

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Mémoire de Master**

**Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : GEOTECHNIQUE**

**Présenté par : SAADAOUI ABDERAOUF**

**SAIDIA OUSSAMA**

---

---

**Thème : Détermination de la capacité portante des sols par  
différente méthodes**

---

---

**Sous la direction de : Rouaiguia Ammar**

---

**Juin 2018**

---

# Remerciement

*En préambule à ce mémoire nous remercions ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d'étude.*

*Nous avons envie d'adresser nos sincères remerciements aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail*

*La première personne que nous tenons à remercier est notre encadrant **Dr. Rouaiguia Ammar**, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.*

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous avons soutenu dans la poursuite de nos études.*

*Nous souhaitons adresser aussi nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.*

*Nous remercions enfin tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué à la réussite de ce travail et qui n'ont pas pu être cités ici.*

*Merci* 

# *Dédicace*



*Nous dédions ce modeste travail à celle qui nous ont donné la vie, les symboles de tendresse, qui s'ont sacrifiée pour notre bonheur et notre réussite, à nos mères...*

*A nos pères, école de nos enfances, qui ont été nos ombres durant toutes les années des études, et qui ont veillé tout au long de notre vie à nous encourager, à nous donner l'aide et à nous protéger.*

*Que dieu les gardes et les protège.*

*A mes frères « SAADAOUI » : NABIL, MOUHAMED AMIN et tout ma famille*

*A tout ma famille de SAIDIA*

*A nos très chers amis et tous nos collègues d'université de Guelma*

## Résumé

La fondation est un élément clé de toute construction dans le but d'assurer la stabilité d'un ouvrage. Les fondations des structures doivent être conçues de manière à ce que le sol ne subisse pas de rupture en cisaillement et qu'il n'y ait pas de tassement excessif. La méthode conventionnelle de conception de fondation est basée sur le concept de capacité portante.

La charge maximale par unité de surface que le sol peut supporter sans céder ou se déplacer est définie comme *capacité portante des sols*.

Dans ce travail, une étude au laboratoire et in situ sur la détermination de la capacité portante et les tassements des fondations par l'utilisation de la méthode (c- $\phi$ ), méthodes pressiométriques, et les méthodes pénétrométriques a été réalisée. Une grande partie du travail a été réalisé au laboratoire de l'Est à Annaba.

Les résultats obtenus montrent que le pressiomètre donne des valeurs de la capacité portante plus élevées que celles trouvées par le pénétromètre. Mêmes remarques s'appliquent pour le calcul des tassements.

Cette étude nous a permis d'avoir une idée comparative entre les différentes méthodes de détermination de la capacité portante des fondations.

**Mots-clés :** Fondations, capacité portante, Tassements, Essai pressiométrique, essai pénétrométrique, essai de la résistance au cisaillement.

## **Abstract**

The foundation is a key element for any building in order to ensure the stability of a structure. Structural foundations must be designed so that the soil does not fail in shear and there is no excessive settlement. The conventional method of foundation design is based on the concept of bearing capacity.

The maximum load per unit area that the soil can withstand without failure or other movement is defined as the bearing capacity of the soil.

In this work, a laboratory and in situ study on the determination of bearing capacity and foundation settlements by the use of the (c- $\phi$ ) method, pressuremeter method, and penetrometer method was carried out. Much of the work has been done at the Eastern Laboratory of Annaba.

The results obtained show that the pressuremeter gives values of the bearing capacity higher compared to those found by the penetrometer. The same remarks can be made for the calculation of settlements.

This work has allowed us to have a comparative study between the different methods of determining the bearing capacity of foundations.

**Keywords:** Foundations, bearing capacity, Settlements, pressuremeter test, penetrometer test, shear strength test.

## ملخص

الأساس هو عنصر أساسي لأي مبنى من أجل ضمان استقرار الهيكل. يجب تصميم الأسس الهيكلية بحيث لا تفشل التربة في القص ولا في التسوية. تعتمد الطريقة التقليدية لتصميم الأساس على مفهوم قدرة التحمل

يتم تعريف الحمولة القصوى لكل وحدة مساحة يمكن أن تتحملها التربة دون فشل أو حركة أخرى على أنها قدرة تحمل للتربة.

في هذا العمل، تم إجراء دراسة مختبرية وداخلية لتحديد قدرة تحمل المستحلب والتأسيس الأساسي باستخدام طريقة (c -  $\phi$ )، وطريقة الضغط *pressiomètre*، وطريقة الاختراق *pénétrömètre*. تم إنجاز الكثير من العمل في المختبر الشرقي من عناية.

تظهر النتائج التي تم الحصول عليها أن مقياس الضغط يعطي قيم قدرة تحمل أعلى مقارنة مع تلك الموجودة في مقياس الاختراق. نفس الملاحظات يمكن القيام بها لحساب التسويات

سمح لنا هذا العمل بإجراء دراسة مقارنة بين الطرق المختلفة لتحديد قدرة تحمل الاساسات

**كلمات البحث:** أسس، قدرة تحمل، التسوية، اختبار الضغط، اختبار الاختراق، اختبار قوة القص.

*Table des matières*

*Chapitre 1 : Généralités sur les fondations*

1.1 Introduction	1
1.2 Types de charges sur les fondations	2
1.3 Sources de charges sur les fondations	2
1.4 Facteurs de choix du type de fondation	3
1.5 Exigence pour les fondations profondes	3
1.6 Fondations superficielles :	4
1.6.1 Principaux types de fondations superficielles	4
1.7 Fondations profondes	6
1.7.1 Principaux types de fondations profondes	6

*Chapitre 2 : Méthodes de calcul de la capacité portante des sols*

2.1 Introduction	9
2.2 Méthode statique (méthode « C- $\Phi$ »)	9
2.2.1 Fondations superficielle	9
2.2.1.1 Méthode de superposition de Terzaghi	9
2.2.2. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers	12
2.2.2.1 Influence de la forme avec une charge verticale et centré	12
2.2.2.2. Influence de l'inclinaison de la charge	13
2.2.2.3 Influence de l'excentrement e d'une charge vertical	15
2.2.3 Fondations Profondes	16
2.2.3.1 Calcul la résistance de pointe	16
2.2.3.1.1 Théorie de la plasticité parfaite	16
2.2.3.2 Calcul du frottement latéral	17
2.2.3.3 La charge admissible QN	19
2.3 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ	19
2.3.1 Introduction	19
2.3.2 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique	20

2.3.2.1. Fondations superficielle	20
2.3.2.1.1 Pression limite nette équivalente « Ple* » au pressiomètre Ménard et résistance de pointe	20
2.3.2.1.2 Hauteur d'encastrement équivalente « De »	21
2.3.2.1.3 Profondeur critique	22
2.3.2.2 Fondations Profondes	26
2.3.2.2.1 Détermination de la charge de pointe	26
2.3.2.2.2 Détermination des frottement latérale unitaire (fu) avec un essai de pressiomètre Menard (fasc, -titre v)	28
2.3.2.3 Capacité portante admissible d'une semelle	29
2.3.3 Calcul par la méthode du Pénétrömètre statique	29
2.3.3.1 Calcul du terme du pointe	31
2.3.3.1.1 Pieu fortement encasté (pieu)	31
2.3.3.2 Hauteur d'action du frottement négatif	32
2.3.3.2.1 Sol suffisamment compressible	32
2.3.3.2.2 Sol très peu compressible	33
2.3.4 Essai de la plaque	33
2.3.4.1 Calcul de la capacité portante	33
2.4 Calcul du tassement des fondations superficielles	34
2.4.1 Par l'essai au laboratoire « essai œdométrique »	35
2.4.2 Par la méthode pressiométrique	36
2.4.2.1 Détermination de Ed	37
2.4.3 Calcul par la méthode pénétrométrique	
2.4.4 Calcul par l'essai de la plaque	39
 <i>Chapitre 3 : Les différents essais utilisés pour la détermination de la capacité portante</i>	
3.1 Essai de la boîte de cisaillement	40
3.1.1 Principe de l'essai	40
3.1.2 Matériel utilisé	40
3.1.3 Préparation de l'essai	43



3.1.4	Mise en place de l'échantillon dans la boîte	44
3.1.5	Mise en place de la boîte sur la machine	44
3.1.5.1	Vitesse d'essai	45
3.1.5.2	Lectures	46
3.1.5.3	Effort de cisaillement	46
3.1.5.4	Détermination de la surface cisailée	46
3.1.5.5	Contrainte de cisaillement	46
3.1.6	Courbes intrinsèques	46
3.1.6.1	Cas des sols pulvérulents	47
3.1.6.2	Cas des sols cohérents	47
3.2	L'essai pressiométrique	48
3.2.1	Introduction	48
3.2.2	Appareillage	49
3.2.3	But de l'essai	50
3.2.4	Principe de l'essai	51
3.2.5	Exécution de l'essai	51
3.2.6	Résultats de l'essai	54
3.2.7	Présentation des résultats de l'essai	55
3.2.8	Exploitation des résultats de l'essai	55
3.3	L'essai de pénétration dynamique	56
3.3.1	Introduction	56
3.3.2	Objectif de l'essai	56
3.3.3	Principe de l'essai	56
3.3.3.1	Manipulation : essai type PDB	56
3.4	Essai a plaque	58
3.4.1	Principe de l'essai	58
3.4.2	Equipements pour l'essai à la plaque	59
3.4.3	Procédure d'essai de la plaque pour les sols	59

4.1 Description du site	60
4.2 Essais de laboratoire	62
4.2.1 Essais d'identification (Physiques)	62
4.2.2 Détermination des limites d'Atterberg :	62
4.2.3 Analyse granulométrique du sol	63
4.2.4 Essais chimiques	64
4.3 Essais mécaniques	64
4.3.1 Essai Œdométrique	64
4.3.2 Boite de cisaillement	66
4.4 Essais in-situ	72
4.4.1 Essai pressiométrique	72
4.4.2 Essai pénétrométrique	75
4.5 Calcul de la capacité portante	78
4.5.1 A partir de l'essai de cisaillement	78
4.5.2 A partir de l'essai Pressiométrique	80
4.5.3 A partir de l'essai pénétrométrique	81
4.6 Calcul des tassements	83
4.6.1 A partir d'essai au laboratoire « essai œdométrique »	83
4.6.2 A partir d'essai in-situ (essai pressiométrique)	84
4.7 Essai de la plaque on calabar sued de nigeria	86
4.7.1 Contexte et description de site	86
4.7.2 Méthodologie Mise à l'essai	88
4.7.3 Les résultats	87
4.7.3.1 Evaluation de la capacité portante admissible à partir de l'essai de plaque	91
4.7.3.2 Analyses statiques	91
4.7.4 Application	92
4.7.4.1 Calcul de la capacité portante	92
4.7.4.2 Calcul du tassement de la semelle	92
Conclusion générale	94

## *Liste des figures*

### *Chapitre 1 : Généralités sur les fondations*

Figure 1.1 Fondations superficielles et fondations profondes	1
Figure 1.2 Les types de charges sur les fondations	2
Figure 1.3 Les trois types de fondations.	3
Figure 1.4 Types de fondation en fonction de D et B.	4
Figure 1.5 les semelles filantes (ou continues).	5
Figure 1.6 les semelles isolées.	5
Figure 1.7 semelles en radier.	5
Figure 1.8 Les fondations profondes.	6
Figure 1.9 Les paramètres d'un pieu	6
Figure 1.10 Les pieux battus.	7
Figure 1.11 Vibrofonçage.	7
Figure 1.12 Les pieux moulés.	8

### *Chapitre 2 : Méthodes de calcul de la capacité portante des sols*

Figure 2.1 Schéma de rupture d'une fondation superficielle.	9
Figure 2.2 Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ »)	10
Figure 2.3 Valeurs de $N_c(\phi')$ , $N_\gamma(\phi')$ et $N_q(\phi')$ recommandées par Terzaghi et Peck.	11
Figure 2.4 Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.	14
Figure 2.5 Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée.	14
Figure 2.6 Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.	16
Figure 2.7 Section droite	17
Figure 2.8 Profondeur critique.	17
Figure 2.9 Représentation du frottement latéral.	18
Figure 2.10 Définition de la pression limite nette équivalente $p_{le}^*$ et de la résistance de pointe équivalente	21
Figure 2.11 Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.	22

Figure 2.12 Variation de la capacité portante « Ql » en fonction de la profondeur D dans un sol homogène	23
Figure 2.13 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire	24
Figure 2.14 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.	25
Figure 2.15 Coefficient minorateur pour une charge inclinée (fascicule 62-V, 1993).	26
Figure 2.16 Pression limite équivalente pour $2R > 1m$	28
Figure 2.17 Valeurs du frottement latéral unitaire	29
Figure 2.18 Valeurs de $q_{ce}$	30
Figure 2.19 Valeurs de $K_c$	31
Figure 2.20 Graph chargement-tassement	34
Figure 2.21 Calcul de tassement par l'essai œdométrique.	36
Figure 2.22 Modules pressiométriques à considérer	38
Figure 2.23 Abaque de la fonction $F(\sigma_v')$	39

*Chapitre 3 : Les différents essais utilisés pour la détermination de la capacité portante*

Figure 3.1 : La boîte de cisaillement (Wykham Farrance).	40
Figure 3.2 : L'emplacement du sol dans un bâti de cisaillement.	41
Figure 3.3 Cisaillement le long du plan de séparation des 2 demi-boîtes.	41
Figure 3.4 Courbes expérimentales d'un essai de cisaillement direct	42
Figure 3.5 Détermination de l'angle de frottement $\Phi$ et la cohésion $c$ .	42
Figure 3.6 : préparation de l'anneau.	44
Figure 3.7 Application des charges verticales	45
Figure 3.8 Courbe enveloppe des sols pulvérulents	47
Figure 3.9 Essai non draine non consolidé.	47
Figure 3.10 Essai consolidé non draine.	48
Figure 3.11 Essai consolidé drainé.	48
Figure 3.12.a Eléments du pressiomètre.	49
Figure 3.12 b Le contrôleur pression/volume (CPV)	49
Figure 3.12.c La sonde.	50

Figure 3.13 Dispositif typique pour l'essai pressiométrique.	50
Figure 3.13 Résultats bruts (nettes) des mesures.	53
Figure 3.14 Résultats corrigés d'une courbe pressiométrique.	55
Figure 3.14 pénétromètre dynamique.	57
Figure 3.15 Essai à la plaque.	58
 <i>Chapitre 4 : Résultats des essais et interprétation</i>	
Figure 4.1 Localisation du site d'étude.	60
Figure 4.2 Sondage avec tarière.	61
Figure 4.3 Essai de la sonde en aire	61
Figure 4.4 La sonde dans le forage	61
Figure 4.5 Courbe granulométrique (sondage 01).	63
Figure 4.6 Courbe granulométrique (sondage 02).	64
Figure 4.7 Courbe Œdométrique.	65
Figure 4.8 Courbe Œdométrique.	66
Figure 4.9 Corrélation entre contrainte de cisaillement et déplacement horizontal pour S01-p ; 0.40 m - 0.70 m	68
Figure 4.10 Courbe enveloppe de l'essai de cisaillement pour S01-p ; 0.40 m - 0.70 m.	68
Figure 4.11 Corrélation entre contrainte de cisaillement et déplacement horizontal pour S01-p ; 1.70 m - 1.90 m	69
Figure 4.12 Courbe enveloppe de l'essai de cisaillement pour S01-p ; 1.70 m - 1.90 m	70
Figure 4.13 Corrélation entre contrainte de cisaillement et déplacement horizontal pour S02, 1.60-3.00m	71
Figure 4.14 Courbe enveloppe de l'essai de cisaillement Pour S02, 1.60-3.00m.	72
Figure 4.15 Courbes pressiométriques pour sondage 01	73
Figure 4.16 Courbes pressiométriques pour sondage 02	74
Figure 4.17 Courbes pénétrométriques de l'essai réalisé.	78
Figure 4.18 Localisation du site d'étude.	87
Figure 4.19 Distribution de taille pratique moyenne dans la zone	87
Figure 4.20 la courbe de plasticité	88

Figure 4.21 Tassement du chargement du terrain	89
Figure 4.22 Tassement du chargement du terrain	90
Figure 4.23 Tassement du chargement du terrain	90
Figure 4.24 Tassement du chargement du terrain	91
Figure 4.25 La courbe de pression-tassement.	92

## *Liste des Tableaux*

### *Chapitre 1 : Généralités sur les fondations*

Tableau 2.1 Valeurs de $N_c(\varphi')$ , $N_\gamma(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$	11
Tableau 2.2 Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)	12
Tableau 2.3 Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994).	13
Tableau 2.4 Valeurs des coefficients de profondeur.	13
Tableau 2.5 Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur $N_{cq}$ (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (D'après Meyerhof).	15
Tableau 2.6 Valeurs de $\alpha$ d'après Caquot Kérisel	18
Tableau 2.7 Valeurs de $\beta'$ d'après Caquot Kérisel	19
Tableau 2.8 Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)	21
Tableau 2.9 Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)	24
Tableau 2.10 Valeurs du coefficient de portance $k_p$	27
Tableau 2.11 Classification des sols.	27
Tableau 2.12 Détermination des abaques.	29
Tableau 2.13 Valeurs du terme $k \tan \delta$ pour l'évaluation du frottement négatif.	33
Tableau 2.14 Coefficients de forme	38
Tableau 2.15 Coefficient rhéologique $\alpha$	38

### *Chapitre 3 : Les différents essais utilisés pour la détermination de la capacité portante*

Tableau 3.1 Modes d'installation de la sonde	52
--	----

### *Chapitre 4 : Résultats des essais et interprétation*

Tableau 4.1 Caractéristiques du sol.	62
--------------------------------------	----

Tableau 4.2 Les limites d'Atterberg.	62
Tableau 4.3 Granulométrie du sol.	63
Tableau 4.4 Les caractéristique chimique du sol	64
Tableau 4.5 Calcul de l'indice des vides avec le tassement.	65
Tableau 4.6 Calcule de l'indice des vides avec le tassement.	65
Tableau 4.7 Caractéristique de l'échantillon S01, 0.40-0.70m.	67
Tableau 4.8 Résultats de l'essai (Sondage 01 profondeur 0.40-0.70 m)	67
Tableau 4.9 Corrélation entre La contrainte normale et la contrainte tangentielle S01-p ; 0.40 m - 0.70 m	68
Tableau 4.10 Caractéristique de l'échantillon S01-1.7-1.9 m.	68
Tableau 4.11 Résultats de l'essai S01-1.7-1.9 m	69
Tableau 4.12 Corrélation entre La contrainte normale et la contrainte tangentielle S01 -1.7-1.9 m	70
Tableau 4.13 Caractéristique de l'échantillon S02, 1.60-3.00m.	70
Tableau 4.14 Résultats de l'essai S02, 1.60-3.00m.	71
Tableau 4.15 Corrélation entre La contrainte normale et la contrainte tangentielle Pour S02, 1.60-3.00m	72
Tableau 4.16 Caractéristiques mécaniques de l'essai pressiométrique pour sondage 01	73
Tableau 4.17 Caractéristiques mécaniques de l'essai pressiométrique pour sondage 02	74
Tableau 4.18 Résultats Rpr de l'essai pénétrométrique	75
Tableau 4.19 Les valeurs des contraintes admissibles déterminées par les paramètres de cisaillement.	79
Tableau 4.20 Les valeurs des contraintes admissibles déterminées par essai pressiométriques.	81
Tableau 4.21 Les valeurs des contraintes admissibles déterminées par essais pénétrométriques.	83



Tableau 4.22 Comparaison entre l'essai au laboratoire et les essais in-situ.	83
Tableau 4.23 Calcul du tassement par l'essai pressiométrique	86
Tableau 4.25 les valeurs du tassement de charge point 1	87
Tableau 4.26 les valeurs du tassement de charge point 2	89
Tableau 4.27 les valeurs du tassement de charge point 3	89
Tableau 4.28 Les valeurs du tassement de charge point 4	90
Tableau 4.29 Calcul de la capacité portante admissible pour 25mm, avec l'équation 2.	91
Tableau 4.30 Données pour le calcul de l'écart-type des résultats obtenus	91
Tableau 4.31 Tassement avec la charge	92



# Chapitre I :

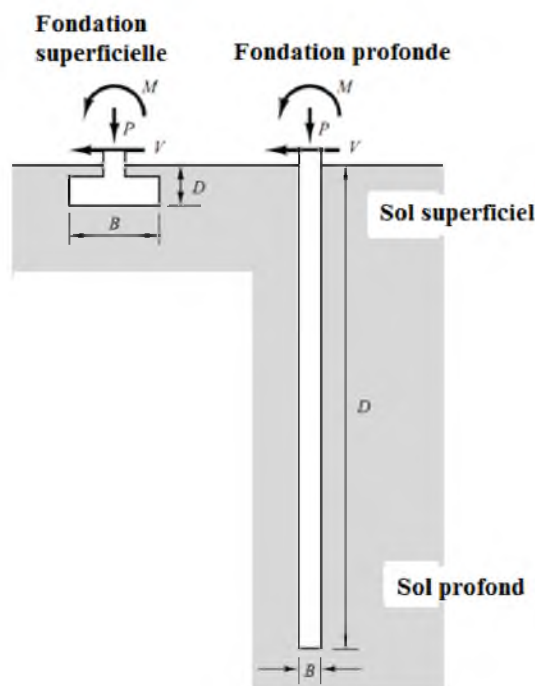
Généralités sur les fondations

## Chapitre 1

### Généralités sur les fondations

#### 1.1 Introduction

Un ouvrage s'appuie sur un sol d'assise et lui transmet donc un ensemble de charges. La partie inférieure d'une structure est généralement appelée *la fondation*. C'est un élément clé de toute construction dans le but d'assurer la stabilité d'un ouvrage. Sa fonction est de transférer la charge de la structure au sol sur lequel elle repose. Une fondation bien conçue transfère la charge dans le sol sans le surcharger. Le surchargement du sol peut entraîner soit un tassement excessif, soit une rupture du sol due au cisaillement, les deux endommageant la structure. Selon la structure et le sol rencontré deux types de fondations sont utilisés : fondations superficielles et fondations profondes, comme le montre la figure 1.1.



**Figure 1.1** Fondations superficielles et fondations profondes

Pour les fondations superficielles ( $D_f / B < 2.5 - 4.0$ )

Pour les fondations profondes ( $D_f / B > 4.0$ )

$D_f$  : Profondeur de la fondation

$B$  : largeur de la fondation

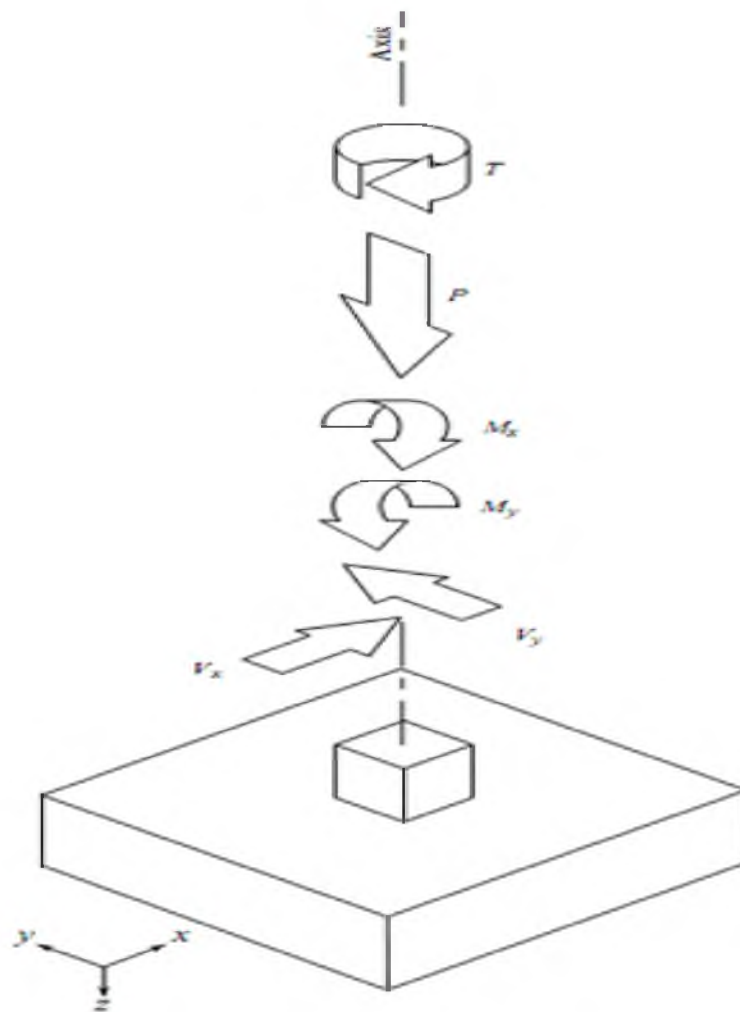
*Capacité portante ( $q$ )* : pression qu'un sol peut supporter (propriété du sol).

*Capacité portante ultime ( $q_{ult}$ )* : Maximum du sol sous pression peut supporter (déterminée par l'analyse)

## 1.2 Types de charges sur les fondations

- 1- Forces normales
- 2- Forces de cisaillement
- 3- Moments
- 4- Torsion

La figure 1.2 montre les types de charges sur les fondations.



**Figure 1.2** Les types de charges sur les fondations

## 1.3 Sources de charges sur les fondations

- 1- Charges Permanentes
- 2- Charges de neige
- 3- Pression de la terre

- 4- Pression de l'eau (fluide)
- 5- Charges du vent
- 6- Charges dues au séisme
- 7- Charges d'impact
- 8- Charges induites par la température
- 9- Charges Flux /glace
- 10-Centrifuge / freinage
- 11- Charges de cisaillement

#### 1.4 Facteurs de choix du type de fondation

1. La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment industriel, bâtiment, d'habitation,
2. La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
3. Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
4. La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
5. Le type d'entreprise : matériel disponibles compétences,...
6. Le cout des fondations : facteur important non décisif

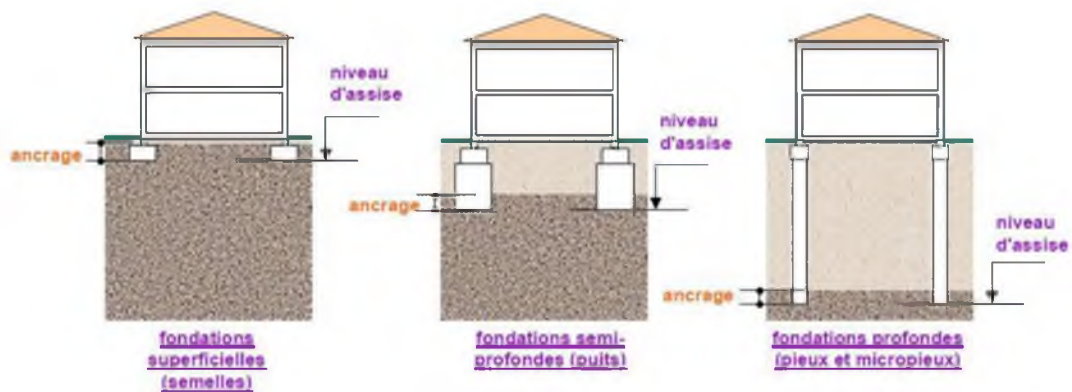


Figure 1.3 Les trois types de fondations.

#### 1.5 Exigence pour les fondations profondes

Généralement pour les structures avec une charge  $> 10 \text{ t/m}^2$ , nous optons pour des fondations profondes. Les fondations profondes sont utilisées dans les cas suivants :

- Charge verticale énorme par rapport à la capacité du sol.
- Sol très faible ou sol problématique.
- Énormes charges latérales, par exemple. Tour, cheminées.
- Pour les remblais ayant une très grande profondeur.

