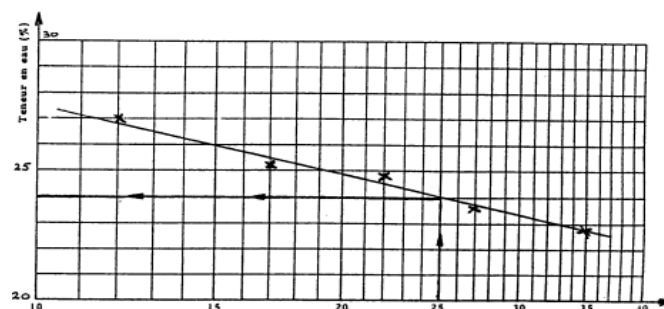
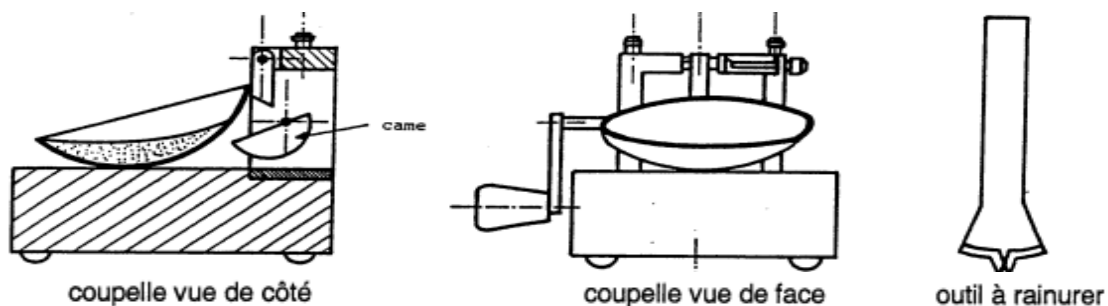
La limite de plasticité ( $W_p$ )

La limite de liquidité ( $W_l$ )..

La Limite de retrait( $w_R$ ) [12]

➤ **Limite de liquidité (WL) NF P94-051** (Méthode de Casagrande à la coupelle) :

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du Matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V.



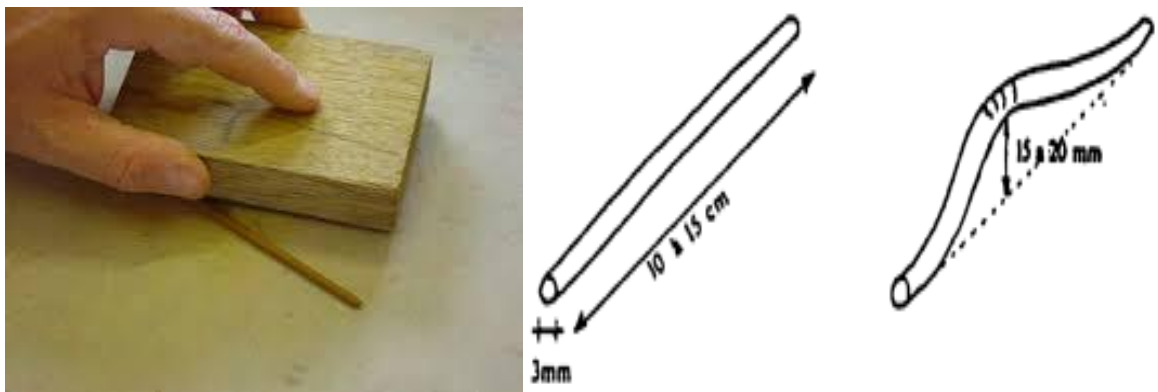
**Figure III.5** : Détermination de la limite de liquidité.

### CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte. Par définition,  $w_1$  est la teneur en eau (%) qui correspond à la fermeture de la Rainure sur 1 cm, de 01 a 27 maximal chocs.

➤ **Limite de plasticité ( $w_p$ ) NF P94-051 :**

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de cylindre Qu'on amincit progressivement (figure II.10). La limite de plasticité est la teneur en Eau du cylindre qui se brise (casse) en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. Il faut donc réaliser des rouleaux de 3 mm de diamètre sans pouvoir faire de rouleaux plus fins. On exécute en général deux essais pour Déterminer cette limite. [14]



**Figure III.6.** Détermination de la limite de plasticité.

➤ **Limite de retrait ( $w_R$ ) NF P94-060-1 :**

Le sol est progressivement desséché dans un cylindre métallique jusqu'à atteindre le retrait volumique. La mesure des différents volumes permet de retrouver la teneur en eau correspondant à la limite de retrait.

➤ **Indice de plasticité ( $I_p$ ) NF P94-051 :**

L'indice de plasticité, noté  $I_p$ , est le paramètre le plus couramment utilisé pour Caractériser l'argilosité des sols. Il s'exprime par la relation

$$I_p = w_1 - w_p$$

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

De même au (tableau III.1), on a présenté les qualificatifs de plasticité définis à partir de l'indice de plasticité. [14]

$I_p$	Plasticité
0	Non plastique
1-5	Très faiblement plastique
5-10	faiblement plastique
10-20	Moyennement plastique
20-40	Plastique
>40	Très plastique

**Tableau III.1 :** Classification des sols en fonction de leur indice de plasticité.

### ➤ **Indice de consistance ( $I_c$ ) :**

La comparaison de la teneur en eau naturelle  $w$  d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance : [15]

$$I_c = \frac{w_l - w}{w_l - w_p}$$

### ➤ **L'activité ( $A_c$ ) :**

L'activité est le rapport de l'indice de plasticité ( $I_p$  %) à la teneur en argile (%)

$$A_c = \frac{I_p}{C_2}$$
$$C_2 = \frac{m_{d2\mu m}}{m_{d400\mu m}}$$

Avec :  $m_{d2\mu m}$  et  $m_{d400\mu m}$  représentent la masse des éléments inférieurs à  $2\mu m$  et  $400\mu m$  ; respectivement. [10]

### **III.5. Identification des sols :**

Tous ces essais (granulométrie, teneur en eau, Proctor, limites d'Atterberg, essai au bleu) sont des essais d'identification.

Parmi ceux-ci, granulométrie et teneur en eau concernent le squelette du sol et renseignent absolument pas sur les relations entre grains.

Les limites d'Atterberg, l'essai au bleu et l'essai Proctor sont au contraire des essais qui tiennent compte des relations intergranulaires.

Mais tous ces essais d'identification sont effectués en remaniant le sol.

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

### **III.5.1. Quel quel application pratiques des essais d'identification :**

Les essais d'identification permettent de qualifier le sol par un nom plus précis (argile, sable, limon argileux,...).

Une telle appellation est très utile quand elle est un peu rigoureuse car le mécanicien des sols sait, pour chaque type de sol, quelles sont les propriétés à étudier, quels sont les risques possibles, quelles sont les aptitudes principales.

Ainsi :

- une argile, un limon argileux conviennent a priori pour réaliser la zone étanche d'un barrage ;
- un sable ne convient pas ;
- sous réserve d'une certaine propreté, un sable grossier peut convenir pour construire le drain d'un barrage ;
- un sol fin est plus compressible qu'un sol grossier ;
- un sol fin est plus sensible à l'eau qu'un sol grossier du point de vue de la mise en œuvre.

[16]

### **III.5.2. Essais de la compressibilité des sols en laboratoire :**

#### **III.5.2.1. Définition et principe de l'essai œdométrique :**

Chaque construction doit être respecter par des normes de stabilités et consolidations des sols, tel que le phénomène de consolidation est la déformation du sol fin saturé au fur et à mesure de l'évacuation de l'eau interstitielle, suite à l'application d'une surcharge en surface du sol.

Il est prépondérant dans un sol argileux et s'exprime par une évolution du tassement dans le temps. [9]

#### **III.5.2.2. Principe de l'essai :**

L'essai œdométrique consiste à soumettre l'échantillon à une série de pressions verticales et de suivre l'évolution des déformations verticales du matériau dans le temps, sous une surcharge donnée, à l'aide des comparateurs.

Les principaux paramètres pouvant être déduits de l'essai œdométrique réalisé sur des échantillons non remaniés sont :

- les paramètres de compressibilité ;
- le coefficient de consolidation ;
- la contrainte apparente de préconsolidation ou la résistance du matériau ;
- le coefficient de consolidation secondaire ;

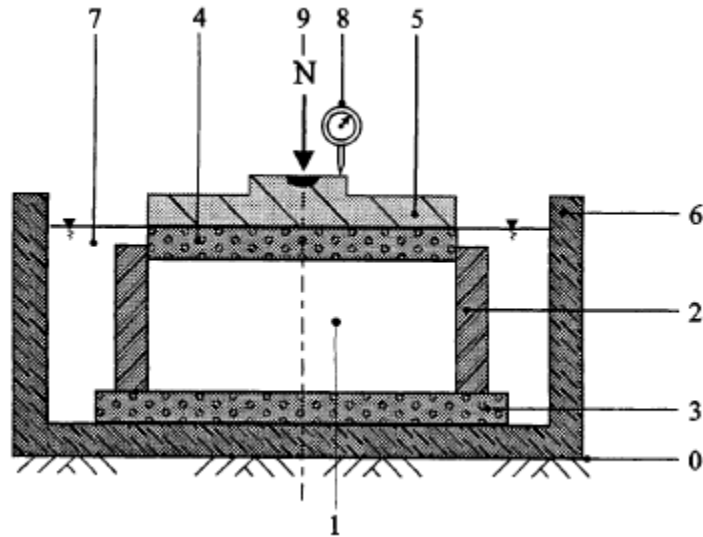
les paramètres de gonflement



## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

Et les principes de l'essai oedométrique à chargement par paliers sont les suivants :

- le chemin de contraintes correspond à une déformation unidimensionnelle ;
- le drainage est axial et unidimensionnel. [17]



- |   |                            |   |                          |
|---|----------------------------|---|--------------------------|
| 0 | Bâti                       | 5 | Dispositif de chargement |
| 1 | Éprouvette de matériau     | 6 | Réserve                  |
| 2 | Enceinte œdométrique       | 7 | Liquide d'imbibition     |
| 3 | Disque drainant inférieur  | 8 | mesurages du déplacement |
| 9 | efforts N sur l'éprouvette |   |                          |

**Figure.III.7** : Principe l'œdométrique.

### III.5.2.2.1. Appareillage :

Les oedomètres utiliser sont des oedomètres a chargement par l'avant, ils sont composés principalement de :

- Un moule oedométrique métallique rigide de section cylindrique.
- Un dispositif de chargement ou bâti de chargement, il doit appliquer les charges suivant l'axe du piston.
- Des jeux de masse varient de 1 Kg à 10Kg.
- Un comparateur.



## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement



Figure III.8 : Appareillage de l'essai œdométrique.

### Appareillage d'usage courant :

- Une trousse coupante pour tailler l'échantillon.
- Une balance électronique de précision pour mesure les teneurs en eau.
- Une étuve.
- Un couteau.
- Un chronomètre.
- Du papier filtre pour protégé les pierres poreuses.

Expression des résultats La courbe de compressibilité œdométrique est la courbe Continue qui relie les points expérimentaux d'une mesure réalisée conventionnellement, Représentés dans le diagramme  $(e, \log \sigma)$  en échelle semi-logarithmique,  $e$  étant l'indice des vides de l'éprouvette à la fin du palier de chargement sous  $\sigma$ .

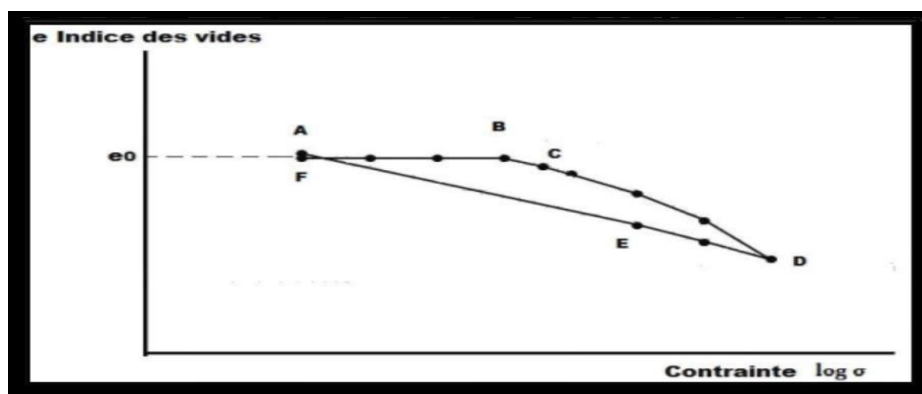


Figure.III.9 : Courbe de compressibilité œdométrique.

### III.5.2.2.2.Préparation de l'échantillon :

- Dresser les faces supérieure et inférieure de la carotte planes et parallèles
- A l'aide de la trousse coupante ramener la carotte de sol aux mêmes dimensions que l'éprouvette d'essai,

### **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

On utilise la trousse coupante de diamètre 70mm.

- Huiler légèrement l'intérieur de la trousse coupante.
- Commencer à tailler la carotte de sol, en s'appuyant sur la trousse coupant, d'une façon tronconique afin de conserver un diamètre toujours supérieur au diamètre final.
- Araser les deux faces, supérieur et inferieur, de la trousse coupante
- ajuster progressivement le diamètre de l'éprouvette à celui de la trousse coupante pour permettre l'enfoncement, et l'enfoncer au fur et mesure dans le moule.

#### **Exécution de l'essai :**

##### **➤ Mise en place de l'échantillon sur le bâti de consolidation :**

- Placer l'échantillon de sol et son moule dans le corps de la cellule.
- Poser le corps de la cellule sur la base sans oublier le joint et le papier filtré sur la pierre poreuse.
- Serrer les trois vis de fixation.
- Mettre en place le piston sans oublier le papier filtré entre l'échantillon et la pierre poreuse du piston.
- Placer la cellule sur le bâti de chargement.
- Disposer les treillis de charge ainsi que le comparateur, sans oublier de remettre à zéro ce dernier.

##### **➤ Chargement de l'éprouvette sur le bâti de consolidation :**

- Après avoir mis le moule sur le bâti de consolidation, on sature l'éprouvette en remplissant la cellule de consolidation avec de l'eau distillé.
- On exerce à la partie supérieure du sol une pression variable à l'aide d'un piston et l'on mesure les affaissements observés.
- On place les poids sur le plateau de manière à faire croitre graduellement la pression appliquée à l'échantillon et pour cela on double la pression lors de chaque chargement.
- A chaque fois qu'on double le poids, on observe le tassement de l'échantillon.
- Le chargement se fera de la manière suivante :

##### **a) -Premier chargement :**

- -On commence à poser doucement les poids sur le plateau de charge.
- -Si la pression de pré-consolidation est très élevée, l'éprouvette a tendance a gonflé en présence de l'eau au départ, on doit empêcher se gonflement ; pour cela, on maintient l'équilibre par augmentation progressive des charges jusqu'à l'apparition d'un début de tassement.

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

- On note cependant la pression correspondante et on poursuit normalement l'augmentation des charges.

- Les lectures de comparateur s'effectueront au temps suivant.

Temps 0s, 6s , 15s, 30s, 45s, 1<sub>mm</sub>, 2<sub>mm</sub>, 4<sub>mm</sub>, 8<sub>mm</sub>, 15<sub>mm</sub>, 3<sub>mm</sub>, 1h, 2h, 4h, 8h, 24h.

### **b)-Charges successives :**

On augmente progressivement les charges toutes les 24h jusqu'à atteindre 64 kg sans jamais enlevée un poids pour en mettre un autre plus lourd, le déchargement instantané risque de fossé l'essai.

**c)-Déchargement :** 24heures après avoir appliqué à l'échantillon la dernière charge de 64kg, on commence à décharge progressivement 16kg, 8kg en effectuant les mêmes lectures que pour le chargement et ceci tout les 24 heures.

### **d)-Fin de l'essai :**

A la fin de l'essai, on enlève l'éprouvette du moule, on vide l'eau de la cellule, on prend un échantillon de cette éprouvette et on le met à l'étuve pour déterminer la teneur en eau de fin d'essai et le poids spécifique sec.

### **III.5.2.3.Exploitation des résultats :**

#### ➤ **Calcule de pression ( $\sigma$ [KPa]) :**

$$\text{On à } \sigma = \frac{N}{S}$$

$\sigma = [(la\ charge \times le\ rapport\ du\ bras\ de\ levier) + poids\ du\ piston] / la\ surface\ du\ moule.$

Avec : -le rapport du bras de levier =10cm.

- Poids du piston =994g =9.94N.

- La surface du moule :  $S = \frac{\pi D^2}{4}$  Tel que : D=7cm  $\longrightarrow$  **S=38.465cm<sup>2</sup>**

D'où on obtient le tableau suivant :

<b>Charge (N)</b>	0.5	1	2	4	8	16	32	64
<b><math>\sigma</math> (N/cm<sup>2</sup>)</b>	1.3	2.6	5.2	10.4	20.8	41.6	83.2	166.4

**Tableau III.2 : Résultat de pression  $\sigma$ .**

#### ➤ **Détermination des teneurs en eau :**

On utilise la formule suivante :

$$W = \frac{\text{poids de l'eau}}{\text{poids de sol}}$$

**Teneur en eau initiale :**

$$W = \frac{146.90 - 130.28}{112.14} = 14.82\%$$

### CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

Teneur en eau finale :

$$W = \frac{418.42 - 393.63}{112.14} = 22.10\%$$

➤ Détermination de la hauteur du solide équivalent  $H_p$  :

$$H_p = \frac{W_s}{G_s \cdot S}$$

Avec :  $W_s$  : poids sec de l'éprouvette.  $W_s = 112.14$

$G_s$  : poids sec de l'éprouvette,  $G_s = 2,7$ .

$\gamma_w$  : poids spécifique de l'eau,  $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ .

$S$  : surface du moule  $s = 38,465 \text{ cm}^2$

$$H_p = 10.80 \text{ cm}$$

La courbe de compressibilité œdométrique, permet de déterminer quelques Paramètres mécaniques du sol liés à la compressibilité ; indice de compression  $C_c$  et indice de gonflement  $C_g$ . Ces paramètres sont déterminés graphiquement sur la courbe de Compressibilité.

Indice de compression  $C_c$  ; on appelle indice de compressibilité  $C_c$  la pente de partie CD de la courbe de compressibilité œdométrique (Fig.III.8), Il est sans dimension,

Soit : [18]

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')}$$

Avec :

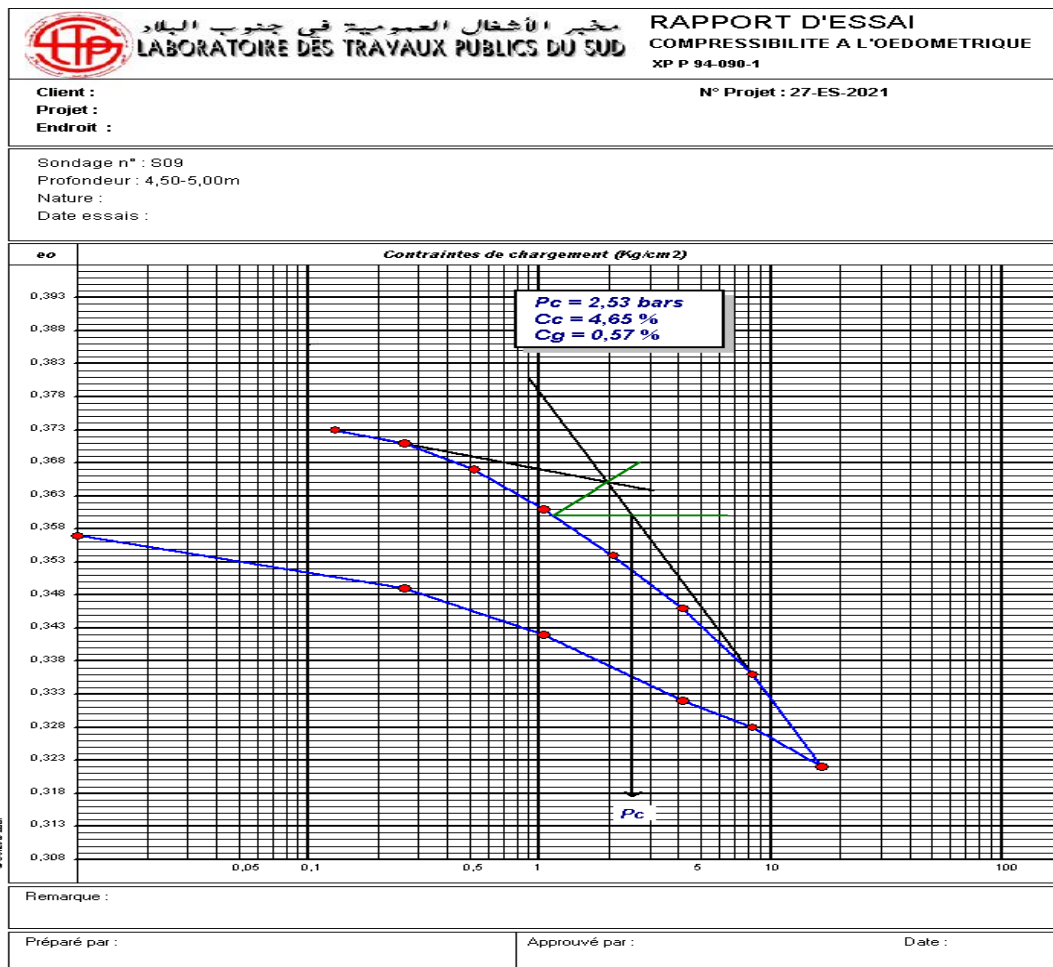
$\Delta e$  : La variation de l'indice de vide.

