



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : structure

Thème

**Analyse critique de la capacité portante et de tassement
d'un bâtiment (R+11 TRIPLEX+02 S/SOLS) et
renforcement de sol par colonnes ballastées.**

Présenté par :

HADRI Fatima

IMATOUKENE Cylia

Encadré par :

Mme. BOUAYADE Djamila

Jury: Mr. SADAOUI.O
Mme. BOUKEMOUCHE.L

2018/2019

REMERCIEMENTS

*Au terme de ce modeste travail, nous remercions ALLAH le
tout
puissant de nous avoir donné la force et la patience pour
mener à terme ce travail.*

*Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à :
A nos familles : Qui nous ont toujours encouragé et soutenu
durant toutes nos études.*

*A Mme DJ. BOUAYADE : Notre promotrice, pour avoir
accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre
travail.*

Nous tenons remercier ainsi :

MR : O. SADAOU

*A Melle K. YAHIAOUI: Pour son bon accueil au sein du
laboratoire LTP Est et à tous les membres de son équipe.
Nous remercions également tous les enseignants qui ont
contribués à assurer notre formation durant tout notre
cycle universitaire.*

*Et à tous ceux qui ont contribué de près ou De loin à la
réalisation de ce mémoire.*

Dédicaces

Tout d'abord je tien à remercier Dieu le tout puissant.

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère ainsi qu'à mon père.

Ils ont su être à mes cotés dans les moments difficiles sans lesquels je n'aurais pas abouti à ce stade dans mes études, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse les honorer.

A mon très cher frère que j'aime beaucoup.

A ma très chère sœur qui ma soutenu depuis tout le temps.

A ma collègue et toute sa famille.

A tout mes collègues et mes copines de chambre.

*A tous les enseignants de l'université Abderrahmane MIRA
de Bejaia en particulier les enseignants de département de génie civil.*

Fatima

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mon frère et mes sœurs

A toute la famille PMATHOUKENE

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chères.

Cylia

Table de matière :

INTRODUCTION GENERALE Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE I Présentation du projet et classification du sol à partir des essais de laboratoire

I-1-Introduction	2
I-2-Présentation du projet	2
I-2-1-Cadre géologique	3
I-2-2-Sismicité de la région	4
I-3-Reconnaissance géotechnique	4
I-3-1-Les sondages carottés	5
I-4 Essais au laboratoire	6
I-4-1-Caractéristiques physiques des sols	7
I-4-1-1 Densité, teneur en eau, et degré de saturation	7
I-4-1-2-Analyse granulométrique	7
I-4-1-3-Limites d'atterberg (plasticité)	8
I-5-Caractéristiques mécaniques du sol	10
I-6-Analyses chimique	11
I-7 Conclusion	12

CHAPITRE II Classification des sols à partir des essais in-situ

II-1-Introduction	13
II-2- Présentation de l'essai CPT	13
II-2-1-Avantage de l'essai CPT	13
II-2-2-Inconvénients de l'essai CPT	13
II-3 Applications géotechniques de l'essai CPT	13

II-4-Types d'essais CPT	14
II-4-1-Le pénétromètre à cône mécanique	14
II-4-2- Le piézocône (CPT-U).....	15
II-4-3-Le pénétromètre à cône électrique.....	15
II-5- Présentation de l'essai CPT mécanique.....	16
II-6-Classification des sols d'après l'abaque de Robertson (2010)	16
II-6-1 classification du site étudié	18
II-7-Classification du sol à partir de l'essai pressiométrique.....	23
II-7-1 Principe de l'essai	23
II-7-2 Avantages et inconvénients de l'essai au pressiomètre	24
II-8 Application au site étudié	25
II-9 Conclusion.....	28

CHAPITRE III Calcul de la capacité portante des fondations superficielles

III-1-Introduction	29
III-2-Calcul de la capacité portante des fondations superficielles	29
III-2-1-Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire [5] [4].....	29
III-2-2-Capacité portante à partir des essais in situ.....	30
III-2-2-1-Capacité portante du sol à partir de l'essai pressiométrique ([8], [4],[9])	30
III-2-2-2- Capacité portante du sol à partir de l'essai CPT ([8], [4], [6]).....	32
III-3-Vérification des semelles isolée et filante	34
III-3-2-Semelle filante :	35

III-4-Calcul de la capacité portante du sol.....	37
III-4-1 calcul de la contrainte de référence	37
III-4-2- Contrainte admissible du sol à partir de l'essai de laboratoire.....	38
III-4-3- Calcul de la contrainte admissible à partir de l'essai pressiometrique	40
III-4-4- Calcul de la contrainte admissible à partir de l'essai CPT	41
III-5-Conclusion.....	42