Lorsque le sol est soumis à une contrainte due à la charge, il a la tendance à se déformer. La résistance à la déformation du sol dépend de facteurs tels que la teneur en eau, la densité apparente, l'angle de frottement interne et la manière dont la charge est appliquée sur le sol. La charge maximale par unité de surface que le sol peut supporter

sans céder ou se déplacer est appelée *capacité portante des sols*. Donc la détermination de la *capacité portante* du sol est très importante pour les géotechniciens.

Les propriétés du sol telles que la résistance au cisaillement, la densité, la perméabilité, etc. affectent la capacité portante du sol. Le sable dense aura plus de capacité portante que le sable meuble, car le poids volumique du sable dense est plus important que le sable meuble.

Si la capacité portante du sol à faible profondeur est suffisante pour prendre la charge de la structure en toute sécurité, une fondation superficielle est prévue.

## 1.6 Fondations superficielles :

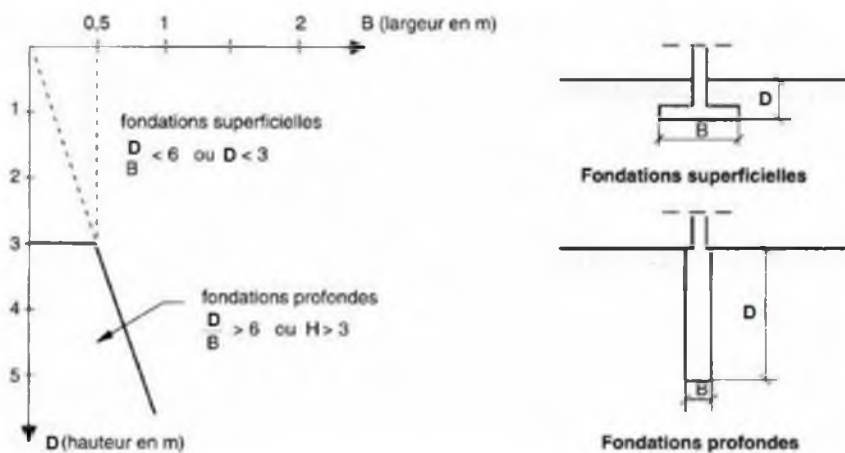


Figure 1.4 Types de fondation en fonction de D et B.

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. On est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus.

### 1.6.1 Principaux types de fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles : les semelles isolées, les semelles filantes, et les radiers ou dallages, sont la solution idéale pour les fondations superficielles.

- **Les semelles filantes**, de longueur L importante devant la largeur B ( $L/B > 5$ ) ;

Les semelles filantes (continues) peuvent être employées si :

- Colonnes trop rapprochées
- Capacité de portance du sol est variable
- Avantage : éviter le tassement différentiel



Figure 1.5 les semelles filantes (ou continues).

- *Les semelles isolées*

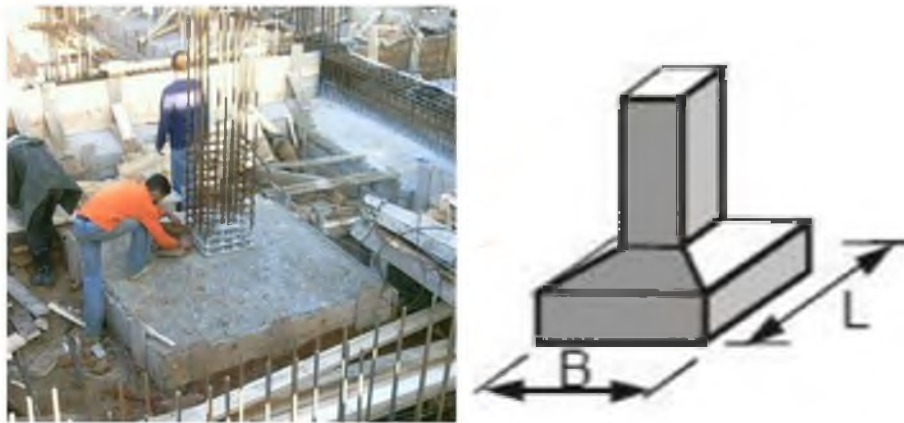


Figure 1.6 les semelles isolées.

- *Les radiers ou dallages*

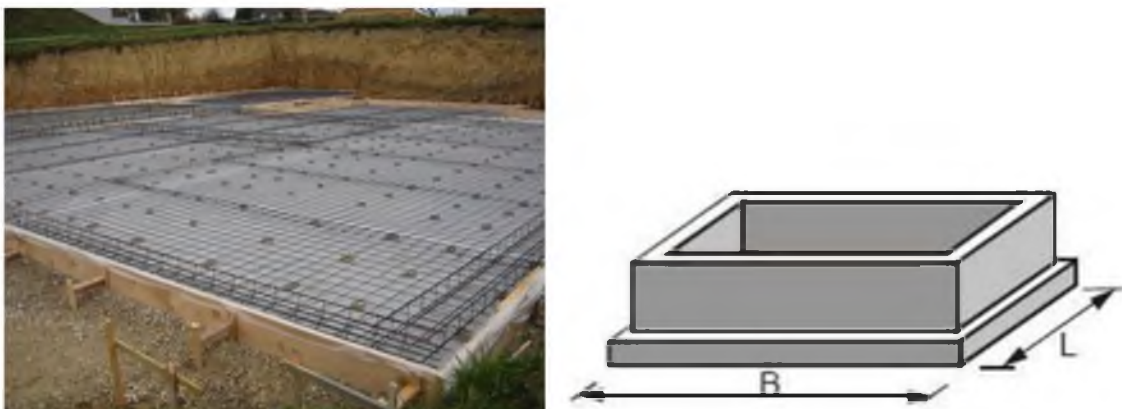


Figure 1.7 semelles en radier.

- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes deux modestes ; entre autres les semelles carrées ( $L/B = 1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ ) ;

- les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes.

### 1.7 Fondations profondes

Des fondations profondes sont prévues lorsque le sol immédiatement au-dessous de la structure n'a pas la capacité portante adéquate. Pieu, piliers ou puits sont les options pour les fondations profondes.

Sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le terrain superficiel n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu, constitué par exemple par de la vase, du sable bouillant, de la tourbe ou d'une façon générale d'un terrain très compressible.

Un pieu est un élément structural mince et profilé mis en place par fonçage ou battage et utilisé pour transmettre des charges en profondeur lorsque l'utilisation de fondations superficielles n'est pas économique ou impossible. Couramment les éléments utilisés peuvent varier d'un diamètre de 300 mm à 900 mm.

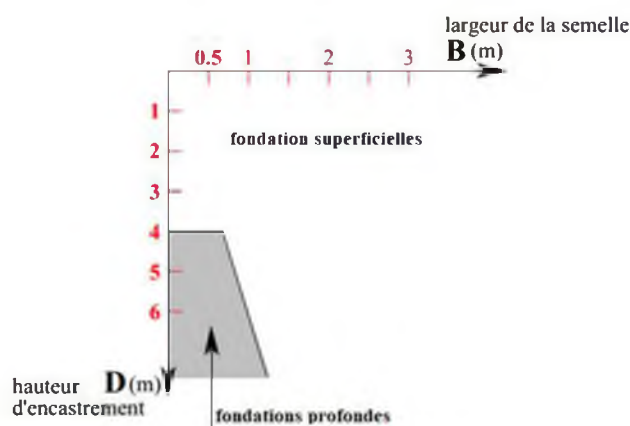


Figure 1.8 Les fondations profondes.

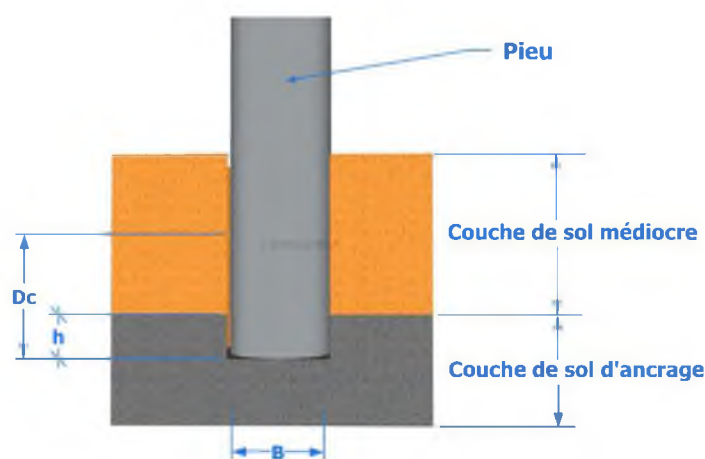


Figure 1.9 Les paramètres d'un pieu

#### 1.7.1 Principaux types de fondations profondes



En fonction de leur mode de réalisation, on distingue plusieurs types de pieux, qui sont différents également dans leur comportement :

- **Les pieux battus ou vibro – foncés** : sont des pieux préfabriqués en béton armé ou en acier ; ils sont mis en place par battage avec un mouton ou par **vibrofonçage**, ce qui remanie profondément le sol environnant ;

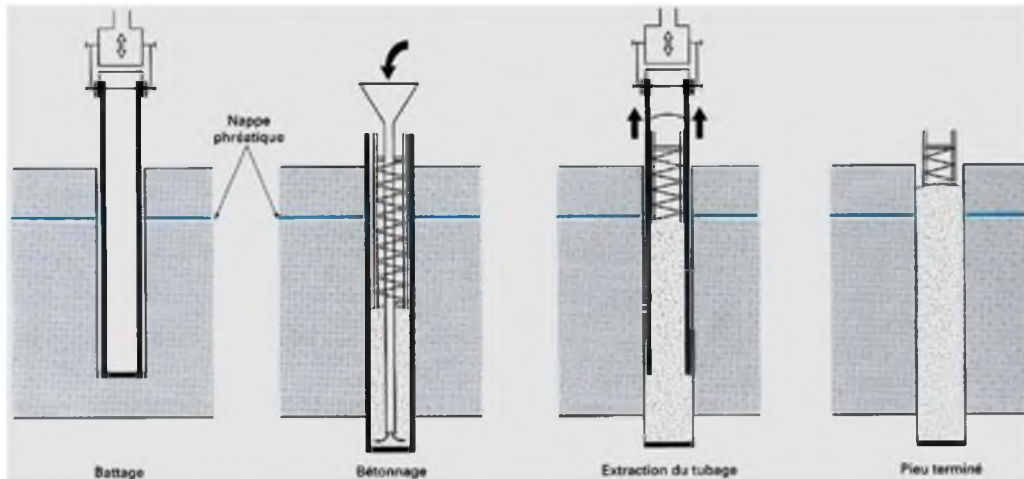


Figure 1.10 Les pieux battus.



Figure 1.11 Vibrofonçage.

- **Les pieux moulés** : sont réalisés par forage préalable d'un trou dans lequel on coule du béton ; le sol environnant est donc très peu remanié



Figure 1.12 Les pieux moulés.

Afin de résoudre le problème de fondation d'un ouvrage quelconque, on doit s'assurer que la **capacité portante** du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation.



# Chapitre 2 :

Méthodes de calcul de la capacité portante  
des sols

## Chapitre 2

### Méthodes de calcul de la capacité portante des sols

#### 2.1 Introduction

Le problème de détermination de la capacité portante d'une fondation constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales du génie géotechnique. La capacité portante ultime d'une fondation superficielle est définie comme la charge maximale que peut supporter le sol support. Sous l'effet de la charge appliquée sur la fondation, le sol va subir un tassement acceptable tant que la charge reste raisonnable. Mais dès que la pression appliquée sous la fondation atteint la capacité portante ultime alors le sol immédiatement sous la fondation et adjacent à cette dernière subit une rupture brusque.

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante du sol : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion «  $C$  » et de l'angle de frottement «  $\phi$  » (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite «  $p_l$  » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe «  $q_c$  » du pénétromètre statique SPT.

#### 2.2 Méthode statique (méthode « $C-\Phi$ »)

##### 2.2.1 Fondations superficielle

##### 2.2.1.1 Méthode de superposition de Terzaghi

Terzaghi [1] était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi). Il a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, figure 2.1 :

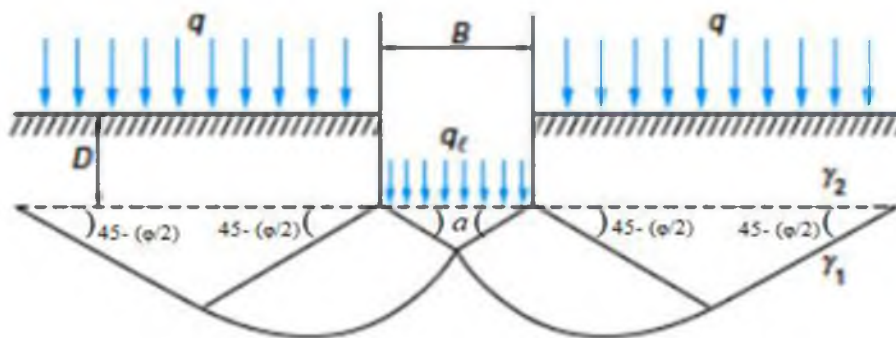
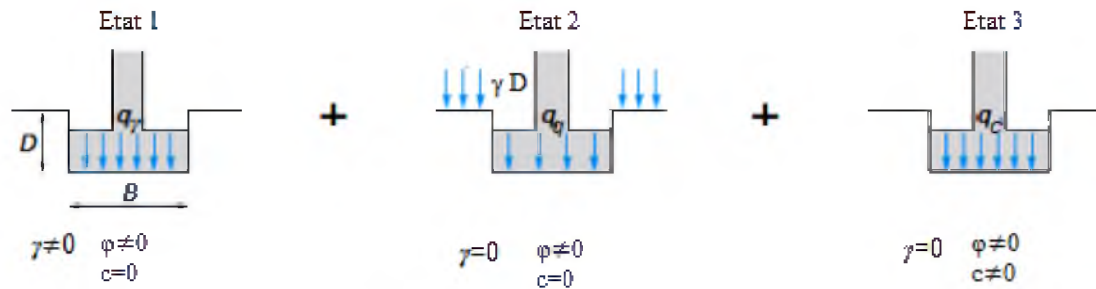


Figure 2.1 Schéma de rupture d'une fondation superficielle.

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans 3 états (figure 2.2)

- Sol pesant, mais sans cohésion (Etat 1).
- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge  $q$  et de l'angle de frottement interne  $\Phi$  (Etat 2).
- Sol non pesant, et cohérent (Etat 3).



**Figure 2.2** Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (**méthode « c-φ »**)

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi) + C \cdot N_c(\varphi) \quad (I)$$

Avec :

$q_l$  : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

$\gamma_1$  : poids volumique du sol sous la base de la fondation,

$\gamma_2$  : poids volumique du sol latéralement à la fondation,

$q$  : surcharge verticale latérale à la fondation,

$C$  : cohésion du sol sous la base de la fondation,

$N_\gamma(\varphi)$ ,  $N_c(\varphi)$  et  $N_q(\varphi)$  : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne «  $\varphi$  » du sol sous la base de la fondation.

- Le premier terme ( $1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$ ) est le « terme de surface » (ou de pesanteur). C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement
- Le deuxième terme ( $C N_c(\varphi)$ ) est « le terme de cohésion ». C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant
- Le troisième terme ( $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$ ) est le « terme de surcharge » ou de profondeur.

C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement («  $\gamma_2$  » est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension  $N_c(\varphi)$  et  $N_q(\varphi)$ , on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cos \varphi'$$

Ces valeurs sont données sur la Figure 2.3 et dans le tableau 1.2

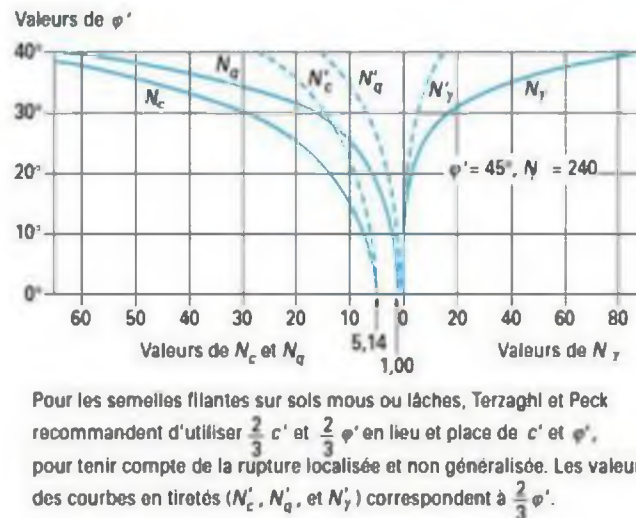


Figure 2.3 Valeurs de  $N_c(\varphi')$ ,  $N_y(\varphi')$  et  $N_q(\varphi')$  recommandées par Terzaghi et Peck.

Tableau 2.1 Valeurs de  $N_c(\varphi')$ ,  $N_y(\varphi')$  et  $N_q(\varphi')$

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$
0	5,14	1,00	0,00	25	20,72	10,66	10,88
1	5,38	1,09	0,07	26	22,25	11,85	12,54
2	5,63	1,20	0,15	27	23,94	13,20	14,47
3	5,90	1,31	0,24	28	25,80	14,72	16,72
4	6,19	1,43	0,34	29	27,86	16,44	19,34
5	6,49	1,57	0,45	30	30,14	18,40	22,40
6	6,81	1,72	0,57	31	32,67	20,63	25,99
7	7,16	1,88	0,71	32	35,49	23,18	30,21
8	7,53	2,06	0,86	33	38,64	26,09	35,19
9	7,92	2,25	1,03	34	42,16	29,44	41,06
10	8,34	2,47	1,22	35	46,12	33,30	48,03
11	8,80	2,71	1,44	36	50,59	37,75	56,31
12	9,28	2,97	1,69	37	55,63	42,92	66,19
13	9,81	3,26	1,97	38	61,35	48,93	78,02
14	10,37	3,59	2,29	39	67,87	55,96	92,25
15	10,98	3,94	2,65	40	75,31	64,20	109,41
16	11,63	4,34	3,06	41	83,86	73,90	130,21
17	12,34	4,77	3,53	42	93,71	85,37	155,54
18	13,10	5,26	4,07	43	105,11	99,01	186,53
19	13,93	5,80	4,68	44	118,37	115,31	224,63
20	14,83	6,40	5,39	45	133,87	134,87	271,75
21	15,81	7,07	6,20	46	152,10	158,50	330,34
22	16,88	7,82	7,13	47	173,64	187,21	403,65
23	18,05	8,66	8,20	48	199,26	222,30	496,00
24	19,32	9,60	9,44	49	229,92	265,50	613,14
				50	266,88	319,06	762,86

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale de Terzaghi.

Ainsi le problème de la capacité portante se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante  $N_c$ ,  $N_\gamma$  et  $N_q$ .

## 2.2.2. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

### 2.2.2.1 Influence de la forme avec une charge verticale et centrée

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de cotés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Terzaghi pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires ; et la relation sera :

$$q_t = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + S_q (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi') + S_c C \cdot N_c(\varphi)$$

**Tableau 2.2** Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)

Fondation	Rectangulaires ou carrées ( $\frac{B}{L} = 1$ )	Circulaires
$S_\gamma(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
$S_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
$S_q$	1	1
(1) Conditions drainées, seulement		

**Tableau 2.3** Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994).

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L=1)	Rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L=1)
$S_\gamma$			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
$S_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \phi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \phi') N_q - 1}{N_q - 1}$
$S_q$	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \phi'$	$1 + \sin \phi'$

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, et quand la profondeur de la fondation plus grand que sa largeur, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$q_l = \frac{1}{2} d_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\phi) + d_q (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\phi') + d_c \cdot C \cdot N_c(\phi)$$

**Tableau 2.4** Valeurs des coefficients de profondeur.

Fondations	Coefficients de profondeur	Conditions drainées et non drainées
$D > B$	$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1}(\frac{D}{B})$ $d_q = d_\gamma = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(\frac{B}{D})$ $d_\gamma = d_q = 1,0$	$\phi > 10^\circ$ $\phi = 0$
$D \leq B$	$d_c = 1 + 0,4(\frac{D}{B})$ $d_q = d_\gamma = 1 + 2 \tan(\phi'(1 - \sin \phi')^2 (\frac{B}{D}))$ $d_\gamma = d_q = 1,0$	$\phi > 10^\circ$ $\phi = 0$

### 2.2.2.2. Influence de l'inclinaison de la charge

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma S_\gamma \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\phi) + i_q S_q (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\phi') + i_c S_c C \cdot N_c(\phi)$$

Avec :  $i_\gamma$ ,  $i_c$  et  $i_q$  : Coefficients minorateurs (inférieurs à 1).



Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B (Figure 2.4), d'angle «  $\delta$  » par rapport à la verticale, le DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients  $i_\gamma$ ,  $i_c$  et  $i_q$  dues à Meyerhof :[2]

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance  $N_{cq}$  (combinaisons de  $N_c$  et  $N_q$ ) et  $N_{\gamma q}$  (combinaisons de  $N_\gamma$  et  $N_q$ ), dépendant de l'angle de frottement  $\varphi$ , de l'inclinaison  $\delta$  et de l'encastrement  $D/B$  (Figure 2.5).

Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du Tableau 2.5.

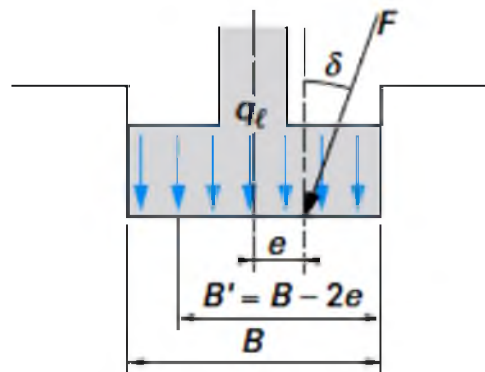


Figure 2.4 Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.

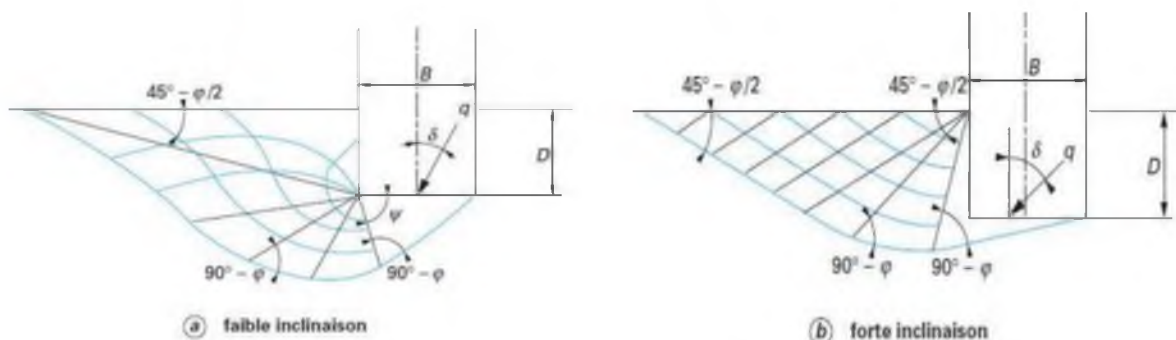


Figure 2.5 Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée.

Tableau 2.5 Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur  $N_{cq}$  (argiles) et  $N_{\gamma q}$  (sables) (D'après Meyerhof).

Sol	D / B	Inclinaison de la charge $\delta$						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{xq}(\delta) / N_{xq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{xq}(\delta) / N_{xq}(0)$	0	1,0	0,5	0,2		0 pour $\delta = \varphi$	0,05	0
	1	1,0	0,6	0,4	0,25	0,15		

### 2.2.2.3 Influence de l'excentrement e d'une charge vertical

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consiste à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur  $B'$  réduite : (Figure 2.6) :

$$B' = B - 2e$$

Ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge. Dans le cas d'un excentrement «  $e'$  » parallèle à la dimension «  $L$  », on procède de même pour cette dimension :

$$L' = L - 2e'$$

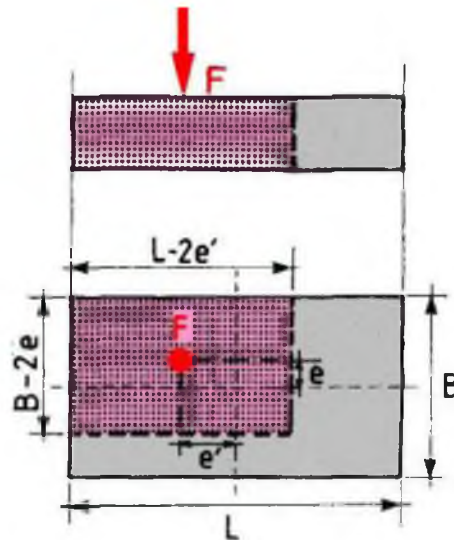
La capacité portante totale est alors obtenue par :

$$Q_t = q_t B' L' \rightarrow \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_t = q_t \pi B' B/4 \rightarrow \text{pour une fondation circulaire}$$

Avec :

$q_t$  contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,  $B'$  largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement,  $L'$  longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.



**Figure 2.6** Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.

Ou encore calculer la charge limite par la formule suivante :

$$q_l = (1-2e^*)^2 \gamma \frac{1}{2} B.N_\gamma(\varphi) + (1-2e^*)(\gamma D.N_q(\varphi) + C.N_c(\varphi))$$

$$e^* = \frac{e}{B} \quad \text{Excentricité relative}$$

Meyerhof attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement ; sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de sa 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou la rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

## 2.2.3 Fondations Profondes

### 2.2.3.1. Calcul la résistance de pointe

#### 2.2.3.1.1 Théorie de la plasticité parfaite

On utilise les formules classiques établies par les fondations superficielles. Comme «  $D$  » est très grand devant «  $B$  » le terme de surface sera négligé.

$$q_d = \gamma \cdot D \cdot N_q + 1,3 \cdot C \cdot N_c$$

$$Q_P = A_P \cdot q_d$$

$A_P$  : Section droite du pieu dans sa partie inférieure (Figure 2.7) Pour les diamètres  $B > 32$  cm les valeurs de «  $N_q$  » sont celles des obtenues par les fondations superficielles. Pour «  $B \leq 32$  cm » d'après Caquot Kerisel (Figure 2.8) :

$$D_0 = H_{crit} = \frac{E}{4} N_q^{2/3} \text{ et } N_q = 10^{N \tan \varphi}$$

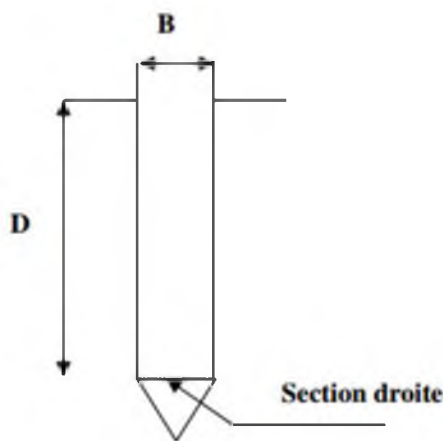


Figure 2.7 Section droite

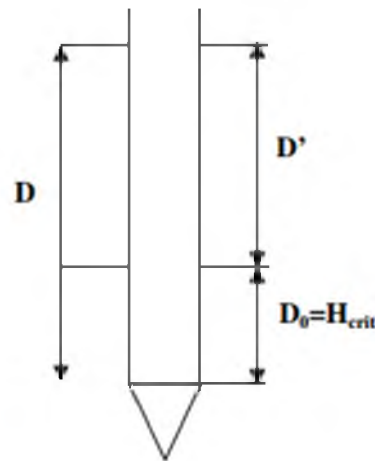


Figure 2.8 Profondeur critique.