$\Delta(\log \sigma')$  : La variation de la contrainte.

Paramètre oedométrique	Valeurs
Pression de preconsolidation $P_c$	2.53 bars
Coefficient de compressibilité $C_c$	4.65%
Coefficient de gonflement $C_g$	0.57%

Tableau III.3 : Résultats des essais de compressibilité

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement



**Figure.III.10** : Graphe regroupant les courbes de compressibilité.

$$\text{Coefficient de gonflement : } C_s = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_r)}$$

### III.5.2.4. Courbes de compressibilité œdométrique :

Les paramètres de compressibilité utilisés pour le calcul du tassement sont issus de la courbe

De compressibilité œdométrique, qui représente en fonction de la pression appliquée le Tassement observé à la fin de chaque palier de chargement (au bout de 24 heures). Les points Expérimentaux sont utilisés pour tracer une courbe de compressibilité et déterminer la Pression de préconsolidation. Diverses méthodes peuvent être utilisées, notamment la

Méthode classique de Casagrande, qui utilise la courbure de la courbe tracée par les points Issus des essais et la méthode LPC, qui s'appuie sur une boucle de chargement-déchargement En cours d'essai. [19]

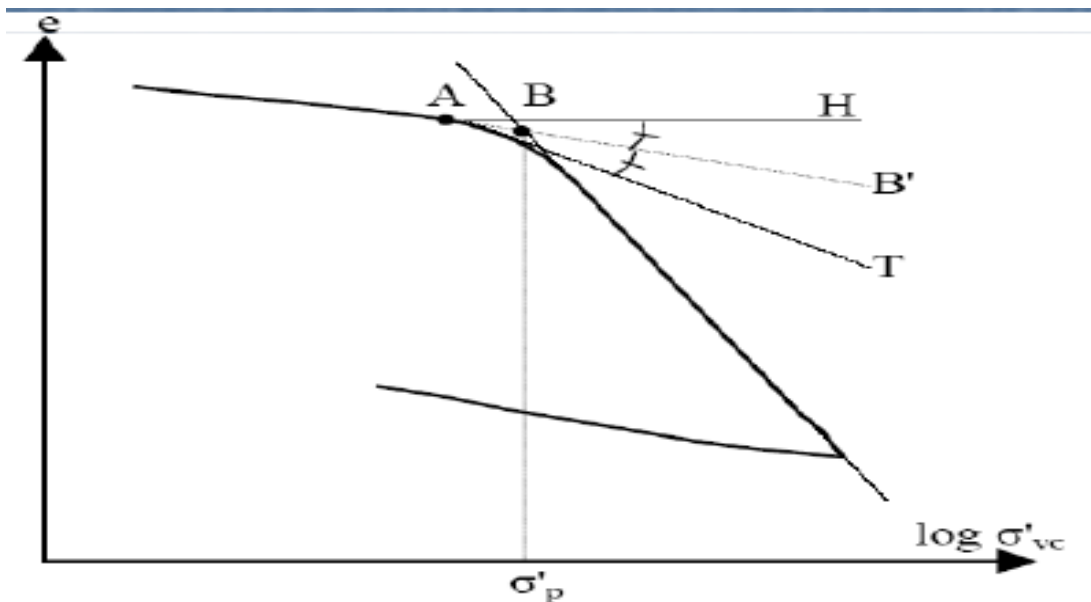
## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

### Ordre des opérations

- indic ↑
- 0 .La courbe est décrite dans l'ordre ABCDE.
  1. Tracer la droite CC' (pente Moyenne du cycle dedéchargement rechargement).
  2. Tracer par le point A la droite AA', parallèle à CC' .
  3. Linéariser la partie finale de la Courbe expérimentale (droite EE').
  4. Le point P, intersection de AA' et EE', définit la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$
  3. La courbe œdométrique idéalisée est APE. Cs est la pente de AP. Cc est la Pente de PE.

$\sigma'_p$        $\lg \sigma'_{vc}$

**Figure III.11.** : Courbe de compressibilité œdométrique et pression de préconsolidation (Méthode des laboratoires des Ponts et Chaussées).



**Figure III.12:** Détermination de la contrainte de préconsolidation.

### CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

---

La contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  est déterminée d'après un essai de compressibilité par la construction graphique de Casa grande sur la courbe.

(FigIII.11) : Soit A le point où le rayon de courbure est minimal.

On trace la droite horizontale AH à partir de A.

A partir de A, on trace la tangente AT au début de la courbe de compression vierge.

On trace la bissectrice AB' de l'angle HÂT.

On prolonge la portion rectiligne de la zone de compression vierge jusqu'à son intersection en B avec la bissectrice AB'.

Le point B correspond à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$

On peut avoir plusieurs cas selon les valeurs relatives de  $\sigma'_p$  et la contrainte effective actuelle due au poids des terres  $\sigma'v_0$

➤ **Sol normalement consolidé :**

La contrainte de préconsolidation est égale à la contrainte due au poids des terres :

$$\sigma'_p = \sigma'v_0$$

➤ **Sol surconsolidé :**

Lorsque les deux contraintes sont telles que

$$\sigma'_p > \sigma'v_0$$

On définit alors le taux de suconsolidation par :  $rsc = \frac{\sigma'_p}{\sigma'v_0}$

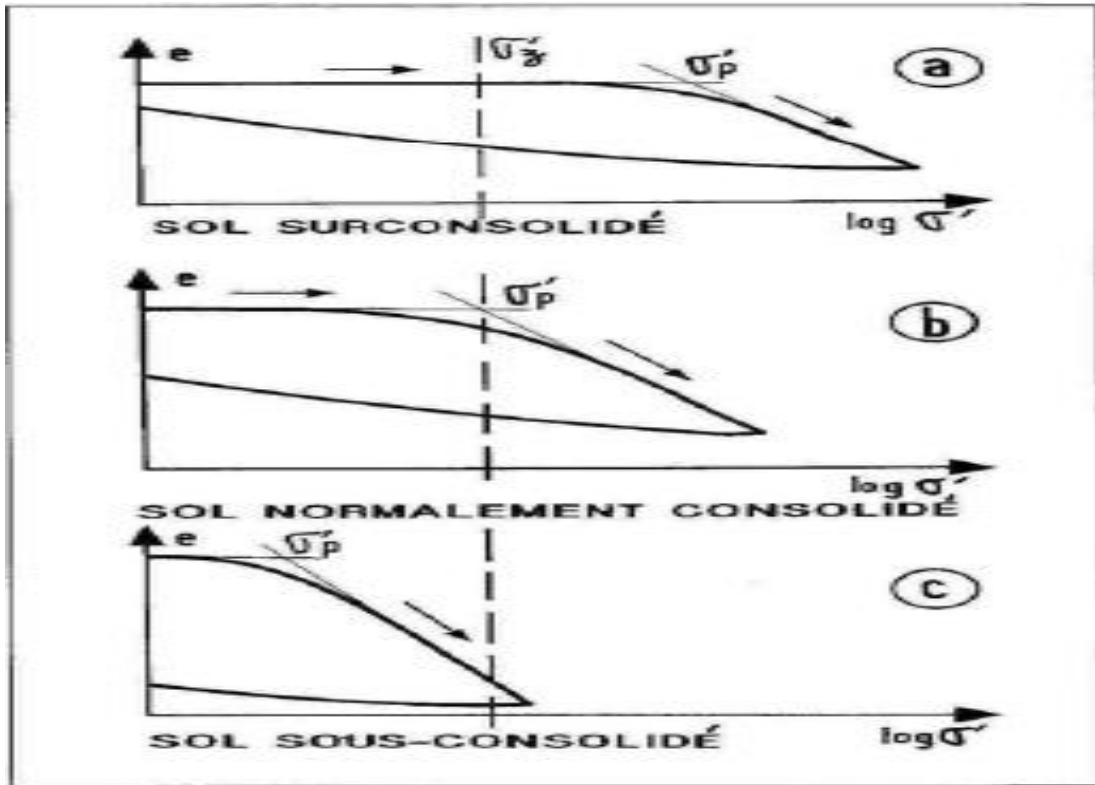
**Sol sous-consolidé :**

Lorsque  $\sigma'_p < \sigma'v_0$

Ce cas est généralement rare et n'est pas permanent. En effet, on ne peut le trouver que dans les sols déposés récemment par un processus géologique ou par intervention humaine.

Le sol en question n'a pas encore atteint son équilibre avec le poids des terres. La pression interstitielle est alors supérieure à la pression hydrostatique. [9]

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement



**Figure III.13** : différent état de consolidation.

### Module œdométriques :

Bien que le sol ne suit pas de loi élastique, on définit le module œdométrique :

$$E_{oed} = \Delta \sigma' / (\Delta H/H_0)$$

$E_{oed}$  : Module œdométrique.

On peut déterminer un module sécant sur un intervalle de contrainte  $\Delta \sigma'$ .

### Module de compressibilité :

$m_v$  : module de compressibilité sécant est l'inverse de  $E_{oed}$  sur le même intervalle  $\Delta \sigma'$  :

$$m_v = 1 / E_{oed}$$

Coefficient de compressibilité :

à  $v$  : coefficient de compressibilité =  $(1+e_0) / m_v$ .

### III.5.3. Essai pressiométrique in situ :

#### III.5.3. 1. Objectif de l'essai :

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage. Cet essai fait l'objet de la norme française **NF P 94-110-1**.

Les informations recueillies grâce au forage ainsi que les caractéristiques mécaniques obtenues lors des essais permettent :

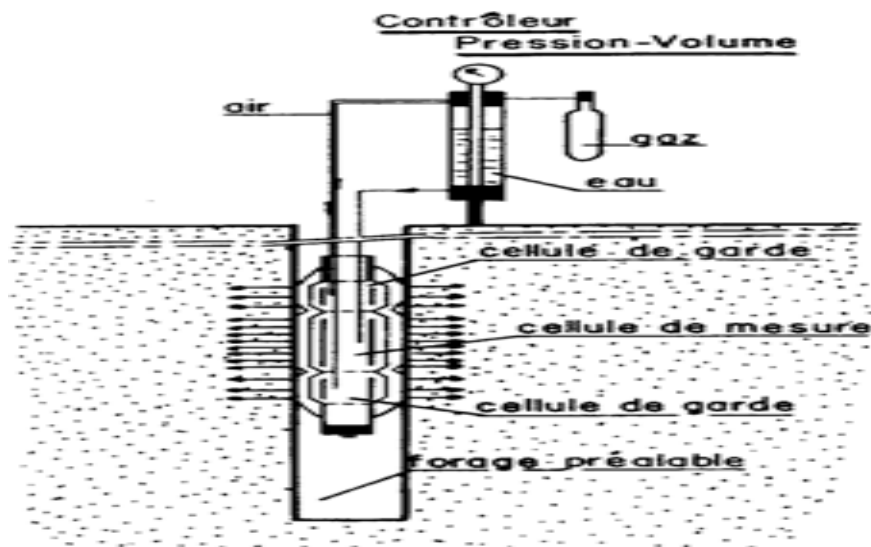


## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

- D'apprécier la succession des couches de sol et éventuellement leur nature ;
- De définir l'aptitude des terrains à recevoir certains types de constructions et d'orienter le choix des fondations d'ouvrages ;
- De dimensionner les fondations ;
- D'évaluer les déplacements des structures en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises.

### III.5.3. 2. Principe de l'essai :

Le procédé consiste à introduire dans le sol, une sonde cylindrique dilatable (**figure III.14**). Cette sonde est reliée à un appareil de mesure pression-volume, appelé Contrôleur Pression Volume (CPV), situé à la surface du sol. L'essai permet d'obtenir une courbe "pression appliquée-volume injecté", représentative de la relation contrainte-déformation jusqu'à la rupture du sol en place. Pour cela on injecte de l'eau sous pression dans la sonde de mesure qui vient déformer le sol. Le volume injecté et la pression appliquée sont mesurés. Le volume d'eau injecté nous renseigne sur la déformation du sol, et la pression de l'eau nous renseigne sur la contrainte reprise par le sol. [20]



**Figure III.14.** : Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard.

L'exploitation des résultats permettra de connaître deux caractéristiques pressiométriques importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations :

### III.5.3.3.Appareillage : [21]

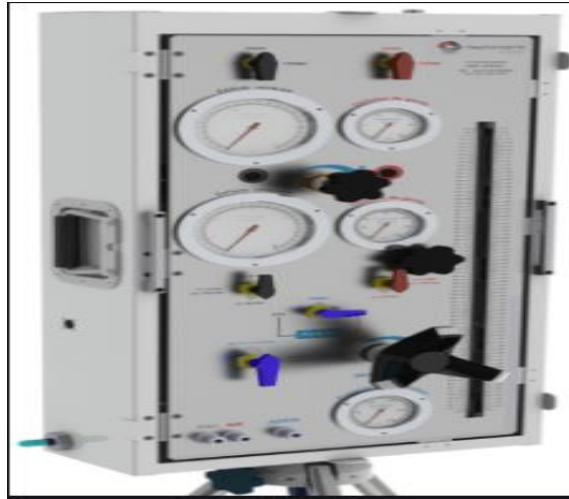
L'ensemble du matériel pressiométrique comprend :

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

---

### III.5.3.3.1 Contrôleur pression-volume CPV :

Il est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulures coaxiales en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau, jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa, d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué (**figure 15**)



**Figure III.15** : Contrôleur pression volume.

### III.5.3.3.2. Sondes

Elle comporte trois cellules. La cellule centrale, dite de mesure, gonflée à l'eau et deux cellules d'extrémité dites cellules de garde gonflées au gaz. La cellule standard a un diamètre extérieur de 5,7 cm et une longueur totale de 45 cm. La cellule de mesure a une longueur de 21 cm.

- $p_l$  : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol) ;
- $E_M$  : module pressiométrique Ménard (caractéristique de déformabilité du sol).



**Figure III.16:** Sonde pressiométrique.

#### **III.5.3.3. Tubulures**

Elles assurent les connections entre le CPV et les cellules de la sonde. L'une sert au passage de l'eau, l'autre sert au passage du gaz.

#### **III.5.4. Déroulement de l'essai**

Le mode de mise en place de la sonde, est lié à la nature des sols, à leur état, à la présence ou non d'une nappe et descendre la sonde dans un trou de forage réalisé préalablement de diamètre  $d_t$  tel que  $d_t < 1,15d_s$  ( $d_s$  = diamètre extérieur maximal de la cellule centrale).

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde  $V$  en fonction de la pression appliquée  $p$ . La pression  $p$  mesurée à l'indicateur de pression est augmentée progressivement par paliers de pression de pas  $\Delta p$  constants. Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant une durée  $\Delta t$  de 60 secondes. Le temps pour appliquer le pas de pression  $\Delta p$  doit être inférieur à 10 secondes. Une fois l'essai terminé, le déchargement se fait sans palier.

Un essai d'expansion est conduit jusqu'à l'obtention de la pression limite. Si cette pression ne peut être atteinte, l'essai est considéré comme terminé s'il comporte un minimum de huit paliers et la pression de 5 MPa a été atteinte dans la cellule centrale de la sonde.

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

À chaque palier il faut noter la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde au moins aux temps  $t=15$  s ;  $t=30$  s ;  $t=60$  s.

Deux sondages consécutifs ne doivent pas être réalisés à une distance inférieure à 0,75 m. [20]

### III.5.5. Exploitation des résultats :

Pour un essai à une profondeur donnée, la courbe pressiométrique brute est la représentation graphique du volume d'eau injecté dans la sonde en fonction de la pression d'eau  $V = f(p_r)$ .  $p_r$  est la pression d'eau lue au manomètre du CPV et  $V$  le volume de liquide injecté dans la sonde et mesuré à la fin de chaque palier de pression.

Cette courbe brute doit être corrigée en prenant en compte la résistance propre de la sonde, et la pression hydrostatique dans les tubulures.

La courbe pressiométrique corrigée (figure III. 17) est la représentation de  $V = f(p)$  et prend donc en compte la pression réellement appliquée au sol. [22]

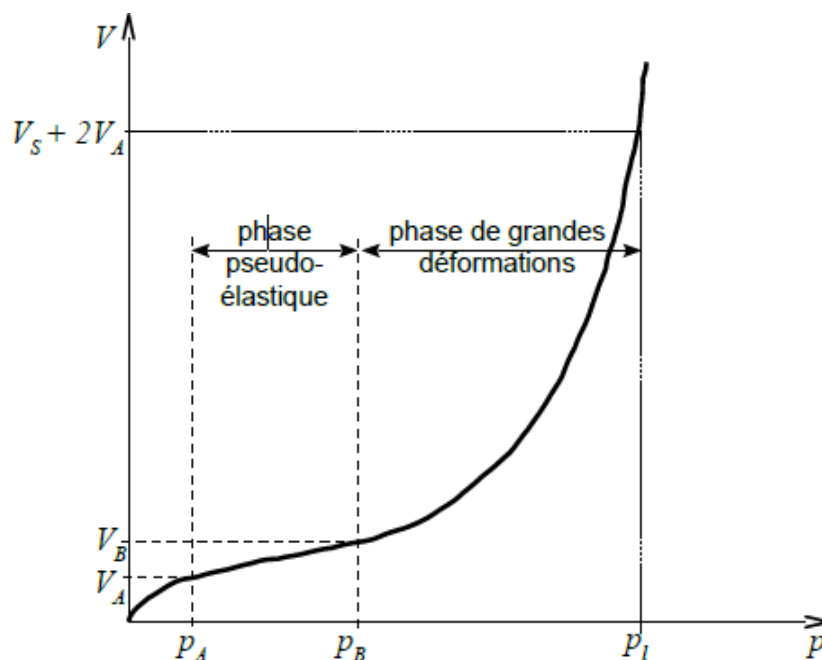


Figure III.17: Courbe type d'un essai pressiométrique Ménard.

On repère sur cette courbe les points A ( $p_A ; V_A$ ) et B ( $p_B ; V_B$ ) marquant les limites inférieures et supérieures de la partie linéaire (pseudo-élastique, voir la figure ci-dessous)

A partir de cette courbe trois phases sont identifiables :

- Partie OA: phase de mise en contact de la sonde avec le sol,
- Partie AB: phase pseudo-élastique,

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

- Partie BC: phase de grandes déformations et de développement de la rupture.
- Le module pressiométrique  $E_M$  est déterminé dans la plage pseudo élastique qui a pour origine  $(p_A ; V_A)$  et pour extrémités  $(p_B ; V_B)$ . [20]

Il est calculé en considérant le sol en élasticité linéaire, en déformation plane :

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[ V_S + \frac{V_a + V_b}{2} \right] \frac{P_b - P_a}{V_b - V_a}$$

Où :

$V_S$  est le volume de la cellule centrale de mesure de la sonde

$V_a$  est le volume correspondant à l'origine de la plage pseudo-élastique de la

courbe  $V_b$  est le Volume correspondant à l'extrémité de la plage pseudo-

élastique de la courbe  $P_a$  est la Pression correspondant à l'origine de la plage

pseudo-élastique de la courbe

$P_b$  est la Pression correspondant à l'extrémité de la plage pseudo-élastique de la courbe

$\nu$  est le Coefficient de Poisson

En plus des caractéristiques pressiométriques, ce profil indique la nature des sols rencontrés ainsi que le niveau éventuel de la nappe d'eau souterraine, ces informations étant obtenues lors du forage préalable nécessaire à la mise en œuvre de la sonde.