CHAPITRE IV

Evaluation des tassements sous une fondation superficielle

IV-1- Introduction	43
IV-2 Définition du tassement.....	43
IV-3 Différents types de tassements.....	43
IV-3-1 Les tassements uniformes	43
IV-3-2 Les tassements différentiels	44
IV-4 Méthodes de calcul du tassement	44
IV-4-1 Calcul des tassements à partir de la méthode élastique.....	45
IV-4-2 Calcul des tassements à partir des essais de laboratoire (l'essai œdométrique).....	45
IV-4-2-1 Principe du calcul du tassement à partir d'essai œdométrique	45
IV-4-2-2 Etapes de la méthode d'intégration par tranches	46
IV-4-2-3 Correction de Skempton – Bjerrum	48
IV-4-3 Calcul des tassements à partir de l'essai pressiométrique	49
IV-4-3-1 Formule de tassement des remblais ou radiers	49
IV-4-4 Calcul des tassements à partir de l'essai pénétromètre statique CPT	50
IV-4-5 Distribution des contraintes dans le sol.....	50
IV-5 Calcul du tassement sous le radier	51
IV-5 -1Méthode œdométrique	51
IV-5-2 Evaluation du tassement avec l'essai pressiométrique.....	57
IV-5-3 Evaluation du tassement avec l'essai CPT	59

IV-7 Conclusion	61
-----------------------	----

<u>CHAPITRE V</u>	Renforcement du sol par des colonnes ballastées
V-1 Introduction.....	62
V-2 Renforcement par colonnes ballastées	62
V-2-1 Définition	62
V-2-2 Avantages et Inconvénients des colonnes ballastées: [5]	62
V-2-3 Le domaine d'utilisation.....	63
V-2-4 Caractéristiques des colonnes ballastées	63
V-2-5 Mode opératoire.....	65
V-2-5-1 Colonnes ballastées par voie humide	65
V-2-5-2 Colonnes ballastées par voie sèche :	66
V-2-6 Dispositions constructives	67
V-2-7 Contrôle et réception des travaux	68
V-2-7-1 Enregistrement des paramètres de travail.....	68
V-2-7-2 Prescriptions disponibles	68
V-2-7-3 Les essais de contrôle au cours d'exécution :.....	68
V-2-7-4 Les essais de réception	69
V-2-7-5 Choix des méthodes de contrôle	70
V-3 Dimensionnement de réseau de colonnes ballastées.....	71
V-3-1 Introduction.....	71
V-3-2 <i>Méthode de Priebe</i>	71
V-3-2-1 Rapport de concentration de charge.....	72
V-3-2-2 Définition du taux d'incorporation.....	72
V-3-2-3 Facteur de réduction des tassements	73
V-3-3 Méthode d'homogénéisation	73

V-3 Dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe	74
V-4 Calcul de tassement du sol traité par la méthode d'homogénéisation	76
V-5 Conclusion.....	77
CONCLUSION GENERALE	78

CHAPITRE I

Figure I-1 : Plan de masse de projet	2
Figure I-2 : Situation du projet. (Google <i>earth</i>).....	3
Figure I-3 : Zone d'étude représentée sur la carte géologique de Bejaia. [1]	3
Figure I-4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie, (RPA 2003).	4
Figure I-5 : Implantation des essais sur le site.	5
Figure I-6 : Profil géologique entre les sondages carottés.	6
Figure I-7 :Diagramme de Casagrande [2].	10

CHAPITRE II

Figure II-1: <i>Penetromètre</i> mécanique [3].	14
Figure II-2: Le piézocône [3].....	15
Figure II-3: Pénétrromètre électrique. [3]	15
Figure II-4: Classification des sols d'après l'abaque de Robertson [15].....	17
Figure II-5 : Mesures duCPT1 : a)résistance en pointe, b) frottement latérale, c) indice de comportement.	19
Figure II-6: Mesures du CPT1 : a) résistance en pointe, b) frottement latérale, c) indice de comportement.	20
Figure II-7: Mesures duCPT1 : a) résistance en pointe, b) frottement latérale, c) indice de comportement.	21
Figure II-8: Classification du sol projection des trois essais sur l'abaque de Robertson, a) CPT1, b) CPT2, c) CPT3.	23
Figure II-9: Schéma d'un essai <i>préssiométrique</i> [10].....	24
Figure II-10 : Mesure de l'essai PR1 :a)module <i>pressiométrique</i> , b)pression limite, c)Rapport <i>EMPL</i>	26
Figure II-11: Mesures de l'essai PR2 :a) module <i>pressiométrique</i> , b) pression limite, c)Rapport <i>EMPL</i>	27