Le coefficient  $N$  varie de 3,7 pour des petits diamètres (pénétrométriques) à 2,7 pour un diamètre de 32 cm.

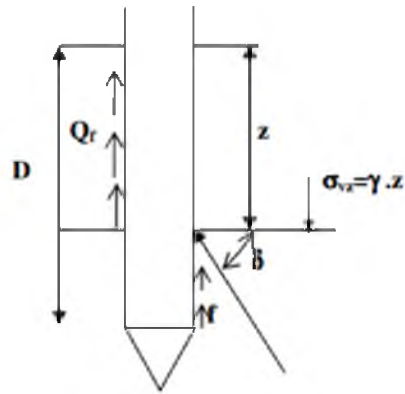
$$N_c = \frac{\tan^2\left(\frac{\pi + \varphi}{4}\right)}{\tan \varphi} e^{\pi \tan \varphi - 1}$$

### 2.2.3.2 Calcul du frottement latéral

#### a. Milieu pulvérulent compact

Le frottement latéral unitaire «  $f$  » (voir figure 2.9).

$$f = k_{py} \cdot \gamma \cdot \sin \delta$$



**Figure 2.9** Représentation du frottement latéral.

$$a = K_{py} . \sin \delta$$

Les valeurs de  $\alpha$  sont données par le tableau 2.6

$$f = \alpha . \gamma . z$$

$$Q_f = f . S_L$$

$$S_L = P . D'$$

$P$  : périmètre du pieu

$$Q_f = a . \gamma . z . P . D'$$

$D'$  : Longueur du fût le long de laquelle le frottement est pris en compte avec

$$D' = D - H_{crit}$$

**Tableau 2.6** Valeurs de  $\alpha$  d'après Caquot Kérisel

$\phi^\circ$	$\alpha$ pour $\delta = \phi$	$\alpha$ pour $\phi = 2/3\phi$
10	0,225	0,126
15	0,567	0,364
20	1,03	0,641
25	1,81	1,10
30	3,21	1,28
35	5,85	3,27
40	11,3	5,90
45	23,7	11,4

**b. Milieu purement cohérent ( $\phi=0$ )**

$$f = \beta \cdot C_U$$

$$\beta = \frac{1 + CU^2}{1 + 7CU^2}$$

$C_U$  [bars]

*c. Milieu cohérent à frottement non nul ( $c \neq 0$  ;  $\phi \neq 0$ )*

$$f_{moy} = a \cdot \gamma \cdot \frac{D'}{2} + \beta' \cdot C$$

**Tableau 2.7** Valeurs de  $\beta'$  d'après Caquot Kérisel

$\phi'$	10	15	20	25	30	35	40	45
$\beta'$	1,6	2,06	2,70	3,62	5,01	7,27	10,36	17,97

### 2.2.3.3 La charge admissible QN

Le charge nominale ou charge admissible du pieu s'obtient en appliquant un coefficient de sécurité de 3 sur le terme de pointe et de 2 sur le terme de frottement

$$Q_L = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

**Remarque :** Le calcul de la charge limite d'un pieux à l'aide de formules statiques découlant de la théorie de la plasticité parfaite n'est plus utilisé car les hypothèses mise en jeu sont trop éloignées de la réalité.

## 2.3 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ

### 2.3.1 Introduction

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis à vis des sollicitations d'une fondation. En effet, des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement du sol lors de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique (essai pressiométrique) et le comportement du sol autour de la pointe du pieu. De même, le pressiomètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi que pour la détermination des tassements. Il

existe aussi une analogie mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Il s'agit du même type de sollicitation, mais les conditions de l'essai et les conditions de travail peuvent être différentes.

### 2.3.2 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique [3] [4] [5]

#### 2.3.2.1. Fondations superficielle

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p (p_l - p_0) = q_0 + k_p p_l$$

Pour une profondeur d'encastrement  $D$  de la fondation on a :

$q_0$  : la contrainte verticale totale ;  $q_0 = \gamma \cdot D$  ;

$p_l$  : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation ;

$p_0$  : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation ;

#### 2.3.2.2 Pression limite nette équivalente « $P_{le}^*$ » au pressiomètre Ménard et résistance de pointe

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à  $1,5 B$  au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites  $p_l$  sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette  $P_l^* = P_l - p_0$  et l'on prend pour pression limite nette équivalente  $p_{le}^*$  la valeur à la profondeur  $D + 2/3 B$ , comme indiqué sur la Figure 2-11.

$$P_{le}^* = P_l^* \left( D + \frac{2}{3} \cdot B \right) \quad (2)$$

Pour le calcul de la pression limite  $P_l$  d'après le tableau des catégories de sols suivantes (Tableau 2.8) :

**Tableau 2.8** Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)

Classe de sol		Pressiomètre $P_1$ (MPa)
Argile, limon	A- Argiles et limons.....	< 0,7
	B- Argiles et limons fermes.....	1,2 à 2,0
	C- Argiles très ferme à dures.....	>2,5
Sables, graves	A- Lâches.....	< 0,5
	B- Moyennement compacts.....	1,0 à 2,0
	C- Compacts.....	>2,5
Craies	A- Molles.....	< 0,7
	B- Altérées.....	1,0 à 2,5
	C- Compacts.....	>23,0
marnes	A- Tendres.....	1,5 à 4,0
	B- Compacts.....	>4,5
Roches (1)	A- Altérées.....	2,5 à 4,0
	B- Fragmentées.....	>4,5

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins «  $1,5B$  » au-dessous de la base de la

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \cdot P_{l2}^* \dots P_{ln}^*}$$

fondation, on retient «  $p_{le}^*$  » pour la moyenne géométrique (voir figure 2.10):

$p_{l1}^*$ ,  $p_{l2}^*$ ,... et  $p_{ln}^*$  étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de  $D$  à  $D + 1,5 B$ , après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

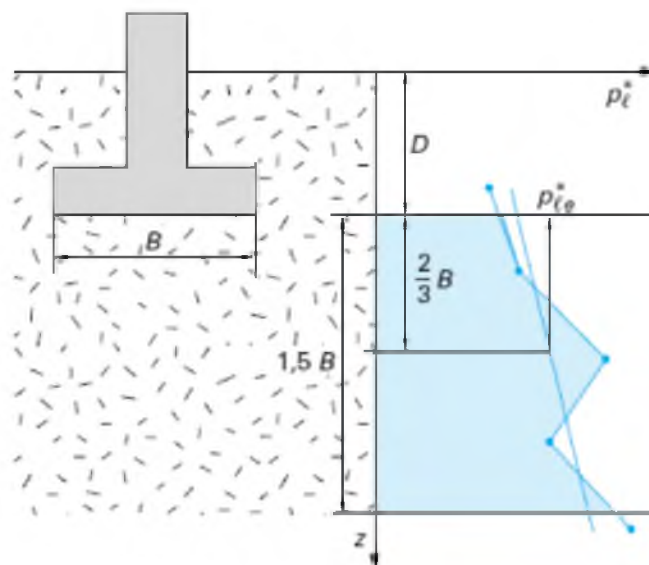
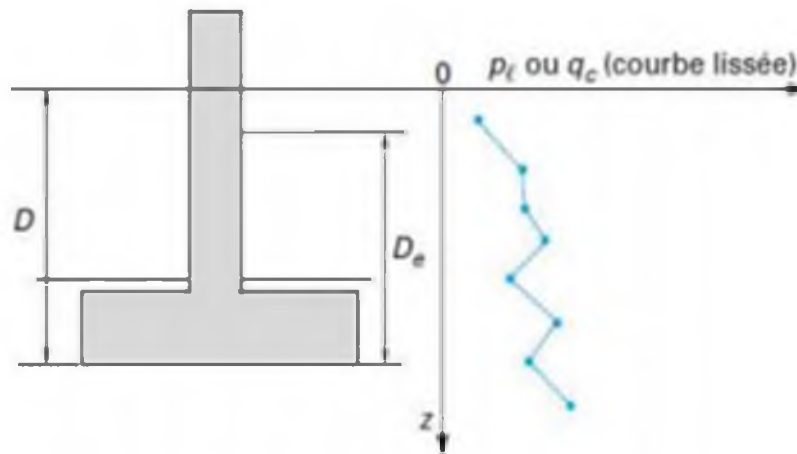


Figure 2.10 Définition de la pression limite nette équivalente  $p_{le}^*$   
et de la résistance de pointe équivalente

### 2.3.2.3 Hauteur d'encastrement équivalente « $De$ »



Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur  $z$  (Figure 2.11) :



**Figure 2.11** Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_i^*(Z) . dZ$$

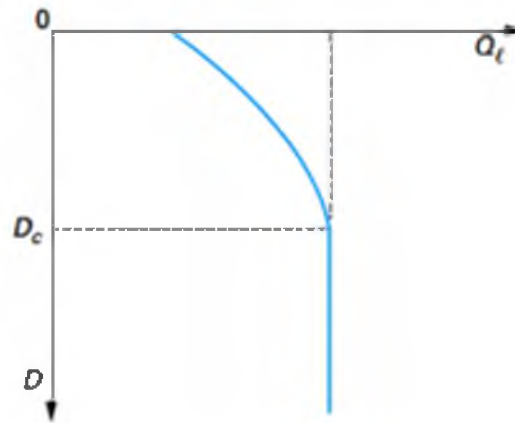
La hauteur d'encastrement équivalente «  $D_e$  » est définie par :

$P_{le}^*$  étant la pression limite nette

#### 2.3.2.4 Profondeur critique

En fonction du rapport  $D_e / B$  entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993) pour déterminer le type de fondation :

- $D_e / B < 1,5$  : il s'agit de fondations superficielles : les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.
- $D_e / B > 5$  : il s'agit de fondations profondes dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation.
- $1,5 < D_e / B < 5$  : il s'agit de fondations semi-profondes ou sous critiques. Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.



**Figure 2.12** Variation de la capacité portante «  $Q_l$  » en fonction de la profondeur  $D$  dans un sol homogène

### **b. Charge verticale centrée**

La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + K_p \cdot p_{le}^*$$

$q_l$  contrainte de rupture,

$q_0$  contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

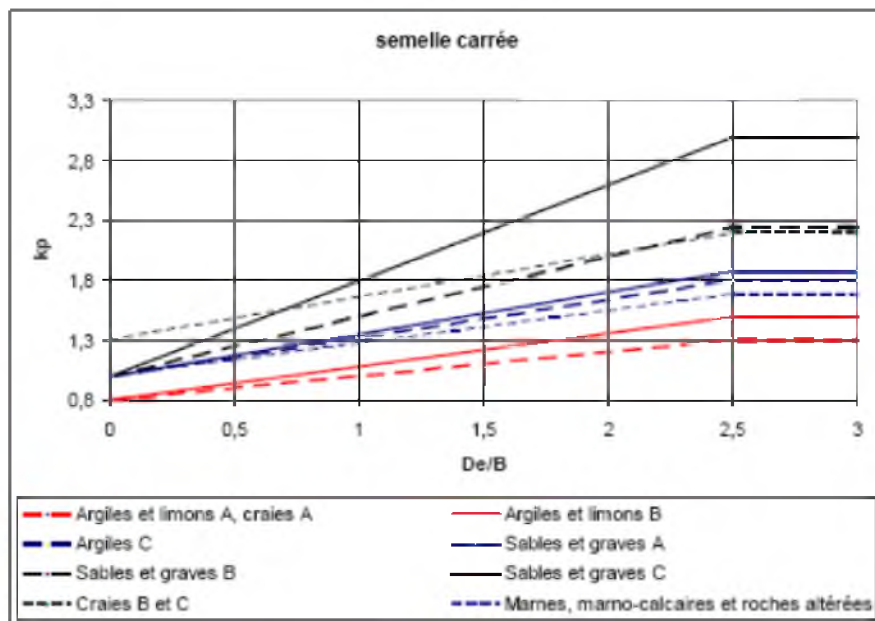
$p_{le}^*$  pression limite nette équivalente,

$k_p$  facteur de portance pressiométrique.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance «  $k_p$  » sont données par le tableau 2.9 et par les figures 2.13 et 2.14 :

**Tableau 2.9** Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

Type de sol	Expression de Kp	K <sub>pmax</sub> (semelle carrée)	K <sub>pmax</sub> (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A.....	$0,8 \left[ 1 + 0,25(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_c}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[ 1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_c}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[ 1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_c}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[ 1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_c}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[ 1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_c}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[ 1 + 0,8(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_c}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C.....	$1,3 \left[ 1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_c}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées.....	$\left[ 1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{D_c}{B} \right]$	1,68	1,41



**Figure 2.13** Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire

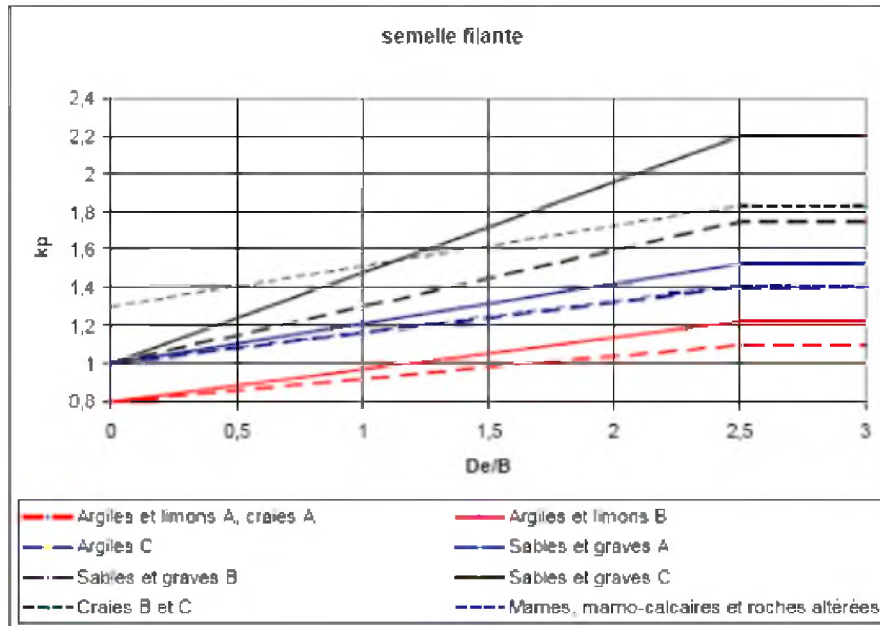


Figure 2.14 Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.

### c. Influence de l'inclinaison de la charge

La relation (2) est remplacée par la relation suivante :

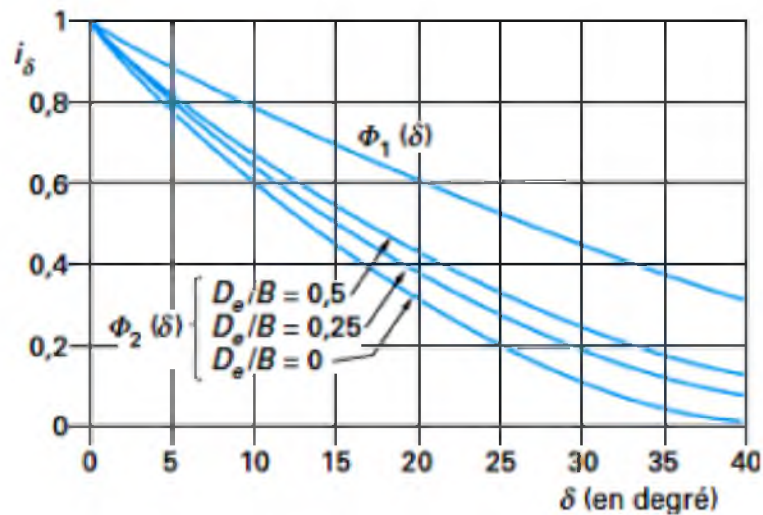
$$q_t = q_0 + i_{\delta\beta} \cdot K_p \cdot P_{te}^*$$

Le fascicule 62-V (1993) [8], propose des coefficients minorateurs qui diffèrent selon l'inclinaison de la charge.

#### - Charge centrée inclinée

Dans le cas d'une charge centrée inclinée de «  $\delta$  » par rapport à la verticale, on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes) et pour les craies, les marnocalcaires et les roches altérées :  $i_{\delta\beta} = \Phi_1(\delta)$  et pour les sols pulvérulents (sables et graves) :  $i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta)$

Les catégories de sol sont définies dans le tableau 1-6 et les fonctions  $\Phi_1(\delta)$  et  $\Phi_2(\delta)$  sont représentées sur la Figure 2.15



**Figure 2.15** Coefficient minorateur pour une charge inclinée (fascicule 62-V, 1993).

- pour les sols cohérents, la fonction «  $\Phi_1(\delta)$  » est la même que pour «  $i_c$  » dans la méthode «  $C - \phi$  » (voir relation (6)).
- Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif «  $D_e/B$  ».

### 2.3.2.2 Fondations Profondes

#### 2.3.2.2.1 Détermination de la charge de pointe

Dans le cas des terrains homogènes «  $q_p$  » est obtenue à partir de la pression limite par la formule empirique suivante :

$$q_p = q_0 + k_p (P_L - P_0)$$

$$P_0 = k_0 (q_0 - u) + u$$

$q_0$  : Contrainte verticale totale au niveau de la pointe lorsque le pieu est en service,

$P_L$  : Pression limite mesurée à ce même niveau

$P_0$  : Contrainte horizontale totale mesurée à ce même niveau

$u$  : Pression interstitielle au niveau considéré

$k_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos,  $k_0 = 1 - \sin \phi \approx 0,5$

$k_p$  : facteur de portance

#### a. Détermination du facteur de portance $k_p$

La valeur de  $k_p$ , facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la nature du sol (Tableau 2.10) et du mode de mise en œuvre (type de pieu), quelle que soit la géométrie de la section droite de l'élément de fondation (Tableau 2.11).

Cette valeur n'est applicable qu'au-delà de la profondeur critique «  $D_c$  » en deçà on pourra appliquer une interpolation linéaire entre « 0 » et «  $D_c$  ».

**Tableau 2.10** Valeurs du coefficient de portance  $k_p$

Classe de sol		Description	Préssiomètre Pl (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5
Sables, Graves	A	Lâches	<0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	>2,5
Craies	A	Molles	<0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	>3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	>4,5

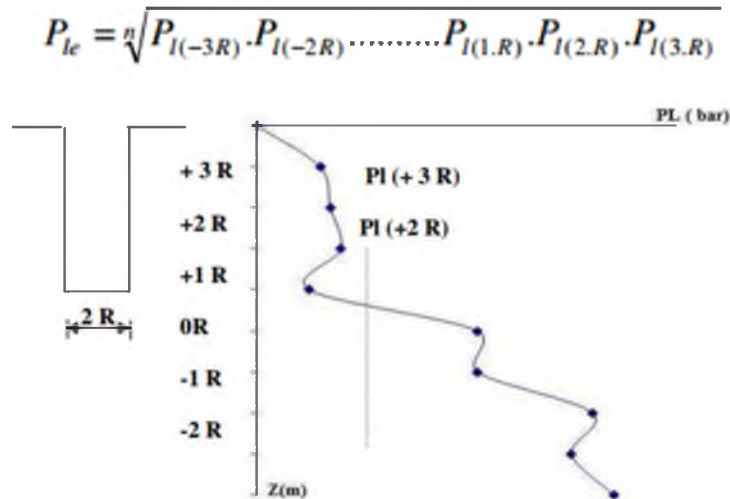
**Tableau 2.11** Classification des sols.

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes ; Marno -Calcaires		1,8	2,6

Dans le cas des terrains stratifiés (cas général), la pression limite «  $P_L$  » est remplacée par une pression limite équivalente «  $P_{Le}$  » obtenue par une moyenne géométrique mesurée mesurée entre le niveau «  $-3R$  et  $+3R$  ».

$$R = \frac{B}{2} \text{ (Rayon du pieu)}$$

Si :  $2R > 1m$

Figure 2.16 Pression limite équivalente pour  $2R > 1m$ 

$2R \leq 1m$

$$P_{le} = \sqrt{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3}}$$

$P_{l1}$  : Pression limite à 1 m au dessus de la base du pieu.

$P_{l2}$  : Pression limite à 1 m au niveau de la base du pieu.

$P_{l3}$  : Pression limite à 1 m au dessous de la base du pieu.

$$h_e = \sum \frac{h_i \cdot P_{li}}{P_{le}} = \frac{1}{P_{le}} \cdot \sum h_i \cdot P_{li}$$

Profondeur d'encastrement  $h_e$

### 2.3.2.2.2 Détermination des frottement latérale unitaire ( $q_f$ ) avec un essai de pressiomètre Menard (fasc, -titre v)

Les valeurs du frottement latéral unitaire «  $q_f$  » ont été établies, également, empiriquement à partir d'essais de chargement pieux, La banque de données qui a permis de fournir les valeurs de «  $q_f$  » est basée environ sur les résultats de 200 essais sur des chantiers de référence concernant l'ensemble des types de pieux utilisés en France dans la plupart des natures de sol,

La valeur du frottement latéral «  $q_f$  », à une profondeur «  $z$  », est donnée par la courbe du jeu d'abaques ci-dessous en fonction de la valeur de la pression limite nette « ( $z$ ) », La courbe à utiliser est fonction de la nature du sol et de l'élément de fondation considéré,

$$P_l^* = P_l - P_0$$

Tableau 2.12 Détermination des abaques.

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub> <sup>(1)</sup>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>
Foré boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>
Foré tube (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(3)</sup>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>4</sub> <sup>(3)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Foré tubé (tube perdu)		Q <sub>1</sub>		Q <sub>1</sub>		Q <sub>2</sub>		<sup>(4)</sup>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>
Puits <sup>(5)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>		<sup>(4)</sup>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>			Q <sub>3</sub>			<sup>(4)</sup>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>		<sup>(4)</sup>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>			Q <sub>3</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>		Q <sub>5</sub>
Injecté haute pression <sup>(6)</sup>		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>		Q <sub>6</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>6</sub>

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage,

(2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),

(3) Forage à sec, tube non louvoyé,

(4) Dans les cas des craies, le frottement latéral peut être très faibles pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas,

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses),

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit,

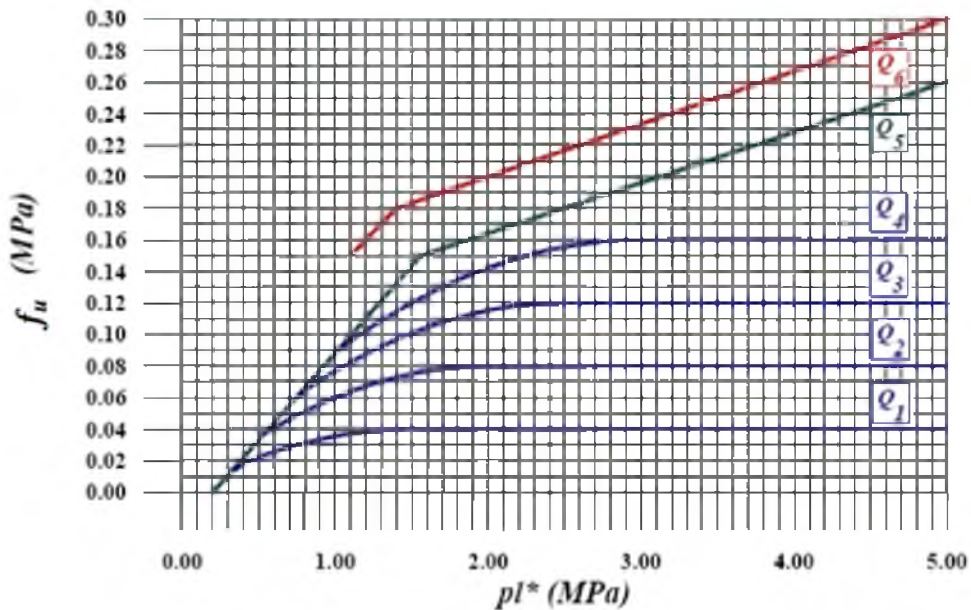


Figure 2.17 Valeurs du frottement latéral unitaire.

### 2.3.2.3 Capacité portante admissible d'une semelle

La capacité portante unitaire admissible est donnée par la formule suivante :

$$q_{ad} = q_0 + \frac{K_p}{3} P_{le}^*$$

### 2.3.3 Calcul par la méthode du Pénétromètre statique [6] [7]



Cette méthode est donner la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_u = i_d \cdot K_c \cdot q_{ce} + q'_0$$

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente

$i_d$  = idem essai pressiométrique

$K_c$  = facteur de portance fonction des dimensions de la fondation et de la nature des sols (voir abaque)

N.B. : dans le cas de charges excentrées on remplace B par  $B' = B - 2e$

### b. Résistance de pointe équivalente.

La résistance de pointe moyenne peut être définie à partir d'une courbe lissée ou écrêtée à «  $1,3 q_{cm}$  » avec :

$$a = B/2 \quad \text{si} \quad B > 1\text{m}$$

$$a = 0,5 \text{ m} \quad \text{si} \quad B < 1\text{m}$$

$b = \min(a, h)$  où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse

$$q_{ce} = \frac{1}{3 \cdot a + b} \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} q_c(Z) \cdot dz$$

Ou avec autre méthode on peut déterminer la valeur de  $q_{ce}$  comme le montre la figure 2.18:

$q_{cm}$  : valeur moyenne des  $q_c$  mesurées sur une profondeur de  $1.5 \times B$  en dessous de la fondation

$q_{cc}$  : résistances nettes déduites des  $q_c$  mesurées en écrêtant les valeurs de  $q_c$  supérieures à  $1.3$  fois  $q_{cm}$

$q_{ce}$  : valeur moyenne des  $q_{cc}$

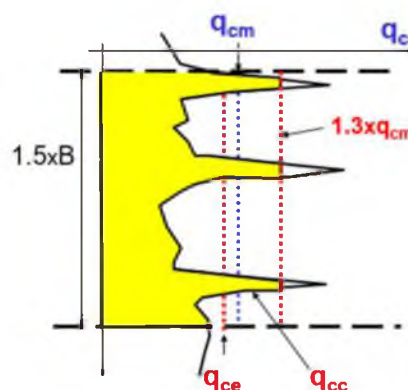
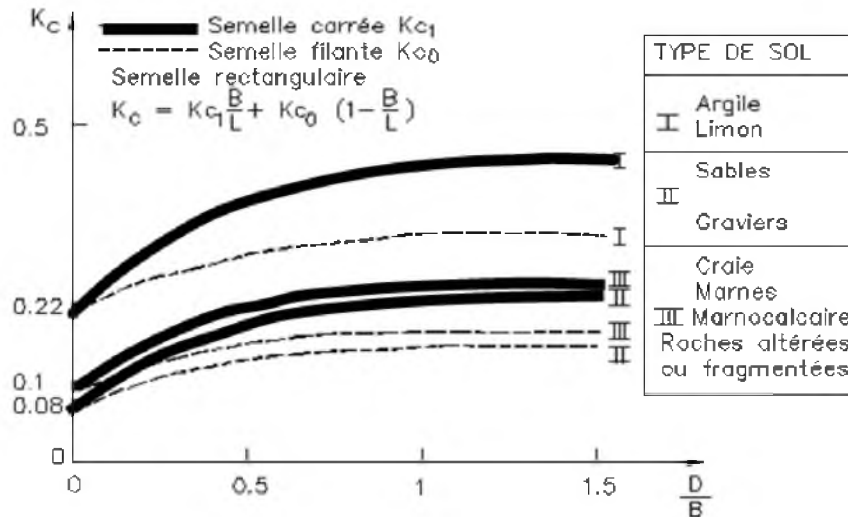


Figure 2.18 Valeurs de  $q_{ce}$ 

Avec le facteur de portance  $K_p$  :

Figure 2.19 Valeurs de  $K_c$ 

### 2.3.3.1 Calcul du terme du pointe

Les études expérimentales ont montré que le terme de pointe d'une fondation profondeur ne correspond pas directement à la résistance de pointe de pénétromètre,

$$Q_{P\gamma} \neq R_P$$

Car «  $R_p$  » n'est pas constante d'où il faudra prendre une moyenne et il faut tenir compte de la profondeur critique d'encastrement (pieu fortement encasté, ou faiblement encasté) car pour un sol homogène la résistance de pointe augmente avec la profondeur jusqu'à une hauteur critique puis reste constante.