L'outil de foration utilisé est également indiqué. [22]

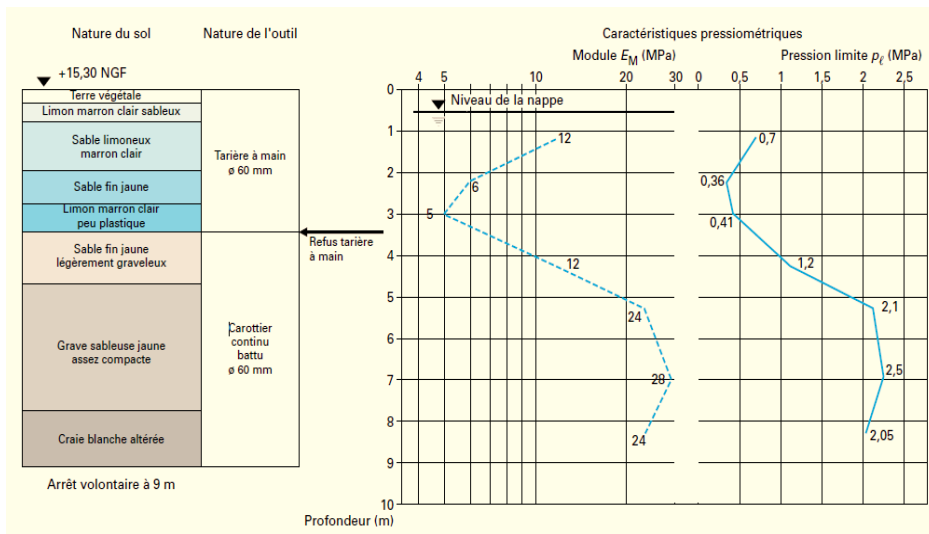


Figure III.18 : Profil pressiométrique.

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

### **III.6. CLASSIFICATION DES SOLS :**

Les classifications des sols ont pour objet tout d'abord de comparer les sols entre eux. Dans une zone géographique limitée (par exemple, sur un chantier de terrassement donné), Il s'agit d'attribuer des noms qui permettent de préciser les échanges entre partenaires. Le sol « x » ayant des propriétés et un comportement que l'on peut décrire et qui sont relativement homogènes.

Par la suite, les classifications permettent également en comparant des sols d'origines géographiques et géologiques différentes, d'arriver à des prévisions réalistes et d'utiliser les expériences acquises.

A ce stade, les premières classifications sont basées sur les caractéristiques d'identification des sols.

Quelques éléments sont donnés également dans ce chapitre sur les observations en place et leur utilisation dans la description et la qualification des sols. [21]

#### **III.6.1. Classification élémentaires :**

Si une fraction granulométrique est prépondérante, le sol pourra porter le nom correspondant accompagné d'un adjectif décrivant la deuxième fraction distinguée, soit par exemple sable fin argileux, ou argile graveleuse...

De même au (tableau III.1), on a présenté les qualificatifs de plasticité définis à partir de l'indice de plasticité.

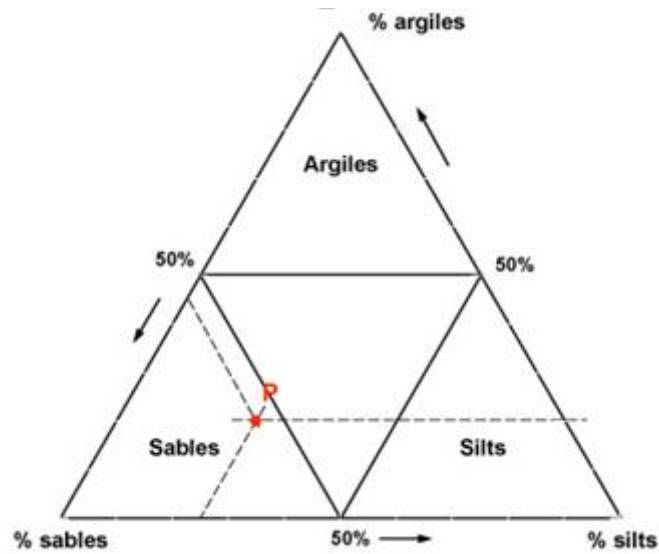
En revenant à la granulométrie, on utilise quelquefois des diagrammes triangulaires tels que celui de la (figure III.19) dans lequel on distingue 3 pôles :

sable : éléments supérieurs à 0,05 mm`

Silt : éléments compris entre 0,05 et 0,005 mm

argile : éléments inférieurs à 0,005 mm

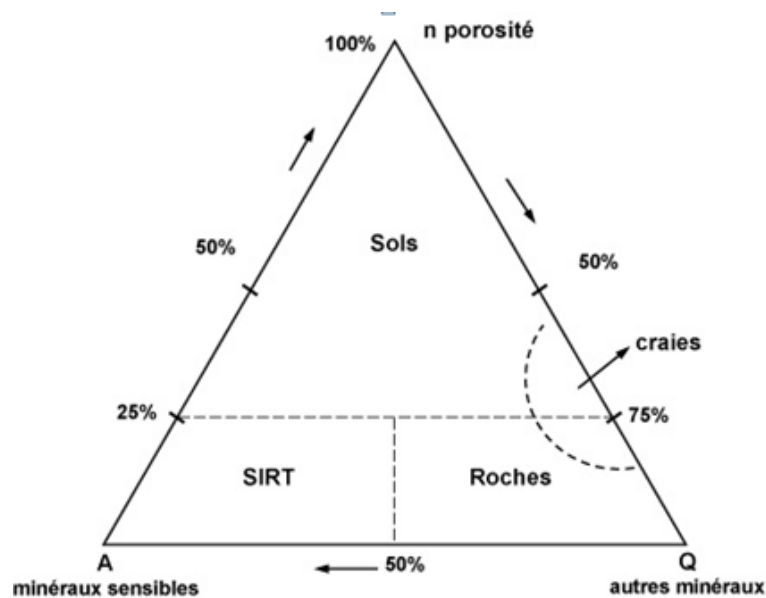
### CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement



**Figure III.19.**Exemple de représentation triangulaire : un sol comportant 55% de sable, 25%de silt et 20% d'argile est représenté par le point P.

En fait, les valeurs affectées aux pôles doivent être choisies en fonction des circonstances locales.

Un autre exemple de diagramme triangulaire (figIII.19) a été utilisé par le groupe de travail « Sols indurés - roches tendres » pour définir la zone correspondant à ces géomatériaux SIRT. Il s'agit d'une approche combinée minéralogie et porosité.



**FigureIII.20 :** Diagramme triangulaire nAQ (groupe de travail CFGI ; CFMR ; CFMS)

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

On trouve 3 pôles : n la porosité (forte pour les sols), les deux autres pôles dépendent de la minéralogie, le pôle A correspond à la teneur volumique en minéraux sensibles (argile, silts, gypse...) et le pôle Q aux autres minéraux ; la somme  $n + A + Q = 1$ . Les SIRT se caractérisent par une porosité assez faible mais une teneur en minéraux sensibles supérieure à 50 %. Les craies composées de minéraux autres (calcite) se situent à part car leur nature SIRT correspond à une microstructure particulière. [23]

### **III.6.2. Classification LPC modifiée :**

Cette classification adoptée par les laboratoires des Ponts et Chaussées a été adaptée à partir de la classification américaine U.S.C.S. (Unified Soil Classification System). Les modifications initiales tiennent aux valeurs légèrement différentes d'ouverture de tamis, donc de classes granulométriques.

Elle est tout d'abord basée sur 2 critères : la granulométrie (passant à 80  $\mu\text{m}$ ) et la présence visible de matières organiques. Trois grandes familles de sols sont mises en évidence :

Les sols organiques

Les sols fins

Les sols grossiers (grenus)

A partir de ce premier tri, on va progresser pour chaque famille en prenant en compte les critères spécifiques.

Pour les sols fins (fig. III.21), la classification prend en compte les valeurs des limites d'Atterberg en positionnant le point dans le diagramme de plasticité de Casagrande ( $w_L, I_p$ ) (fig. III.22) avec 2 critères :

La coupure à  $w_L = 50$

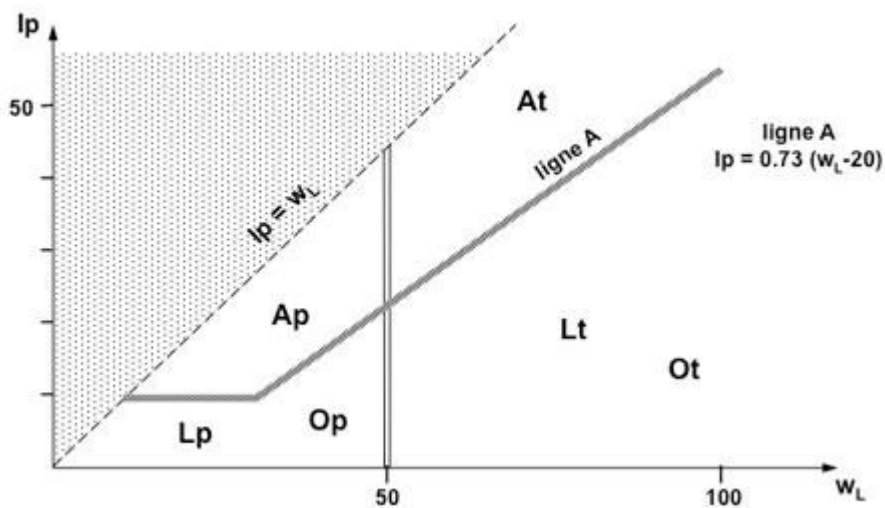
La position par rapport à la ligne A du diagramme dont l'équation est :  $I_p = 0,73 (w_L - 20)$ .



## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement



**Figure III.21 :** Diagramme de classification pour les sols fins dans la classification LPC modifiée.



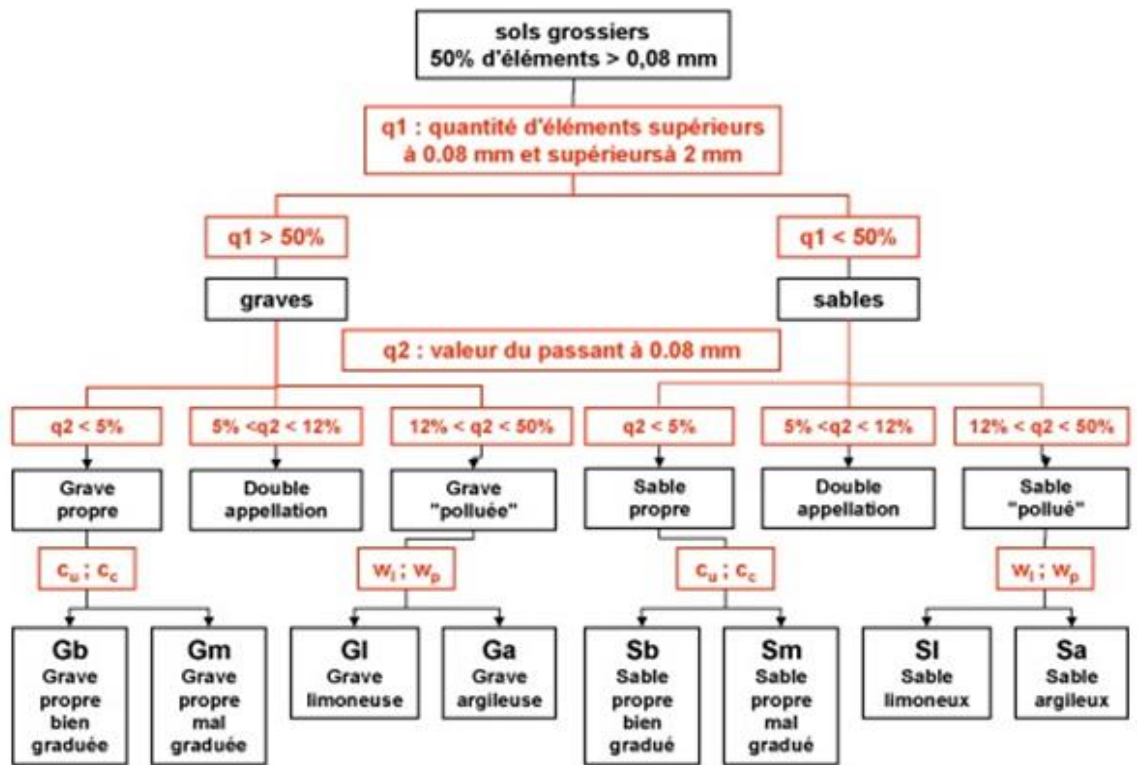
**Figure III.22 :** Courbe graphique de classification pour les sols fins dans la classification LC modifiée.

Ceci aboutit à quatre classes de sols :

- $L_p$  limon peu plastique ;
- $L_t$  limon très plastique ;
- $A_p$  argile peu plastique ;
- $A_t$  argile très plastique.

## CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement

Pour les sols grossiers (fig. III.23), la classification fait intervenir tout d'abord la quantité  $q_1$  d'éléments supérieurs à 80  $\mu\text{m}$  et supérieurs à 2 mm, ce qui différencie les sables et les graviers. [24]



**FigIII.23** : Diagramme de classification pour les sols grossiers dans la classification LPC modifiée.

On fait ensuite de nouveau intervenir le passant à 80  $\mu\text{m}$  en appelant  $q_2$ , la quantité d'éléments inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  avec 3 coupures :

- $q_2 < 5\%$  : sols « propres » ;
- $5\% < q_2 < 12\%$  : double appellation ;
- $12\% < q_2 < 50\%$  : sols limoneux ou argileux.

Si  $q_2 < 5\%$ , on regarde la valeur des coefficients  $C_u$  et  $C_c$  ; si  $q_2 > 12\%$ , on regarde la position dans le diagramme de plasticité de Casa grande (fig. III.23), ce qui permet d'associer un adjectif.

Ceci définit 8 classes principales :

- Gb grave propre bien graduée ;

## **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

- Gm grave propre mal graduée ;
- Gl grave limoneuse ;
- Ga grave argileuse ;
- Sb sable propre bien gradué ;
- Sm sable propre mal gradué ;
- Sl sable limoneux ;
- Sa sable argileux.

Ces classes sont complétées par des sols en double appellation pour  $q_2$  compris entre 5 et 12 %.

Pour les sols organiques, on détermine la teneur en matières organiques  $C_{MO}$  qui détermine 3 classes :

- $3\% < C_{MO} < 10\%$  : sols faiblement organiques (fo) ;
- $10 < C_{MO} < 30\%$  : sols moyennement organique (mo) ;
- $C_{MO} < 30\%$  : sols très organique (to).

Pour les sols fo, on complète le nom par le nom du sol fin correspondant vu plus haut.

Pour les sols mo ou to, on effectue le test de Von Post. [23]

### **III.6.3. Classification de chantier :**

Cette classification qui aboutit à une dénomination des sols semblable à celle de la classification LPC, nécessite une certaine expérience car elle est basée sur les observations visuelles.

On sépare toujours les trois grandes familles :

sols grenus ;

sols fins ;

sols organiques.

Les familles sols grenus/sols fins sont séparées en fonction du pourcentage de passant à  $80\ \mu\text{m}$ . [21]

### **III.7. L'eau dans le sol :**

Dans le domaine de la géotechnique, l'eau est généralement considérée comme un élément perturbateur, voire un ennemi. La présence d'eau dans un sol et les interactions eau-sol qui en découlent, ont pour résultat de compliquer les problèmes de construction.

En première analyse, on peut résumer l'approche à deux questions de base :

### **CHAPITRE III : Détermination Des Caractéristiques Des Sol Qui Permet L'évaluation Des Tassement**

---

- où est l'eau dans le sol ? Ce qui se traduira par zones saturées ou non saturées et par la définition de niveaux piézométriques ;
- comment l'eau peut se déplacer dans le sol ? Ceci dépendra de deux facteurs principaux : tout d'abord une propriété du sol (la perméabilité) et ensuite d'un facteur externe (le gradient hydraulique).

Les effets de cette présence de l'eau dans le sol et de son éventuel déplacement peuvent se traduire dans la pratique en terme de pression sous la forme d'une influence mécanique sur le sol ou en terme de débit. Attention, un sol dans lequel les débits sont faibles peut néanmoins subir des effets mécaniques importants du fait de la présence d'eau et de son déplacement. Retenir qu'il n'y a pas de relation stricte entre pression et débit. Dans la pratique, la connaissance des paramètres hydrauliques des sols intervient par exemple dans les problèmes suivants :

- excavation d'une fouille : évaluation des débits à pomper pour que la fouille reste à sec.
- calcul des fuites à travers et sous un barrage.
- problèmes de stabilité liés à la valeur de la pression interstitielle ou aux forces d'écoulement dans tous les ouvrages: talus, fouilles, barrages...[21]

#### **III.8. Concluions :**

On peut conclure dans cette partie que Caractéristique physique de sol :

- Terminologie de base et définitions.
- Essais simples d'identification des constituants des sols.
- Classification des sols.
- L'essai œdométrique est un moyen efficace pour déterminer le temps de consolidation, le tassement ainsi que le temps nécessaire de ce dernier. Cela peut nous aider à éviter les grand dommages dus au tassement tel que : les fissurations, les affaissements et le tassement.
- L'essai pressiomètre a in situ qui mesurent à la fois une caractéristique de déformabilité, et une caractéristique de résistance de sol.

Par ailleurs, le module pressiométrique et la pression limite ne sont pas des caractéristique mécanique intrinsèque au sol. Mais, ils sont liés au terrain et à l'appareillage utilisé ainsi qu'au mode de réalisation de forage, Menard à exploité ses deux caractéristique (PI et EM) dans les calculs des fondations et tassements, ou il a mise en œuvre de règle empirique.

**CHAPITRE IV :**

**METHODES DE CALCUL DE TASSEMENT A  
PARTIR DES ESSAIS DE LABO EST ESSAIS IN  
SITU**

## **CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ**

---

### **IV.1.Introduction :**

Le sol, comme tous les autres matériaux, se déforment lorsqu'on leur applique une charge. Conformément aux principes généraux de la mécanique des sols, ces déformations sont liées à des variations des contraintes effectives, c'est-à-dire à des variations de la différence entre les contraintes totales et la pression de l'eau interstitielle, quand le sol est saturé.

Les contraintes totales sont créés par les forces de pesanteur et par les autres charges appliquées à la surface du sol (par des remblais, des fondations superficielles, des radiers...etc) ou à l'intérieur du massif de sol (fondations profondes, tunnels...etc.). Il existe donc deux façons de faire varier les contraintes effectives dans le sol : en augmentant les charges qui lui sont appliquées, ou en faisant varier la pression de l'eau interstitielle (par rabattement de la nappe, en général).

Dans le cas des sols secs, la pression de l'eau interstitielle est nulle et les déformations sont directement liées aux variations des charges appliquées.

Le cas intermédiaire des sols non saturés (degré de saturation inférieure à 80%) est plus complexe.

Donc le cas le plus défavorables est lorsque le sol est totalement saturé.

L'amplitude des déplacements du sol dépend de nombreux facteurs : la nature du sol, les conditions de drainages, le temps, la charge appliquée, la géométrie de la couche déformable...etc.

Dans très nombreux problèmes, la surface du massif de sol est horizontale et les charges appliquées sont verticales.

Dans ce cas, les déformations verticales du sol sont, en général, prépondérantes. Si, de plus, la charge appliquée à la surface du sol, est à peu près uniformes, et si les dimensions de la zone chargée sont grandes par rapport à l'épaisseur de la couche compressible (rapport Largeur/ épaisseur > 2), on peut admettre que les déformations au milieu de la zone chargée sont uniquement verticales, ces déformations sont appelées « tassement ».

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des formations des structures, et parmi elles, la détermination des tassements.

Cette connaissance des tassements doit être la plus complète possible pour le bon comportement ultérieur de l'ouvrage.

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

Par la suite : il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation (primaire et secondaire) ; la consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps dont

La durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Parfois, le tassement n se stabilise pas et continue au-delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors de tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage.

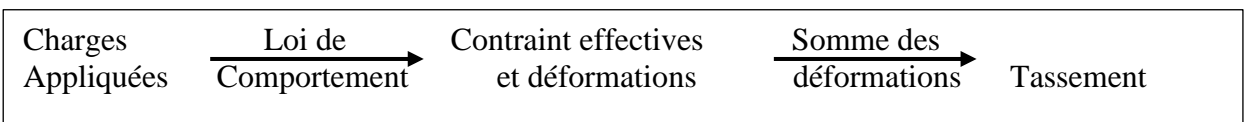
$S_t = S_i + S_c + S_s \dots\dots$  Où :

$S_i$  : tassement immédiat.

$S_c$  : tassement de consolidation primaire, lié au temps.

$S_s$  : tassement secondaire, aussi lié au temps.