CHAPITRE III

Figure III-1 : Schéma de rupture d'une fondation [4].....	30
---	----

Figure III-2 : Définition de la pression limite équivalente [10].	31
Figure III-3: Définition de la résistance de pointe équivalente [10].	33
Figure III-4: Schéma statique de la semelle filante montre les entre axes des poteaux.	36
Figure III-5 : Les dimensions du radier	37
Figure III-6 : : La coupe lithologique montre l'ancrage de radier (2+h).	39

CHAITRE IV

Figure IV-1: Tassement uniforme. [6]	43
Figure IV-2: Tassement différentiel. [6]	44
Figure IV-4 : courbe œdométrique d'un sol sur-consolidé. [6]	47
Figure IV-5 : courbe œdométrique d'un sol normalement consolidé. [6]	47
Figure IV-6 : Accroissement de contrainte $\Delta\sigma_v'$ d'un coin sous une charge uniforme rectangulaire.	51
Figure IV-7 : Variation de $\Delta\sigma_v$ en fonction de la profondeur.	52
Figure IV-8 : courbe œdométrique 01.	54
Figure IV-9 : Courbe œdométrique 02.	55

CHAITRE V

Figure V- 1 Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.	66
Figure V- 2 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.	67
Figure V- 3: Configuration de	Figure V- 4 : Configuration de colonne ..67
Figure V- 5 : Abaque de dimensionnement de Priebe (1998).	73
Figure V- 6 : Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 2.28 m (maillage carrée).	76

Chapitre I

Tableau I-1 : Résultats de la teneur en eau, la densité et le degré de saturation.	7
Tableau I-2 : Résultats de l'analyse granulométrique.	8
Tableau I-3 : Indice de plasticité <i>IP</i> [2].	9
Tableau I-4 : Indice de consistance <i>IC</i> [2].	9
Tableau I-5 : Résultats des limites d'Atterberg.	9
Tableau I-6 : Résultats de l'oedomètre et de l'essai cisaillement direct.	11
Tableau I-7 : Résultats de l'analyse chimique du sol.	11
Tableau I-8 : Résultats de l'analyse chimique des eaux.	12

Chapitre II

Tableau II-1: Les types de sols d'après l'abaque de Robertson [15].	17
Tableau II-2: Différents types de sol en fonction des valeurs de l'indice de comportement [3].	18
Tableau II-3: Coefficient rhéologique du sol (donne une classification du sol en fonction du rapport <i>EMPL</i>) [4].	25

Chapitre III

Tableau III-1 : Facteurs de portance pressiométrique <i>Kp</i> ([4], [6]).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-2 : Valeurs du coefficient <i>Kc</i> selon le fascicule 62. [6] ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-3 : définition des catégories conventionnelles des sols[4] , [6].	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-4 : Contrainte de référence à l'ELU et à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-5 : Capacité portante à partir des essais de laboratoire.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-6 : Résultats du sondage pressiométrique N°1.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-7 : Résultats du sondage pressiométrique N°2.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-8 : Résultats des essais pressiométriques.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-9 : Résultats des essais CPT.	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV

Tableau IV-1: Valeurs du coefficient C_f en fonction de la forme de la semelle.	45
Tableau IV-2 : Valeur du coefficient de pression interstitielle A [12].	48
Tableau IV-3 : Valeur du coefficient géométrique α [12].	49
Tableau IV-4: Résultats $\Delta\sigma_v$ au centre de radier.	51
Tableau IV-5 : Résultats de $\Delta\sigma_v$ au bord du radier.	52
Tableau IV-6 : Poids volumiques déjaugés des différentes couches.	53
Tableau IV-7 : Résultats du tassement au centre du radier.	55
Tableau IV-8 : Résultats du tassement au bord du radier.	56
Tableau IV-9 : Résultats de $\Delta\sigma_v$ sous le centre du radier.	57
Tableau IV-10 : Résultats de rapport E/Pl *.	57
Tableau IV-11 : Résultats du rapport E/Pl * pour PR2.	58
Tableau IV-12 : Résultats du tassement pour PR1 et PR2.	58
Tableau IV-13 : Résultats du tassement pour $CPT1$	59
Tableau IV-14 : Résultats du tassement pour $CPT2$	60
Tableau IV-15 : Résultats du tassement pour $CPT3$	60

Chapitre IV

Tableau V- 1: Champs d'application des colonnes ballastées en fonction de la nature et la résistance des sols (étrointe latérale) d'après (Dhouib et Blondeau, 2005).Erreur ! Signet non défini.	
Tableau V- 2 : Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées [5].Erreur ! Signet non défini.	
Tableau V- 3 : Les nombre d'essai de réception à effectuer (DTU 13.2).Erreur ! Signet non défini.	
Tableau V- 4: Le nombre et le type d'essai à effectuer (DTU 13.2)..Erreur ! Signet non défini.	
Tableau V- 5 : Critères de réception pour chaque type d'essai.Erreur ! Signet non défini.	