#### 2.3.3.1.1 Pieu fortement encasté (pieu)

$$R_p = \frac{R_{p1} + R_{p2}}{2}$$

$R_p$  résistance de pointe moyenne

$R_{p1}$  : moyenne de résistance de pointe du pénétromètre sur une hauteur de 8 fois le diamètre du pieu «  $8\phi$  » au-dessus de la pointe du pieu.

$$R_{p1} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n}$$

$R_{p2}$  : moyenne pondérée de résistance de pointe sur une hauteur de 3,5 à 4 fois le diamètre du pieu en dessous de la pointe.

$$R_{p2} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n + n.R_{\min}}{2n}$$

$$Q_P = A_P . R_P$$

$A_P$  : section droite du pieu

À un niveau donné «  $z$  », la valeur du frottement négatif unitaire limite est donnée par :

$$f_n = \sigma'_h \tan \delta = \sigma'_v K \tan \delta$$

Avec :

$\sigma'_v$  et  $\sigma'_h$  contraintes effectives à long terme horizontale et verticale, à l'interface sol pieu,  $K$  rapport,  $\delta$  angle de frottement du contact sol pieu.

On en déduit le frottement négatif total dans le remblai et la couche de sol Compressible :

$$G_{ef} = p \int_{-H}^h K \tan \delta . \sigma'_v dz$$

Avec :

$P$  périmètre du pieu («  $2 \pi R$  » pour un pieu circulaire, «  $R$  » rayon du pieu),  $H$  hauteur du remblai,  $h$  hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible.

### 2.3.3.2 Hauteur d'action du frottement négatif

La hauteur «  $h$  » ne représente pas forcément toute la couche de sol compressible. En effet, le frottement négatif n'apparaît que si le tassement du sol autour du pieu est supérieur au tassement propre du pieu. En pratique, on retiendra pour «  $H$  » l'une ou l'autre des deux valeurs suivantes, selon la qualité du sol.

#### 2.3.3.2.1 Sol suffisamment compressible

$h_1$ : profondeur où la contrainte devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en l'absence du pieu. Cette condition n'est possible que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

### 2.3.3.2.2 Sol très peu compressible

Où, manifestement, la valeur calculée pour «  $h_1$  » est excessive

«  $h_2$  » : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra, après mise en place du pieu,  $0,01B$  (où  $B = 2R$  est le diamètre ou la largeur du pieu).

Ce tassement peut être calculé par les méthodes œdométriques habituelles (calcul à effectuer sans tenir compte de la présence du pieu).

**Tableau 2.13** Valeurs du terme  $k \tan \delta$  pour l'évaluation du frottement négatif.

Nature du terrain		Type de pieu		
		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	Sols organiques	0.1	0.15	0.20
Argiles Limons	mous	0.1	0.15	0.20
	Fermes à durs	0.15	0.20	0.30
Sables Graves	Très lâches	0.35		
	lâches	0.45		
	autres	1.0		

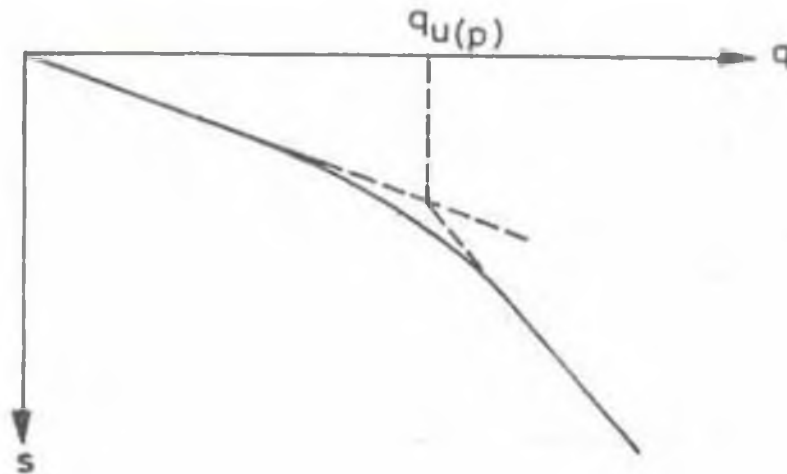
### 2.3.4 Essai de la plaque [8]

L'essai de la plaque est un essai sur le terrain, qui est effectué pour déterminer la capacité portante ultime du sol et le tassement probable sous une charge donnée. Ce test est très populaire pour la sélection et la conception des fondations superficielles.

Pour effectuer ce test, la plaque est placée à la profondeur souhaitée, puis la charge est appliquée progressivement et le tassement pour chaque incrément de charge est enregistré. À un moment donné, un tassement se produit rapidement, la charge totale jusqu'à ce point est calculée et divisée par la superficie de la plaque pour déterminer la capacité portante ultime du sol à cette profondeur. La capacité portante finale est ensuite divisée par un facteur de sécurité (typiquement 2,5 ~ 3) pour déterminer la capacité portante de sécurité.

### 2.4.1 Calcul de la capacité portante

Après la collecte des données de terrain, la courbe de répartition des charges est dessinée. C'est un graphique logarithmique où la charge appliquée est tracée sur l'axe X et le tassement sur l'axe Y. A partir du graphique, on obtient la charge ultime pour la plaque qui est la charge correspondante pour le tassement d'un cinquième de la largeur de la plaque.



**Figure 2.20** Graph chargement-tassement

Lorsque les points sont tracés sur le graphique, la courbe est cassée en un point. La charge correspondante à ce point de rupture est considérée comme la charge ultime sur la plaque. La capacité de charge finale peut être calculée à partir de la charge finale de la plaque. La capacité portante finale est ensuite divisée par un facteur de sécurité approprié pour déterminer la capacité portante du sol à partir des fondations.

La formule générale pour le calcul de la capacité portante avec cet essai de la plaque :

Pour le sol argileux : Capacité portante ultime = Charge ultime pour la plaque.

Pour le sol sablonneux :

Capacité portante ultime = [Charge maximale pour la plaque x Largeur de la plaque] / diamètre de la plaque

Capacité portante admissible = capacité portante ultime / facteur de sécurité

Typiquement, pour le facteur de sécurité varie de 2 à 3.

#### 2.4 Calcul du tassement des fondations superficielles [9]

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté S ou encore  $S_t$ .

Le tassement total ou global S peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent,

$$S_t = S_i + S_c + S_s.$$

$S_i$  : tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge, sans expulsion d'eau.

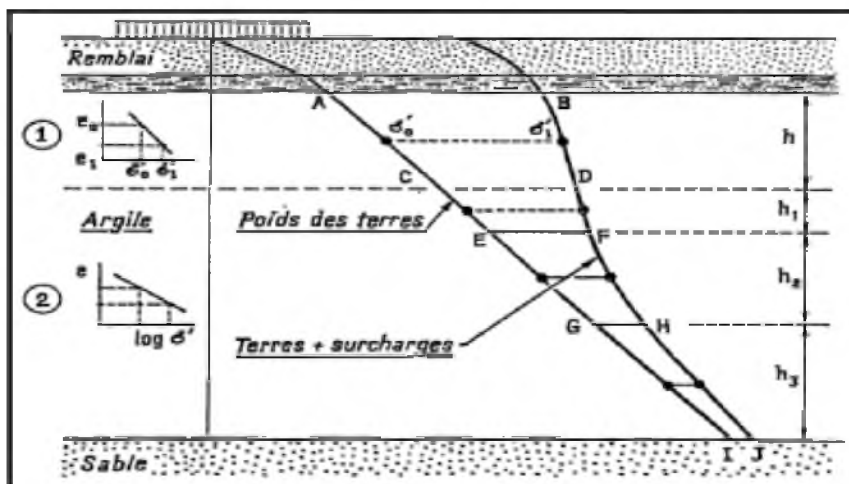
$S_c$  : tassement de consolidation mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.

$S_s$  : tassement de compression secondaire qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la surpression interstitielle

#### 2.4.1 Calcul par l'essai au laboratoire « essai œdométrique » : [10]

On considère le tassement final, le sol est entièrement consolidé, la variation de contrainte due aux surcharges est reprise par le squelette solide. On découpe le sol en  $n$  couches de hauteur  $h_i$  figure 2.21. Les essais œdométriques font sur des échantillons prélevés au milieu de chaque couche. Pour chaque échantillon se détermine les indices de gonflement et de compression et  $c_c$  et  $c_g$  ainsi que la pression de pré consolidation  $\sigma'_p$ .

On calcule, au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale avant travaux  $\sigma_{v0}$  et la variation de contrainte due aux travaux réalisés  $\Delta\sigma'_z$ .



**Figure 2.21** Calcul de tassement par l'essai œdométrique.

On suppose que les valeurs de ces deux paramètres restent constantes dans toute l'épaisseur de la couche considérée.

On calcule dans le tassement  $s_i$  de chacune des  $n$  couches à l'aide des relations suivantes :

- Lorsque  $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$  : le sol est dit normalement consolidé. Le tassement est donné par la relation :

$$s = H_0 + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$

- Lorsque  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$  : le sol est dit sur — consolidé. Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma > \sigma'_p$  le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 + \frac{c_g}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + H_0 + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right)$$

Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma < \sigma'_p$  le tassement est donné par la relation :

$$s = H_0 + \frac{c_s}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$

- Lorsque  $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$  le sol est dit sous consolidé. Le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Avec :

$e_0$  : indice des vides initial

$C_c$  : indice de compression

Le tassement total est égal à la somme des tassements des n couches considérées

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} s_i$$

#### 2.4.2 Calcul par la méthode pressiométrique [9]

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V.

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B. Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$S = S_c + S_d$$

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda c \cdot B$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \left(\lambda d \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha$$

Avec

$q$  : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

$\sigma_v$  : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficients de forme donnés dans le tableau 2.14 ;

$\alpha$  : coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 2.15 ;

$B$  : largeur ou diamètre de la fondation ;

$B_0 = 0.60\text{m}$  : dimension de référence ;

$E_c$  : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;

$E_d$  : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

**Tableau 2.14** Coefficients de forme

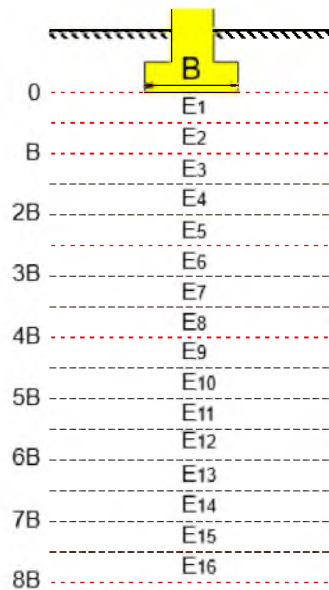
L/B	Cercle	Carrée	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

**Tableau 2.15** Coefficient rhéologique  $\alpha$

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable Gravier	
	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a
<b>Sur consolidé très serré</b>		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
<b>Normalement consolidé ; normalement serré</b>	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
<b>Sous consolidé altéré remanié ou lâche</b>		7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		

#### 2.4.2.1 Détermination de $E_d$





**Figure 2.22** Modules pressiométriques à considérer  
pour le calcul du tassement d'une fondation

Les modules  $E_c$  et  $E_d$  sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit. La figure 2.22 indique les notations utilisées pour le calcul.

On note par  $E_1$  le module mesuré dans la tranche d'épaisseur  $B/2$  située sous la fondation :

$$E_c = E_1$$

$E_d$  est donné par la formule suivante :

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

$E_{i,j}$ , étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur

### 2.4.3 Calcul par la méthode pénétrométrique [18]

On peut calculer le tassement avec la méthode pénétrométrique  $s_c$  de consolidation unidimensionnelle d'une tranche du sol, épaisse de  $H_0$  et soumise à une contrainte effective finale  $\sigma_v'$  à partir de l'essai CPT,

$$s_c = 0.6 \frac{H_0}{\frac{q_c}{\sigma_{v0}'}} F(\sigma_v')$$

$q_c/\sigma_{v0}'$  : est la résistance pénétrométrique statique normalisée (ou  $q_d$  la résistance pénétrométrique dynamique pour le DPT) , et  $F(\sigma_v')$  est adoptée fonction de répartition de contraintes verticales, donnée par :

$$F(\sigma_v') = \frac{\frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_{v0}'}}{1 + d \frac{\Delta\sigma_v'}{\sigma_{v0}'}}$$

La figure 2.23 illustre la variation de la fonction F et sert en pratique comme un abaque pour l'évaluation graphique de F en fonction de la variation relative des contraintes  $\Delta\sigma_v'/\sigma_{v0}'$ .

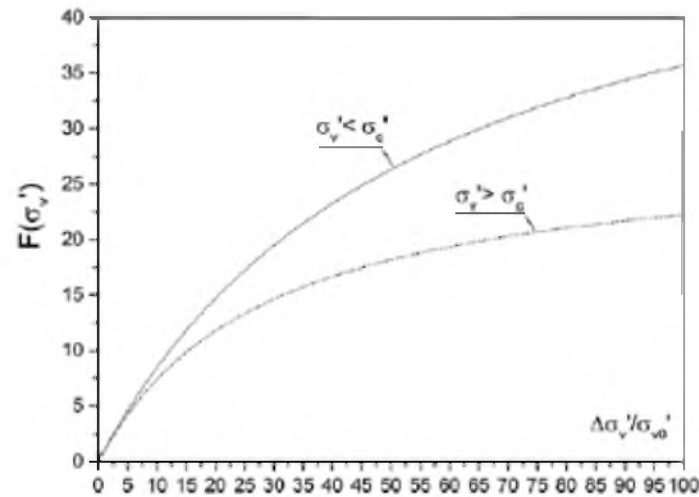


Figure 2.23 Abaque de la fonction  $F(\sigma_v')$

#### 2.4.4 Calcul par l'essai de la plaque [8]

La valeur du tassement admissible ( $S_f$ ) pour différents types de semelles (isolées ou en radier) pour des structures de types différents est spécifiée dans le I.S code. Le tassement correspondant de l'essai de la plaque ( $S_p$ ) peut être calculé à partir de la formule suivante,

$$S_f = S_p \left( \frac{B(Bp+0,3)}{Bp + B+0,3} \right)^2$$

Avec :

B: profondeur mm.

Bp : profondeur de la plaque mm.

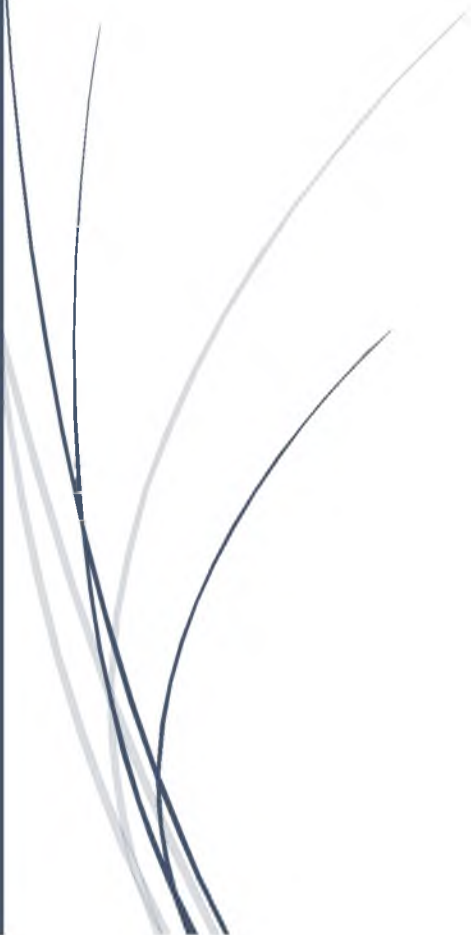
Sp: tassement de la plaque mm.

Sf: tassement de la fondation mm.

A dark blue vertical bar is on the left side of the page. A blue arrow points from the bar towards the right, pointing towards the chapter title.

# Chapitre 3 :

Les différents essais utilisés pour la  
détermination de la capacité portante



## Chapitre 3

### Les différents essais utilisés pour la détermination de la capacité portante

#### 3.1 ESSAI DE LA BOITE DE CISAILLEMENT

##### 3.1.1 Principe de l'essai [11]

L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante. En vitesse lente et conditions drainées peuvent être déduites les valeurs de l'angle de frottement effectif  $\phi'$  et la cohésion effective  $c'$ , paramètres utilisés pour le dimensionnement de fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité à la rupture de talus et pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement.

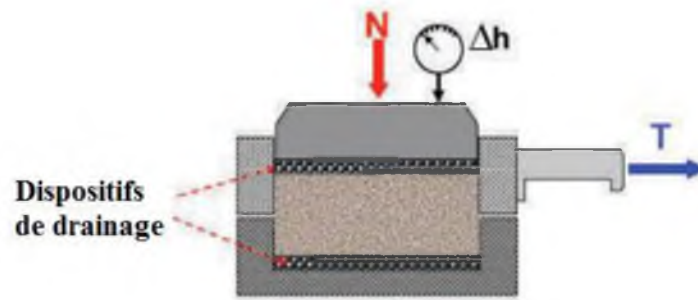
##### 3.1.2 Matériel utilisé

L'appareil utilisé au laboratoire est de type : Wykham Farrance (voir figure 3.1).



**Figure 3.1 :** La boîte de cisaillement (Wykham Farrance).

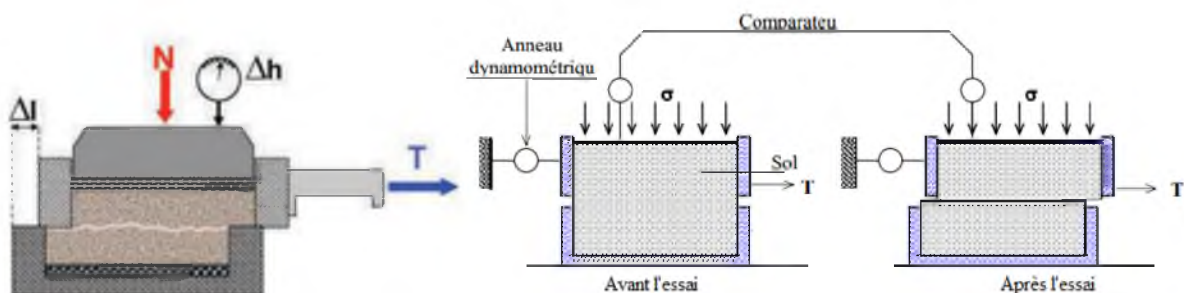
L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement (voir figure 3.2) constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.



**Figure 3.2 :** L'emplacement du sol dans un bâti de cisaillement.

L'essai consiste à (selon la norme NF P94-071-1):

- Consolider l'éprouvette de section  $s$  dans une première phase en appliquant sur la face supérieure un effort vertical constant maintenu pendant tout l'essai (contrainte  $\sigma_n = N/s$ ).
- La phase de consolidation permet de calculer la vitesse à laquelle doit être cisailé l'échantillon.
- Cisailier ensuite le long du plan de séparation des 2 demi-boîtes en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante (voir figure 3.3).
- L'effort de cisaillement horizontal ( $T$ ) est mesuré et la contrainte  $\tau = T/s$  est calculée.



**Figure 3.3** Cisaillement le long du plan de séparation des 2 demi-boîtes.

Ou,

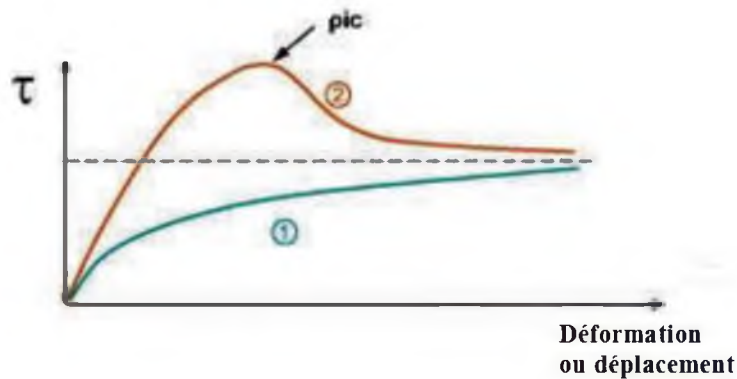
$N$  : effort normal

$T$  : effort tangentiel

$\Delta h$  et  $\Delta l$  respectivement : déplacement vertical et horizontal.

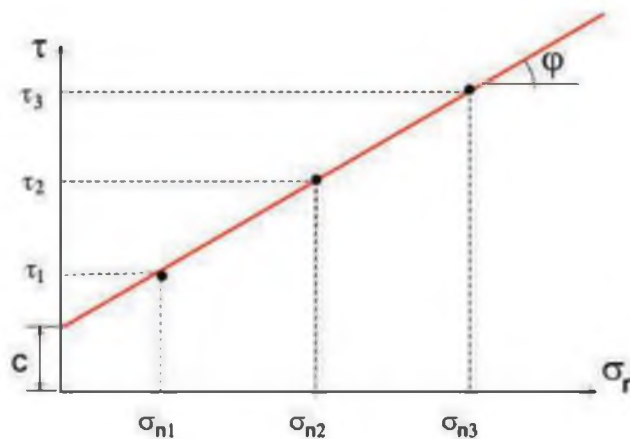
L'essai est réalisé sur au minimum 3 éprouvettes en augmentant à chaque fois la contrainte normale appliquée.

On obtient ainsi les courbes de cisaillement effort (contrainte de cisaillement) - déformation et l'on peut en déduire les droites ( $\tau$  ;  $\sigma_n$ ) pour les valeurs à la rupture et à l'état critique (voir figure 3.4).



**Figure 3.4** Courbes expérimentales d'un essai de cisaillement direct  
(1 : sol lâche, 2 : sol compact)

Il est alors simple de déterminer l'angle de frottement  $\phi'$  et la cohésion  $c'$ , respectivement la pente et l'ordonnée à l'origine de ces droites (voir figure 3.5).



**Figure 3.5** Détermination de l'angle de frottement  $\phi$  et la cohésion  $c$ .

La demi-boîte supérieure est entraînée horizontalement à vitesse constante de 1,2 mm/min. La force totale de cisaillement  $F$  est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à cette demi-boîte supérieure.

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée. [12]

### 3.1.3 Préparation de l'essai [12]

Saturation et consolidation de l'éprouvette

#### A - Sol pulvérulent - sable et gravier

L'essai s'effectue sur le sable sec ou saturé. Dans ce cas-là, réaliser des essais drainés (CD).

#### B - Sol cohérent - limon et argile

- Saturation - consolidation : l'échantillon étant mis en place dans la boîte de cisaillement, procéder à sa saturation sous la pression de consolidation choisie.

Pour cela, placer la boîte sur le bâti, les deux demi-boîtes étant maintenues fixes l'une par rapport à l'autre à l'aide des goupilles.

Mettre les poids nécessaires pour obtenir la pression de consolidation désirée.

Mettre de l'eau dans la boîte, placer la touche du comparateur sur le piston et noter le tassement produit pendant le temps de consolidation.

- Pression de remise en état pour essai non consolidé et non drainé (UU) :

Dans le but de remettre l'échantillon de sol dans un état de contraintes voisin de celui dans lequel il était en place, appliquer la même contrainte effective que celle que supportait l'échantillon en place.

- Pression de consolidation à appliquer :

Pour un essai consolidé drainé ou non drainé (CD ou CU), consolider 4 échantillons du sol à étudier sous 4 pressions différentes (en général de l'ordre de 50 - 75 - 100 - 125 kPa)

- Temps de consolidation :

Il faut laisser l'éprouvette sous la charge pendant 24 heures, afin que la pression interstitielle se soit dissipée.

Une fois déchargée, l'échantillon doit être immédiatement soumis au cisaillement.

### 3.1.4 Mise en place de l'échantillon dans la boîte [11]

- Les deux demi-boîtes étant verrouillées, on place successivement :
- le fond de boîte,
- une pierre poreuse,
- une plaque striée, les stries étant perpendiculaires au sens de cisaillement (les plaques perforées permettent les essais drainés, les plaques pleines sont utilisées pour les essais non drainés).



**Figure 3.6** : préparation de l'anneau.

- l'échantillon de sol,
- une plaque striée identique à la première,
- une pierre poreuse,
- le piston.

### 3.1.5 Mise en place de la boîte sur la machine [11]



- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte,
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro,
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro,
- Appliquer sur l'éprouvette la charge désirée, en principe :



**Figure 3.7** Application des charges verticales

\* Pour un sol pulvérulent : 100 - 125 - 150 kPa.

\* Pour un sol cohérent :

1. Essai non consolidé, non drainé : 50 - 75 - 100 - 125 kPa
2. Essai consolidé, drainé ou non : appliquer les mêmes pressions que pour la consolidation de l'éprouvette.

- Désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles,
- Mettre en route à la vitesse désirée.

### 3.1.5.1 Vitesse d'essai

- *Sols pulvérulents* : 1,2 mm / min

**- Sols cohérents :**

1. Essais non drainés, consolidés ou non (UU ou CU) : 1,2 mm / min
2. Essais drainé (CD) : vitesse la plus lente

**3.1.5.2 Lectures**

Lire, à intervalles réguliers les indications du comparateur de l'anneau, du comparateur de déplacement horizontal et du comparateur vertical.

Arrêter l'essai lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante ou lorsqu'on a un déplacement horizontal de 5.75 mm

**3.1.5.3 Effort de cisaillement**

Convertir les lectures de l'anneau en *KN* ou *bar*. Voir tableau donnant les correspondances entre la lecture et la valeur de l'effort.

**3.1.5.4 Détermination de la surface cisailée**

Pendant l'essai, la surface cisailée diminue proportionnellement au déplacement des demi-boîtes. La section corrigée *A'* de l'éprouvette à l'instant *t* est :

$$A' = D (D - \Delta D) \quad \text{avec } D : \text{Diamètre de l'éprouvette (60 mm)}$$

$$\Delta D = V . t \quad \text{avec } V : \text{Vitesse de cisaillement}$$

**3.1.5.5 Contrainte de cisaillement**

On détermine la contrainte de cisaillement :  $\tau = \frac{T}{A'}$

On trace ensuite, pour chaque essai, les courbes de contraintes en fonction des déplacements et on détermine la valeur de la contrainte de cisaillement maximale.

On reporte ensuite chaque point sur un graphique ayant pour abscisse la contrainte normale  $\sigma$  et pour ordonnée la contrainte de cisaillement  $\tau$ . Tracer la courbe intrinsèque du sol étudié.

**3.1.6 Courbes intrinsèques [12]**

### 3.1.6.1 Cas des sols pulvérulents

Les points relatifs à chaque pression normale sont alignés et la droite qui les joint passe par l'origine. 3 points suffisent en principe avec une approximation convenable.



Figure 3.8 Courbe enveloppe des sols pulvérulents

### 3.1.6.2 Cas des sols cohérents

#### a. Essai non consolidé - non drainé

La courbe intrinsèque obtenue est une droite parallèle à l'axe des contraintes normales. Elle est caractérisée par son ordonnée à l'origine  $C_u$  (figure 3.9).