Si la loi de comportement du sol est connue on peut calculer le tassement dû aux charges appliquées selon le schéma suivant :



### IV.2.Méthodes de calcul du tassement :

Le calcul des tassements, sous une fondation, constitue un problème très important en mécanique des sols. Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- Méthode à partir des résultats des essais de laboratoire : qui est l'essai œdométrique, méthode utilisée surtout pour des sols fins à forte cohésion. Elle est appelée aussi méthode d'intégration par tranches.
- Méthodes à partir des résultats des essais In-Situ :(Essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, essai au dilatomètre plat Marchetti DMT et essai pressiométrique Ménard), utilisé pour les sols pulvérulents, (à cause de l'impossibilité de prélèvement pour les essais de laboratoire). [25]

### IV.3.Méthodes de calcul du tassement à partir des essais de laboratoire :

Le principe de cette méthode est d'effectuer des essais de compressibilité à l'oedomètre sur des échantillons prélevés à différentes profondeur de sol, le comportement de l'échantillons sous différents palier chargement permet de faire une simulation du comportement des couches de sol sous effet des sollicitations sous les fondations.

## **CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ**

---

Plusieurs formules ont été adoptées on utilisant toujours les paramètres tirés des essais œnométriques en l'occurrence : la pression de consolidation, le coefficient de consolidation. La détermination des tassements à partir des essais œnométriques se fait en trois étapes à savoir :

- Réalisation des essais de compressibilité à l'odomètre et détermination de la courbe ;
- Détermination des sollicitations avant et après application de la semelle.
- Calcul des tassements

### **IV.3.1. réalisation des essais de compressibilités :**

Des échantillons intacts doivent être prélevés à des profondeurs susceptibles d'être sous le niveau des semelles, ils seront paraffinés et bien conservés avant de les transmettre au laboratoire.

Ces échantillons seront soumis aux essais de compressibilité à l'oedomètre , les paliers des charges appliquées doivent être inclure toutes les contraintes que peut appliquer les semelles de la construction au sol .

Les essais doivent être présentés par des courbes de compressibilités

### **IV.3.2. Détermination des sollicitations avant et après application de la semelle :**

#### **IV.3.2.1. Calculer des contrent (Méthode de Boussinesq) :**

##### **V3.2.1.1. Cas d'une charge concentrée :**

Boussinesq a développé une théorie permettant de déterminer le tenseur des contraintes en un point situé à la profondeur z dans un milieu semi-infini, élastique, non pesant, chargé par une force ponctuelle verticale Q (FigureIV.1). Les composantes de la contrainte s'exerçant sur une facette horizontale ont pour expression [4] :

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \text{COS}^5 \theta$$

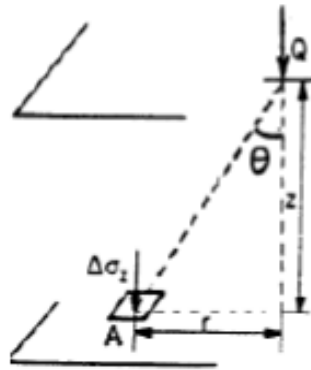
$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{(r^2+z^2)^{5/2}} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \text{COS}^5 \theta$$

$\Delta\sigma_z$  et  $\Delta\tau_{zr}$  sont indépendants de E et  $\nu$ .



## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

---

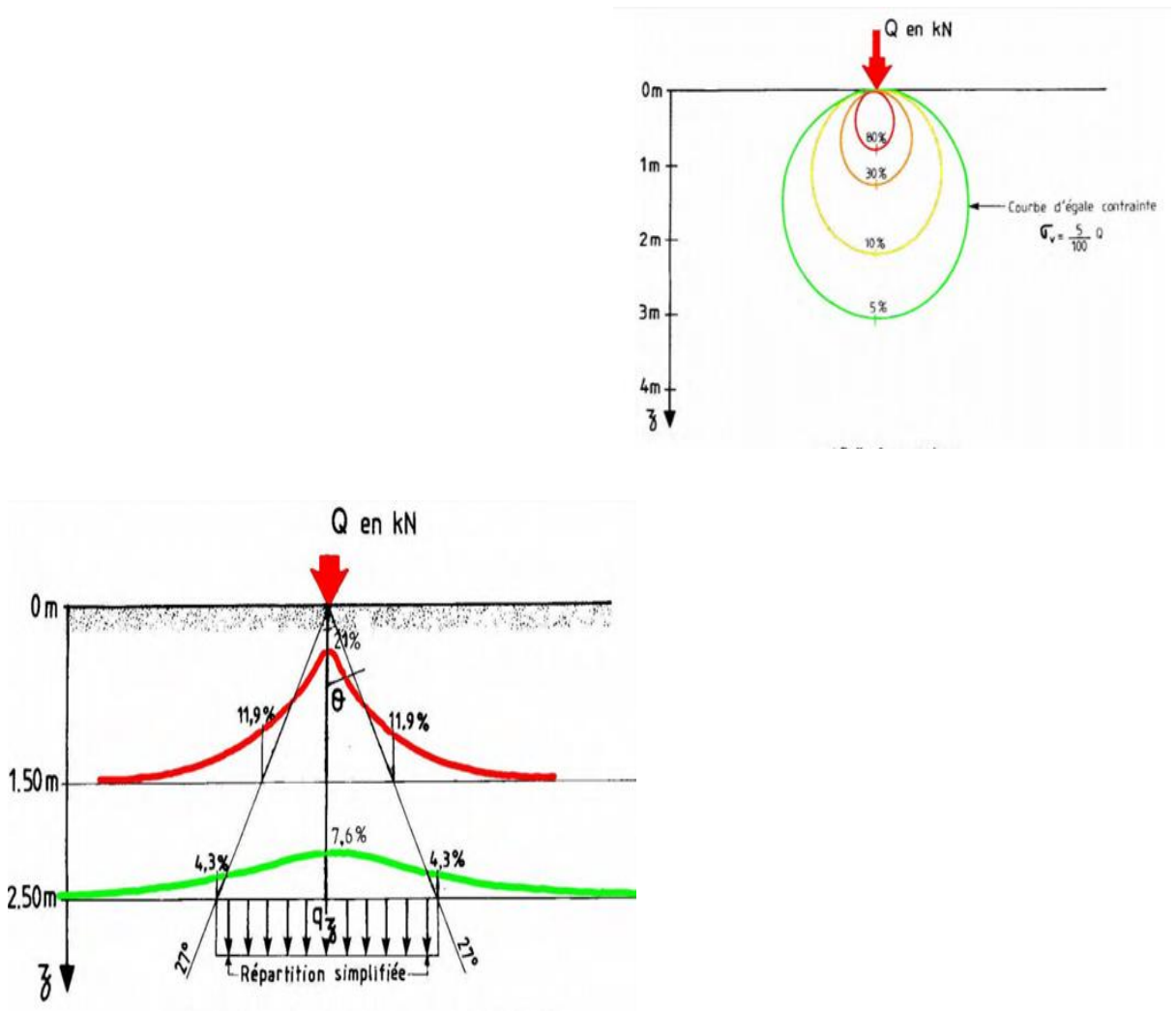


**Figure IV.1** : Cas d'une charge concentrée.

Pour mieux saisir la répartition dans le sol des contraintes dues à une charge concentrée  $Q$  on peut considérer :

- la distribution des contraintes verticales  $\Delta\sigma_z$ , suivant des plans horizontaux ( $z = c_{ste}$ ) (Figure V-4.a) ;
- les courbes d'égale contrainte verticale ( $\Delta\sigma_z = c_{ste}$ ). On obtient une famille de courbes constituant le "bulbe des contraintes" (Figure IV.2.b).

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ



a) suivant des plans horizontaux

b) - bulbe de contraintes

**Figure IV-2 : Distribution des contraintes dues à une charge concentrée**

### IV.3.2.3 .Cas d'une charge répartie (q) :

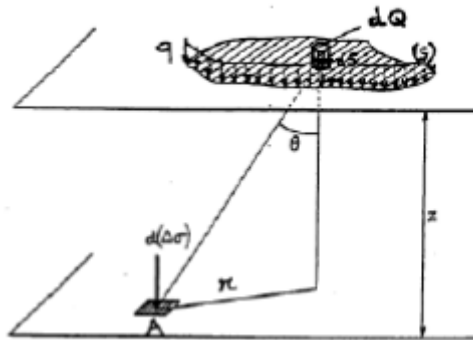
#### ➤ Principe de calcul

Considérons une surcharge répartie d'intensité  $q$  s'exerçant sur une aire (S) à la surface du milieu élastique non pesant. L'intégration de la formule de Boussinesq permet de

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

---

déterminer la contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$ , pour différentes distributions de charges (FigureIV.3).[8]



**Figure V.3** : Cas d'une charge répartie

La force élémentaire  $dQ = q \cdot dS$  provoque à la profondeur  $z$  et à la distance  $r$ , une contrainte  $d(\Delta\sigma_z)$  :

$$d(\Delta\sigma_z) = \frac{3qds}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \cos^5 \theta$$

$$d\sigma_z = \int d(\Delta\sigma)$$

$$d'où \quad d\sigma_z = \frac{3}{2\pi z^2} \iint (s) q \cos^5 \theta$$

Cette intégration a été faite pour tous les types usuels de chargement (fondations ou remblais)

et se présente soit sous forme de formules dans les cas simples, soit sous forme d'abaques.

D'une façon générale, la contrainte  $\Delta\sigma_z$ , s'exerçant sur une facette horizontale, résultant de l'action d'une charge verticale uniformément répartie d'intensité  $q$  est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_z = I \cdot q$$

$I$  : est un nombre sans dimension, inférieur à 1, appelé « coefficient d'influence ». Il est fonction de :

- La profondeur  $z$ ,
- La forme et de la dimension de l'aire chargée,
- L'écartement du point A considéré par rapport au centre de gravité de l'aire chargée.

Dans la pratique  $I$  est en général déterminé à l'aide d'abaques établis pour des géométries données de chargement [25].

### IV.3.2.4. Charge uniforme circulaire :

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

Dans l'axe d'une charge circulaire uniforme de rayon R, à la profondeur z, on a (Figure IV.4). [9]

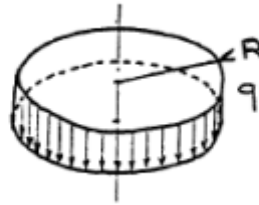


Figure IV.4 : Charge uniforme circulaire.

$$I = 1 - \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right]^{3/2}$$

Cette formule est parfois présentée sous forme d'abaque

### IV.3.2.4. Charge uniforme rectangulaire :

$\Delta\sigma_z$  s'exerçant sur une facette horizontale à la profondeur z sous un angle de l'aire chargée (Figure IV.5) peut être calculé selon l'abaque de Steinbrenner (Figure IV.6).

Pour une semelle de longueur L et de largeur B, l'abaque donne « I » en fonction de « L/z » pour différentes valeurs de « B/z » [22]

L et B sont interchangeable. [8]

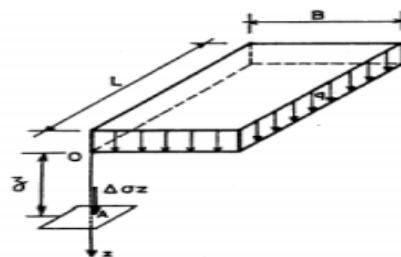
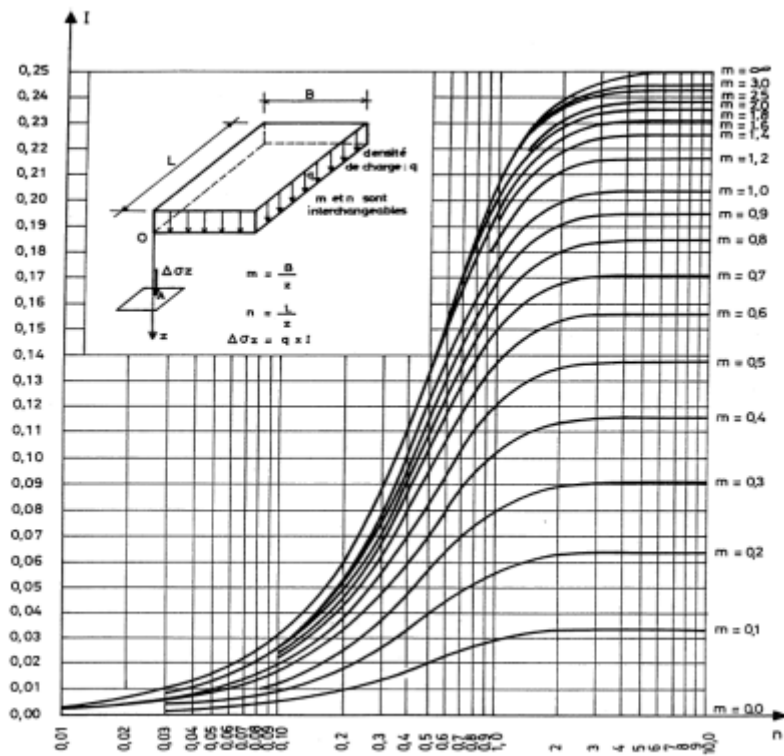


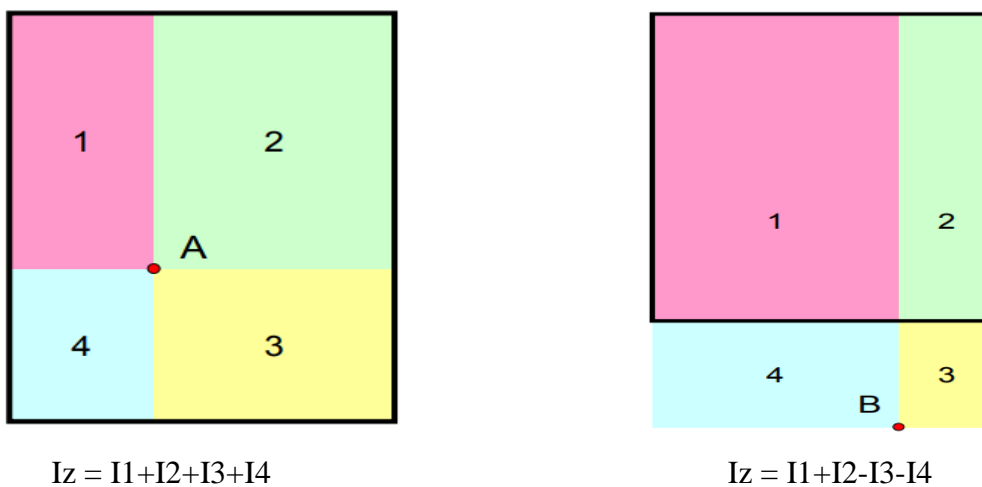
Figure IV.5 : Charge uniforme rectangulaire

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ



**Figure IV.6** : Abaque de Steinbrenner.

La contrainte à la verticale d'un point quelconque A s'obtient en définissant, à partir du rectangle effectivement chargé et du point considéré, quatre rectangles ayant chacun un angle à la verticale du point A. Le coefficient d'influence total, à la verticale de A, est obtenu par application du principe de superposition en faisant la somme algébrique des coefficients d'influence de chacun des rectangles (Figure IV.7) [25]



**Figure IV.7** : Calcul du coefficient d'influence.

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

Dans le cas d'un rectangle uniformément chargé.

### IV.3.2.5. Charge trapézoïdale (en forme de remblai avec talus) de longueur infinie :

L'abaque d'osterberg (Figure IV.9) permet de calculer  $\Delta\sigma_z$ , s'exerçant sur une facette horizontale à la profondeur  $z$  sous le bord de l'aire chargée, en fonction des paramètres  $a/z$  et  $b/z$  (Figure IV.8). [25].

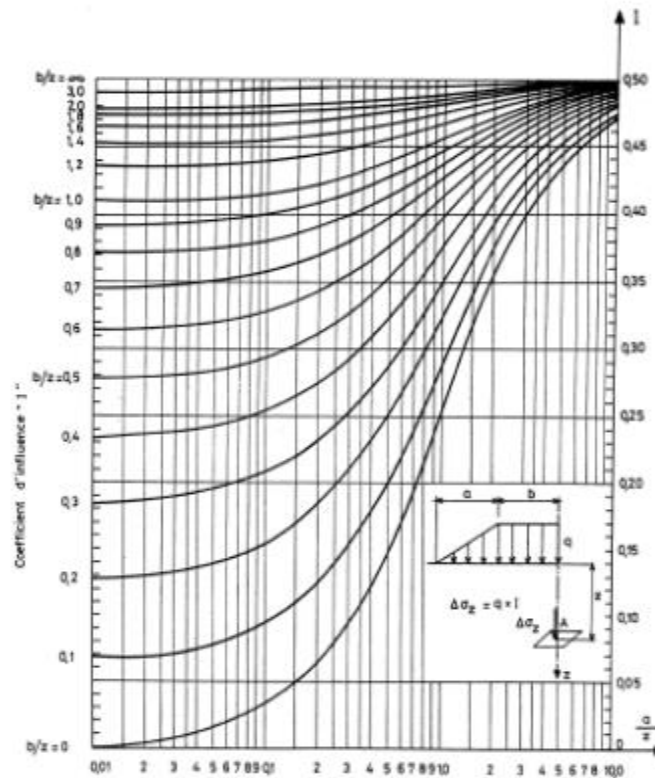


Figure IV.8 : L'abaque d'Osterberg.

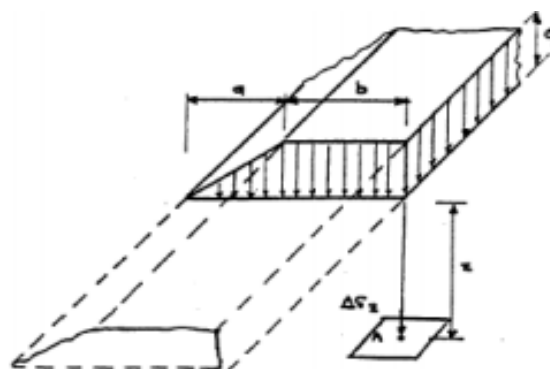


Figure IV.9 : Charge trapézoïdale de longueur infinie.

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

---

### IV.4. Calcul des tassements :

- **Conditions à remplir :**

Sol fin saturé ; conditions de chargement proches de l'essai œdométrique :

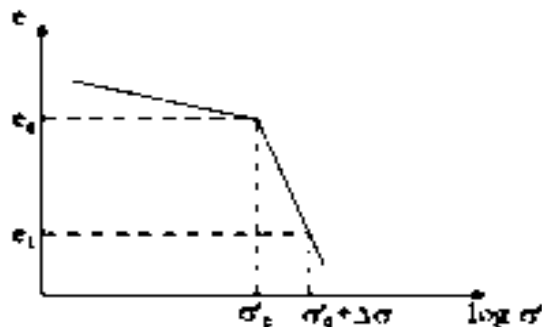
Déformation horizontale négligeable : cas d'un remblai de grande largeur B reposant sur une couche d'argile de faible épaisseur H :  $B > 3H$

Tassement calculé au milieu de la couche ; variation de l'indice des vides. [8]

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} \quad \longrightarrow \quad \Delta H = \frac{\Delta V}{V_0} * H_0$$

$$V_0 = V_s + V_v = V_s(1+e) \quad \Delta V = V_s * \Delta e$$

$$\Delta H = H_0 * \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad H_0 : \text{épaisseur initiale de la couche compressible.}$$



$$\Delta e = e_1 - e_0$$

$$\sigma'_0 = \sum \gamma * h_i$$

$$\Delta \sigma = \sigma'_{ser} * 4I_z$$

$$\sigma'_f = \sigma'_0 + \Delta \sigma$$

$\sigma'_0$ : Contrainte effective à laquelle était soumis le sol.

$\sigma'_f$ : Essai œdométrique.

#### IV.4.1 Généralités :

Il existe trois classes de méthodes de calcul pour les tassements des massifs de sols :

- les calculs de type œdométrique, généralement appliqués pour les remblais, les radiers et les charges de grandes dimensions par rapport à l'épaisseur des sols déformables, en particulier les sols argileux saturés et compressibles ;

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

- les calculs de type pressiométrique, utilisés de façon fréquente en France pour évaluer le tassement des fondations superficielles, notamment pour les sols grenus (sables et graves, souvent difficiles à prélever et caractériser en laboratoire) ;
- les calculs globaux en élasticité ou élastoplasticité, mis en œuvre par la méthode des éléments finis.