INTRODUCTION GENERALE

Le développement socio-économique des villes conduit à construire sur des sols meubles et compressibles présentant des caractéristiques géomécaniques médiocres. Dans ce cas, il faut déterminer la nature des couches ainsi que les caractéristiques du terrain sur une profondeur suffisante sous les fondations, à partir des essais en laboratoire et in situ. Cette étude géotechnique permet de définir le type de fondation qui va assurer la stabilité générale de l'ouvrage et réduire les tassements différentiels qui sont souvent à l'origine des désordres dans les constructions.

Dans ce contexte, nous nous intéressons à l'étude des fondations d'un bâtiment en R+11 avec deux sous-sols, sis à la cité Remla (wilaya de Bejaia), qui sera implanté sur un sol présentant de faibles caractéristiques mécaniques.

Dans le premier chapitre, nous présentons les résultats de la reconnaissance géotechnique du site ainsi que la classification du sol à partir des essais de laboratoire. Ensuite, dans le deuxième chapitre, les résultats des essais au pénétromètre statique (CPT) et pressiométriques sont exploités pour compléter l'identification du sol, en particulier l'abaque de Robertson est utilisé pour le CPT.

Le troisième chapitre présente le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir des essais en laboratoire et in situ. Le dernier chapitre est consacré à l'évaluation des tassements en utilisant les méthodes œdométrique et pressiométrique. Enfin, le manuscrit se termine par une conclusion générale.

I-1-Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons brièvement le projet à étudier, puis les différents essais réalisés sur le site du projet, et enfin la classification du sol à partir des différents essais de laboratoire, qui nous permettent de définir :

- La nature et l'état des différents dépôts de sols ainsi que le niveau de la nappe si elle existe ;
- La portance ou la résistance des sols et les tassements qui découleront des charges imposées et donc le type et la profondeur de la fondation.

I-2-Présentation du projet

Notre projet consiste à étudier les fondations d'un bâtiment en R+11 et 2 sous-sols à usage d'habitation. Ce bâtiment représente un des blocs du projet des 156 logements promotionnels. Ce sont des structures du groupe d'usage 2 d'après RPA99 (version 2003).