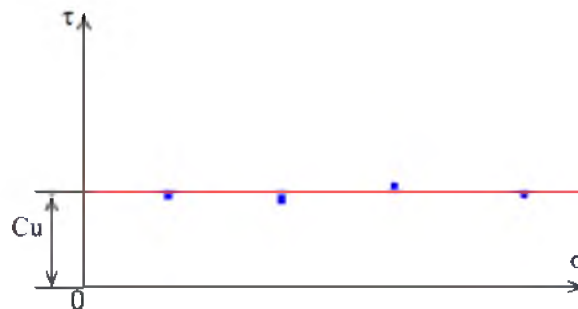
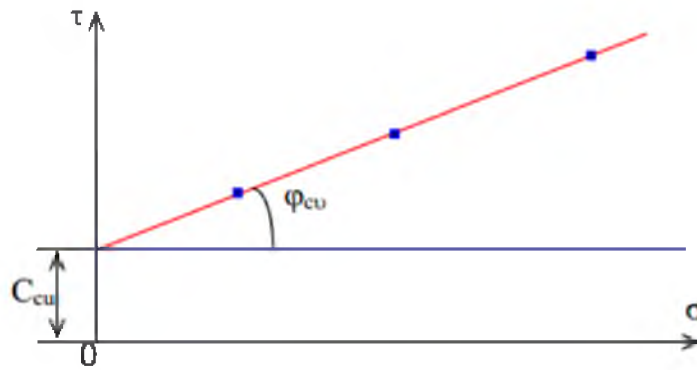


Figure 3.9 Essai non drainé non consolidé.

#### b. Essai consolidé non drainé

La courbe intrinsèque est approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales (figure 3.10).



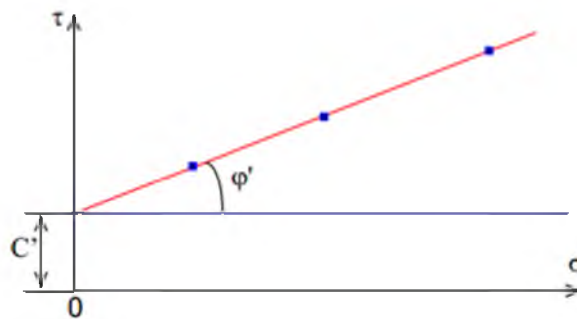
**Figure 3.10** Essai consolidé non drainé.

On l'a caractérisé par son ordonnée à l'origine  $C_{cu}$  et par son angle avec l'axe des abscisses  $\phi_{cu}$

### c. Essai consolidé drainé

On obtient également approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales.

Elle fournit la cohésion effective  $C'$  et l'angle de frottement effectif  $\phi'$  (figure 3.11).



**Figure 3.11** Essai consolidé drainé.

## 3.2 L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE [13]

### 3.2.1 Introduction :

C'est Louis MENARD (1957) qui a repris et développé cet essai en mettant au point un appareil nommé « pressiomètre ». Le mérite de Louis MENARD est d'être le pionnier de la théorie pressiométrique qui a donné une impulsion à la mécanique des sols, notamment dans les domaines du calcul des fondations et l'étude des lois de comportement du sol.

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ. Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable. Les contraintes dans le sol sont uniformes et l'essai est réalisé rapidement.

### 3.2.2 Appareillage

Le pressiomètre MENARD est constitué de trois éléments principaux (Figure 12.a):



**Figure 3.12.a** Eléments du pressiomètre.

1. Le contrôleur pression/volume (CPV) placé en surface (Figure 3.12 b).
2. La sonde pressiométrique placée dans le forage (Figure 3.12 c).
3. Les tubulures de liaison (en eau et gaz).

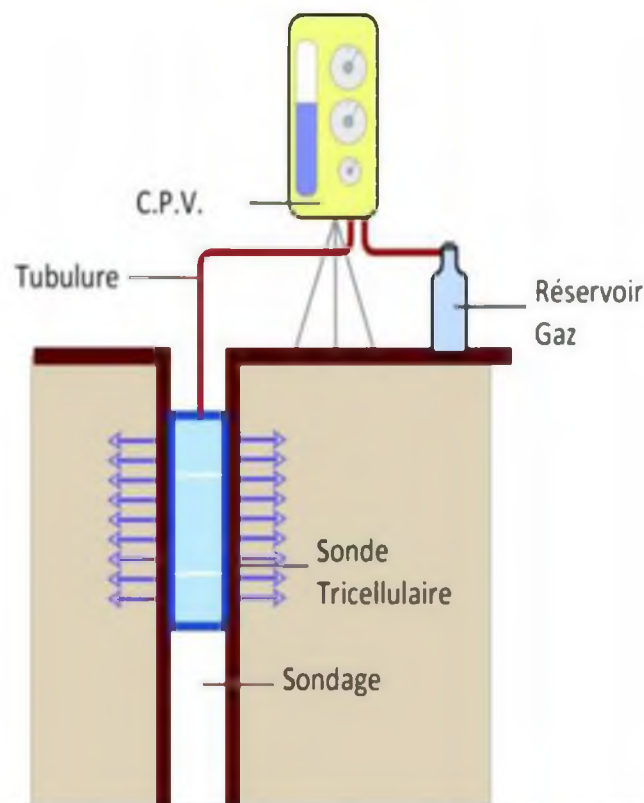


**Figure 3.12 b** Le contrôleur pression/volume (CPV)



**Figure 3.12.c** La sonde.

Le dispositif typique pour l'essai pressiométrique est montré à la figure 3.13.



**Figure 3.13** Dispositif typique pour l'essai pressiométrique.

### 3.2.3 But de l'essai

Le but de l'essai est de déterminer la capacité portante d'un sol et son tassement sous une fondation donnée, et ce en tirant trois caractéristiques fondamentales et qui sont :

1. La pression limite  $P_l$  et qui correspond à la rupture du terrain sur la paroi de la cavité cylindrique, et qui est directement liée à la capacité portante.
2. Le module de déformation pressiométrique  $E_M$  qui caractérise la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai. Il intervient dans le calcul du tassement.
3. La pression de fluage  $P_f$  qui correspond au passage du domaine des déformations pseudo-élastiques du terrain  $q_u$  domaine des déformations plastiques.

### 3.2.4 Principe de l'essai

L'essai pressiométrique est un essai de chargement. Le dispositif de chargement peut être descendu dans un forage et donner ainsi des indications sur le sol à toute profondeur.

Les essais sont toujours effectués systématiquement mètre par mètre, de manière à suivre avec précision les variations de résistance du terrain avec la profondeur. Les mesures sont ainsi pratiquement continues et permettent d'obtenir des renseignements complets sur les différentes couches.

### 3.2.5 Exécution de l'essai

1. La sonde est mise en place soit par réalisation d'un forage à l'aide d'outils adaptés au sol, soit par fonçage ou battage de la sonde pressiométrique, protégée par un tube lanterné, jusqu'à la profondeur désirée.
2. La réalisation du forage pressiométrique dépend de la nature du sol, de son état et de la présence éventuelle d'une nappe d'eau. Le tableau 3.1 récapitule les recommandations de la norme française concernant la mise en place de la sonde pressiométrique.
3. Le chargement se fait par paliers de pression, chacun durant 60 secondes, il est par contre recommandé de maintenir la durée du palier à 2 minutes.
4. L'essai continu jusqu'à atteindre la pression limite

Nature du sol	Mode d'installation
---------------	---------------------

Argile molle et vases	Forage par tarière avec injection de boue
Argile moyennement compacte	Forage par tarière à sec ou injection de boue de forage, ou par outil désagrégateur avec injection de boue
Argile compacte et marne raide	Forage par tarière à sec, carottage ou par outil désagrégateur
Limon :	
- au-dessus de la nappe	-Forage par tarière à sec
- sous la nappe	- Forage par tarière avec boue de forage
Sable lâche :	
- au-dessus de la nappe	-Forage par tarière à sec ou avec injection de boue
- sous la nappe	-Forage par tarière avec injection de boue
Sable moyennement dense ou dense	Forage par tarière à sec ou avec injection de boue, battage de la sonde par roto percussion
Gravier, galets.....	Battage de la sonde par roto percussion
Roche :	
- altérée	-Forage par tarière à sec, ou par outil désagrégateur avec injection de boue, ou battage de la sonde par roto percussion.
- saine	-Forage par carottage, ou outil désagrégateur avec boue de forage injectée, battage de la sonde par roto percussion

**Tableau 3.1** Modes d'installation de la sonde

5. Certaines corrections sont à faire sur la pression  $P_m$  lue sur le manomètre et le volume  $V_m$  dans la sonde, pour tenir compte de la surcharge apportée par la pression hydrostatique de l'eau surtout lorsque la sonde se trouve à des profondeurs importantes, et la compressibilité de la sonde. La pression corrigée sera comme suit :

$$P = P_m + \gamma_w (z+a) - P_i \quad (3.1)$$

Avec :

$a$  : est le niveau d'eau dans le CPV

$z$  : la profondeur d'essai par rapport à la surface

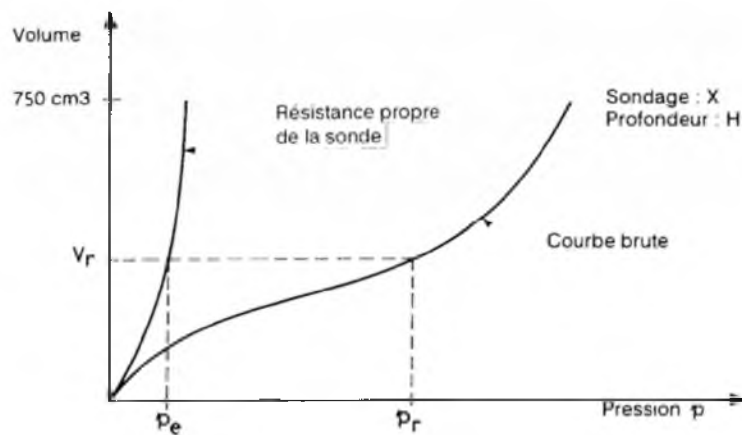


$P_i$  : la pression mobilisée par la sonde pour un volume  $V$  donné en dehors du forage. (Cette pression peut être mesurée lors d'un essai pressiométrique en plein air), appelé « **essai d'inertie de la sonde** ».

6. La quantité d'eau  $V_m$  injectée n'est pas exactement égale à la variation du volume de la sonde, particulièrement aux grandes valeurs de la pression  $P$ , à cause de la déformabilité des différents éléments de l'appareil (tubulure, corps du CPV...). Un étalonnage de la sonde, dans une enceinte cylindrique indéformable, permet de mesurer le volume  $V_i$  de la sonde pour une pression donnée. Le volume corrigé  $V$  sera calculé comme suit :

$$V = V_m - V_i \quad (3.2)$$

7. Enfin, on obtient une courbe nette appelée « courbe pressiométrique  $V = f(P)$ ,  $V$  étant le volume de la cavité cylindrique après une minute d'application du palier de pression, et  $P$  est la pression radiale nette appliquée sur les parois. (Voir Figure 4-4)



**Figure 3.13** Résultats bruts (nettes) des mesures.

**Remarque**

- Il est souhaitable d'effectuer des mises en pression toutes les 1,0m ou 1,5 m.
- Cet essai est un essai rapide (10minute environ) qui donne des efforts à court terme.
- L'essai ne permet pas d'obtenir des pressions interstitielles. Ses résultats ne peuvent être interprétés qu'en contraintes totales.

### 3.2.6 Résultats de l'essai

Les résultats se traduisent par une courbe pressiométrique qui présente l'allure des courbes de chargement. Elle se décompose en trois parties (voir Figure 3.14):

1. Phase de compactage :  $P < P_0$

Elle correspond à la mise en contact de la sonde sur les parois du forage. La mise en pression de la sonde re-comprime le terrain, et la pression nulle au début de l'essai atteint  $P_0$  pression latérale du sol au repos. Dans cette partie de la courbe, l'accroissement du volume de la sonde est plus grand que l'augmentation de la pression.

2. Phase pseudo-élastique  $0 < P < P_f$

Dans cette partie, la relation volume pression est linéaire (une partie quasi rectiligne). La pression continue d'augmenter pour atteindre une valeur  $P_f$  définie comme pression de fluage. Elle peut être représentée par le « le module pressiométrique MENARD  $E_M$  » défini par la formule :

$$E_M = K \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

Avec :  $K$  est un coefficient qui dépend du type de la sonde utilisée et de la valeur du volume moyen,  $V_m$  de la plage pseudo élastique.

3. Phase plastique  $P_f < P < P_l$

Pour une pression supérieure à  $P_f$ , la courbe devient de plus en plus redressée tendant vers une asymptote verticale d'abscisse  $P_l$  appelée « pression limite ». Elle correspond aux déformations plastiques du terrain. Et par convention elle est définie comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité.

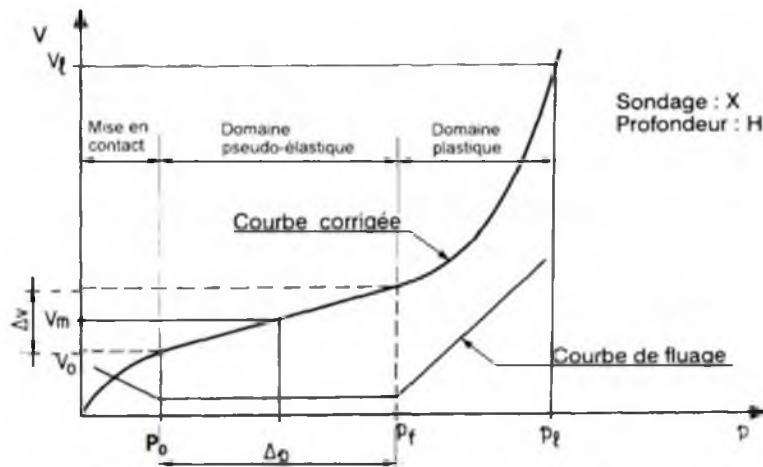


Figure 3.14 Résultats corrigés d'une courbe pressiométrique.

**Remarque :**

La courbe de fluage traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe a l'allure indiquée sur la Figure 4-5 et permet de définir la pression de fluage.

**3.2.7 Présentation des résultats de l'essai**

La Figure 3.15 illustre la présentation des résultats d'un sondage pressiométrique. Chaque essai pressiométrique doit fournir les paramètres suivants :

1. Module pressiométrique MENARD  $E_M$
2. Pression limite nette  $P_l$ .
3. Pression de fluage nette  $P_f$ .
4. Pression horizontale des terres au repos  $\sigma_{hs}$

**3.2.8 Exploitation des résultats de l'essai**

Les résultats de l'essai pressiométrique peuvent être exploités dans plusieurs calculs tels que :

1. La capacité portante des fondations superficielles.
2. La capacité portante des fondations profondes.
3. Le tassement des fondations superficielles.

#### 4. Déformations des fondations profondes.

### 3.3 L'ESSAI DE PÉNÉTRATION DYNAMIQUE [14]

#### 3.3.1 Introduction

L'essai DPT est le plus simple et le moins coûteux des essais in situ, ce qui explique qu'il est le plus utilisé. Outre la reconnaissance géotechnique du terrain, l'essai de pénétration dynamique est un outil de calcul des fondations, bien qu'il connaisse dans ce domaine moins de succès que d'autres essais tels que le pressiomètre et le pénétromètre statique.

On se propose dans ce qui suit de présenter d'une manière sommaire l'appareillage, le domaine d'utilisation de l'essai et les sols intéressés par cet essai.

#### 3.3.2 Objectif de l'essai :

Le pénétromètre dynamique est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. Il permet :

- d'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés, et de prévoir la réaction du sol à l'enfoncement de pieux.
- de déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol.
- d'effectuer des contrôles de compactage
- d'estimer une caractéristique de portance, la « résistance dynamique de pointe » pour les essais PDA.

#### 3.3.3 Principe de l'essai

On enfonce dans le sol par battage, un train de tiges de faible diamètre muni à son extrémité d'une pointe, et on mesure le nombre de coups  $N$  nécessaires pour obtenir un enfoncement donné.

##### 3.3.3.1 Manipulation : essai type PDB

1- Peser ou mesurer l'ensemble des éléments du pénétromètre :

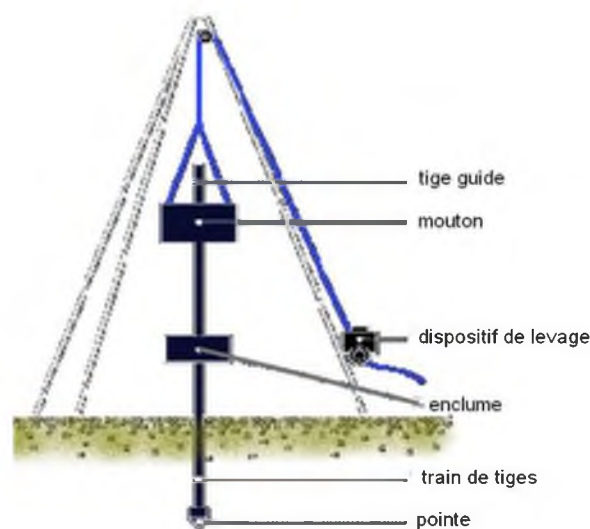
- Masse du mouton
- Masse de l'enclume + pointe + tige guide
- Masse d'une tige
- Section de la pointe
- Hauteur de chute du mouton

2- Réaliser un essai in situ dans l'enceinte de l'IUT :

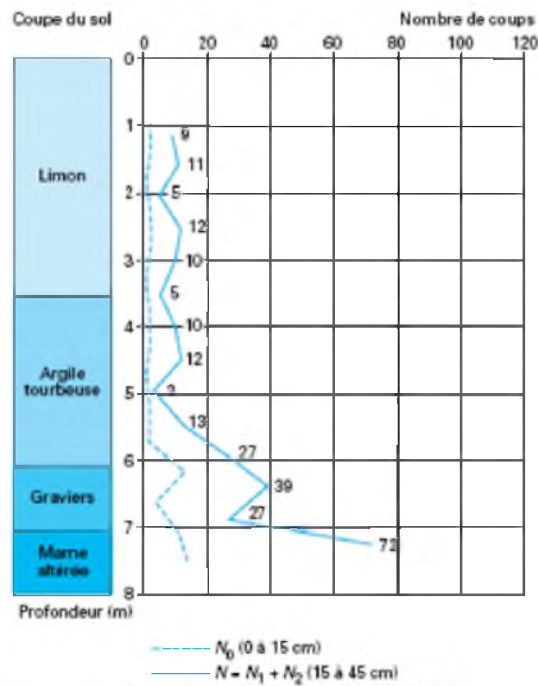
- Mettre en place la pointe au pied de la 1ere tige et assembler l'enclume + tige guide + mouton
- Enfoncez la pointe dans le sol
- Commencer l'essai (15 à 30 coups /mn) en comptant le nombre de coups nécessaires pour enfoncer VERTICALEMENT le train de tiges jusqu'à la première graduation (20 cm). - Renseignez la fiche de sondage fournie.
- Poursuivre l'essai jusqu'au refus en ajoutant les tiges nécessaires.

3- Retirer l'ensemble du matériel du terrain !

En cas d'extraction difficile, un dispositif mécanique avec douille de serrage est disponible ...



**Figure 3.14** pénétromètre dynamique.

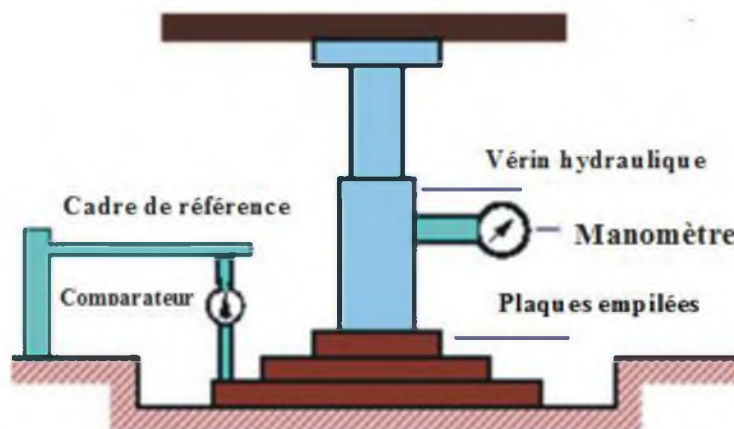


**Profil de pénétration au SPT**

### 3.4 ESSAI A PLAQUE [15]

#### 3.4.1 Principe de l'essai

L'essai à la plaque est effectué sur le site afin de déterminer la capacité portante ultime du sol et le tassement des fondations sous des charges pour les sols argileux et sableux (voir figure 3.15). Pour cela, l'essai à la plaque est utile pour la sélection et la conception de la fondation. Pour calculer la capacité portante de sécurité, un facteur de sécurité approprié est appliqué.



**Figure 3.15** Essai à la plaque.

### 3.4.2 Equipements pour l'essai à la plaque

- Plaque en acier
- Vérin hydraulique
- Poutre de réaction
- Comparateurs
- Outils d'excavation

### 3.4.3 Procédure d'essai de la plaque pour les sols

Excaver la fosse d'essai jusqu'à la profondeur désirée. La taille de la fosse doit être au moins 5 fois la taille de la plaque d'essai (Bp).

Régulariser la surface par une couche aussi mince que possible d'un sable propre 0/1 mm légèrement humide.

Au centre de la fosse, un petit trou s'est formé. La dimension du trou est la même que la dimension de la plaque d'acier. Le niveau inférieur du trou doit correspondre au niveau de la fondation réelle. La profondeur du trou est créée de sorte que le rapport entre la profondeur et la largeur du trou soit égal au rapport entre la profondeur réelle et la largeur réelle de la fondation.

Une plaque d'acier est utilisée comme plaque de support de charge dont l'épaisseur doit être d'au moins 25 mm d'épaisseur et la dimension peut varier de 300 mm à 750 mm. La plaque peut être carrée ou circulaire. En règle générale, une plaque carrée est utilisée pour la semelle carrée et une plaque circulaire est utilisée pour la semelle circulaire.

La charge est transférée à la plaque soit par la méthode de chargement par gravité ou par d'autres méthodes, à travers la colonne placée au centre.

La charge est ensuite appliquée par vérin hydraulique et augmentée progressivement. Le tassement est observé pour chaque incrément de charge à partir du comparateur.



# Chapitre 4 :

Résultats des essais et interprétation



## Chapitre 4

### Résultats des essais et interprétation

#### 4.1 Description du site

Le site de construction des bâtiments est localisé à El Bouni-Annaba. Il est référencé par les coordonnées géographiques suivantes : Nord 36°51'37.8"N ; Est 7°44'18.9"E.



**Figure 4.1** Localisation du site d'étude.

D'après la carte de zonage sismique du territoire national RPA 99, Annaba se trouve en zone IIa c'est-à-dire à sismicité moyenne. D'après le site, le terrain étudié se trouve dans une zone de sensibilité très faible au phénomène d'inondation par remontée de nappe pour les ouvrages superficiels.

- Dans le cadre de cette étude deux (02) Sondages carottés de 10 mètres de profondeur numéroté (S01) et (S02) ont été réalisés, ils sont localisés aux endroits indiqués dans le plan. A la fin de l'exécution des sondages, on a récupéré les échantillons pour faire essais physiques, mécaniques, chimiques.

Ces essais ont été réalisés suivant les normes et les modes opératoires en vigueur au L.T.P.E (Laboratoire Des Travaux Publique De L'Est).



Figure 4.2 Sondage avec tarière.

- Pour les essais *in-situ*, on a réalisé :

(02) forages pressiométriques de 10 m de profondeur accompagné par des essais.

(09) essais à la pénétration dynamique effectués au pénétromètre Dynamique Lourde Type Borro effectué conformément à la norme (NF P94-115-B)



Figure 4.3 Essai de la sonde en air



Figure 4.4 La sonde dans le forage

## 4.2 Essais de laboratoire

### 4.2.1 Essais d'identification (Physiques)

Dans le cadre de cette étude, il a été réalisé la détermination de la teneur en eau naturelle par étuvage suivant la norme NF P 94-050 et la masse volumique par paraffinage d'après la norme NF P 94-053.

**Tableau 4.1** Caractéristiques du sol.

Profondeur	Teneur en eau $\omega$ (%)	La masse volumique $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	La masse volumique sèche $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Indice des vides $e$	Porosité $n$
<b>Sondage numéro 01</b>					
<b>0.40-0.70m</b>	27.1	1.66	1.30	1.02	0.5
<b>1.70-1.90m</b>	<b>33.1</b>	<b>1.55</b>	<b>1.16</b>	<b>0.987</b>	<b>0.49</b>
<b>3.00-3.50m</b>	<b>62.7</b>	<b>1.51</b>	<b>0.93</b>	<b>0.883</b>	<b>0.46</b>
<b>Sondage numéro 02</b>					
<b>1.60-3.00m</b>	41.3	1.58	1.12	1.058	0.51
<b>7.00-7.50m</b>	<b>20.4</b>	<b>1.67</b>	<b>1.39</b>	<b>0.786</b>	<b>0.44</b>

$$e = \frac{n}{1+n} \Rightarrow n = \frac{e}{1+e}$$

### 4.2.2 Détermination les limites d'Atterberg :

Ces essais ont été déterminés en utilisant la boîte de Casagrande d'après la norme NF P 94-051.

**Tableau 4.2** Les limites d'Atterberg.

Profondeur	Limite de liquidité $L_L$ (%)	Limite de plasticité $L_P$ (%)	Indice de plasticité $I_P$ (%)	Indice de liquidité $I_L$ (%)	Indice de Consistance $I_C$ (%)
<b>Sondage numéro 01</b>					
<b>0.40-0.70m</b>	41	21	20	0.30	0.69
<b>1.70-1.90m</b>	34	19	15	0.94	0.06
<b>3.00-3.50m</b>	45	23	22	1.80	-0.80
<b>Sondage numéro 02</b>					
<b>1.60-3.00m</b>	49	24	25	0.69	0.30
<b>7.00-7.50m</b>	30	18	12	0.2	0.8

$$\text{Indice de liquidité : } I_L = \frac{W - L_P}{I_P}$$

$$\text{Indice de consistance : } CI \text{ (or } I_C) = \frac{(LL - \omega)}{PI} = \frac{(\omega_L - \omega)}{I_P}$$

Lorsque l'indice de liquidité  $I_L > 1$  le sol dans l'état de limite liquidité, et dans le cas où  $I_L < 1$  le sol est à l'état semi-solide et est rigide.

Lorsqu'indice de consistance  $I_c > 1$  le sol est à l'état semi-solide et est rigide, et dans le cas où  $I_c < 0$  la teneur en eau naturelle est supérieure à limite de liquidité, et le sol se comporte comme un liquide.

### 4.2.3 Analyse granulométrique du sol

Tableau 4.3 Granulométrie du sol.