Les deux premiers types de calcul sont présentés dans ce paragraphe. [24]

### IV.4.2. Méthode œdométrique :

#### IV.4.2.1. Domaine d'application :

La méthode œdométrique pour le calcul des tassements ne sera valable que lorsque la surface d'application de la charge aura B plus grande que l'épaisseur  $H_0$  de la couche compressible. Dans le cas contraire les phénomènes de distorsion du sol avec possibilités de déformation latérales conduiront à préférer la méthode pressiométrique. [26]

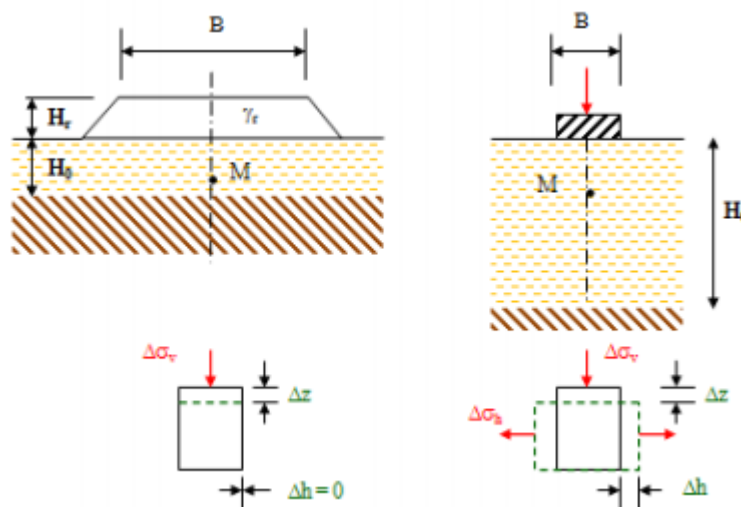


Figure IV.10 : Principe de méthode œdométrique.

#### IV.4.2.2 Caractéristiques de la courbe de compressibilité :

Dans un essai œdométrique, comme les déformations horizontales du sol sont nulles, les variations de volume du sol se réduisent à celles qui résultent de la composante verticale du déplacement :  $\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$  avec  $H_0$  épaisseur initiale de l'échantillon et  $e_0$  indice vides initial.



## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

L'allure des courbes de compressibilité donnent des indications sur le remaniement éventuel de l'éprouvette d'essai, l'histoire du sol et son comportement sous charge .il est défini plusieurs paramètres :

- la contrainte effective de préconsolidation :  $\sigma'_p$  qui correspond à la contrainte effective maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire.
- l'indice de compression  $C_c$  : qui par définition est la pente de la tangente a la courbe vierge telle que :
- l'indice de décompression ou recompression  $C_s$  : qui traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation à laquelle il a été soumis.

✚ **Sol normalement consolidé ( $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$ ) :**

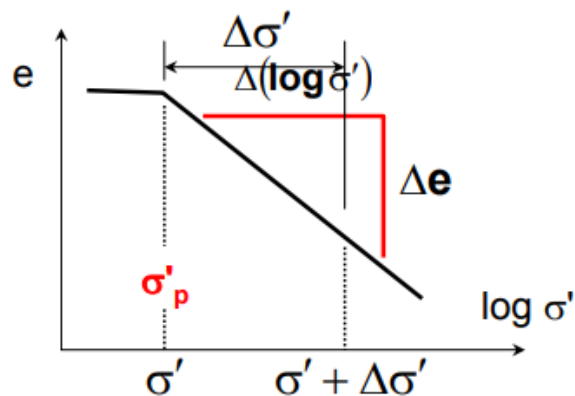
$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')}$$

$$\begin{aligned} \Delta(\log \sigma') &= \log(\sigma' + \Delta\sigma') - \log \sigma' \\ &= \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}\right) \end{aligned}$$

$$\Delta e = -C_c * \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$

$$\text{Et } \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

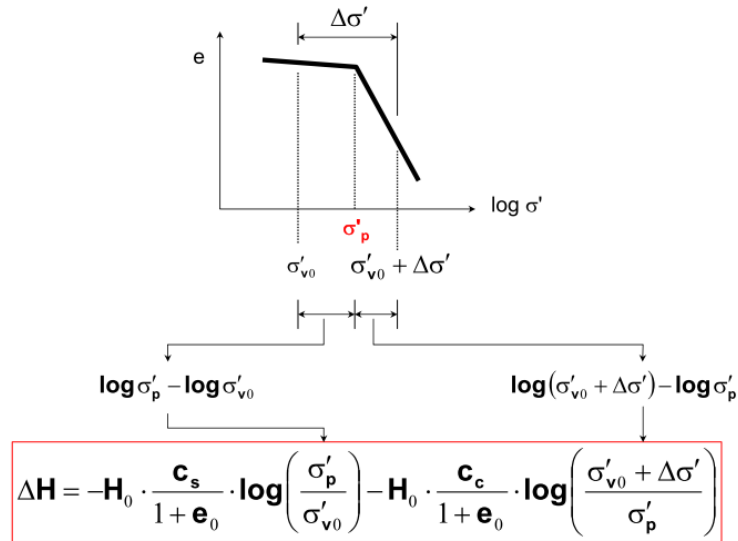
$$\Delta H = -H_0 * \frac{C_c}{1+e_0} * \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$



**Figure IV.11 :** Sol normalement consolidé.

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

✚ Sol surconsolidé ( $\sigma'_p > \sigma'_{v0}$ ) :



**Figure IV.12** : Sol surconsolidé.

✚ Sols sous-consolidés ( $\sigma'_p < \sigma'_{v0}$ ) :

Ces sols sont en cours de consolidation sous leur propre poids: remblais récents mal ou non compactés, vases, tourbes, etc... La méthode œdométrique n'est pas applicable.

Le module œdométrique sécant **E<sub>oed</sub>** n'a pas une valeur constante. Il dépend du choix de l'intervalle de contrainte de position **N1** ( $\sigma'_{v1}$  ; **e1**) et **N2** ( $\sigma'_{v2}$  ; **e2**) pris sur la courbe et n'est valable pour les calculs de tassement que dans cet intervalle des contraintes.

Il est défini par :  $E_{oed} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta e} (1 + e_0)$  ou par  $E_{oed} = \frac{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}}{(H_1 - H_2)} * H_1$

### IV.4.2.3. Calculs des tassements de consolidation primaire d'une couche de terrain :

Si à profondeur  $Z_i$ , milieu de la couche d'épaisseur  $H_i$ , la contrainte initiale moyenne  $\sigma'_{vz0}$  passe à la valeur  $\sigma'_{vz1}$ , la valeur du tassement  $\Delta S_i$  s'exprime par :

$$\Delta S_i = H_i \left[ \frac{c_s}{1 + e_0} * \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{c_c}{1 + e_0} * \log \frac{\sigma'_{vzi}}{\sigma'_p} \right] \text{ ou par } \Delta S_i = H_i * \frac{\sigma'_{vz1} - \sigma'_{vz0}}{E_{oed}}$$

La diffusion en profondeur d'une surcharge en tête  $q$  peut être déterminée à partir de

$$\text{Coefficients d'influence (méthode de Boussinesq)} : \sigma_v = \int_s \frac{3q}{2\pi z^2} * \cos^5 \theta * ds$$

Le tassement total des terrains correspond à la somme des tassements des couches élémentaires.

## **CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ**

### **IV.4.3 Méthode pressiométrique :**

#### **IV.4.3.1. Domaine d'application :**

La méthode pressiométrique ne s'applique qu'aux fondations dont la largeur est faible par rapport à l'épaisseur des couches compressibles [27]

#### **IV.4.3.2. Principe de calcul des tassements :**

Le tassement total est défini par :  $S = S_c + S_d$

- tassement de consolidation  $S_c$  : dans la zone située directement sous la semelle ou les contraintes normales sont élevées, zone dénommée domaine sphérique :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} * (q' - \sigma'v_0) * \lambda_c * B$$

- tassement  $S_d$  dû à des déformations de cisaillement : ces déformations se font à volume constant, appelé domaine déviatorique. [27].

$$S_d = \frac{2}{9E_d} * (q' - \sigma'v_0) * B_0 * \left(\lambda_d * \frac{B}{B_0}\right)^\alpha$$

$\alpha$  : coefficient rhéologique.

$q'$  : contrainte effective appliquée à la semelle.

$B$  : largeur de la semelle avec  $B \geq 0.60m$ ; sinon

$$S_d = \frac{2}{9E_d} * (q' - \sigma'v_0) * B * \lambda_{des} \alpha$$

$B_0$  : largeur de référence = 0.60m

$E_c$  et  $E_d$  : modules pressiométriques moyens pondérés dans les domaines sphériques et déviatoriques.

$\sigma'v_0$  : Contrainte verticale effective au niveau ( $z$ ) de la fondation.

$$\sigma'v_0 = \gamma * hw + \gamma'(z - hw) = q'_0$$

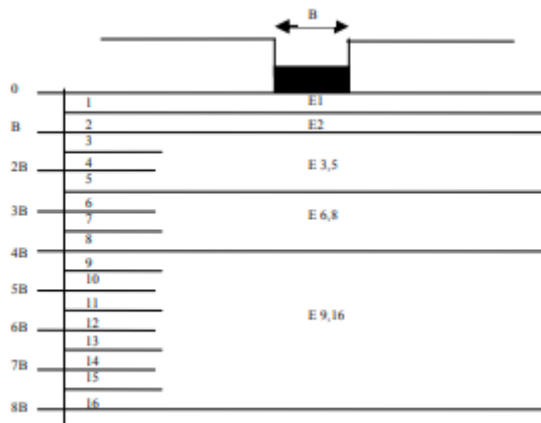
$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficients de forme en fonction du rapport  $L/B$  de la semelle.

L/B	Cercle	Carré	2	3	2	20
$\lambda_c$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
$\lambda_d$	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

**Tableau IV.1 :** Valeurs du coefficient intervenant dans le calcul du tassement.

## CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ

### IV.4.3. Valeurs des modules de déformation:



**Figure IV.13** : modules de pressiométrie.

Sol homogène :  $E_C = E_d = E_M$

$E_M$  : module pressiométrique du sol homogène.

Sol modérément hétérogène : Le sol sous la semelle est découpé en tranches élémentaires fictives d'épaisseur égale à  $B/2$  et numérotées 1 à 16.

$E_C$  et  $E_d$  sont donnés par les formules :

$$E_C = E_d \quad \frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5 E_{6,8}} + \frac{1}{2.5 E_{9,16}}$$

Les modules  $E_{i,j}$  (par exemple  $E_{6,8}$ ) sont eux-mêmes obtenus en considérant la moyenne harmonique des différents modules pressiométriques mesurés à l'intérieur des tranches élémentaires  $i$  à  $j$ . [22]

#### IV.4.3.4. Valeurs du coefficient rhéologique :

Type de Roche	Très peu fracturée	Normale	Très fracturée	Très altérée
$\alpha$	2/3	1/2	1/3	2/3

**Tableau IV.2** : Valeurs du coefficient rhéologique

$E$  : Module pressiométrique

$P_1$  : Pression limite.

## **CHAPITRE IV : Méthodes De Calcul De Tassement A Partir Des Essais De Labo Est Essais In Situ**

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	$\alpha$	E/pl	$\alpha$	E/pl	$\alpha$	E/pl	$\alpha$	E/pl0	$\alpha$
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9à16	2/3	8à14	1/2	7à12	1/3	6à10	1/4
Sousconsolidé-altéré et remanié ou lâche	-	7à9	1/2	5à8	1/2	5à7	1/3	-	-

**Tableau VI.3** : coefficient rhéologique.

### **IV.5.CONCLUSION :**

La maîtrise des méthodes d'essai et des méthodes de calcul, même les plus modernes et complexes, est importante pour la réussite des études de tassements dans les projets d'ouvrages géotechniques. Toutefois, elle doit être complétée par quelques connaissances « de bon sens » sur les événements possibles ou impossibles, sur les ordres de grandeur et sur les relations des calculs de tassements et de stabilité.

Dans ce chapitre, nous avons mentionné qu'il existe trois méthodes pour calculer des tassements, les fondations de surface, qui sont :

méthode boussinesq ; méthode œdométrique ; méthode pressiométrique.

**CHAPITRE V:**  
**EXEMPLE PRATIQUE**

**V.1.Introduction :**

Le présent exemple pratique et une étude de sol faite dans la région d'une In-Salah pour la réalisation d'un projet de salle de soin R+1 au niveau de la localité djoulil a la sortie Nord de la ville d'IN-SALAH.

Nous avons exploité les données de reconnaissances faites par le L.T.P.S (laboratoire des travaux Publics du sud), et nous avons élaboré les calculs nous-même sous l'assistance de notre encadreur.

Le programme d'investigation géotechnique arrêté par le client est :

- Campagne de sondages carottés : réalisation de Cinq (03) sondages carottés figés entre 6.00 m et 10 m de profondeur;
- Trois (03) Pose piézomètre dans un sondage de 10 m ;
- Essais en laboratoire et rédaction du rapport géotechnique.

Le L.T.P.Sud a adopté le programme arrêté par le client sans réserve, l'exploitation des résultats de ce programme permet :

- ✚ Détermination de la nature des terrains,
- ✚ Détermination des caractéristiques géotechniques des terrains,
- ✚ Détermination des éventuels niveaux d'eau,
- ✚ Détermination des caractéristiques géotechnique in situ ;
- ✚ Définition des types de fondations du projet en fonction des éléments communiqués,
- ✚ Exemple de détermination des paramètres de dimensionnement des fondations (contrainte de sol, tassements...).

**Presentation de projet:**

Le projet sujet de cette étude est une salle de soin, en R+1 ,contenant des en structure portique en B.A et d'autre en ville.

**V.2.Contexte géologique :****V.2.1.Aperçu géologique locale :**

La région d'In Salah ou Tidikelt est située en plein cœur du Sahara, à égale distance de la limite Nord du désert ou Piémont saharien, et de la chaîne de l'Ahaggar et du massif de l'Air au Sud.

Ses limites sont tracées de la manière suivante :

- À l'Ouest le Touat proprement dit, prolongement inférieur de la vallée de la Saoura ;
- À l'Est les premiers contreforts du Tassili N'Ajjers ; — Au Nord la barrière du Tademaït;

- Au Sud, les plaines sédimentaires qui s'étendent au pied des monts du Mouydir et de l'Ahnet.

Sa superficie couvre environ 100.000 km<sup>2</sup>. C'est une région très aride, au climat chaud et sec. Seule l'existence d'une nappe phréatique et artésienne importante a permis à la vie de s'y maintenir au cours des siècles.

Le Tidikelt ainsi défini comprend trois étages successifs, allongés en bandes parallèles du Nord au Sud. Ces trois zones sont séparées par de petits accidents rocheux, abrupts, modelés par les phénomènes d'érosion, les «Baten ». Ils peuvent être fractionnés par des méplats plus ou moins étendus ou « Kreb ».

Nous rencontrons successivement :

1° Les plateaux du Tademait et du Tingherl : vastes zones, monotones, tabulaires, d'altitude moyenne 600 mètres.

2° Le Tidikelt proprement dit : large dépression dans laquelle surgissent les dunes de quelques ergs. Il est prolongé à sa partie orientale par l'Aguemour.

3° Les plaines Méridionales : elles bordent vers le Sud la région du Tidikelt. Elles se terminent au pied des premiers contreforts du Mouydir et de l'Ahnet. C'est une région où se collectent les principaux oueds provenant du plateau inférieur du Tidikelt.

Ce territoire appartient à un ensemble de terrains très anciens, comme du reste une grande partie de l'Afrique.

Le socle primaire peu remanié a été recouvert successivement par :

- a) Le continental intercalaire : il s'agit d'un dépôt infracrétacé. Terrain constitué essentiellement d'argile et de grès affleurant en surface sur une partie importante du Tidikelt.
- b) Le Crétacé marin : tout une série de couches plus ou moins étendues représentant cet étage: - Grès et argile à gypse du Cénomaniens supérieur, — calcaires dolomitiques du Turonien, - Calcaires à silex du Sénonien.
- c) À la fin du Crétacé, la mer Cénomaniens recouvre la région. Les dépôts marins sédimentent sur toute la surface du Tidikelt actuel.

Les mouvements orogéniques de la fin du Tertiaire qui correspondent aux plissements alpins (cycle Alpin) n'ont eu aucune répercussion notable sur l'architecture du Sahara Central.

### **V.2.2Hydrogéologie de site ;**

- Eaux de surface : De sa situation entourée par les eaux des rejets, le site de projet est concerné par un aléa inondation faible par débordement de ces dernières.



- Eaux souterraines Une nappe d'eau a été interceptée dans le site lors de l'opération de sondage, des mesures de niveau d'eau ont été prises tous les jours au niveau des sondages carottés afin de tracer le niveau statique de cette nappe.

La nappe phréatique proprement dite se trouve de 00.70 à 01.14 cm.

### **V.2.3.Sismicité de la région ;**

Selon la carte de zonage sismique de l'Algérie établit par le Centre de Génie Parasismique \CGS en 2003, la région d'In Saleh y compris notre site d'étude fait partie de la zone 0, d'une sismicité négligeable.

### **V.2.4.Géologie de site ;**

La reconnaissance géologique du site a été faite en premier lieu par l'observation du site et ses abords immédiats et par l'exploitation des documents et études faites dans la région, ceci est complété est par l'excavation de Cinq(03) sondages carottés figés de Six (06) à Dix (10) mètres de profondeur.

**NB:** il est à signaler que l'implantation des points des sondages carottés a été faite par le client.

#### **SONDAGE 01 (10m) : (31R - 451335.729 E - 3015732.614 N)**

00.00m - 07.00m : Sable grossier peu limoneux à passage de sable consolidées de couleur rougeâtre.

07.00m – 08.00m : Argile très fracturées ; de couleur violacé.

08.00m – 10.00m : Argile de couleur violacé.

#### **SONDAGE 02 (10m) : (31R - 451496.58E - 3015670.514N)**

00.00m - 01.80m : Sable grossier peu limoneux de couleur rougeâtre.

01.80m – 10.00m : Argile de couleur brunâtre fracturés.

#### **SONDAGE 03 (06m) : (31 R- 451375.098 E – 3015776.893 N)**

00.00m - 01.60m : Sable grossier peu limoneux de couleur brunâtre.

01.60m – 06.00m : Argile de couleur brunâtre fracturées ; violacé en profondeur.

Les observations faites sur le site et complétées par une campagne de sondage carottés ; ont montré que le sol réservé au projet est constitué essentiellement d'une couche de sable gossier parfois limoneux assez consolidée en profondeur, parfois à aspect gréseux (à ciment argileux), elle repose sur une couche d'argile bariolée indurée ; l'épaisseur de la couche sableuse est très variable elle diminué tout en allant vers le Nord du site .

**V.3. Contexte géotechnique :**

Le nombre et le choix d’essais à effectuer dépendent de la nature géologique des faciès rencontrés et l’homogénéité du terrain. A cet effet et pour apprécier les caractéristiques géotechniques du sol de fondation du projet, des échantillons prélevés à différentes profondeurs ont été soumis aux essais d’identification et mécaniques en laboratoire.

**V.3.1.Couche de sable :**

**V.3.1.1.Essais d’identifications :**

**a) Analyse granulométrique :**

L’analyse granulométrique effectuée sur des échantillons prélevés des sables, a donné la répartition granulaire suivante :

Les pourcentages obtenus de l’analyse granulométrique des sables montrent qu’il s’agit d’un sable grossier peu limoneux.

Echantillons Profondeur(m)	Graviers %	Gros sable %	Sable fin %	Limon %	Argile%
S1 (00.00-01.80m)	02	62	17	15	04
S2 (01.00-01.80m)	04	84	02	/	/
S3 (00.00- 01.60m)	02	64	09	/	/

**Tableau V.1 :** Essais d’analyse granulométrique de couche sable.

**a) Limite d’Atterberg :**

Les mesures des limites d’Atterberg effectuées sur la fraction fine (éléments <0.4mm) des sables, ont donné les valeurs suivantes :

Echantillons Profondeur (m)	WL %	WP %	IP %
S2 (01.00-01.80m)	16.42	NM	NM
S3 (00.00- 01.50m)	21.55	NM	NM

**Tableau V.2 :** Essais de limite d’Atterberg.

**b) Equivalent de sable :**

Les échantillons prélevés de ce faciès ont permis de déterminer son équivalent de sable :

Echantillons Profondeur (m)	ES à 10 %
S1 (00.00-01.80m)	26
S2 (01.00-01.80m)	25
S3 (0.00- 01.50m)	34

**Tableau V.3 :** Essais d’équivalent de sable.

**c) Analyse chimique sommaire :**

L’essai est effectué sur des échantillons des sables prélevés d’une profondeur susceptible d’être en contact direct avec le béton des infrastructures ; les résultats obtenus sont résumés comme suit :

Echantillons Profondeur(m)	Insolubles %	Carbonate Caco3 %	Sulfate SO <sub>3</sub> <sup>2-</sup> %
S1 (00.00- 01.80m)	83.7	03	02.88
S2 (01.00 -01.80m)	89.9	01	01.06
S3 (00.00- 01.50m)	82.8	05	02.47

**Tableau V.4 :** Essais d'analyse chimique sommaire de couche sable.

Les pourcentages obtenus caractérisent un sable, renfermant des sulfates agressifs.