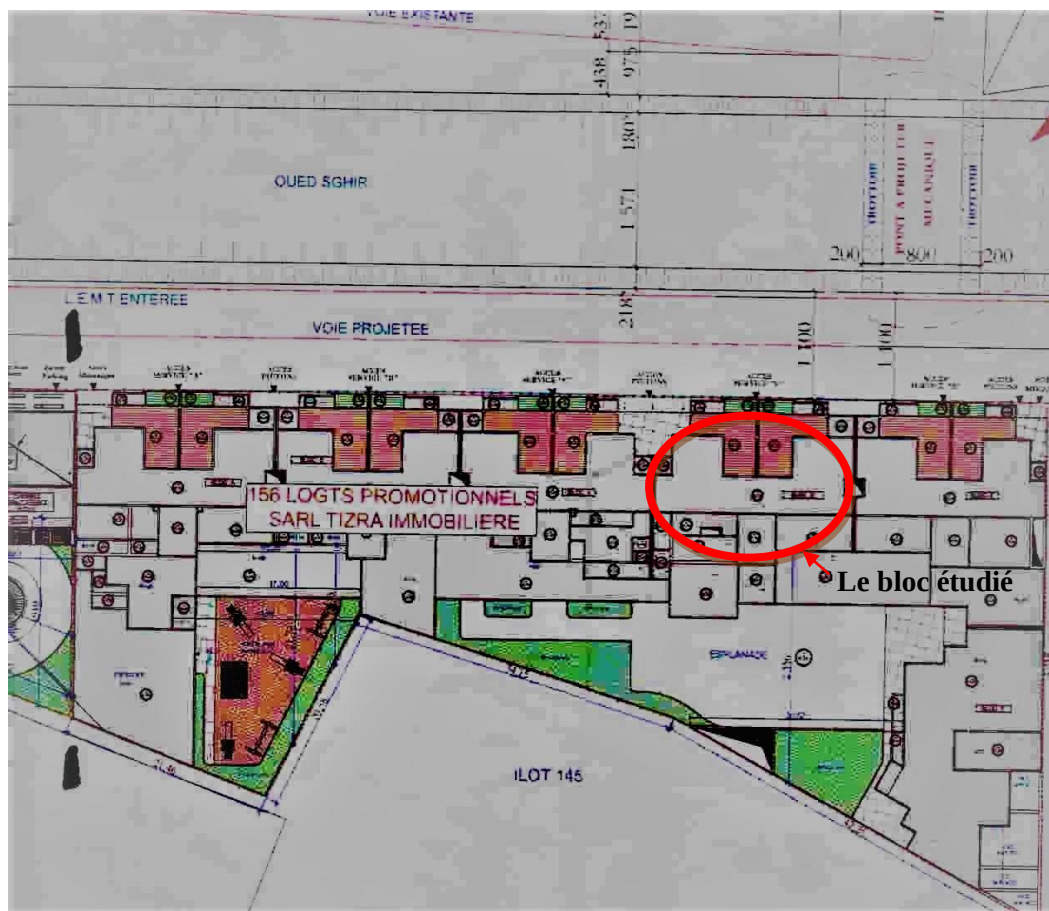


Figure I-1 : Plan de masse de projet

Ce projet se trouve au niveau de la cité REMLA à Bejaia. L'assiette du projet présente un relief plat, cette dernière est délimitée par l'oued SEGHIR du côté Nord, le lycée *technicum Iheddaden* par l'ouest et 98 logements par l'Est.



Figure II-2 : Situation du projet. (Google earth).

I-2-1-Cadre géologique

D'après la carte géologique de Bejaia (échelle 1/50000), la géologie du site est représentée essentiellement par des alluvions anciennes, de basses terrasses, des dépôts limoneux et des argiles bleues, des flysch et marnes et marno-calcaires.

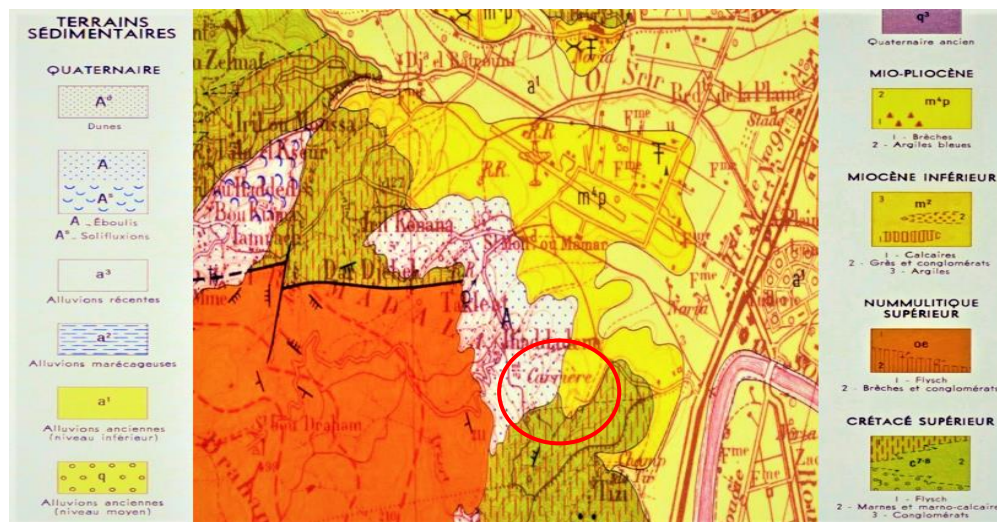


Figure III-3 : Zone d'étude représentée sur la carte géologique de Bejaia. [1]

I-2-2-Sismicité de la région

D'après la carte des zones sismiques et la classification sismique d'Algérie (d'après règlement parasismique algérien R.P.A/2003), la région de Bejaia est classée dans la zone *Ila* de moyenne sismicité.