Profondeur	Cailloux (%)	Gravier (%)	Gros Sable (%)	Sable Fin (%)	Limons (%)	Argile (%)	Classification selon GTR	Description du sol
<b>Sondage numéro 01</b>								
0.40-0.70m	23.2	2.4	4.8	12	24.2	28.6	A <sub>2</sub> th	Argile Limoneuse
1.70-1.90 m	-	1	12.5	29.3	16.9	33.3	A <sub>2</sub> th	Argile Sableuse
3.0-3.05m	-	4	1.5	15	27.8	39.7	A <sub>2</sub> th	Argile Limoneuse
<b>Sondage numéro 02</b>								
1.60-3.00m	-	-	2.33	31.2	24.9	41.5	A <sub>2</sub> th	Argile Sableuse
7.00-7.50m	-	18.33	31	7.4	19.6	23.6	A <sub>2</sub> th	Argile Limoneuse

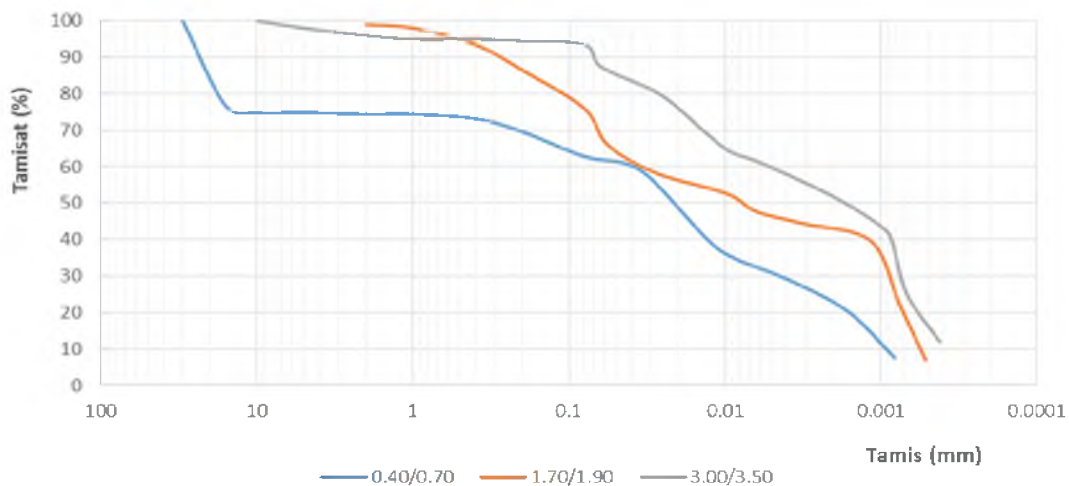


Figure 4.5 Courbe granulométrique (sondage 01).

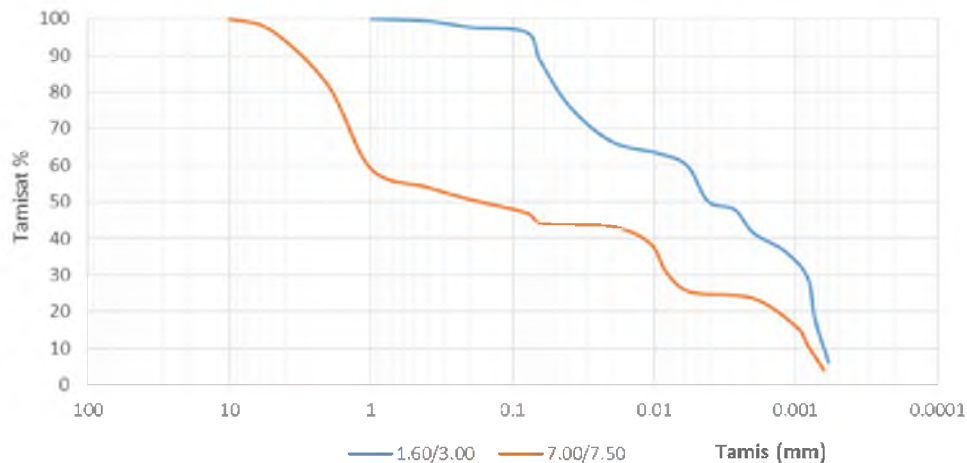


Figure 4.6 Courbe granulométrique (sondage 02).

#### 4.2.4 Essais chimiques

L'essai de teneur en Carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ) détermine le volume de dioxyde de carbone dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès pour un échantillon préparé pour l'essai.

Tableau 4.4 Les caractéristique chimique du sol

Profondeur	Carbonate %	Insolubles %	Gypse %	chlorures %
<b>Sondage numéro 01</b>				
0.40-0.70m	14.28	83.46	Trace	Null
1.70-1.90m	11.6	88.31	Trace	Null
3.0-3.5m	17.85	77.83	Trace	Null
<b>Sondage numéro 02</b>				
1.6-3.0m	14.28	81.64	Trace	Null
7.0-7.5m	-	-	-	-

### 4.3 Essais mécaniques

#### 4.3.1 Essai Œdométrique

Les essais de consolidation et de compressibilité permettent d'apprécier la déformation verticale des sols.

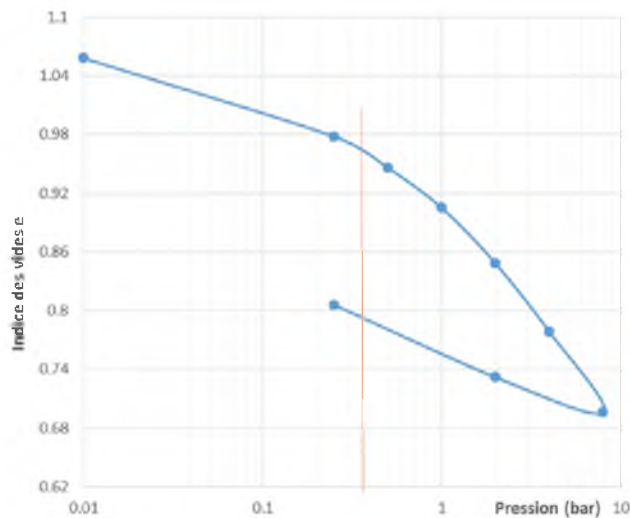
L'œdomètre est un essai mécanique a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol, par exemple sous une fondation superficielle, il nous donne aussi le coefficient de gonflement et coefficient de chargement.

On a effectué 2 essais sur 2 échantillons du 2<sup>ème</sup> sondage de profondeur de 1.60-3.00m et de 7.00-7.50m.

#### Sondage 02 profondeur 1.60-3.00m

Tableau 4.5 Calcul de l'indice des vides avec le tassement.

Pression (bar)	$\Delta h$ (mm)	Hl- $\Delta h$ (mm)	Indice des vides $e$
0.01	0	18.5	1.058
0.25	0.772	17.778	0.978
0.5	1.007	17.493	0.946
1	1.372	17.128	0.905
2	1.886	16.614	0.848
4	2.512	15.988	0.778
8	3.254	15.246	0.696
2	2.926	15.574	0.732
0.25	2.261	16.239	0.806



**Figure 4.7** Courbe Oedométrique.

Pression de consolidation :  $P_c = 0.385$

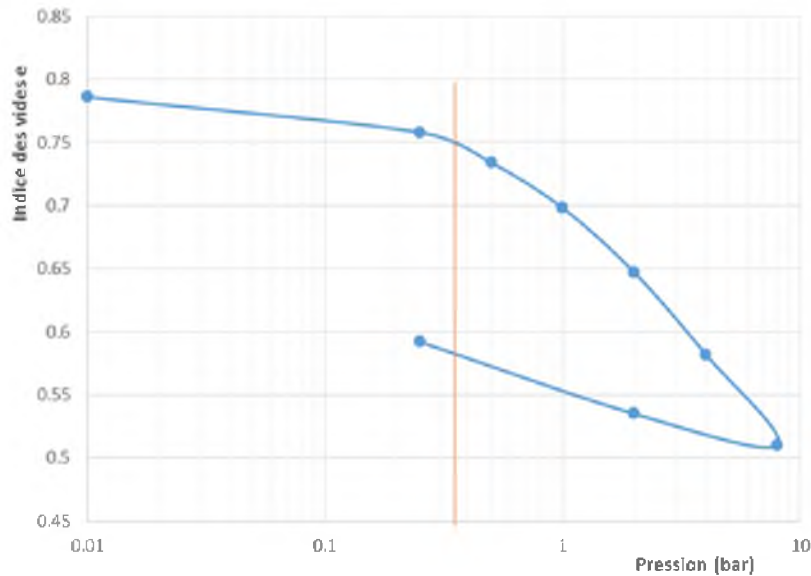
Coefficient de compression :  $C_c = 0.214$

Coefficient de gonflement :  $C_g = 0.092$

**Sondage 02 profondeur 7.00/7.50m**

**Tableau 4.6** Calcul de l'indice des vides avec le tassement.

Pression (bar)	$\Delta h$ (mm)	Hl- $\Delta h$ (mm)	Indice des vides $e$
0.01	0	18.5	0.786
0.25	0.291	18.209	0.758
0.5	0.531	17.969	0.734
1	0.905	17.595	0.698
2	1.436	17.064	0.647
4	2.113	16.387	0.582
8	2.856	15.644	0.510
2	2.597	15.903	0.535



**Figure 4.8** Courbe Oedométrique.

$$P_c = 0.335$$

$$C_c = 0.208$$

$$C_g = 0.057$$

#### 4.3.2 Boite de cisaillement

On a réalisé cet essai avec une boite de cisaillement de type WYKEHAM FARRANCE, sa boite est circulaire de 60mm de diamètre et de 2 cm d'épaisseur. La boite à une charge maximale de 275kg, et le coefficient dynamique est 0.12. Cette machine est reliée directement à un ordinateur avec un logiciel spécial qui lance et arrête l'essai et réglée la vitesse et marqué automatiquement les charge qui applique par l'anneau à chaque 0.25 mm de déplacement.

3 essais seront effectués comme suite :

##### Sondage N°1 :

- Profondeur : 0.40-0.70m  
1.70-1.90m

##### Sondage N°2 :

- Profondeur : 1.60-3.0m

##### Sondage 01 profondeur 0.40-0.70m

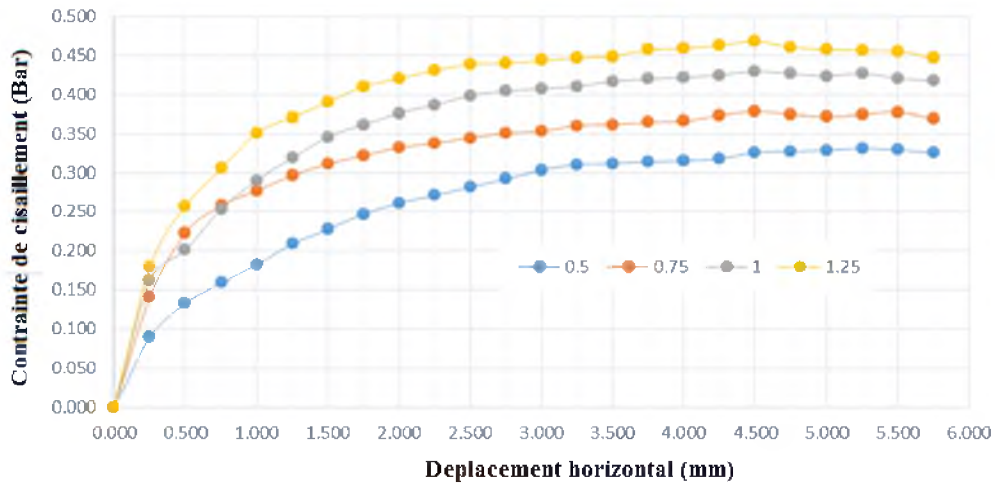
**Tableau 4.7** Caractéristique de l'échantillon S01, 0.40-0.70m.

Echantillon	Caractéristiques initiales			
	I	I	I	I
Contrainte verticale (kg/cm <sup>2</sup> )	0.5	0.75	1.00	1.25
Poids net (g)	112.6	113.2	113.8	114.1
Volume (cm <sup>3</sup> )	56.52	56.52	56.52	56.52
Teneur en eau W %	24.6	24.6	24.6	24.6
Densité humide $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.99	2.00	2.01	2.02
Densité sèche $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.60	1.60	1.61	1.62

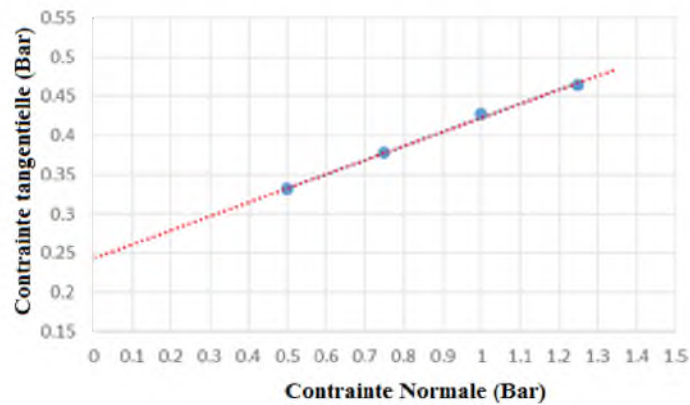
**Tableau 4.8** Résultats de l'essai (Sondage 01 profondeur 0.40-0.70 m)

Déplacement (mm)	$\sigma_n = 0.5$ bar	$\sigma_n = 0.75$ bar	$\sigma_n = 1.00$ bar	$\sigma_n = 1.25$ bar
0.25	0.090	0.141	0.162	0.179
0.5	0.133	0.223	0.201	0.257
0.75	0.159	0.258	0.254	0.305
1	0.182	0.277	0.290	0.351
1.25	0.209	0.297	0.319	0.371
1.5	0.228	0.311	0.346	0.390
1.75	0.247	0.322	0.362	0.410
2	0.261	0.332	0.376	0.421
2.25	0.271	0.338	0.387	0.431
2.5	0.282	0.345	0.399	0.439
2.75	0.292	0.351	0.404	0.440
3	0.303	0.353	0.408	0.444
3.25	0.310	0.360	0.411	0.447
3.5	0.311	0.362	0.417	0.449
3.75	0.314	0.365	0.420	0.457
4	0.315	0.366	0.422	0.459
4.25	0.318	0.374	0.425	0.462
4.5	0.326	0.378	0.430	0.468
4.75	0.327	0.375	0.427	0.460
5	0.329	0.371	0.424	0.457
5.25	0.331	0.374	0.427	0.456
5.5	0.329	0.377	0.421	0.455
5.75	0.326	0.369	0.418	0.447





**Figure 4.9** Correlation entre contrainte de cisaillement et déplacement horizontal  
Pour S01-p ; 0.40 m - 0.70 m



**Figure 4.10** Courbe enveloppe de l'essai de cisaillement pour S01-p ; 0.40 m - 0.70 m.

**Tableau 4.9** Corrélation entre La contrainte normale et la contrainte tangentielle S01-p ; 0.40 m - 0.70 m

$\sigma(\text{Bar})$	$\tau(\text{Bar})$
0.5	0.331
0.75	0.378
1.00	0.427
1.25	0.464

- Angle de frottement :  $\phi = 10^\circ$
- Cohésion :  $C = 0.243 \text{ bar}$

**Sondage 01 profondeur 1.70-1.90m**

**Tableau 4.10** Caractéristique de l'échantillon S01-1.7-1.9 m.

Echantillon	Caractéristiques initiales			
	I	I	I	I
Contrainte verticale	0.5	0.75	1.00	1.25
Poids net (g)	115.5	116.3	117.8	118.4
Volume (cm <sup>3</sup> )	56.52	56.52	56.52	56.52

Teneur en eau W %	20.1	20.1	20.1	20.1
Densité humide $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.04	2.06	2.08	2.09
Densité sèche $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.70	1.71	1.73	1.74

Tableau 4.11 Résultats de l'essai S01-1.7-1.9 m

Déplacement (mm)	$\sigma_n = 0.5$ bar	$\sigma_n = 0.75$ bar	$\sigma_n = 1.00$ bar	$\sigma_n = 1.50$ bar
0.25	0.098	0.141	0.208	0.269
0.5	0.133	0.210	0.311	0.403
0.75	0.172	0.275	0.387	0.503
1	0.199	0.321	0.441	0.572
1.25	0.223	0.358	0.501	0.646
1.5	0.250	0.390	0.555	0.692
1.75	0.282	0.415	0.602	0.737
2	0.306	0.447	0.648	0.788
2.25	0.324	0.476	0.689	0.818
2.5	0.358	0.497	0.732	0.855
2.75	0.369	0.512	0.769	0.899
3	0.380	0.525	0.795	0.933
3.25	0.388	0.534	0.816	0.958
3.5	0.394	0.536	0.829	0.976
3.75	0.397	0.545	0.840	0.988
4	0.398	0.547	0.848	0.996
4.25	0.406	0.551	0.855	1.004
4.5	0.411	0.557	0.855	1.006
4.75	0.413	0.560	0.843	1.001
5	0.414	0.557	0.831	0.990
5.25	0.408	0.552	0.832	0.984
5.5	0.411	0.547	0.839	0.973
5.75	0.403	0.530	0.821	0.957

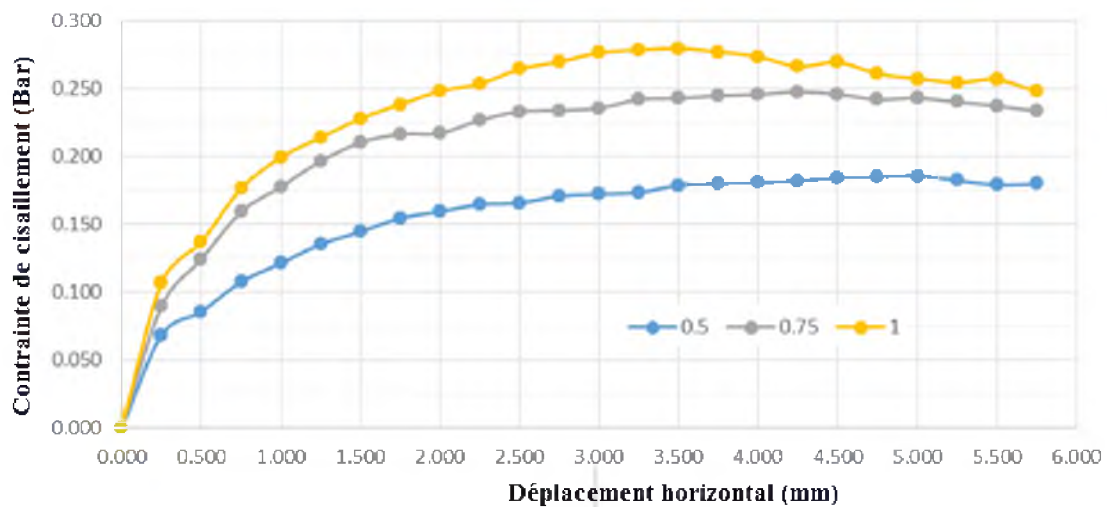


Figure 4.11 Corrélation entre contrainte de cisaillement et déplacement horizontal  
 Pour S01-p ; 1.70 m - 1.90 m

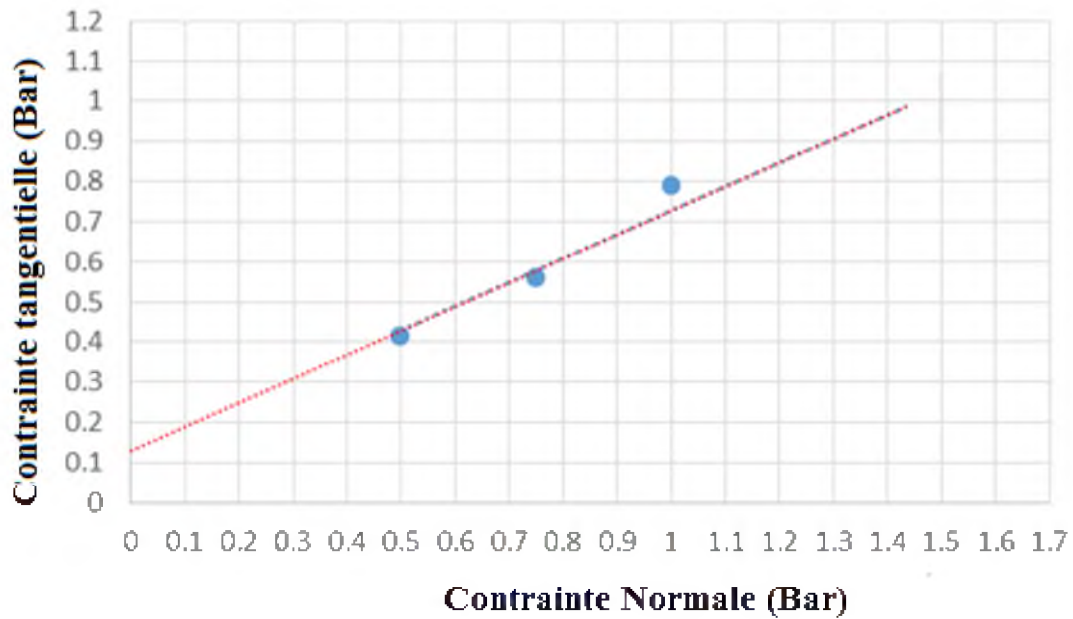


Figure 4.12 Courbe enveloppe de l'essai de cisaillement pour S01-p ; 1.70 m - 1.90 m

Tableau 4.12 Corrélation entre La contrainte normale et la contrainte tangentielle S01-1.7-1.9 m

$\sigma(\text{Bar})$	$\tau(\text{Bar})$
0.5	0.415
0.75	0.557
1.00	0.788
1.50	1.003

- Angle de frottement :  $\phi = 6^\circ$
- Cohésion :  $C = 0.118 \text{ bar}$

### Sondage 02 profondeur 1.60-3.00m

Tableau 4.13 Caractéristique de l'échantillon S02, 1.60-3.00m.

Echantillon	Caractéristiques initiales		
	I	I	I
Contrainte verticale (Bar)	0.5	0.75	1.00
Poids net (g)	104.2	104.8	105.0
Volume (cm <sup>3</sup> )	56.52	56.52	56.52
Teneur en eau W %	42.1	42.1	42.1
Densité humide $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.84	1.85	1.86
Densité sèche $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.30	1.30	1.31
Degré de saturation $S_r$ %			

Tableau 4.14 Résultats de l'essai S02, 1.60-3.00m.

Déplacement (mm)	$\sigma_n = 0.5 \text{ bar}$	$\sigma_n = 0.75 \text{ bar}$	$\sigma_n = 1.00 \text{ bar}$
0.25	0.068	0.090	0.107
0.5	0.086	0.124	0.137
0.75	0.108	0.159	0.176
1	0.121	0.178	0.199
1.25	0.135	0.196	0.214
1.5	0.145	0.210	0.228
1.75	0.154	0.216	0.238
2	0.159	0.217	0.248
2.25	0.164	0.227	0.253
2.5	0.166	0.233	0.264
2.75	0.171	0.234	0.270
3	0.172	0.235	0.276
3.25	0.173	0.242	0.278
3.5	0.179	0.243	0.279
3.75	0.180	0.245	0.277
4	0.181	0.246	0.273
4.25	0.182	0.247	0.266
4.5	0.184	0.246	0.269
4.75	0.185	0.242	0.261
5	0.186	0.243	0.257
5.25	0.182	0.240	0.254
5.5	0.179	0.237	0.256
5.75	0.180	0.233	0.248

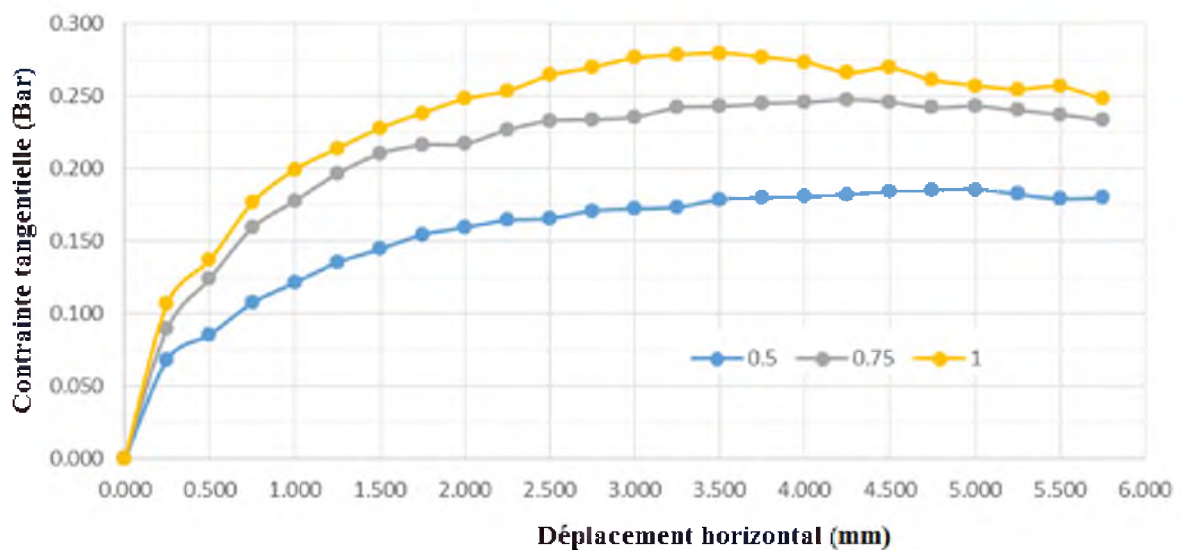
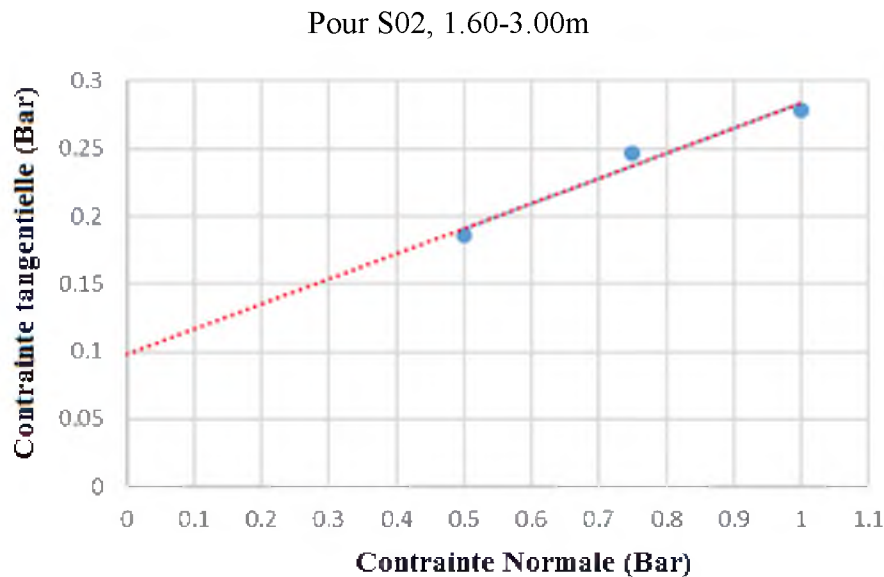


Figure 4.13 Corrélation entre contrainte de cisaillement et déplacement horizontal



**Figure 4.14** Courbe enveloppe de l'essai de cisaillement Pour S02, 1.60-3.00m.

**Tableau 4.15** Corrélation entre La contrainte normale et la contrainte tangentielle Pour S02, 1.60-3.00m

$\sigma(\text{Bar})$	$\tau(\text{Bar})$
0.5	0.186
0.75	0.247
1.00	0.28

- Angle de frottement :  $\phi = 7^\circ$

- Cohésion :  $C = 0.100$  bar

## 4.4 Essais in-situ

### 4.4.1 Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique (mis au point par Louis Ménard en 1955) consiste à descendre une sonde cylindrique gonflante à une profondeur H dans un forage réalisé au préalable, La sonde pressiométrique comporte trois cellules : la cellule centrale, remplie d'eau, sert à la mesure. Les deux cellules de garde ont pour but de créer un champ de contraintes bidimensionnel sur la hauteur de la cellule de mesure.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumétrique 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.