**V.3.1.2.Essais mécaniques :**

**a) Cisaillement rectiligne :**

L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé (UU) a pour but de déterminer les caractéristiques intrinsèques du sol exprimées par son angle de frottements ( $\phi^\circ$ ) et sa cohésion (C).

Echantillons Profondeur(m)	Angle de frottement $\phi^\circ$ (Degrés)	Cohésion C (Bars)
S1 (00.00-01.80m)	36.63	0.1
S2 (01.00-01.80m)	36.09	0.08
S3 (00.00- 01.50m)	37.10	0.09

**Tableau V.5 :** Essais d'cisaillement rectiligne.

Les résultats obtenus confirment la nature sableuse du sol et montrent qu'il travaille plus aux frottements qu'en cohésion.

**V.3.2Couche d'Argile :**

**V.3.2.1.Essais d'identifications :**

**a) Analyse granulométrique et sédimentométrique :**

L'analyse granulométrique effectuée sur des échantillons prélevés de faciès argileux, a donné la répartition granulaire suivante :

Echantillons Profondeur(m)	Graviers %	Gros sable %	Sable fin %	Limons %	Argile%
S3 (01.60-02.00m)	00	02	22	66	10
S2 (02.50-03.00m)	02	06	26	56	10
S1 (07.50-08.00m)	00	02	22	68	08

**Tableau V.6 :** Essais d'Analyse granulométrique et sédimentométrique de couche argile.

D'après ces résultats On peut dire qu'il s'agit d'un limon argilo-sableux.

**b) Limite d'Atterberg :**

Les mesures des limites d'Atterberg effectuées sur la fraction fine (éléments <0.4mm) du faciès argileux, ont donné les valeurs suivantes :

\*Selon l'abaque de Casa-grande.

Echantillons Profondeur(m)	WL %	WP%	IP %	Obs*
S1 (02.80-03.00m)	64.49	27.63	36.26	Argile très plastique

S2 (03.00-03.20m)	55.81	22.11	33.70	Argile très plastique
S3 (7.50-08.00m)	64.17	21.94	42.23	Argile très plastique

**Tableau V.7 :** Essais de limite d'Atterberg.

**c) Densité sèche et densité humide et teneur en eau :**

Les échantillons prélevés de ce faciès ont permis de déterminer leurs densités sèches et humides et leur teneur en eau.

Echantillons Profondeur(m)	Densité sèche	Densité humide	Teneur en eau %	Degrés de saturation SR %
S1 (02.80-03.00m)	1.82	2.10	15.50	86
S2 (03.00-03.20m)	1.78	2.02	13.29	87
S3 (7.50-08.00m)	1.92	2.18	13.30	87

**Tableau V.8 :** Essais de densités sèches et humides et teneur en eau.

**d) Analyse chimique sommaire :**

L'essai est effectué sur des échantillons de faciès argileux prélevés d'une profondeur susceptible d'être en contact direct avec le béton des infrastructures ;

Les résultats obtenus sont résumés comme suit :

Echantillons Profondeur(m)	Insolubles %	Carbonate Caco3 %	Sulfate SO <sub>3</sub> <sup>2-</sup> %
S3 (02.80-03.00m)	86.4	03	01.75
S2 (03.00-03.20m)	89.2	02	0.86
S1 (7.50-08.00m)	87.7	06	/

**Tableau V.9 :** Essais d'analyse chimique.

Les pourcentages obtenus caractérisent une argile, renfermant des sulfates agressifs.

**V.3.2.1. Essais mécaniques :**

**a) Cisaillement rectiligne :**

L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé (UU) a pour but de déterminer les caractéristiques intrinsèques du sol exprimées par son angle de frottements ( $\omega^\circ$ ) et sa cohésion (C).

Echantillons Profondeur(m)	Angle de frottement $\omega^\circ$ (Degrés)	Cohésion C (Bars)
S3 (01.60-02.00m)	25.1	0.44
S2 (02.50-03.00m)	24.9	0.62
S1 (7.50-08.00m)	29.7	0.63

**Tableau V.10 :** Essais de cisaillement rectiligne.

Les résultats obtenus montrent que le sol travaille en cohésion et aux frottements.

**b) Essais de compressibilité à l'odomètre :**

Cet essai permet d'évaluer l'amplitude des tassements du sol étudié ainsi que leur évolution dans le temps, il a été réalisé sur des échantillons intacts afin d'évaluer l'ampleur de tassement. Les paramètres trouvés sont :

<b>Echantillon profondeur (m)</b>	<b>Pression de consolidation, Pc. Bars</b>	<b>Coefficient de compressibilité, Cc. %</b>	<b>Coefficient de gonflement, Cg %</b>
S3 (04.50-05.00m)	0.63	8.64	7.97
S2 (01.60-02.00m)	1.18	15.28	7.97
S1 (08.0-10.00m)	1.88	6.98	8.30

**Tableau V.11 :** Essais de compressibilité à l'odomètre.

A la lumière de ces résultats, on peut dire qu'il s'agit d'un sol peu à moyennement compressible et gonflant.

**V.3.3. Conclusion sur les caractéristiques des deux couches :**

Les résultats des essais de laboratoire réalisés sur des échantillons prélevés des deux faciès principaux formant l'assise du projet nous permet de conclure que :

- ✚ Le faciès identifié sable grossier, correspond à un sable grossier, peu limoneux, renfermant des cristaux de gypse, il travaille beaucoup plus aux frottements qu'en cohésion.
- ✚ Le sol fin identifié argile se trouve en profondeur à partir de 2.0 m, il correspond à limon argileux peu sableux contenant des traces de sulfates, la fraction fine selon le diagramme de Casagrand est une argile très plastique ;

Le sol travaille plus à la cohésion il est moyennement compressible et à potentiel de de gonflement non négligeable

Donc du point de vu caractéristiques géotechniques, le faciès sableux lorsqu'il épais, peut être une bonne assise pour les fondations par contre le faciès argileux exige des précautions particulières.

Toutefois il faut dépasser la zone de fluctuation de la nappe et faire poser les fondations sur la partie consolidée.

**V.4. Adaptation du projet au sol de fondation :**

La reconnaissance géologique et géotechnique de sol a montré que le sol devant recevoir les fondations de l'ouvrage présente certaines contraintes qui impactent le choix de mode de fondation dont on peut citer :

- L'hétérogénéité verticale et horizontale du terrain ;
- La présence d'une couche d'argile gonflante ;
- La présence d'une nappe superficielle .

Tenant compte de ces contraintes on propose ce qui suit :

**VI.4.1.Mode de fondation :**

Vu la nature géologique du terrain, on propose des fondations superficielles :

- ✓ type **semelles isolées** : dans le cas où l'épaisseur de la couche de sable dépasse les 3.50 m, l'ancrage se fait dans le facies sableux,
- ✓ type **semelles filantes** : dans le cas où la couche d'argile se trouve à une profondeur inférieure à 3.50 m l'ancrage se fait dans le facies argileux.

**V.4.2.Profondeur d'ancrage :**

La profondeur d'ancrage est tributaire de plusieurs facteurs dont:

➤ La nature géologique du sol ;

Le niveau de la nappe ;

La profondeur du gel ;

L'élancement des ouvrages.

Pour le présent projet on propose :

- Pour les semelles isolées, l'ancrage doit se faire dans la couche de sable à une profondeur minimale de 1.50 m, cette profondeur doit être au-dessous de la zone de la fluctuation de la nappe ;
- Pour les semelles filantes, l'ancrage est tributaire du toit de la couche d'argile soit un minimum de 1.50 m.

**V.4.3.Calcul de taux de travail des fondations :****V.4.3.1. A partir des essais au laboratoire :**

La formule de TERZAGHI préconisée pour les fondations superficielles est la suivante :

**Semelle filante:**  $Q_{ad} = \gamma_1 D + 1/F [B/2\gamma_2 N_\gamma + D \gamma_1 (N_q - 1) + C N_c]$

**Semelle Isolée:**  $Q_{ad} = \gamma_1 D + 1/F [B/2\gamma_2 (1 - 0.2B/L) N_\gamma + D \gamma_1 (N_q - 1) + (1 + 0.2B/L) C N_c]$

Avec :

$Q_{ad}$  : Taux de travail (t/m<sup>2</sup>) ;

$\gamma_1$  : Poids volumique du sol au-dessus de la semelle (t/m<sup>3</sup>);

$\gamma_2$  : Poids volumique du sol au-dessous de la semelle (t/m<sup>3</sup>)

F : Coefficient de sécurité = 3;

B, L : Dimension de la semelle (m) ;

D : Profondeur d'ancrage (m) ;

C : Cohésion (t/m<sup>2</sup>) ;

$N_\gamma, N_q, N_c$  : facteurs de portance, en fonction de l'angle de frottement  $\phi$ .

Pour notre projet, on admet les valeurs suivantes:

**a) Semelle filante, ancrée dans la couche d'argile :**

D= 1.50m,

$\gamma_2$  (couche d'argile) = 2.10 t/m<sup>3</sup>

$\gamma_2'$  = Poids spécifique déjaugé ( $\gamma_2' = \gamma_2 - 1$ ) =>  $\gamma' = 2.10 - 1 = 1.10$

C=0.44 bar = 4.4 t/m<sup>2</sup>

$\phi = 25^\circ$

N  $\gamma$  = 10.40

N<sub>q</sub> = 10.70

N<sub>c</sub> = 20.70

Après le calcul on aura :

$$Q_{ad} = 16.37 + 3.64B$$

B(m)	Qad(t/m <sup>2</sup> )	Qad(bars)
1.20	20.74	2.07
1.00	20.01	2.00
2	23.65	2.37

**Table V.12 :** résultats taux de travail des fondations de semelle filante.

Le taux de travail des semelles sera limité à **1.5 bar** pour pouvoir dimensionner les fondations.

**b) Semelle isolée ancrée dans la couche de sable :**

D= 1.50m,

$\gamma_1 = \gamma_2$  (couche de sable) = 1.65t/m<sup>3</sup>,

$\gamma_1'$  = Poids spécifique déjaugé ( $\gamma_1' = \gamma_1 - 1$ ) =>  $\gamma' = 1.65 - 1 = 0.65$ ;

C=0.08 bar = 0.8 t/m<sup>2</sup>

$\phi = 36^\circ$  ----- N  $\gamma$  = 56.60; N<sub>q</sub> = 37.80; N<sub>c</sub> = 50.60

Après le calcul on aura :

$$Q_{ad} = 34.18 + 15.57 B + 0.27 B/L - 3.11B^2/L$$

B(m)	L(m)	Qad(t/m <sup>2</sup> )	Qad(bars)
1.50	1.50	53.14	5.31
0.80	1.50	45.45	4.54
0.50	0.50	40.68	4.

**Table V.13 :** Le taux de travail des semelles sera limité à **2.0 bar** pour pouvoir dimensionner les fondations.

**V.4.3.1. B. partir des essais in situ :**

Afin de déterminer le niveau résistant du terrain et avoir une idée sur l’homogénéité de l’assiette et la profondeur d’encrage, il été procédé à la réalisation de deux essais pressiometriques chaque 01.50m.

**1. Essais Pressiométriques :**

L’essai pressiométrique est un essai de force portante particulier effectué in situ (dans un forage). C'est un essai de chargement statique du terrain en place, Il consiste à appliquer sur la paroi du forage par l’intermédiaire d’une sonde cylindrique dilatable une pression croissante jusqu’à la rupture du terrain, si possible. A chaque palier de pression, on relève l’accroissement de volume de la sonde.

Les mesures réalisées sont portées sur des diagrammes pressio-géologiques établis pour chaque forage et qui représentent la juxtaposition du profil géologique obtenu à partir de l’analyse des carottes de forage et du profil pressiométrique avec les valeurs de E et  $p_l$ . L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

Il permet un calcul précis de la force portante du sol et des tassements sous fondation.

L'essai pressiométrique de type Ménard (norme NF P 94-110) présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

**2. Caractéristiques pressiométriques :**

Les essais pressiométriques réalisés dans site de projet «Travaux de réalisation des blocs y compris VRD au profit d’annexe de soutien de l’intendance/6°RM.», au niveau de forages SP01 et P02 ont permis de calculer à partir des diagrammes de chargement, les caractéristiques pressiométriques suivantes :

Les résultats des essais pressiométriques

Numéro de feuille Excel	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux				Paramètres complémentaires			
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	$p_f$ (MPa)	$p_{lm}$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	$E_M$ élastique (MPa)	$\square_{hs}$ (MPa)	$p^*_{lm}$ (MPa)	$E/p_{lm}$	$E/p^*_{lm}$
1	Travaux	SP01	1.50	0.26	0.36	4.9	4.9	0.020	0.34	13.7	14.5



2	SP01	3.00	0.34	0.57	4.2	4.2	0.039	0.53	7.4	8.0
3	SP01	4.50	2.68	3.49	28.3	28.3	0.059	3.43	8.1	8.2
4	SP01	6.00	2.89	3.16	45.1	45.1	0.078	3.09	14.2	14.6
5	SP01	7.50	3.32	4.32	49.8	49.8	0.098	4.22	11.5	11.8
6	SP01	9.00	3.79	4.93	90.6	90.6	0.117	4.82	18.4	18.8
7	SP02	1.50	1.57	2.10	16.0	16.0	0.020	2.08	7.6	7.7
8	SP02	3.00	1.59	1.98	19.4	19.4	0.039	1.94	9.8	10.0
9	SP02	4.50	3.12	4.05	63.8	63.8	0.059	3.99	15.7	16.0
10	SP02	6.00	3.67	4.78	117.3	117.3	0.078	4.70	24.6	25.0
11	SP02	7.50	3.73	4.85	84.9	84.9	0.098	4.75	17.5	17.8
12	SP02	9.00	3.75	4.88	109.8	109.8	0.117	4.76	22.5	23.1

$p_f$ : pression de fluage,  $p_{lm}$ : pression limite.

**3. Calcul de contrainte admissible à partir de l'essai pressiométrique :**

La contrainte admissible du sol ( $Q_{ad}$ ) sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale à partir des résultats de l'essai pressiométrique L. Ménard est calculée par la relation suivante :

$$Q_{ad} = (k_p/F_s) \cdot PI^*e + q_0$$

- **Q<sub>ad</sub>** : la contrainte de rupture de sol,
- **q<sub>0</sub>** : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation,
- **PI\*<sub>e</sub>** : Pression limite nette équivalente du sol, égale à la moyenne géométrique des valeurs de pression limite nette PI\*,
- **F<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité,
- **K<sub>p</sub>** : facteur portance.

Type de sol	kp max (semelle carrée)	kp max (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	1,50	1,22
Argiles	1,80	1,40

Sables A .....	1,88	1,53
Sables et graves B.....	2,25	1,75
Sables et graves C.....	3,00	2,20
Craies B et C .....	2,18	1,83

Exemple de calcul de la Contrainte admissible aux ELU (kPa) et Contrainte admissible aux ELS (kPa) pour une semelle superficielle (voir annexe pour plus de détails) :

Profondeur d'ancrage (m)	Forme de la base fondation (m)	Dimension de fondation B x L (m)		Q ELU (kpa)	Q ELS (kpa)
		B	L		
1.5	Carrée	1.5	1.5	456	313
1.5	Rectangulaire	1.2	1.5	355	246
1.5		1	1.2	286	200
1.5	Filante	1.2	/	362	250

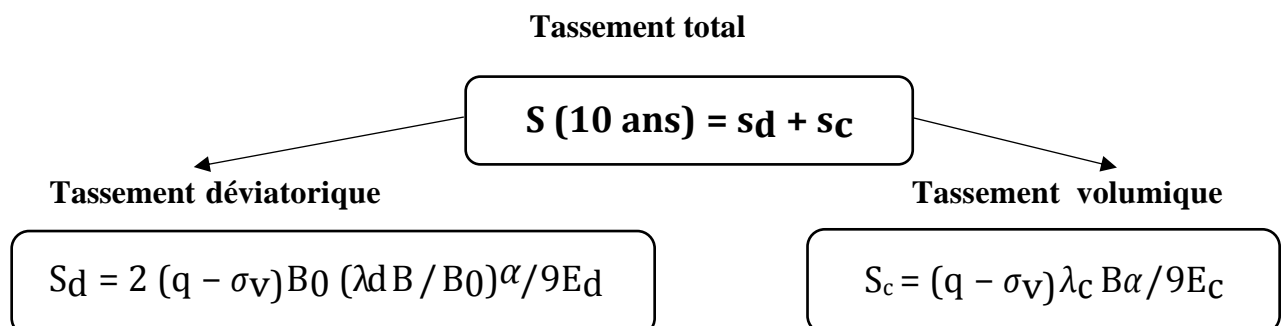
Paramètres de calcul :

- Calcul fait à l'aide de logiciel Foxta ;
- Calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard ;
- Calcul selon les règles du Fascicule 62 - Titre V ;
- Profils de pl\* et EM définis par points de mesure.

**V.4.4.Vérification de tassement :**

**a) A partir des essais in situ (pressiomètre) :**

Le tassement d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B est donné par les relations :



Avec:

**q** : contrainte verticale appliquée par la fondation,

**σ<sub>v</sub>** : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficients de forme, (tableau IV .1)

$\alpha$  : coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, (tableau IV.2)

**B** : largeurs de la fondation,

**B0** : une dimension de référence égale à 0,60 m,

**Ec et Ed** : modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone dévia torique, respectivement.

Résultats des calculs de tassement au niveau de sondage pressiométrique :

Profondeur d'ancrage (m)	Dimension de fondation B x L (m)		Contrainte Q réf (KPa)	Charge verticale (KN)	Tassement (mm)
	B	L			
1.5	1.5	1.5	150	337.5	8
1.5	1.2	1.5	150	270	7
1.5	1	1.2	150	180	7
1.5	1.2	/	150	180 *	11

**Table V.14** : Résultats de tassement des essais pressiométrique.

Q réf : Contrainte de référence sous semelle (kPa)

Charge verticale : effort résultant exprimé au centre de la base de la fondation

\* : (KN/ml) fondation filante.

- ❖ Les tassements calculés sont admissibles, donc on peut limitée la contrainte à 01.50 bars.
- ❖ Le type des fondations recommandé sera des fondations superficielles, ancrées à une profondeur minimale de 1.50m.

**b) A partir des essais de laboratoire (odomètre) :**

L'estimation des tassements à partir des essais de laboratoire a été faite par la méthode d'intégration par tranches :

**Les hypothèses de calcul sont :**

Profondeur d'ancrage D = 1.50 m ;

Semelles filante de 1.0 m de largeur ;

Contrainte de service sur la semelle : 0.5bars ;

Les résultats de l'essai œdométrique du Sondage N°03 entre 1.60et 2.00 m

Le détail de calcul est résumé dans le tableau ci-dessous

Hi: ép, couche	Z	z/b	I	4,I	$\sigma_z$	$\Sigma\sigma$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o, \Delta e) / (1+e_o)$
0.5	0,5	0.50	0.2400	0.9600	0.4800	0.2025	0.6825	0.3816	0.3547	0.0269	0.0097
0.5	1	1.00	0.2050	0.8200	0.4100	0.4125	0.8225	0.3684	0.3490	0.0195	0.0071
0.5	1,5	1.50	0.1670	0.6680	0.3340	0.6225	0.9565	0.3575	0.3442	0.0133	0.0049
0.5	2	2.00	0.1370	0.5480	0.2740	0.8325	1.1065	0.3486	0.3397	0.0089	0.0033
0.5	2,5	2.50	0.1150	0.4600	0.2300	1.0425	1.2725	0.3415	0.3357	0.0058	0.0022
0.5	3	3.00	0.0990	0.3960	0.1980	1.2525	1.4505	0.3361	0.3324	0.0037	0.0014
0.5	3,5	3.50	0.0866	0.3464	0.1732	1.4625	1.6357	0.3322	0.3299	0.0022	0.0008
0.5	4	4.00	0.0760	0.3040	0.1520	1.6725	1.8245	0.3296	0.3284	0.0011	0.0004
0.5	4,5	4.50	0.0684	0.2736	0.1368	1.8825	2.0193	0.3281	0.3278	0.0004	0.0001
0.5	5	5.00	0.0622	0.2488	0.1244	2.0925	2.2169	0.3277	0.3279	-0.0002	-0.0001
0.5	5,5	5.50	0.0570	0.2280	0.1140	2.3025	2.4165	0.3282	0.3288	-0.0006	-0.0002
0.5	6	6.00	0.0520	0.2080	0.1040	2.5125	2.6165	0.3295	0.3304	-0.0009	-0.0003
0.5	6,5	6.50	0.0483	0.1932	0.0966	2.7225	2.8191	0.3314	0.3325	-0.0011	-0.0004
0.5	7	7.00	0.0450	0.1800	0.0900	2.9325	3.0225	0.3339	0.3351	-0.0012	-0.0005
0.5	7,5	7.50	0.0422	0.1688	0.0844	3.1425	3.2269	0.3368	0.3381	-0.0013	-0.0005
0.5	8	8.00	0.0390	0.1560	0.0780	3.3525	3.4305	0.3401	0.3414	-0.0013	-0.0005
0.5	8,5	8.50	0.0368	0.1472	0.0736	3.5625	3.6361	0.3437	0.3450	-0.0013	-0.0005
0.5	9	9.00	0.0345	0.1380	0.0690	3.7725	3.8415	0.3475	0.3488	-0.0013	-0.0005
0.5	9,5	9.50	0.0328	0.1312	0.0656	3.9825	4.0481	0.3515	0.3527	-0.0013	-0.0005
<b>Tassement total = <math>\Sigma\Delta H_i</math></b>											<b>0.0261</b>

**Table V.15 : Le détail de calcul des tassements.**

On remarque que le tassement total sous une semelle filante de 1.0 m de largeur soumise à une contrainte de 1.50 bars est égal à **2.61 cm**, valeur admissible.