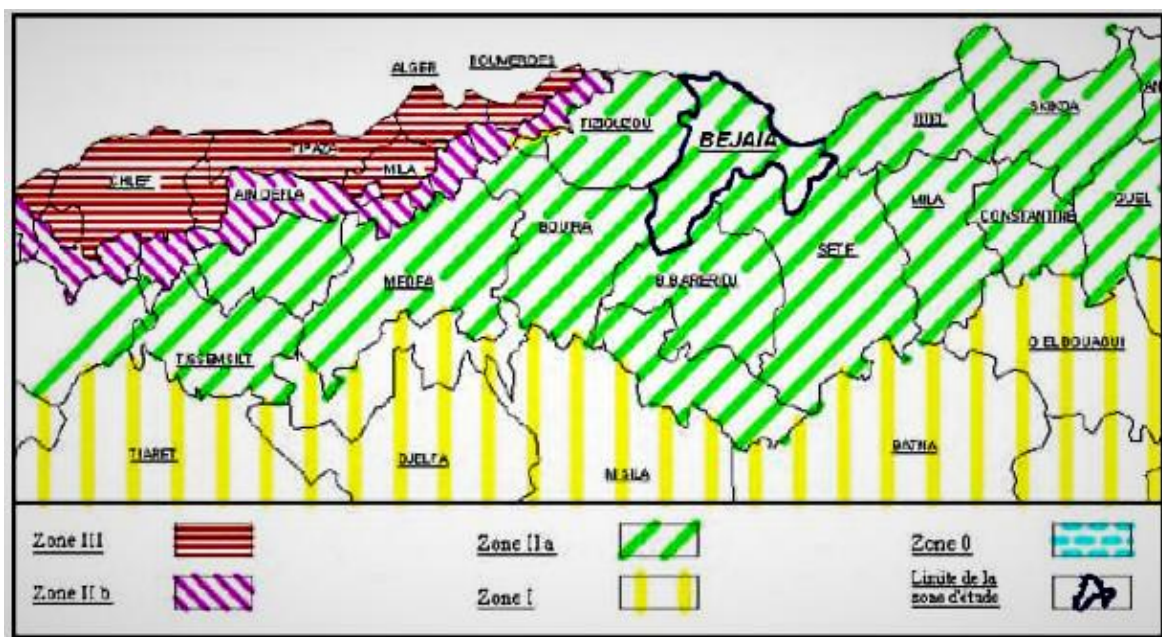


Figure IV-4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie, (RPA 2003).

I-3-Reconnaissance géotechnique

Dans le but de déterminer la nature des sols et les caractéristiques physico-mécaniques de chaque type de sol, le laboratoire des travaux publics de l'est a effectué une campagne de reconnaissance géotechnique réalisée dans le cadre de ce projet. Elle a consisté en la réalisation de deux (02) sondages carottés ; d'une profondeur de 30m et 47 m respectivement pour les sondages 1 et 2, deux sondages pressiométriques de 46m (pour PR1) et 40m (pour PR2) de profondeur, et trois (03) essais de pénétration statique (CPT) poussés jusqu'à des profondeurs de 20 m, 23.4 m respectivement pour CPT1 et CPT2, et 22 m pour le CPT3. Les carottes issues des sondages ont été utilisées pour réaliser les différents essais de laboratoire.