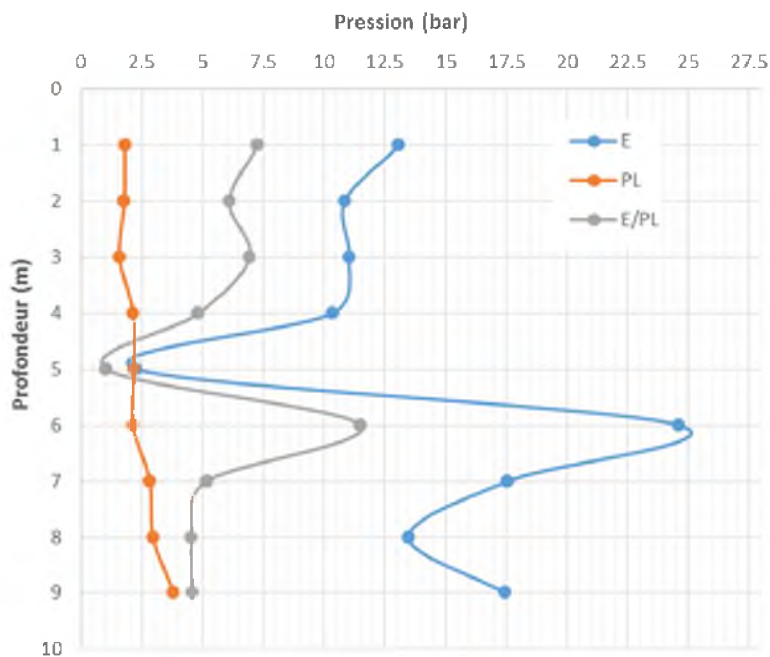
Il est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort-déformation les caractéristiques mécaniques du sol systématiquement tous les mètres (évaluation de la pression limite de rupture  $P_l$  en bar et du module de déformation  $E$  en bar).

Les caractéristiques pressiométrique mesurées dans les forages pressiométriques.

**Sondage 01 :**

**Tableau 4.16** Caractéristiques mécaniques de l'essai pressiométrique pour sondage 01

Prof. M	Caractéristique mécanique		
	E (bar)	PL (bar)	E/PL
1.00	13.1	1.8	7.28
2.00	10.85	1.78	6.1
3.00	11.03	1.59	6.94
4.00	10.34	2.14	4.83
5.00	2.29	2.18	1.05
6.00	24.61	2.14	11.5
7.00	17.57	2.82	5.17
8.00	13.5	2.96	4.56
9.00	17.45	3.81	4.58



**Figure 4.15** Courbes pressiométriques pour sondage 01

Sondage 02 :

Tableau 4.17 Caractéristiques mécaniques de l'essai pressiométrique pour sondage 02

Prof. M	Caractéristique mécanique		
	E (MPa)	PL (MPa)	E/PL
1.00	8.4	1.75	4.8
2.00	10.26	1.62	6.33
3.00	10.69	1.68	6.36
4.00	9.93	1.84	5.4
5.00	24.54	1.92	12.78
6.00	30.13	2.83	10.65
7.00	26.79	2.88	9.3
8.00	19.4	2.85	6.81
9.00	11.77	3.38	3.48

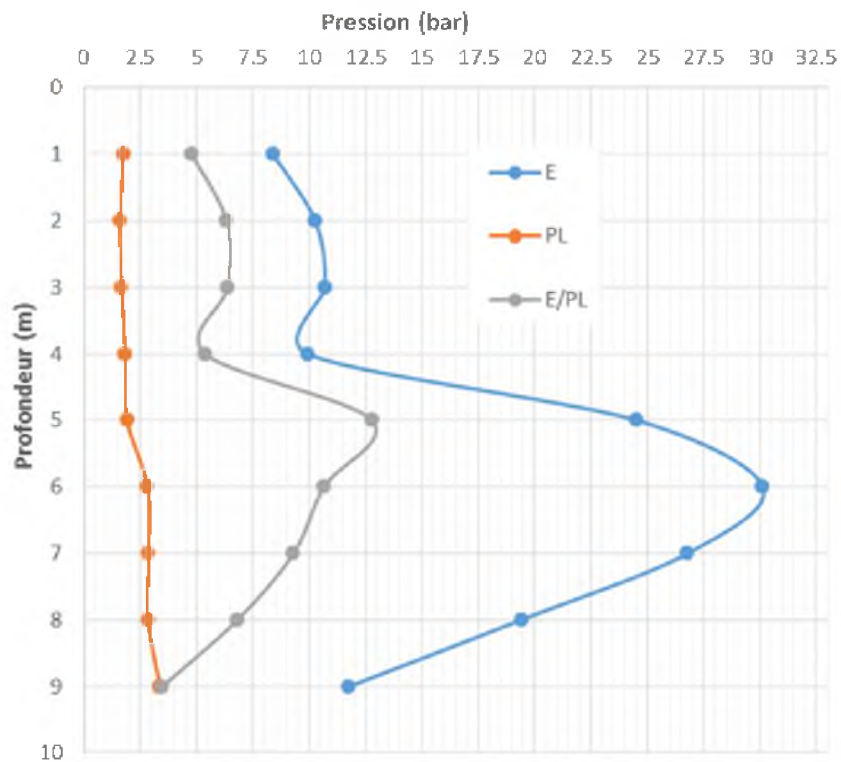


Figure 4.16 Courbes pressiométriques pour sondage 02

#### 4.4.2 Essai pénétrométrique

L'essai consiste à battre dans le sol un pieu miniature avec un équipement Pénétrömètre Léger où les caractéristiques techniques sont :

- Poids du mouton : 63.5 kg,
- Hauteur de chute : 50 cm,
- Section de la pointe : 15.9 cm<sup>2</sup>.

La chute libre d'un mouton provoque l'enfoncement d'un train de tige, on mesure ainsi la résistance de pointe  $R_{pr}$  des terrains traversés. Il permet d'avoir une reconnaissance générale et préliminaire sur le terrain et aussi. L'évaluation approximative de la portance du sol.

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des résultats des essais pénétrométriques à savoir la  $R_{pr}$  la plus élevés et le refus :

**Tableau 4.18** Résultats  $R_{pr}$  de l'essai pénétrométrique

Prof (m)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	$R_{pr}$ moy (bars)
0.20	52	34,4	129	155	86	52	163	77	163	101,26
0.40	43	34,4	34	95	95	60	120	86	77	71,6
0.60	43	34,4	26	60	52	34	60	77	52	48,71
0.80	26	43	34	52	52	26	26	17	34	34,44
<b>1.00</b>	<b>24</b>	<b>31,6</b>	<b>32</b>	<b>55</b>	<b>16</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>16</b>	<b>24</b>	<b>27,4</b>
1.20	32	47,4	24	32	16	32	16	16	24	26,6
1.40	24	31,6	47	32	24	24	16	24	24	27,4
1.60	32	39,5	32	24	24	55	24	24	32	31,83
1.80	32	15,8	40	24	32	47	32	32	32	31,86
<b>2</b>	<b>30</b>	<b>14,8</b>	<b>30</b>	<b>30</b>	<b>30</b>	<b>52</b>	<b>37</b>	<b>30</b>	<b>37</b>	<b>32,31</b>
2.20	22	14,8	37	30	30	59	22	30	30	30,53
2.40	22	22,2	44	37	37	37	22	22	30	30,35
2.60	30	22,2	44	30	30	30	30	44	30	32,24
2.80	37	29,6	30	30	30	30	22	44	30	31,4
<b>3.00</b>	<b>28</b>	<b>27,6</b>	<b>21</b>	<b>35</b>	<b>21</b>	<b>21</b>	<b>28</b>	<b>35</b>	<b>35</b>	<b>27,95</b>
3.20	21	20,7	28	35	21	21	28	48	21	27,07
3.40	21	20,7	28	35	21	28	28	48	21	27,85
3.60	28	27,6	21	41	28	35	28	48	28	31,62



3.80	28	20,7	21	41	28	21	35	48	41	31,52
<b>4.00</b>	<b>26</b>	<b>19,2</b>	<b>26</b>	<b>38</b>	<b>26</b>	<b>19</b>	<b>32</b>	<b>38</b>	<b>38</b>	<b>29,13</b>
4.20	32	25,6	26	45	26	26	32	45	19	30,73
4.40	26	32	32	38	26	26	32	45	26	31,44
4.60	32	32	26	26	26	38	38	38	32	32
4.80	26	25,6	32	32	26	45	26	38	32	31,4
<b>5.00</b>	<b>24</b>	<b>30,5</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>31</b>	<b>25,5</b>
5.20	24	24,4	18	18	18	24	18	24	18	20,71
5.40	18	30,5	24	24	18	18	18	37	31	24,27
5.60	18	30,5	24	24	24	18	24	37	24	24,83
5.80	31	30,5	18	18	31	24	24	43	37	28,5
<b>6.00</b>	<b>34</b>	<b>34,2</b>	<b>17</b>	<b>23</b>	<b>29</b>	<b>29</b>	<b>29</b>	<b>29</b>	<b>34</b>	<b>28,68</b>
6.20	29	28,5	23	29	29	23	23	29	29	26,94
6.40	23	28,5	34	29	34	40	23	29	29	29,94
6.60	23	34,2	34	29	29	34	34	23	40	31,13
6.80	23	39,9	34	34	34	34	34	29	40	33,54
<b>7.00</b>	<b>32</b>	<b>32,4</b>	<b>27</b>	<b>32</b>	<b>32</b>	<b>27</b>	<b>38</b>	<b>32</b>	<b>32</b>	<b>31,6</b>
7.20	27	32,4	27	43	65	32	32	27	27	34,71
7.40	32	37,8	27	38	59	38	38	43	38	38,97
7.60	49	37,8	32	49	49	49	49	43	38	43,97
7.80	49	48,6	54	59	49	43	49	49	43	49,28
<b>8</b>	<b>42</b>	<b>46,8</b>	<b>52</b>	<b>52</b>	<b>47</b>	<b>26</b>	<b>42</b>	<b>42</b>	<b>36</b>	<b>42,86</b>
8.20	52	46,8	57	57	57	47	47	47	47	50,86
8.40	47	52	73	62	52	47	57	47	47	53,77
8.60	57	46,8	78	62	62	47	62	52	52	57,64
8.80	52	57,2	88	62	57	52	62	52	57	59,91
<b>9.00</b>	<b>44</b>	<b>44,1</b>	<b>69</b>	<b>54</b>	<b>54</b>	<b>54</b>	<b>54</b>	<b>54</b>	<b>44</b>	<b>52,34</b>
9.20	59	49	652	59	59	54	69	44	59	122,66
9.40	64	58,8	59	54	69	59	64	54	54	59,53
9.60	64	58,8	59	49	74	78	69	54	44	61,08
9.80	78	53,9	88	64	78	78	83	49	44	68,43

<b>10.00</b>	<b>89</b>	<b>56,4</b>	<b>94</b>	<b>56</b>	<b>85</b>	<b>103</b>	<b>89</b>	<b>56</b>	<b>56</b>	<b>76,04</b>
10.20	103	61	127	89	75	122	103	66	61	89,66
10.40	103	66	127	89	89	94	94	61	56	86,55
10.60	113	71	141	103	103	103	94	71	66	96,11
10.80	122	71	141	127	141	99	99	89	75	107,11
<b>11</b>	<b>122</b>	<b>77</b>	<b>135</b>	<b>122</b>	<b>131</b>	<b>122</b>	<b>140</b>	<b>99</b>	<b>77</b>	<b>113,88</b>
11.20	122	86	131	140	131	99	86	122	86	111,44
11.40	131	99	122	140	122	131	86	122	77	114,44
11.60	135	113	122	135	117	135	81	50	90	108,67
11.80	131	113	135	135	122	140	63	122	104	118,33
<b>12.00</b>	<b>138</b>	<b>116</b>	<b>133</b>	<b>125</b>	<b>129</b>	<b>133</b>	<b>56</b>	<b>73</b>	<b>99</b>	<b>111,33</b>
12.20	129	116	133	116	120	138	60	77	82	107,89
12.40	129	129	138	129	120	142	82	77	73	113,22
12.60	133	133	142	129	133	116	82	82	95	116,11
12.80	133	133	151	133	129	116	129	116	86	125,11
<b>13</b>	<b>131</b>	<b>119</b>	<b>152</b>	<b>135</b>	<b>123</b>	<b>123</b>	<b>119</b>	<b>111</b>	<b>78</b>	<b>121,22</b>
13.20	135	111	160	123	135	119	119	111	78	121,22
13.40	119	123	160	139	152	119	127	127	86	128
13.60	119	131	160	135	152	119	123	111	94	127,11
13.80	127	123	144	123	111	111	123	119	107	120,89
<b>14</b>	<b>129</b>	<b>125</b>	<b>144</b>	<b>121</b>	<b>144</b>	<b>140</b>	<b>113</b>	<b>113</b>	<b>105</b>	<b>126</b>
14.20	113	125	152	129	105	144	105	125	117	123,89
14.40	121	117	137	117	117	152	105	129	109	122,67
14.60	129	125	144	121	144	105	129	129	113	126,56
14.80	144	129	148	144	144	105	129	129	117	132,11
<b>15.00</b>	<b>137</b>	<b>122</b>	<b>133</b>	<b>144</b>		<b>126</b>	<b>137</b>		<b>118</b>	<b>131</b>

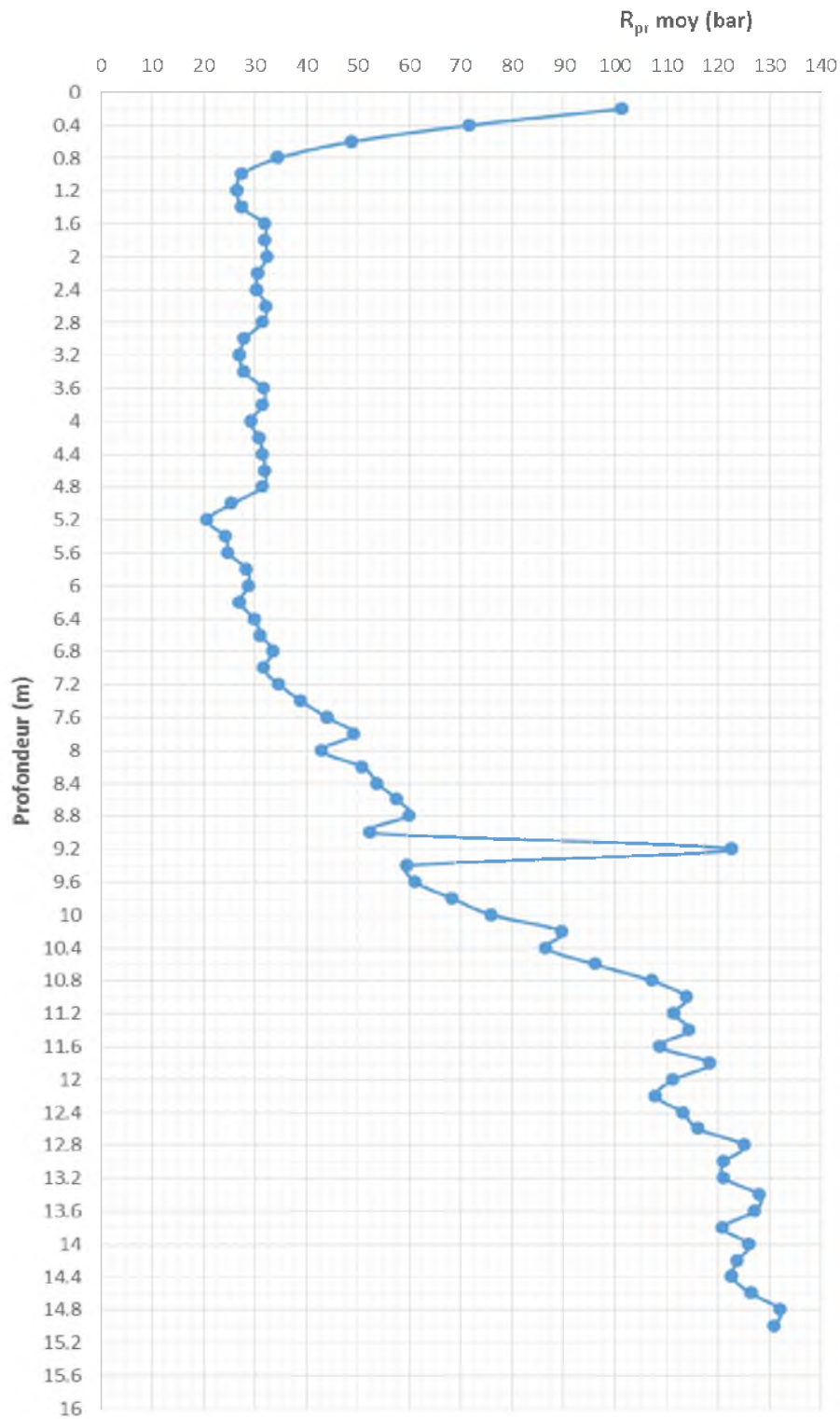


Figure 4.17 Courbes pénétrométriques de l'essai réalisé.

## 4.5 Calcul de la capacité portante

Pour ce type de projet et la nature du terrain, nous opterons pour un système de fondation superficielle (semelle filante de largeur  $B = 1,5$  mètre)

### 4.5.1 A partir de l'essai de cisaillement

La formule générale donnant :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi') + \gamma' \cdot D \cdot N_q(\varphi') + C' \cdot N_c(\varphi')$$

**Au niveau de la profondeur 0.40-0.70m**

$\gamma$  : La masse volumique du sol ( $\gamma = 1,61$  bar)

$D$  : Profondeur d'ancrage ( $D = 1.00$  mètres)

$B$  : Largeur de la fondation ( $B = 1,50$  mètre)

$C = 0.243$  bar ;  $\varphi = 10^\circ$  D'après le tableau 2-1 :  $\varphi = 10^\circ$   $\begin{cases} N_\gamma = 1 \\ N_q = 1.56 \\ N_c = 8.45 \end{cases}$

$$\Rightarrow q_l = \frac{1}{2} \cdot 1,61 \cdot 1 \cdot 1 + 1,61 \cdot 1 \cdot 1.56 + 0,243 \cdot 8,45$$

$$q_l = 5.77 \text{ bar}$$

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \left[ \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c \right) / F_s \right] \Rightarrow \text{Selon le DTU13.12}$$

Avec :

$F_s$  : facteur de sécurité (selon le DTU13.12 est 3)

$$\Rightarrow q_{adm} = 1,61 \cdot 1 + [(0.5 \cdot 1,61 \cdot 1 + 1,61 \cdot 1 (1,56-1) + 0,243 \cdot 8,45) / 3]$$

$$q_{adm} = 3.01 \text{ bar}$$

**Tableau 4.19** Les valeurs des contraintes admissibles déterminées par les paramètres de cisaillement.

Profondeur de la couche (m)	Caractéristiques du couche de sol	Paramètres mécaniques	Termes de portance	La charge ultime $q_l$	La contrainte admissible $q_{adm}$
0.40/0.70m	$\gamma_{sol} = 1,61$ bar	C = 0,243 bar	$N_\gamma = 1$	5,77 bar	3 bar
	Encrage de fondation : D = 1.00 mètres		$N_q = 1.56$		
	Largeur de fondation : B = 1,50 mètre		$\varphi = 10^\circ$ $N_c = 8.45$		
1.70/1.90m	$\gamma_{sol} = 1,72$ bar	C = 0,118 bar	$N_\gamma = 0,57$	7,454 bar	4,015 bar
	Encrage de fondation : D = 2.00 mètres		$N_q = 1,72$		
	Largeur de fondation : B = 1,50 mètre		$\varphi = 6^\circ$ $N_c = 6,81$		
1.60/3.00m	$\gamma_{sol} = 1.3$ bar	C = 0.1 bar	$N_\gamma = 0.1$	7,39 bar	5,06 bar
	Encrage de fondation : D = 3,00 mètres		$N_q = 1.85$		
	Largeur de fondation : B = 1,50 mètre		$\varphi = 7^\circ$ $N_c = 0.84$		

#### 4.5.2 A partir de l'essai Pressiométrique

La formule générale donnant :

$$q_l = q_0 + k_p (P_l - P_0)$$

Avec :

$q_l$  : contrainte de rupture.

$q_0$  : contrainte totale verticale des terres au niveau de la base de la fondation.

$P_0$  : pression horizontale totale des terres au moment de l'essai.

$P_l$  : pression limite pressiométrique.

$k_p$  : facteur de portance pressiométrique.

D'Où :

- $q_0 = \gamma \cdot D$
- $P_0 = \sigma'_{v0} \cdot k_0 + u$

Avec :  $\sigma'_{v0} = q_0$  : contrainte totale verticale des terres au niveau de la base de la fondation.

$k_0$  : coefficient des pressions des terres au repos (en générale = 0.5)

$u$  : pression interstitielle au niveau considéré

Le facteur  $k_p$  se détermine d'après les courbes au figure 2-14 / 2-13

D'où :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(Z) \cdot dZ$$

Avec :  $D_e$  : la hauteur d'encastrement équivalente

$P_{le}^*$  : la pression limite nette équivalente. Se détermine d'après la figure 2-10

$P_l^*$  : la pression limite équivalente

- $P_l^* = P_l - P_0$

Au niveau de profondeur 0.40/0.70m :

$$P_l = 18 \text{ bar}$$

$$q_0 = 1,61 \cdot 1$$

$$= 1,16 \text{ bar}$$

$$P_0 = 1,61 \cdot 0,5$$

$$= 0,805 \text{ bar}$$

$$P_l^* = 18 - 0.805$$

$$= 17,19 \text{ bar}$$

$$D_e = \frac{1}{17.8} \int_0^1 17,19$$

$$= 0,875 \text{ bar}$$

D'après la courbe de figure 2-14  $K_p = 0.9$

$$\Rightarrow q_l = 1,16 + 0.9 (18 - 0.805)$$

$$= 17,08 \text{ bar}$$

$$q_{adm} = q_0 + \frac{K_p}{3} (P_l - P_0)$$

$$\Rightarrow q_{adm} = 1,16 + \frac{0,9}{3} (18 - 0.805)$$

$$q_{adm} = 6,76 \text{ bar}$$

**Tableau 4.20** Les valeurs des contraintes admissibles déterminées par essai pressiométriques.

Profondeur	Caractéristiques	Les pressions	Les facteurs	Ql	Qadm
0.40/0.7m	$\gamma_{sol} = 1,61 \text{ bar}$	$\sigma_v = 1,61 \text{ bar}$	$K_0 = 0,5$	17,08 bar	6,76 bar
	Encrage de fondation : D = 1,00 mètres	P0 = 0,805 bar	De=0,95m		
	Largeur de fondation : B= 1,50 mètre	Pl* = 17,19 bar Ple* = 18 bar	Kp=0,9		
1.70/1.90m	$\gamma_{sol} = 1,72 \text{ bar}$	$\sigma_v = 3,44 \text{ bar}$	$K_0 = 0,5$	18.325 bar	9,14 bar
	Encrage de fondation : D = 2,00 mètres	P0 = 2,52 bar	De=1,71 m		
	Largeur de fondation : B= 1,50 mètre	Pl*=15,28 bar Ple* = 17,8	Kp = 1		
1.60/3.00m	$\gamma_{sol} = 1,3 \text{ bar}$	$\sigma_v = 8,95 \text{ bar}$	$K_0 = 0,5$	19,63 bar	11,39 bar
	Encrage de fondation : D = 3,00 mètres	P0 = 4,475 bar	De=0.65		
	Largeur de fondation : B= 1,50 mètre	Pl* = 12,325 bar Ple* = 16,2 bar	Kp=0.88		

#### 4.5.3 A partir de l'essai pénétrométrique

On a la formule générale :

$$q_l = K_c \cdot q_{ce} + q_0$$

Avec :

$K_c$  : facteur de portance fonction des dimensions de la fondation et de la nature des sols (voir abaque) figure 2-19

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente

$q_0'$  : contrainte verticale effective du sol au niveau de la base de la fondation

D'où :

La résistance de pointe équivalente  $q_{ce}$  peut être définie à partir d'une courbe lissée ou écrêtée à « 1, 3.  $q_{cm}$  » ou avec la formule :

$$\bullet \quad q_{ce} = \frac{1}{3 \cdot a + b} \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} q_c(Z) \cdot Dz$$

Avec :

$q_c$  : la résistance de pointe tableau 4-18

$$a = B/2 \quad \text{si} \quad B > 1\text{m}$$

$$a = 0,5 \text{ m} \quad \text{si} \quad B < 1\text{m}$$

$b = \min(a, h)$  où  $h$  : est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

**Au niveau de profondeur 0.40/0.70m :**

$$D = 1 \text{ m}$$

$$a = \frac{1,5}{2} = 0,75 \quad ; \quad b = 0,75$$

$$q_c = 27,4$$

$$q_0 = 1,61 \cdot 1$$

$$= 1,61 \text{ bar}$$

$$q_{ce} = \frac{1}{3 \cdot 0,75 + 0,75} \int_{1-0,75}^{1+3 \cdot 0,75} 27,4$$

$$= 27,11 \text{ bar}$$

$K_c = 0,25$  d'après les abaques figure 2.19

$$\Rightarrow q_t = 27,11 \cdot 0,25 + 1,61$$

$$= \mathbf{8,38 \text{ bar}}$$

$$q_{adm} = \frac{K_c}{3} \cdot q_{ce} + q_0'$$

$$\Rightarrow q_{adm} = \frac{0,25}{3} \cdot 27,11 + 1,61$$

$$= \mathbf{3,86 \text{ bar}}$$

**Tableau 4.21** Les valeurs des contraintes admissibles déterminées par essais pénétrométriques.

Profondeur	Caractéristiques	Pressions	Les facteurs	$q_l$	$q_{adm}$
0.40/0.7m	$\gamma_{sol} = 1,61$ bar			8,38 bar	3,86 bar
	Encrage de fondation : D = 1,00 mètres	$q_0 = 1,61$ bar	$K_c = 0,28$		
	Largeur de fondation : B = 1,50 mètre	$q_{ce} = 27,11$ bar	$a = 0.75$ $b = 0.75$		
1.70/1.90m	$\gamma_{sol} = 1,72$ bar			15,28 bar	8,46 bar
	Encrage de fondation : D = 2,00 mètres	$q_0 = 5,05$ bar	$K_c = 0,32$		
	Largeur de fondation : B = 1,50 mètre	$q_{ce} = 31,98$ bar	$a = 0.75$ $b = 0.75$		
1.60/3.00m	$\gamma_{sol} = 1,3$ bar			18,36 bar	10,17 bar
	Encrage de fondation : D = 3,00 mètres	$q_0 = 8,95$ bar	$K_c = 0,35$		
	Largeur de fondation : B = 1,50 mètre	$q_{ce} = 27,68$ bar	$a = 0.75$ $b = 0.75$		

**Tableau 4.22** Comparaison entre l'essai au laboratoire et les essais in-situ.

Profondeur	Essai cisaillement		Essai pressiométrique		Essai pénétrométrique	
	$q_l$	$q_{adm}$	$q_l$	$q_{adm}$	$q_l$	$q_{adm}$
0.40/0.7m	5,77 bar	3 bar	17,08 bar	6,76 bar	8,38 bar	3,86 bar
1.70/1.90m	7,454 bar	4,015 bar	20.325 bar	10,14 bar	15,28 bar	8,46 bar
1.60/3.00m	7,39 bar	5,06 bar	22,26 bar	13,39 bar	18,36 bar	12,17 bar

## 4.6 Calcul des tassements

### 4.6.1 A partir d'essai au laboratoire « essai œdométrique »

La formule générale :

$$S = -h_0 \frac{Cc}{1+e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right)$$

Avec :

$h_0$  : l'hauteur initial de l'échantillon

$Cc$  : coefficient de compression



$\sigma'_{v0}$  : contrainte de consolidation

$\sigma_v$  : contrainte de compression

D'où :

$$\bullet Cc = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}$$

**Au niveau de profondeur 1,60-3,00m**

$$h_0 = 18,5 \text{ mm}$$

$$Cc = \frac{0,905 - 0,696}{\log 8 - \log 1}$$

$$= 0,231$$

$$e_0 = 1,05$$

$$\sigma'_{v0} = 0,385 \text{ bar}$$

$$\Delta \sigma_v = 0,905 - 0,696$$

$$= 0,209$$

$$\Rightarrow S = - 18,5 \frac{0,231}{1+1,05} \log \left( \frac{0,385+0,209}{0,385} \right)$$

$$= 18,52 \text{ mm}$$

**Au niveau de profondeur 7,00-7,50m**

$$h_0 = 18,5 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,208$$

$$e_0 = 0,786$$

$$\sigma'_{v0} = 0,400 \text{ bar}$$

$$\Delta \sigma_v = 0,188$$

$$\Rightarrow S = 18,51 \text{ mm}$$

#### 4.6.2 A partir d'essai in-situ (essai pressiométrique)

On a la formule générale :

$$S = S_c + S_d$$

Avec :

$S_c$  : tassement sphérique

$S_d$  : tassement déviatorique

$$\bullet \quad S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \qquad S_d = \frac{2}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$E_m$  : module pressiométrique.