Nous avons refait le calcul de tassement en changeant les paramètres influençant le tassement à savoir :

- Le type de semelle ;
- Les dimensions de la semelle ;
- La contrainte de service ;
- Les caractéristiques de compressibilité de sol.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des tassements :

Type de fondation	Sondage	B(m)	L(m)	$\sigma_z$ (bar)	Tassement (mm)
<b>Semelle filant</b>	1	1.2	-	2	0.0189
	2	1.5	-	2	0.0476
	3	1	-	2	0.1589
	1	2	-	2	0.0512
	2	2	-	0.5	0.0189
	3	1	-	0.5	0.0261
<b>Semelle isolée</b>	1	1	1.5	2	-0.3141
	2	1	1	2	0.0553
	3	0.5	0.5	1	0.0443
	1	1	1	1	-0.1296

	2	1	1.5	0.5	0.0176
	3	0.5	0.5	0.5	0.0096

**Table V.16 :** résume les résultats de calcul des tassements.

**V.4.5. .Agressivité du sol :**

En se référant à la norme NA 16002, les analyses chimiques ont montré que le sol de fondation ainsi que la nappe d'eau sont fortement agressifs vis-à-vis du béton, il est nécessaire d'utiliser un ciment résistant aux sulfates pour le béton des infrastructures.

**V.5.Conclusion :**

La reconnaissance géotechnique de l'assiette retenue dans le cadre du projet " Travaux de réalisation des blocs y compris VDR au profit d'annexe de soutien de l'intendance –In-Salah – Tamanrasset /6°RM " a montré que le site présente une hétérogénéité verticale du faciès, il s'agit d'un sable surmontant une argile avec une épaisseur variable.

Du point de vue hydrogéologique, une nappe d'eau est rencontrée irrégulièrement sur la couche d'argile entre les 00 ,70m~02,12m durant le mois de Janvier.

Du point de vue géotechnique, les argiles étant l'assise des fondations, sont des sols plastiques moyennement compressibles et gonflants.

Le type des fondations recommandé sera des fondations superficielles à savoir ;

- ✓ Type **semelles isolées** dans le cas où l'ancrage dans le faciès sableux sur une profondeur de 01.50 m du terrain naturelle, dans ce cas le taux de travail est limité à 2.0 bars.
- ✓ Type **semelles filante** ancrées dans la couche d'argile sur une profondeur de 01.50 m ; directement ou par l'intermédiaire d'un gros béton, le taux de travail est limité à 1.5 bars.

Le problème de tassement n'est pas à craindre si le mode de fondation et le taux de travail des semelles sont respectés.

Pour éviter des éventuels gonflements de l'argile, il est recommandé de protéger le sol de fondation contre les eaux de la nappe et de toutes infiltration d'eau, ceci peut être assuré par des voiles périphériques ancrés suffisamment dans la couche imperméable.

Le sol de fondation ainsi que la nappe sont fortement agressifs, exigeant ainsi l'emploi des ciments résistant aux sulfates pour le béton de l'infrastructures et les parties basses de la superstructure.

**Il est fortement recommande d'éviter l'ancrage des fondations du même ouvrage sur deux faciès différents.**

**CONCLUSUION**

**GENERALE**

## *Conclusion General*

---

Au terme de notre mémoire nous avons pu tirer plusieurs points à savoir :

- La reconnaissance de sol est une phase très importante dans le domaine de construction, il doit être fait soigneusement et par des spécialistes.
- Le problème de consolidation des sols et parmi les grands soucis géotechniques qui doivent être traités dans l'étude de sol notamment pour le sol fin.
- Le tassement sous la fondation surtout superficielle est parmi les causes principale des dégâts constatés dans les constructions.
- L'estimation de tassement sous fondation se fait par plusieurs méthodes basées sur des essais géotechniques que ce soit in situ ou en laboratoire.
- L'essai œnométrique est l'essai laboratoire le plus utilisé pour le calcul de tassement sous les fondations,
- L'essai pressiométrique est l'essai géotechnique in situ le plus utilisé pour les études des fondations et notamment le calcul des tassements, la majorité des ingénieurs le considère comme le plus efficace, car il se base sur des tests sur le terrain dans ses conditions réelles.

A travers l'exemple pratique, nous avons pu calculer plusieurs cas de tassement et cette occasion nous a permis de remarquer l'influence de certains paramètres sur la valeur de tassement calculé.

En fin nous reconnaissons que l'élaboration de ce modeste travail nous a donné l'occasion de se plonger dans un domaine très intéressant pour notre spécialité qui est le calcul des fondations superficielles et l'estimation des déformations du sol sous les sollicitations dues à l'infrastructure.

Nous souhaitons que notre mémoire peut donner un plus pour les chercheurs et les professionnelles dans le domaine de calcul des fondations.

Nous estimons que beaucoup de travail de recherche peut se faire dans cette discipline.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**



## *Référence*

---

- [1]. **AMIROUCHE MED EL-ARABI ET BOUGUENOUN OUSSAMA**; MEMOIRE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DYNAMIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES, juin 2017; université 8 Mai 1945 de Guelma.
- [2]. AKABLI Moussa type de fondation 2 septembre 2018 site BTP .
- [3]. [http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/cour\\_fondation-profondes1\\_procedes-generaux-de-construction-2.pdf](http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/cour_fondation-profondes1_procedes-generaux-de-construction-2.pdf).
- [4]. DÉFORMABILITÉ DES SOLS. TASSEMENTS. CONSOLIDATION 10.03.2015
- [5]. Mémoire ; L'effet de la consolidation des sols sur la propagation des contaminants ; Bilal Top, 2018 ;
- [6]. Consolidation des Sols et Tassement ; Chapitre 5 – mc3a9ca – Sol.
- [7]. Mme. ROUISSAT Nadia ; Mécaniques des Sols Chp5 : TASSEMENTS ET CONSOLIDATION DES SOLS ; Université Aboubakr Belkaid - Tlemcen
- [8]. (POLYTECH LILLE - UNIVERSITÉ DE LILLE ANNÉE 2017-2018 Cours de Géotechnique 2)
- [9]. Gérard Philipponnd et Bertrand Hubert ; Livre Fondation et Ouvrages en terre ; UNIONNAISE DES GEOLOGUES. ; Sixième tirage 2007.
- [10]. Jacques Lérau ; Géotechnique 1 ; Département de Science et Technologies Pour L'ingénieur ; Avril 2006
- [11]. BOULON Marc, Professeur retraité à l'Université Grenoble Alpes 30-10-2018
- COURS DE MECANIQUE DES SOLS ; Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement ;
- [12]. J.M.TCHOUANI NANA et M.CALLAUD ; Décembre 2004.
- [13]. Pr. Zadjoui A. / Aissaoui S ; Essais Géotechniques ; 2019/2020.
- [14]. <https://hal.archives-ouvertes.fr/cel-01795523>.
- [15]. J.M TCHOUANI NANA et M.a.J CALLAUD ; cours mécanique de sols - tome 1 ; Institut international d'Ingénierie de l'eau et de l'environnement ; Décembre 2004.
- [16]. AIDE MEMOIRE ; MECANIQUE DES SOLS .Gérart Degoutte ; Réédition 2009.
- [17]. Normalisation française ; Landic de classement XP P 94-090-1 ; Décembre 1997.

## *Référence*

---

- [18]. LUC SIBILLE; Essai œdométrique et mesure de perméabilité notice du TP(IUT GCCD module MXG4) ;18 May 2018.
- [19]. J.P. Magnan ; Mécanique des sols et des roches (Résumé-Aide-mémoire ; 2000-2001.
- [20]. Jean Costet et Guy Sanglerat ; Coures Partique de mécanique des sols 1 ; Juillet 1988.
- [21]. Internat
- [22].Norme française ;Landic de classement NF P 94-110-1 ; Janvier 2000.
- [23]. :([http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences\\_techniques/Proprietes-Meca\\_sols/general/toc.html](http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca_sols/general/toc.html)).
- [24]. Techniques l'ingénieur.fr / basse – document.
- [25].Mémoire calculer des tassement pour les fondations superficielles a l'aide de l'essai dilatometrique ;Université Larbi tébessi-Tébessa ;2017-2018
- [26]. [26].ARVOR Géotechnique ; Ingénierie des sols et des fondations ; Indic A du 23 Désember 2010.
- [27]. ARVOR Géotechnique ;Ingénierie des sols et des fondation ;31.01.2011
- [28]. LABORATOIR DES TRAVAUX PUBLICS «EST» ; المنطقة الصناعية «سيرتا» قسنطينة ; 3 Juin 1987.
- [29]. Laboratoire des Travaux Publics du Sud ; Cité des 400 logement SIDI – ABAZ GHARDAIA B.P.332. GHARDAIA.



**Annexes**

# Annexes

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 2 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 0.70 m

Dimension des semelles : Isolée rectangulaire 1\*1.5 m

Hi: ép, couche	z	z/B	I	4*I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\Sigma f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1 + e_o)$
0.5	0.5	0.50	0.2400	0.9600	1.9200	1.2525	3.1725	0.3325	0.2964	0.0360	0.0135
0.5	1	1.00	0.2050	0.8200	1.6400	2.3025	3.9425	0.3054	0.2996	0.0058	0.0022
0.5	1.5	1.50	0.1670	0.6680	1.3360	3.3525	4.6885	0.2962	0.3135	-0.0173	-0.0067
0.5	2	2.00	0.1370	0.5480	1.0960	4.4025	5.4985	0.3069	0.3414	-0.0346	-0.0132
0.5	2.5	2.50	0.1150	0.4600	0.9200	5.4525	6.3725	0.3395	0.3878	-0.0483	-0.0180
0.5	3	3.00	0.0990	0.3960	0.7920	6.5025	7.2945	0.3962	0.4561	-0.0599	-0.0215
0.5	3.5	3.50	0.0866	0.3464	0.6928	7.5525	8.2453	0.4790	0.5489	-0.0700	-0.0237
0.5	4	4.00	0.0760	0.3040	0.6080	8.6025	9.2105	0.5900	0.6680	-0.0780	-0.0245
0.5	4.5	4.50	0.0684	0.2736	0.5472	9.6525	10.1997	0.7313	0.8177	-0.0864	-0.0249
0.5	5	5.00	0.0621	0.2484	0.4968	10.7025	11.1993	0.9050	0.9991	-0.0941	-0.0247
0.5	5.5	5.50	0.0569	0.2276	0.4552	11.7525	12.2077	1.1132	1.2147	-0.1015	-0.0240
0.5	6	6.00	0.0520	0.2080	0.4160	12.8025	13.2185	1.3579	1.4654	-0.1075	-0.0228
0.5	6.5	6.50	0.0483	0.1932	0.3864	13.8525	14.2389	1.6413	1.7557	-0.1144	-0.0217
0.5	7	7.00	0.0451	0.1804	0.3608	14.9025	15.2633	1.9654	2.0865	-0.1211	-0.0204
0.5	7.5	7.50	0.0423	0.1692	0.3384	15.9525	16.2909	2.3323	2.4600	-0.1277	-0.0192
0.5	8	8.00	0.0398	0.1592	0.3184	17.0025	17.3209	2.7440	2.8781	-0.1341	-0.0179
0.5	8.5	8.50	0.0376	0.1504	0.3008	18.0525	18.3533	3.2028	3.3432	-0.1404	-0.0167
0.5	9	9.00	0.0356	0.1424	0.2848	19.1025	19.3873	3.7106	3.8571	-0.1465	-0.0155
0.5	9.5	9.50	0.0338	0.1352	0.2704	20.1525	20.4229	4.2695	4.4220	-0.1525	-0.0145
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>-0.3141</b>

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 2 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 0.70 m

Dimension des semelles : Isolée carrée 1\*1 m

Hi: ép, couche	z	z/b	I	4*I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\sigma f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1 + e_o)$
0.5	0.5	0.50	0.2400	0.9600	1.9200	1.2525	3.1725	0.3341	0.3213	0.0128	0.0048
0.5	1	1.00	0.2050	0.8200	1.6400	2.3025	3.9425	0.3266	0.3170	0.0096	0.0036
0.5	1.5	1.50	0.1670	0.6680	1.3360	3.3525	4.6885	0.3203	0.3131	0.0072	0.0027
0.5	2	2.00	0.1370	0.5480	1.0960	4.4025	5.4985	0.3146	0.3088	0.0058	0.0022
0.5	2.5	2.50	0.1150	0.4600	0.9200	5.4525	6.3725	0.3091	0.3040	0.0051	0.0019
0.5	3	3.00	0.0990	0.3960	0.7920	6.5025	7.2945	0.3032	0.2983	0.0049	0.0019
0.5	3.5	3.50	0.0866	0.3464	0.6928	7.5525	8.2453	0.2966	0.2915	0.0051	0.0020
0.5	4	4.00	0.0769	0.3076	0.6152	8.6025	9.2177	0.2886	0.2832	0.0054	0.0021
0.5	4.5	4.50	0.2400	0.9600	1.9200	9.6525	11.5725	0.2789	0.2549	0.0240	0.0094
0.5	5	5.00	0.0338	0.1352	0.2704	10.7025	10.9729	0.2669	0.2634	0.0035	0.0014
0.5	5.5	5.50	0.0371	0.1484	0.2968	11.7525	12.0493	0.2522	0.2474	0.0047	0.0019
0.5	6	6.00	0.0130	0.0520	0.1040	12.8025	12.9065	0.2342	0.2322	0.0020	0.0008
0.5	6.5	6.50	0.0140	0.0560	0.1120	13.8525	13.9645	0.2125	0.2099	0.0026	0.0011
0.5	7	7.00	0.0151	0.0604	0.1208	14.9025	15.0233	0.1866	0.1833	0.0033	0.0014
0.5	7.5	7.50	0.0162	0.0648	0.1296	15.9525	16.0821	0.1560	0.1519	0.0041	0.0018
0.5	8	8.00	0.0070	0.0280	0.0560	17.0025	17.0585	0.1202	0.1181	0.0021	0.0009
0.5	8.5	8.50	0.0743	0.2972	0.5944	18.0525	18.6469	0.0787	0.0526	0.0262	0.0121
0.5	9	9.00	0.0079	0.0316	0.0632	19.1025	19.1657	0.0311	0.0281	0.0031	0.0015
0.5	9.5	9.50	0.0083	0.0332	0.0664	20.1525	20.2189	-0.0231	-0.0268	0.0037	0.0019
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>0.0553</b>

# Annexes

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 1 bars

Profondeur d'ancrage  $D$  égale : 0.70 m

Dimension des semelles : Isolée carrée 0.5\*0.5 m

Hi: ép, couche	z	z/b	I	4*I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1+e_o)$
0.5	0.5	1.00	0.2050	0.8200	0.8200	1.2525	2.0725	0.826	0.7730	0.0530	0.0145
0.5	1	2.00	0.1370	0.5480	0.5480	2.3025	2.8505	0.823	0.7860	0.0370	0.0101
0.5	1.5	3.00	0.0990	0.3960	0.3960	3.3525	3.7485	0.815	0.7940	0.0210	0.0058
0.5	2	4.00	0.0760	0.3040	0.3040	4.4025	4.7065	0.807	0.7950	0.0120	0.0033
0.5	2.5	5.00	0.0633	0.2532	0.2532	5.4525	5.7057	0.801	0.7935	0.0075	0.0021
0.5	3	6.00	0.0520	0.2080	0.2080	6.5025	6.7105	0.795	0.7900	0.0050	0.0014
0.5	3.5	7.00	0.0455	0.1820	0.1820	7.5525	7.7345	0.789	0.7870	0.0020	0.0006
0.5	4	8.00	0.0390	0.1560	0.1560	8.6025	8.7585	0.786	0.7830	0.0030	0.0008
0.5	4.5	9.00	0.0351	0.1404	0.1404	9.6525	9.7929	0.781	0.7790	0.0020	0.0006
0.5	5	10.00	0.0320	0.1280	0.1280	10.7025	10.8305	0.776	0.7750	0.0010	0.0003
0.5	5.5	11.00	0.0293	0.1172	0.1172	11.7525	11.8697	0.775	0.7740	0.0010	0.0003
0.5	6	12.00	0.0260	0.1040	0.1040	12.8025	12.9065	0.774	0.7720	0.0020	0.0006
0.5	6.5	13.00	0.0241	0.0964	0.0964	13.8525	13.9489	0.770	0.7680	0.0020	0.0006
0.5	7	14.00	0.0225	0.0900	0.0900	14.9025	14.9925	0.768	0.7650	0.0030	0.0008
0.5	7.5	15.00	0.0210	0.0840	0.0840	15.9525	16.0365	0.765	0.7620	0.0030	0.0008
0.5	8	16.00	0.0198	0.0792	0.0792	17.0025	17.0817	0.760	0.7590	0.0010	0.0003
0.5	8.5	17.00	0.0187	0.0748	0.0748	18.0525	18.1273	0.759	0.7580	0.0010	0.0003
0.5	9	18.00	0.0180	0.0720	0.0720	19.1025	19.1745	0.757	0.7560	0.0010	0.0003
0.5	9.5	19.00	0.0171	0.0684	0.0684	20.1525	20.2209	0.754	0.7510	0.0030	0.0009
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>0.0443</b>

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 1 bars

Profondeur d'ancrage  $D$  égale : 0.70 m

Dimension des semelles : Isolée carrée 1\*1 m

Hi: ép, couche	z	z/b	I	4*I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1+e_o)$
0.5	0.5	0.50	0.2400	0.9600	0.9600	1.2525	2.2125	0.3325	0.3071	0.0254	0.0095
0.5	1	1.00	0.2050	0.8200	0.8200	2.3025	3.1225	0.3054	0.2966	0.0088	0.0034
0.5	1.5	1.50	0.1670	0.6680	0.6680	3.3525	4.0205	0.2962	0.3006	-0.0043	-0.0017
0.5	2	2.00	0.1370	0.5480	0.5480	4.4025	4.9505	0.3069	0.3210	-0.0142	-0.0054
0.5	2.5	2.50	0.1150	0.4600	0.4600	5.4525	5.9125	0.3395	0.3612	-0.0217	-0.0081
0.5	3	3.00	0.0990	0.3960	0.3960	6.5025	6.8985	0.3962	0.4242	-0.0280	-0.0100
0.5	3.5	3.50	0.0866	0.3464	0.3464	7.5525	7.8989	0.4790	0.5124	-0.0334	-0.0113
0.5	4	4.00	0.0769	0.3076	0.3076	8.6025	8.9101	0.5900	0.6281	-0.0382	-0.0120
0.5	4.5	4.50	0.2400	0.9600	0.9600	9.6525	10.6125	0.7313	0.8888	-0.1575	-0.0455
0.5	5	5.00	0.0338	0.1352	0.1352	10.7025	10.8377	0.9050	0.9298	-0.0248	-0.0065
0.5	5.5	5.50	0.0371	0.1484	0.1484	11.7525	11.9009	1.1132	1.1455	-0.0323	-0.0076
0.5	6	6.00	0.0130	0.0520	0.0520	12.8025	12.8545	1.3579	1.3710	-0.0131	-0.0028
0.5	6.5	6.50	0.0140	0.0560	0.0560	13.8525	13.9085	1.6413	1.6575	-0.0162	-0.0031
0.5	7	7.00	0.0151	0.0604	0.0604	14.9025	14.9629	1.9654	1.9853	-0.0199	-0.0034
0.5	7.5	7.50	0.0162	0.0648	0.0648	15.9525	16.0173	2.3323	2.3563	-0.0241	-0.0036
0.5	8	8.00	0.0070	0.0280	0.0280	17.0025	17.0305	2.7440	2.7556	-0.0116	-0.0016
0.5	8.5	8.50	0.0743	0.2972	0.2972	18.0525	18.3497	3.2028	3.3415	-0.1387	-0.0165
0.5	9	9.00	0.0079	0.0316	0.0316	19.1025	19.1341	3.7106	3.7267	-0.0161	-0.0017
0.5	9.5	9.50	0.0083	0.0332	0.0332	20.1525	20.1857	4.2695	4.2881	-0.0185	-0.0018
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>-0.1296</b>