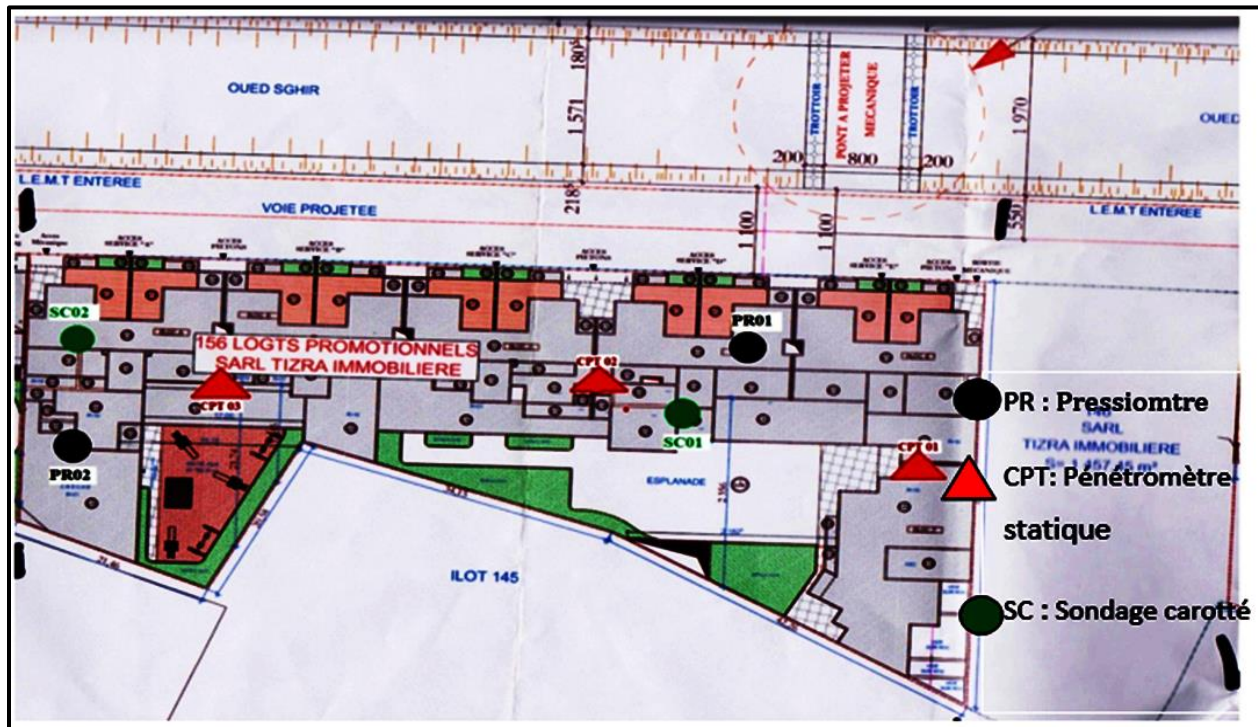


Figure V-5 : Implantation des essais sur le site.

I-3-1-Les sondages carottés

C'est une méthode directe de prélèvement de sol à l'aide d'un outil appelé carottier il permet de :

- Déterminer la nature du sous-sol ;
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais de laboratoire.

Les coupes lithologiques obtenues à partir des deux sondages carottés sont représentées sur les figures (I-6)

❖ Sondage carotté N1 :

- 0.00 - 2.00m : remblais.
- 2.00 - 5.00m : argiles graveleuses limoneuses brunâtres.
- 5.00 - 10.00m : argiles graveleuses limoneuses de couleur grise.
- 10 - 12.75m : argiles vaseuses limoneuses de couleur noire.
- 12.75 - 20.00m : argiles limoneuses caillouteuses brunâtres.
- 20.00 - 30.00m : Marnes argileuses de couleur grise.

❖ Sondage carotté N2 :

- 0.00 - 1.60m : Remblais.
- 1.60 - 7.50m : argiles graveleuses limoneuses brunâtres.
- 7.50 - 13.50m : argiles graveleuses limoneuses de couleur grise.
- 13.50 - 16.30m : argiles vaseuses limoneuses de couleur noire.
- 16.30 - 22.50m : marnes argileuses brunâtres.
- 22.50 - 47m : Marnes argileuses de couleur grise

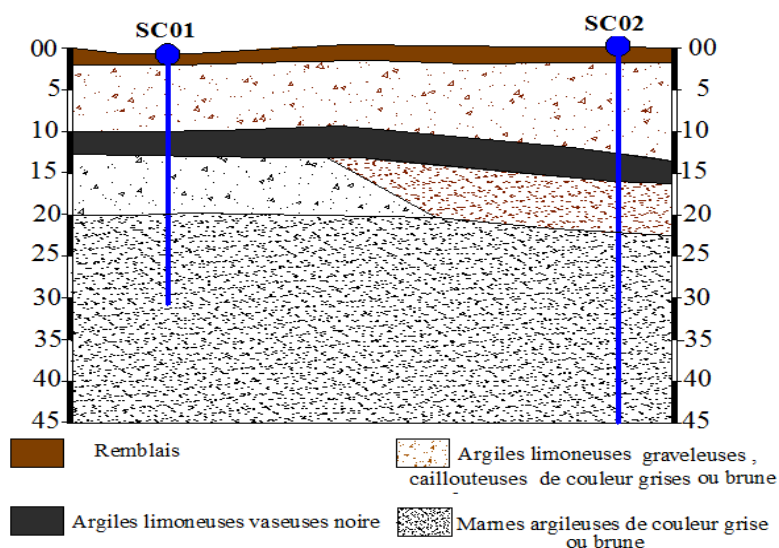


Figure VI-6 : Profil géologique entre les sondages carottés.

Commentaire sur les résultats

Les résultats des deux sondages montrent que le sol est composé essentiellement d'argiles graveleuses limoneuses en surface avec présence d'argiles vaseuses limoneuses entre 10 m et 16m et la marne argileuse en profondeur. Les couches de sol ont des profondeurs variables entre les deux sondages, donc notre sol est un faciès hétérogène.