$q$  : contrainte verticale appliquée au sol par la fondation .

$\sigma'_{v0}$  : contrainte verticale totale avant travaux ; au niveau de la base de fondation.

$B$  : largeur de la fondation.

$B_0$  : largeur de la référence. (0.60m)

$\alpha$  : coefficient rhéologique (nature du sol).

$\lambda$  ; coefficient de forme, fondation L/B

**Au niveau de profondeur 0,40-0,70m**

$\alpha = 1/2$  d'après le tableau 2.15

$L/B = 3/1,5 = 2$

$$\lambda_c = 1,20$$

$q = 4,2$  bar

$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot 1/2 \cdot D = 1,61 \cdot 0,5 \cdot 1$$

$$= 0,805 \text{ bar}$$

$$S_c = \frac{0,5}{9 \cdot 13,1} (4,2 - 0,805) \cdot 1,20 \cdot 1,5$$

$$= 0,025 \text{ m}$$

Pour  $S_d$

$$\lambda_d = 1,53$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot 13,1} (4,2 - 0,805) \cdot 0,60 \left( 1,53 \cdot \frac{1,5}{0,60} \right)^{0,5}$$

$$= 0,016 \text{ m}$$

$$S = 0,025 + 0,016$$

$$= \mathbf{41 \text{ mm}}$$

**Tableau 4.23** Calcul du tassement par l'essai pressiométrique

Profondeur		Coefficients	Sc	Sd	S
0,40/0,70 m	B = 1,5 m ; L = 3m ; D = 1m ; $\gamma = 1,61$ bar	$\lambda_c = 1,20$	0,025 m 25 mm	0,016 m 16 mm	0,041 m 41 mm
	q = 4,2 bar	$\lambda_d = 1,53$			
	$\sigma'_{v0} = 1,61 \cdot 0,5 =$ 0,805 bar	$\alpha = 1/2$			
1,70/1,90m	B = 1,5 m ; L = 3m ; D = 2m ; $\gamma = 1,72$ bar	$\lambda_c = 1,20$	0,029 m 29 mm	0,081m 81 mm	0,110 m 110 mm
	q = 4,2 bar	$\lambda_d = 1,53$			
	$\sigma'_{v0} = 1,72 \cdot 0,5 = 0,86$ bar	$\alpha = 1/2$			
1,60/3,00m	B = 1,5 m ; L = 3m ; D = 2m ; $\gamma = 1,3$ bar	$\lambda_c = 1,20$	0,030 m 30 mm	0,080 m 80 mm	0,11 m 110 mm
	q = 4,2 bar	$\lambda_d = 1,53$			
	$\sigma'_{v0} = 1,3 \cdot 0,70 = 0,91$ bar	$\alpha = 1/2$			

#### 4.7 Essai de la plaque on calabar sued de Nigeria [16]

##### 4.7.1 Contexte et description de site

Les points de test sont situés à Calabar à proximité de NTA Calabar et Tinapa avec les cotes 050 02 '36 .2 "N et 08018' 53.3" E. Géologiquement. Oligocène au Pléistocène (Short et Stauble, 1967) et est localement appelé *Sable Côtier*. La section type de Coastal Plain Sands selon Allen (1967), est composée de sables à grain fin, de galets modérément triés avec des lentilles locales de sables mal cimentés à grains fins et de graviers avec intercalations d'argile et de schiste. Les sables sont sub-angulaires à bien arrondis

La lithologie de la section supérieure du site (1m-3m) du loch Bore-Hole est principalement de l'argile sableuse, avec un niveau d'eau de 26 m sous le niveau du sol. La distribution granulométrique montre environ 35% de 75microns ou plus de 12 grains plus fins sur le tamis 200  $\mu$ .



Figure 4.18 Localisation du site d'étude.

Tableau 4.24 Les paramètres géotechnique du site

Paramètres géotechnique	maximum	Minimum	Moyenne
Teneur en eau %	17,5	20,1	18,8
Limites de liquidité %	28,9	32,4	30,65
Limites de plasticité %	14,4	15,1	14,75
Indice de plasticité	14,5	17,3	15,9
Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	19,5	19,9	19,7
Cohésion non drainé	75	80	77,5
Angle de frottement °	10	12	11

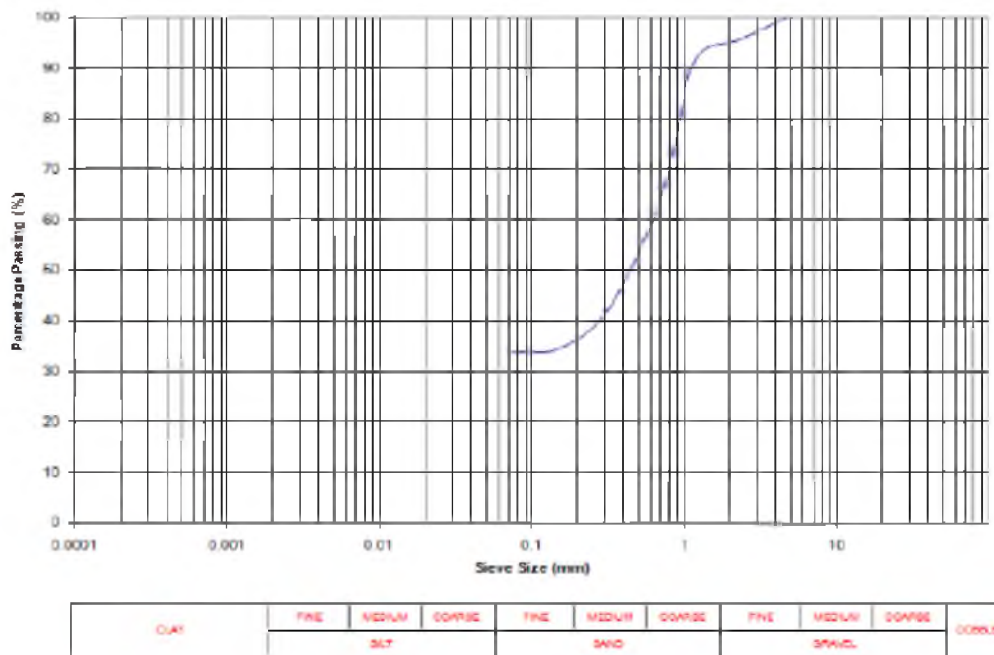


Figure 4.19 Distribution de taille pratique moyenne dans la zone

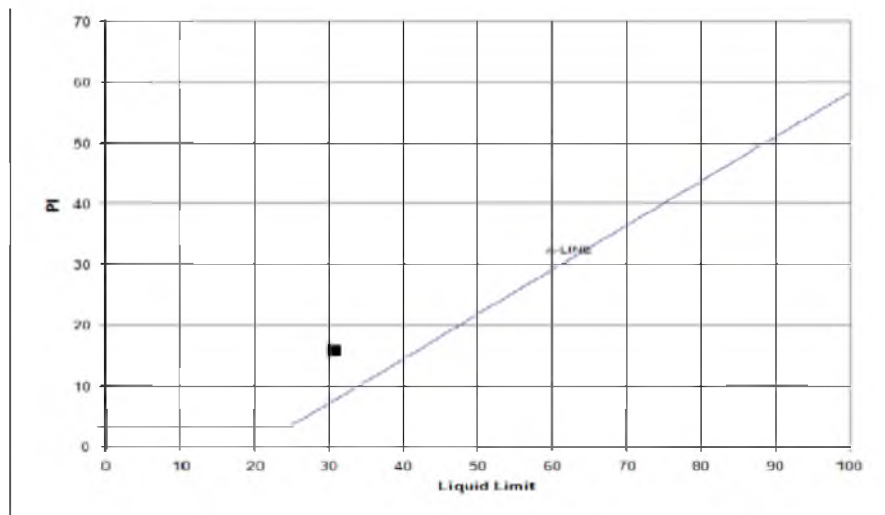


Figure 4.20 la courbe de plasticité

Terzaghi et Peck (1967) ont proposé l'équation suivante basée sur la considération de l'établissement pour une intensité de charge,  $q_o$

$$S_f = S_p \cdot \frac{B_f}{B_p} \quad \Rightarrow \text{pour les Argiles}$$

$$\text{Et : } S_f = S_p \cdot \left(\frac{B_f}{B_p}\right)^2 \left(\frac{3,28 \cdot b_p + 1}{3,28 \cdot b_f + 1}\right)^2 \quad \Rightarrow \text{pour les Sables}$$

Avec :

$S_f$  : tassement de la fondation.

$S_p$  : tassement du plaque

$b_f$  : profondeur du fondation

$b_p$  : profondeur du plaque

Et pour la capacité portante limite :

$$q_l(f) = q_l(p) \quad \Rightarrow \text{pour les argile}$$

$$q_l(f) = q_l(p) \frac{b_f}{b_p} \quad \Rightarrow \text{pour les sables}$$

Avec :

$q_l(f)$  : capacité portante limite de la fondation

$q_l(p)$  : capacité portante limite de la plaque

#### 4.7.2 Méthodologie Mise à l'essai

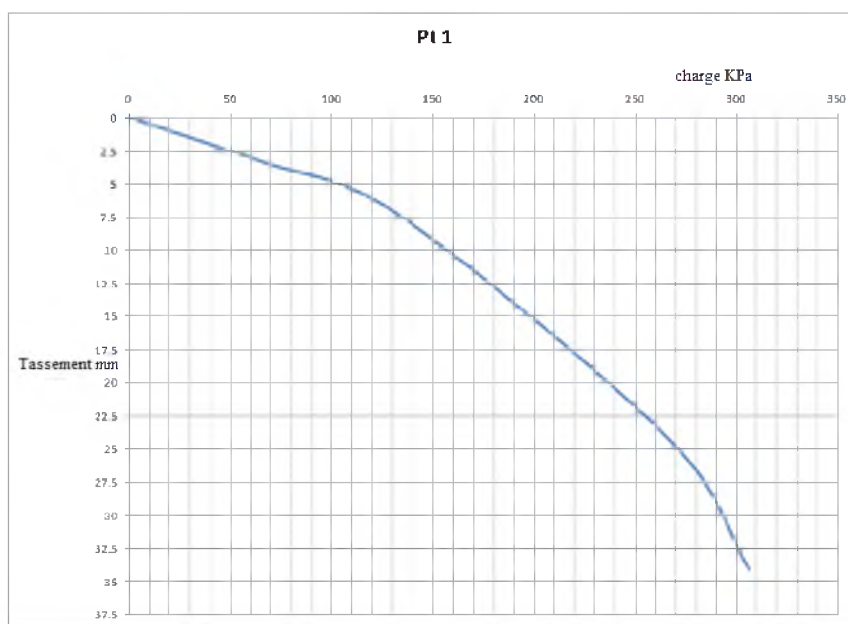
La fosse d'essai de moins de 1 m a été creusée au niveau de fondation proposé, avec une largeur d'au moins 5 fois la largeur de la plaque d'essai. Une plaque d'acier circulaire

d'une épaisseur d'au moins 25 mm et d'un diamètre de 30 cm a été utilisée. Une charge de réaction a été placée sur un vérin hydraulique de 700 bars, qui repose sur une plaque d'essai après le placement d'une charge assise de 7KN / m<sup>2</sup>. Chaque incrément de charge a été conservé pendant au moins une heure ou lorsque le règlement a été sensiblement réduit (une valeur de 0,2 mm par heure). L'incrément suivant a ensuite été appliqué et l'observation a été répétée. L'essai a été poursuivi jusqu'à obtention d'un règlement de 25 mm ou plus.

#### 4.7.3 Les résultats :

**Tableau 4.25** les valeurs du tassement de charge point 1

Pression KPa	66,694	133,389	266,778	306,794
Lecture initiale	50,529	47,175	43,2	26,35
Lecture finale	47,175	43,2	26,35	16,47
Tassement	3,354	3,975	16,85	9,88
Cum.settlment	3,354	7,329	24,179	34,059



**Figure 4.21** Tassement du chargement du terrain

**Tableau 4.26** les valeurs du tassement de charge point 2

Pression KPa	66,69	133,39	266,78	293,46
Lecture initiale	50,15	45,89	42,45	27,91
Lecture finale	45,89	42,45	27,91	22,31
Tassement	4,26	3,44	14,54	5,6

Cum.settlment	4,26	7,7	22,24	27,84
---------------	------	-----	-------	-------

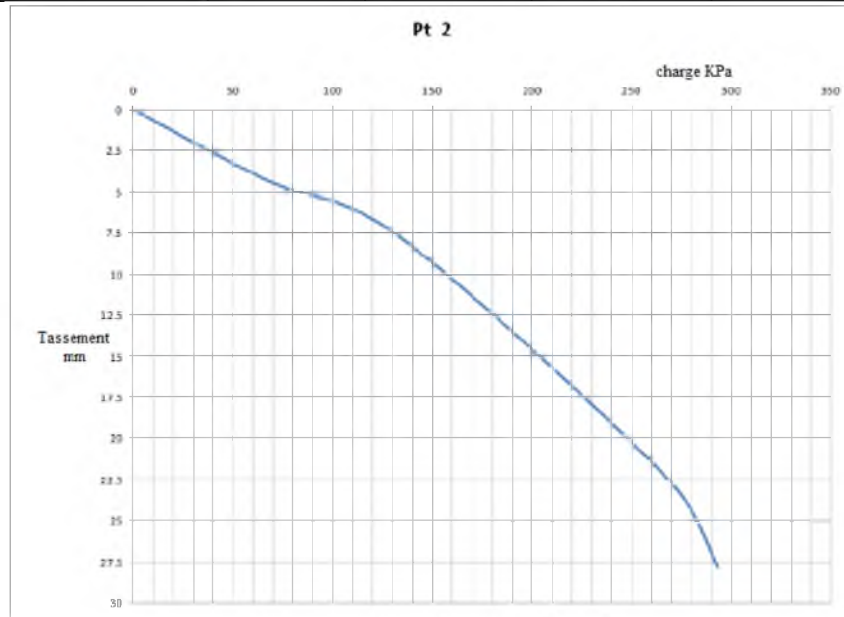


Figure 4.22 Tassement du chargement du terrain

Tableau 4.27 les valeurs du tassement de charge point 3

Pression KPa	66,69	133,39	266,778	400,167
Lecture initiale	50,12	47,73	45,280	
Lecture finale	47,73	45,28	24,184	
Tassement	2,385	2,45	21,096	
Cum.settlment	2,385	4,835	25,931	

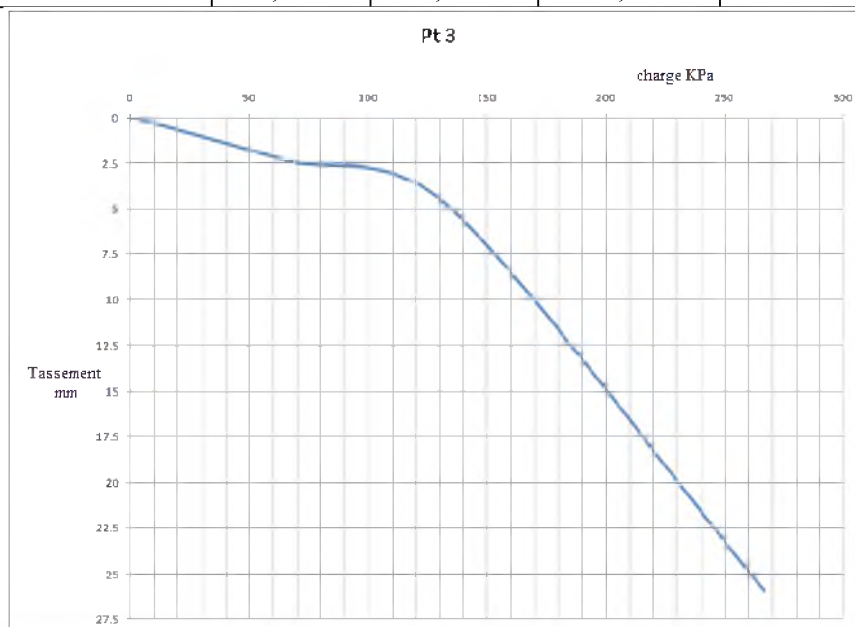


Figure 4.23 Tassement du chargement du terrain

Tableau 4.28 Les valeurs du tassement de charge point 4

Pression KPa	66,69	133,39	266,778	333,472
--------------	-------	--------	---------	---------

Lecture initiale	50,12	45,691	42,32	33,345
Lecture finale	45,619	42,32	33,345	22,65
Tassement	4,591	3,299	8,975	10,695
Cum.settlment	4,591	7,89	16,865	27,56

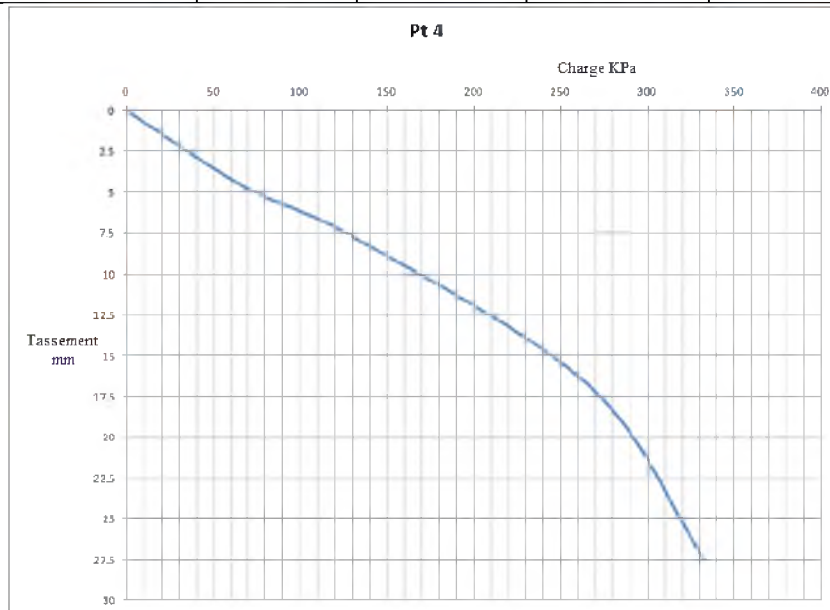


Figure 4.24 Tassement du chargement du terrain

#### 4.7.3.1 Evaluation de la capacité portante admissible à partir de l'essai de plaque

Tableau 4.29 Calcul de la capacité portante admissible pour 25mm, avec l'équation 2.

Les points	Profondeur de la fondation (m)	Diamètre de la plaque (cm)	Tassement observer (mm)	Capacité portante admissible (KN/m <sup>2</sup> )
1	1	30	10,4	156
2	1	30	10,4	156
3	1	30	10,4	170
4	1	30	10,4	168

#### 4.7.3.2 Analyses statiques

Le coefficient de variation a été prend d'après la capacité portante de le 4ème essai de plaque

Tableau 4.30 Données pour le calcul de l'écart-type des résultats obtenus

S/N	Q <sub>adm i</sub>	$Q_{adm} = \frac{\sum Q_{adm i}}{N}$	$(Q_{adm i} - Q_{adm})^2$
1	156	162,5	42,25
2	156	162,5	42,25
3	170	162,5	56,25
4	168	162,5	30,25
			Σ = 171



$$\text{l'écart-type : } \sigma = \sqrt{\frac{\sum(q_{adm\ i} - q_{adm})^2}{N}}$$

Coefficient de variation (cv) = 4%

#### 4.7.4 Application [17]

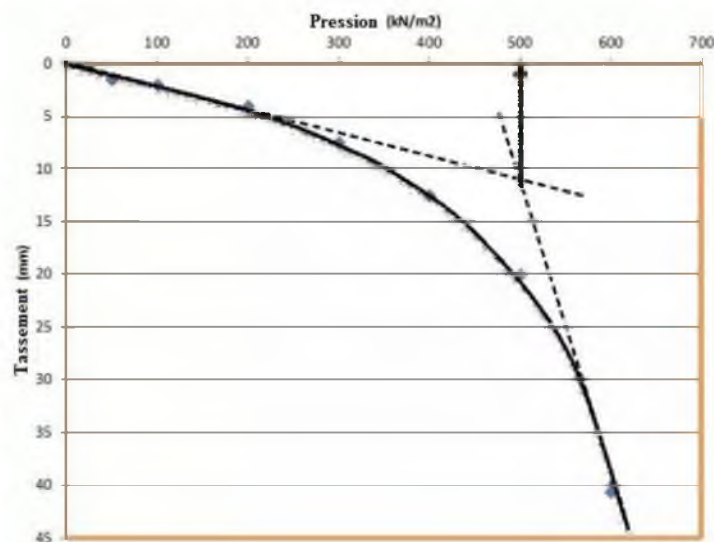
##### 4.7.4.1 Calcul de la capacité portante

Un essai à la plaque a été effectué en utilisant une plaque de 0,75 m \*0,75 m, sur un dépôt uniforme de sol et les données suivantes ont été obtenues :

**Tableau 4.31** Tassement avec la charge

Pression (kN/m <sup>2</sup> )	Tassement (mm)
0	0
50	1.5
100	2
200	4
300	7.5
400	12.5
500	20
600	40.6

A partir de la courbe de pression-tassement (voir la figure 3.15, ci-dessous), la capacité portante ultime du sol est de 500 kN /m<sup>2</sup> et le tassement de la plaque correspondant est de 12 mm.



**Figure 4.25** La courbe de pression-tassement.

$$\text{La capacité portante admissible} = \frac{q_u}{FS} = \frac{500}{3} = 166.6 \text{ kN/m}^2$$

##### 4.7.4.2 Calcul du tassement de la semelle.

$$FS = 3$$

Largeur de la semelle  $B=1.8$  m

Largeur de la plaque  $B_p = 75$  cm = 0.75 m

Tassement de la plaque  $S_p = 12$  mm

Tassement de la semelle est donne par la formule suivante :

$$S_t = S_p \left\{ \left[ \frac{B \cdot (B_p \cdot 0.3)}{B_p \cdot (B + 0.3)} \right] \right\}^2 = 17.7 \text{ mm}$$



Conclusion générale

## Conclusion générale et recommandations

L'étude présentée dans ce travail a pour objectif d'évaluer les différentes méthodes pour la détermination de la capacité portante des fondations. Cette étude a été basée sur deux éléments importants : la capacité portante des sols et le tassement résultant, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol support sont en mesure de supporter la charge transmise par la fondation sans rupture. Les résultats de ses essais réalisés (in situ et au laboratoire) sont résumés ci-dessous :

- L'analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie a permis de classer les deux sols dans le groupe de A2th
- Le sous-sol est constitué, de manière générale, par des sols fins ; une couche d'argile limoneuse de couleur grise, argile sableuse de couleur brune, argile limoneuse de couleur grise, d'épaisseur variable caractérisée par une faible résistance (à la pointe et au pressiomètre) c'est-à-dire (capacité portante faible).
- Suite à l'analyse de la capacité portante, la détermination de la capacité portante des couches en fonction de la largeur proposée qui donne la possibilité de connaître la largeur réelle pour une capacité portante inférieure à la capacité portante admissible et finalement la vérification des tassements pour la justification de type de la fondation en fonction des tassements admissibles.

Au terme de cette analyse des méthodes de dimensionnement des fondations superficielles à partir des essais pressiométriques et des essais de laboratoire, on peut, à notre avis, tirer les enseignements qui suivent.

- Il existe en théorie, et la pratique le confirme, d'importantes différences entre les pressions de rupture  $q_u$  calculées sous les fondations superficielles. La comparaison présentée ici n'est cependant pas complète car la modélisation théorique de la charge portante à partir de l'essai d'expansion pressiométrique n'est que partielle et les calages expérimentaux sont limités à des fondations de largeurs réduites.

- Dans le cas des essais de laboratoire, les difficultés bien connues de prévision de la capacité portante proviennent du prélèvement du sol, de la détermination des caractéristiques mécaniques réelles du sol en place et de la très grande sensibilité à leur variation des facteurs de capacité portante, sans oublier les notions de court et long terme.
- Les résultats obtenus montrent que le pressiomètre donne des valeurs de la capacité portante plus élevées que celles trouvées par le pénétromètre. Mêmes remarques s'appliquent pour le calcul des tassements.

Il y a également plusieurs domaines à développer et des applications liées à cette étude. Nous recommandons de déterminer la capacité portante par différentes méthodes pour les sols après améliorations et faire la comparaison entre sol naturel et sol traité.

**Références bibliographiques**

- [1] Terzaghi K. (1943) Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York
- [2] Fondations profondes pour le bâtiment (1992), Norme NF-P11-212 AFNOR, Paris, 72 pages (DTU n°13.2 CSTB),
- [3] Fascicule 62 Titre V (1993), Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Texte officiel N° 93-3, 182 pages
- [4] Ménard L. (1976) Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, Sols Soils 27 : 7-20.
- [5] Ménard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, 5, pp. 9-32.
- [6] Plumelle C. (2004-2005) Cour Géotechnique C.N.A.M- Géotechnique B1/B6.
- [7] Sanglerat G. (1972), The penetrometer and soil exploration, Elsevier, Amsterdam, 464 pages
- [8] <https://theconstructor.org/geotechnical/plate-load-test-bearing-capacity-calculation-soil/13321/>
- [9] Mémoire Mastère géotechnique/Université de khemis milliana/Analyse de la capacité portante du sol et choix du type de fondation/ page 54.
- [10] [www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/fondations\\_superficielles.pdf](http://www.enig-civil.com/uploads/1/6/0/2/16021160/fondations_superficielles.pdf)
- [11] Sols mesures Géotechnique & agronomie – Mécaniques des sols : L'essai de cisaillement.
- [12] USTHB.info B.T.S Bâtiment. Laboratoire. Préparation 4 série 2/8.
- [13] Frank R., Zhao S.-R. (1982) Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins, BLPC 119 :17-24
- [14] IUT St Pierre –Département Génie civil. Travaux pratiques de géotechnique. Essai pénétrométrique. Année universitaire 2006/07.
- [15] <https://www.theconstructioncivil.org/plate-load-test-determine-bearing-capacity-of-soils/>
- [16] [https://www.researchgate.net/publication/320125867\\_Bearing\\_Capacity\\_Determination\\_Using\\_Plate\\_Load\\_Test\\_in\\_Calabar\\_South-Eastern\\_Nigeria](https://www.researchgate.net/publication/320125867_Bearing_Capacity_Determination_Using_Plate_Load_Test_in_Calabar_South-Eastern_Nigeria)
- [17] <http://civilblog.org/2015/11/08/how-to-calculate-bearing-capacity-of-soil-from-plate-load-test/>
- [18] [https://www.researchgate.net/publication/305661360\\_Tassement\\_des\\_fondations\\_superficielles\\_dans\\_les\\_sols\\_fins\\_a\\_partir\\_des\\_essais\\_de\\_penetration\\_statique\\_CPT\\_et\\_dynamique\\_DPT](https://www.researchgate.net/publication/305661360_Tassement_des_fondations_superficielles_dans_les_sols_fins_a_partir_des_essais_de_penetration_statique_CPT_et_dynamique_DPT)