# Annexes

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 0.5 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 0.70 m

Dimension des semelles : Isolée carrée 0.5\*0.5m

Hi: ép, couche	z	z/b	I	4*I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1+eo)$
0.5	0.5	1.00	0.2050	0.8200	0.4100	1.2525	1.6625	0.3341	0.3310	0.0031	0.0012
0.5	1	2.00	0.1370	0.5480	0.2740	2.3025	2.5765	0.3266	0.3249	0.0017	0.0007
0.5	1.5	3.00	0.0990	0.3960	0.1980	3.3525	3.5505	0.3203	0.3192	0.0011	0.0004
0.5	2	4.00	0.0760	0.3040	0.1520	4.4025	4.5545	0.3146	0.3138	0.0008	0.0003
0.5	2.5	5.00	0.0633	0.2532	0.1266	5.4525	5.5791	0.3091	0.3084	0.0007	0.0003
0.5	3	6.00	0.0520	0.2080	0.1040	6.5025	6.6065	0.3032	0.3026	0.0006	0.0002
0.5	3.5	7.00	0.0455	0.1820	0.0910	7.5525	7.6435	0.2966	0.2959	0.0006	0.0002
0.5	4	8.00	0.0390	0.1560	0.0780	8.6025	8.6805	0.2886	0.2880	0.0007	0.0003
0.5	4.5	9.00	0.0351	0.1404	0.0702	9.6525	9.7227	0.2789	0.2782	0.0007	0.0003
0.5	5	10.00	0.0320	0.1280	0.0640	10.7025	10.7665	0.2669	0.2661	0.0008	0.0003
0.5	5.5	11.00	0.0293	0.1172	0.0586	11.7525	11.8111	0.2522	0.2513	0.0009	0.0004
0.5	6	12.00	0.0260	0.1040	0.0520	12.8025	12.8545	0.2342	0.2332	0.0010	0.0004
0.5	6.5	13.00	0.0241	0.0964	0.0482	13.8525	13.9007	0.2125	0.2114	0.0011	0.0005
0.5	7	14.00	0.0225	0.0900	0.0450	14.9025	14.9475	0.1866	0.1854	0.0012	0.0005
0.5	7.5	15.00	0.0210	0.0840	0.0420	15.9525	15.9945	0.1560	0.1547	0.0013	0.0006
0.5	8	16.00	0.0198	0.0792	0.0396	17.0025	17.0421	0.1202	0.1187	0.0015	0.0007
0.5	8.5	17.00	0.0187	0.0748	0.0374	18.0525	18.0899	0.0787	0.0772	0.0016	0.0007
0.5	9	18.00	0.0180	0.0720	0.0360	19.1025	19.1385	0.0311	0.0294	0.0017	0.0008
0.5	9.5	19.00	0.0171	0.0684	0.0342	20.1525	20.1867	-0.0231	-0.0250	0.0019	0.0010
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>0.0096</b>

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 0.5 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 0.70 m

Dimension des semelles : Isolée rectangulaire 1\*1.5m

Hi:ép, couche	z	z/b	I	4*I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1+eo)$
0.5	0.5	0.50	0.2400	0.9600	0.4800	1.2525	1.7325	0.3341	0.3305	0.0036	0.0013
0.5	1	1.00	0.2050	0.8200	0.4100	2.3025	2.7125	0.3266	0.3240	0.0026	0.0010
0.5	1.5	1.50	0.1670	0.6680	0.3340	3.3525	3.6865	0.3203	0.3184	0.0019	0.0007
0.5	2	2.00	0.1370	0.5480	0.2740	4.4025	4.6765	0.3146	0.3131	0.0014	0.0005
0.5	2.5	2.50	0.1150	0.4600	0.2300	5.4525	5.6825	0.3091	0.3078	0.0012	0.0005
0.5	3	3.00	0.0990	0.3960	0.1980	6.5025	6.7005	0.3032	0.3020	0.0012	0.0005
0.5	3.5	3.50	0.0866	0.3464	0.1732	7.5525	7.7257	0.2966	0.2954	0.0012	0.0005
0.5	4	4.00	0.0760	0.3040	0.1520	8.6025	8.7545	0.2886	0.2873	0.0013	0.0005
0.5	4.5	4.50	0.0684	0.2736	0.1368	9.6525	9.7893	0.2789	0.2775	0.0014	0.0006
0.5	5	5.00	0.0621	0.2484	0.1242	10.7025	10.8267	0.2669	0.2653	0.0016	0.0006
0.5	5.5	5.50	0.0569	0.2276	0.1138	11.7525	11.8663	0.2522	0.2504	0.0018	0.0007
0.5	6	6.00	0.0520	0.2080	0.1040	12.8025	12.9065	0.2342	0.2322	0.0020	0.0008
0.5	6.5	6.50	0.0483	0.1932	0.0966	13.8525	13.9491	0.2125	0.2103	0.0022	0.0009
0.5	7	7.00	0.0451	0.1804	0.0902	14.9025	14.9927	0.1866	0.1841	0.0024	0.0010
0.5	7.5	7.50	0.0423	0.1692	0.0846	15.9525	16.0371	0.1560	0.1533	0.0027	0.0012
0.5	8	8.00	0.0398	0.1592	0.0796	17.0025	17.0821	0.1202	0.1173	0.0029	0.0013
0.5	8.5	8.50	0.0376	0.1504	0.0752	18.0525	18.1277	0.0787	0.0755	0.0032	0.0015
0.5	9	9.00	0.0356	0.1424	0.0712	19.1025	19.1737	0.0311	0.0277	0.0035	0.0017
0.5	9.5	9.50	0.0338	0.1352	0.0676	20.1525	20.2201	-0.0231	-0.0268	0.0037	0.0019
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>0.0176</b>

# Annexes

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 2 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 1.50 m

Dimension des semelles : Filante de la raguer **B = 1.20 m**

Hi:ép, couche	Z	z/B	I	4*I	$\Sigma z$	$\sigma_o$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1+e_o)$
0.5	0.5	0.42	0.2451	0.9804	1.4706	0.2025	1.6731	0.3432	0.3309	0.0123	0.0046
0.5	1	0.83	0.2161	0.8644	1.2966	0.4125	1.7091	0.3412	0.3307	0.0106	0.0039
0.5	1.5	1.25	0.1951	0.7804	1.5608	0.6225	2.1833	0.3393	0.3274	0.0119	0.0045
0.5	2	1.67	0.1485	0.5940	0.8910	0.8325	1.7235	0.3375	0.3306	0.0070	0.0026
0.5	2.5	2.08	0.1354	0.5416	0.8124	1.0425	1.8549	0.3358	0.3296	0.0061	0.0023
0.5	3	2.50	0.1150	0.4600	0.6900	1.2525	1.9425	0.3341	0.3290	0.0051	0.0019
0.5	3.5	2.92	0.1095	0.4380	0.6570	1.4625	2.1195	0.3325	0.3278	0.0047	0.0018
0.5	4	3.33	0.0979	0.3916	0.5874	1.6725	2.2599	0.3309	0.3269	0.0040	0.0015
0.5	4.5	3.75	0.0840	0.3360	0.5040	1.8825	2.3865	0.3295	0.3261	0.0034	0.0013
0.5	5	4.17	0.0710	0.2840	0.4260	2.0925	2.5185	0.3280	0.3252	0.0028	0.0010
0.5	5.5	4.58	0.0698	0.2792	0.4188	2.3025	2.7213	0.3266	0.3240	0.0026	0.0010
0.5	6	5.00	0.0640	0.2560	0.3840	2.5125	2.8965	0.3253	0.3229	0.0024	0.0009
0.5	6.5	5.42	0.0584	0.2336	0.3504	2.7225	3.0729	0.3240	0.3219	0.0021	0.0008
0.5	7	5.83	0.0521	0.2084	0.3126	2.9325	3.2451	0.3227	0.3209	0.0018	0.0007
0.5	7.5	6.25	0.0487	0.1948	0.2922	3.1425	3.4347	0.3215	0.3198	0.0017	0.0006
0.5	8	6.67	0.0454	0.1816	0.2724	3.3525	3.6249	0.3203	0.3188	0.0015	0.0006
0.5	8.5	7.08	0.0429	0.1716	0.2574	3.5625	3.8199	0.3191	0.3177	0.0014	0.0005
0.5	9	7.50	0.0419	0.1676	0.2514	3.7725	4.0239	0.3179	0.3166	0.0014	0.0005
0.5	9.5	7.92	0.0407	0.1628	0.2442	3.9825	4.2267	0.3168	0.3155	0.0013	0.0005
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math></b>											<b>0.0315</b>

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 1.50 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 1.50 m

Dimension des semelles : Filante de la raguer **B = 1.00 m**

Hi:ép, couche	Z	z/b	I	4*I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o , \Delta e) / (1+e_o)$
0.5	0.5	0.50	0.2400	0.9600	1.4400	0.2025	1.6425	0.3816	0.3299	0.0517	0.0187
0.5	1	1.00	0.2050	0.8200	1.2300	0.4125	1.6425	0.3684	0.3299	0.0386	0.0141
0.5	1.5	1.50	0.1670	0.6680	1.3360	0.6225	1.9585	0.3575	0.3279	0.0296	0.0109
0.5	2	2.00	0.1370	0.5480	0.8220	0.8325	1.6545	0.3486	0.3297	0.0188	0.0070
0.5	2.5	2.50	0.1150	0.4600	0.6900	1.0425	1.7325	0.3415	0.3290	0.0125	0.0046
0.5	3	3.00	0.0990	0.3960	0.5940	1.2525	1.8465	0.3361	0.3283	0.0078	0.0029
0.5	3.5	3.50	0.0866	0.3464	0.5196	1.4625	1.9821	0.3322	0.3278	0.0043	0.0016
0.5	4	4.00	0.0760	0.3040	0.4560	1.6725	2.1285	0.3296	0.3278	0.0018	0.0007
0.5	4.5	4.50	0.0684	0.2736	0.4104	1.8825	2.2929	0.3281	0.3282	-0.0001	0.0000
0.5	5	5.00	0.0684	0.2736	0.4104	2.0925	2.5029	0.3277	0.3294	-0.0017	-0.0006
0.5	5.5	5.50	0.0627	0.2508	0.3762	2.3025	2.6787	0.3282	0.3310	-0.0027	-0.0010
0.5	6	6.00	0.0520	0.2080	0.3120	2.5125	2.8245	0.3295	0.3326	-0.0031	-0.0012
0.5	6.5	6.50	0.0483	0.1932	0.2898	2.7225	3.0123	0.3314	0.3350	-0.0035	-0.0013
0.5	7	7.00	0.0450	0.1800	0.2700	2.9325	3.2025	0.3339	0.3377	-0.0038	-0.0014
0.5	7.5	7.50	0.0423	0.1692	0.2538	3.1425	3.3963	0.3368	0.3408	-0.0040	-0.0015
0.5	8	8.00	0.0390	0.1560	0.2340	3.3525	3.5865	0.3401	0.3441	-0.0040	-0.0015
0.5	8.5	8.50	0.0368	0.1472	0.2208	3.5625	3.7833	0.3437	0.3477	-0.0040	-0.0015
0.5	9	9.00	0.0349	0.1396	0.2094	3.7725	3.9819	0.3475	0.3515	-0.0039	-0.0015
0.5	9.5	9.50	0.0332	0.1328	0.1992	3.9825	4.1817	0.3515	0.3553	-0.0039	-0.0014
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>0.0476</b>

# Annexes

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 2 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 1.50 m

Dimension des semelles : Filante de la raguer **B = 1.00 m**

Hi: ép, couche	Z	z/b	I	4*I	$\Sigma z$	$\sigma_o$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1 + e_o)$
1	1	1.00	0.2050	0.8200	1.6400	0.2025	1.8425	0.3752	0.3152	0.0600	0.0436
1	2	2.00	0.1370	0.5480	1.0960	0.4125	1.5085	0.3655	0.3244	0.0412	0.0301
1	3	3.00	0.0990	0.3960	0.7920	0.6225	1.4145	0.3564	0.3272	0.0291	0.0215
1	4	4.00	0.0760	0.3040	0.6080	0.8325	1.4405	0.3478	0.3264	0.0214	0.0159
1	5	5.00	0.0633	0.2532	0.5064	1.0425	1.5489	0.3398	0.3232	0.0167	0.0124
1	6	6.00	0.0520	0.2080	0.4160	1.2525	1.6685	0.3325	0.3198	0.0127	0.0095
1	7	7.00	0.0455	0.1820	0.3640	1.4625	1.8265	0.3257	0.3156	0.0101	0.0076
1	8	8.00	0.0390	0.1560	0.3120	1.6725	1.9845	0.3197	0.3118	0.0078	0.0059
1	9	9.00	0.0351	0.1404	0.2808	1.8825	2.1633	0.3142	0.3081	0.0062	0.0047
1	10	10.00	0.0320	0.1280	0.2560	2.0925	2.3485	0.3095	0.3047	0.0048	0.0037
1	11	11.00	0.0293	0.1172	0.2344	2.3025	2.5369	0.3054	0.3018	0.0037	0.0028
1	12	12.00	0.0260	0.1040	0.2080	2.5125	2.7205	0.3021	0.2995	0.0026	0.0020
1	13	13.00	0.0241	0.0964	0.1928	2.7225	2.9153	0.2995	0.2978	0.0017	0.0013
1	14	14.00	0.0225	0.0900	0.1800	2.9325	3.1125	0.2976	0.2966	0.0010	0.0008
1	15	15.00	0.0210	0.0840	0.1680	3.1425	3.3105	0.2965	0.2962	0.0003	0.0002
1	16	16.00	0.0198	0.0792	0.1584	3.3525	3.5109	0.2962	0.2965	-0.0003	-0.0002
1	17	17.00	0.0187	0.0748	0.1496	3.5625	3.7121	0.2967	0.2975	-0.0008	-0.0006
1	18	18.00	0.0180	0.0720	0.1440	3.7725	3.9165	0.2980	0.2993	-0.0014	-0.0010
1	19	19.00	0.0172	0.0688	0.1376	3.9825	4.1201	0.3001	0.3019	-0.0018	-0.0014
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>0.1589</b>

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 2 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 1.50 m

Dimension des semelles : Filante de la raguer **B = 2.00 m**

Hi:ép, couche	z	z/b	I	4*I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\Sigma f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o * \Delta e) / (1 + e_o)$
0.5	0.5	0.25	0.2490	0.9960	1.9920	0.2025	2.1945	0.3432	0.3273	0.0159	0.0059
0.5	1	0.50	0.2400	0.9600	1.9200	0.4125	2.3325	0.3412	0.3264	0.0148	0.0055
0.5	1.5	0.75	0.2240	0.8960	1.7920	0.6225	2.4145	0.3393	0.3259	0.0134	0.0050
0.5	2	1.00	0.2050	0.8200	1.6400	0.8325	2.4725	0.3375	0.3255	0.0120	0.0045
0.5	2.5	1.25	0.1708	0.6832	1.3664	1.0425	2.4089	0.3358	0.3259	0.0098	0.0037
0.5	3	1.50	0.1670	0.6680	1.3360	1.2525	2.5885	0.3341	0.3248	0.0093	0.0035
0.5	3.5	1.75	0.1461	0.5844	1.1688	1.4625	2.6313	0.3325	0.3245	0.0080	0.0030
0.5	4	2.00	0.1370	0.5480	1.0960	1.6725	2.7685	0.3309	0.3237	0.0073	0.0027
0.5	4.5	2.25	0.1233	0.4932	0.9864	1.8825	2.8689	0.3295	0.3231	0.0064	0.0024
0.5	5	2.50	0.1150	0.4600	0.9200	2.0925	3.0125	0.3280	0.3222	0.0058	0.0022
0.5	5.5	2.75	0.1054	0.4216	0.8432	2.3025	3.1457	0.3266	0.3215	0.0052	0.0019
0.5	6	3.00	0.0990	0.3960	0.7920	2.5125	3.3045	0.3253	0.3205	0.0047	0.0018
0.5	6.5	3.25	0.0919	0.3676	0.7352	2.7225	3.4577	0.3240	0.3197	0.0043	0.0016
0.5	7	3.50	0.0858	0.3432	0.6864	2.9325	3.6189	0.3227	0.3188	0.0039	0.0015
0.5	7.5	3.75	0.0804	0.3216	0.6432	3.1425	3.7857	0.3215	0.3179	0.0036	0.0014
0.5	8	4.00	0.0757	0.3028	0.6056	3.3525	3.9581	0.3203	0.3169	0.0033	0.0013
0.5	8.5	4.25	0.0715	0.2860	0.5720	3.5625	4.1345	0.3191	0.3160	0.0031	0.0012
0.5	9	4.50	0.0677	0.2708	0.5416	3.7725	4.3141	0.3179	0.3151	0.0029	0.0011
0.5	9.5	4.75	0.0643	0.2573	0.5146	3.9825	4.4971	0.3168	0.3141	0.0027	0.0010
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>0.0512</b>



# Annexes

Contrainte de service  $\sigma_s$  égale : 0.5 bars

Profondeur d'ancrage **D** égale : 1.50 m

Dimension des semelles : Filante de la raguer **B = 2.00 m**

Hi: ép, couche	z	z/b	I	4,I	$\sigma_z$	$\sigma_o$	$\sigma_f$	eo	ef	$\Delta e$	$\Delta h = (H_o, \Delta e) / (1+e_o)$
1	1	0.50	0.2400	0.9600	0.4800	0.2025	0.6825	0.3432	0.3388	0.0044	0.0033
1	2	1.00	0.2050	0.8200	0.4100	0.4125	0.8225	0.3412	0.3376	0.0036	0.0027
1	3	1.50	0.1670	0.6680	0.3340	0.6225	0.9565	0.3393	0.3365	0.0029	0.0021
1	4	2.00	0.1370	0.5480	0.2740	0.8325	1.1065	0.3375	0.3353	0.0023	0.0017
1	5	2.50	0.1150	0.4600	0.2300	1.0425	1.2725	0.3358	0.3340	0.0018	0.0014
1	6	3.00	0.0990	0.3960	0.1980	1.2525	1.4505	0.3341	0.3326	0.0015	0.0011
1	7	3.50	0.0866	0.3464	0.1732	1.4625	1.6357	0.3325	0.3312	0.0013	0.0010
1	8	4.00	0.0760	0.3040	0.1520	1.6725	1.8245	0.3309	0.3299	0.0011	0.0008
1	9	4.50	0.0684	0.2736	0.1368	1.8825	2.0193	0.3295	0.3285	0.0009	0.0007
1	10	5.00	0.0622	0.2488	0.1244	2.0925	2.2169	0.3280	0.3272	0.0008	0.0006
1	11	5.50	0.0570	0.2280	0.1140	2.3025	2.4165	0.3266	0.3259	0.0007	0.0006
1	12	6.00	0.0526	0.2104	0.1052	2.5125	2.6177	0.3253	0.3246	0.0007	0.0005
1	13	6.50	0.0488	0.1952	0.0976	2.7225	2.8201	0.3240	0.3234	0.0006	0.0004
1	14	7.00	0.0455	0.1820	0.0910	2.9325	3.0235	0.3227	0.3222	0.0005	0.0004
1	15	7.50	0.0427	0.1708	0.0854	3.1425	3.2279	0.3215	0.3210	0.0005	0.0004
1	16	8.00	0.0402	0.1608	0.0804	3.3525	3.4329	0.3203	0.3198	0.0005	0.0003
1	17	8.50	0.0380	0.1520	0.0760	3.5625	3.6385	0.3191	0.3187	0.0004	0.0003
1	18	9.00	0.0360	0.1440	0.0720	3.7725	3.8445	0.3179	0.3176	0.0004	0.0003
1	19	9.50	0.0342	0.1368	0.0684	3.9825	4.0509	0.3168	0.3164	0.0004	0.0003
<b>Tassement total = <math>\Sigma \Delta H_i</math>.....</b>											<b>0.0189</b>