I-4 Essais au laboratoire

Les essais de laboratoire permettent de déterminer les paramètres physiques et mécaniques des sols à partir des échantillons issus des sondages carottés

I-4-1-Caractéristiques physiques des sols

Ces essais ont pour but la détermination des caractéristiques physiques des sols tels que la répartition granulométrique des grains, le poids volumique, la teneur en eau, le degré de saturation, et les limites d'Atterberg.

I-4-1-1 Densité, teneur en eau, et degré de saturation

Les résultats obtenus à partir de ces essais sont résumés dans le **Tableau N°1** :

Tableau I-1 :Résultats de la teneur en eau, la densité et le degré de saturation.

N° du sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau $W_n(\%)$	Poids volumique humide $\gamma_h(t/m^3)$	Poids volumique sèche $\gamma_d(t/m^3)$	Degré de saturation $S_r(\%)$
SC1	3.45-3.75	26.35	1.97	1.56	97.89
	11.25-11.55	-	1.37	0.804	80.47
	9-9.40	25.94	-	-	-
SC2	10-10.50	20.68	2.07	1.72	98.70
	16.30-17	28.33	1.90	1.48	93.82
	22.50-23	27.77	1.95	1.53	98.70

Ces résultats (tableau I-1) montrent que (d'après la **NFP94-064** et la **NFP94-065**) :

- Les valeurs de la teneur en eau sont globalement moyennes ; elles varient entre 25.81 % et 28.33 % avec une moyenne de 27.07 %.
- Les degrés de saturation sont élevés ($80 < S_r < 99$) ce qui indique que les sols sont humides à saturés.
- Les sols sont moyennement denses $1.48 < \gamma_d < 1.72 (t/m^3)$,sauf pour la vase dont γ_d est faible (0.804).

I-4-1-2-Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments qui composent le sol. Les résultats obtenus (annexe 03) sont représentés dans le **Tableau I-2**

Tableau II-2 : Résultats de l'analyse granulométrique.

N° du sondage	profondeur	Fractions granulaires des échantillons (%)			
		Argiles $\Phi < 2\mu$	Limons $2\mu < \Phi < 63\mu$	Sables $63\mu < \Phi < 02mm$	Gravier $02 < \Phi < 63mm$
SC1	3.45-3.75	60	40	0	0
	11.25-11.55	25	40	35	0
SC2	10-10.50	30	48	22	0
	16.30-17	45	42	11	2
	22.50-23	22	40	33	5

Selon la classification des sols adoptée par le LCPC (**NF P94-057**), Les analyses granulométriques effectuées au laboratoire indiquent un pourcentage assez important d'éléments de diamètre inférieur à 2mm, les échantillons sont essentiellement des sols fins, représentés par des limons argileux sableux ou des argiles limoneuses.

I-4-1-3-Limites d'atterberg (plasticité)

Elles sont des paramètres physiques conventionnels qui marquent les seuils entre:

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité: W_L).
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité: W_P).

La limite de liquidité (W_L) : est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique.

La limite de plasticité (W_P): on la définit comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges.

- Indice de plasticité I_P :

$$I_P = W_L - W_P \quad (\text{I-1})$$

Il permet de définir le degré de plasticité du sol.

- Indice de consistance I_C :

$$I_C = \frac{W_L - W}{I_P} \quad (\text{I-2})$$

Il permet d'apprécier la consistance des sols plastiques.

La classification *LCPC* selon I_P et I_C est montrée dans les **Tableau 3 et 4**

Tableau III-3 : Indice de plasticité I_p [2].

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

Tableau IV-4 : Indice de consistance I_c [2].

IC	0	0.25	0.5	0.75	1	>1
consistance	liquide	Très mou	Mou	mi- consistant	consistant	Très consistant

Les résultats sont résumés dans le **Tableau I-5**, et les points (W_L , I_p) sont représentés sur le diagramme de Casagrande.

Tableau V-5 : Résultats des limites d'Atterberg.

N° du sondage	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_p (%)	I_c	Classification du sol d'après <i>Casagrande</i>
SC1	3.45-3.75	50.29	32.88	17.41	1.37	Sol organique très plastique
	11.25-11.55	-	-	-	-	-
	9-9.40	46.01	26.71	19.30	1.03	Argiles peu plastiques
SC2	10-10.50	39.20	24.4	14.66	1.26	Argiles peu plastiques
	16.30-17	58.12	34.62	23.50	1.26	Limons très plastiques
	22.50-23	47.67	24.92	22.75	0.87	Argiles peu plastiques

Les points W_L et I_p sont représentés sur le diagramme de *casagrande* comme montré sur la **figure (4)**

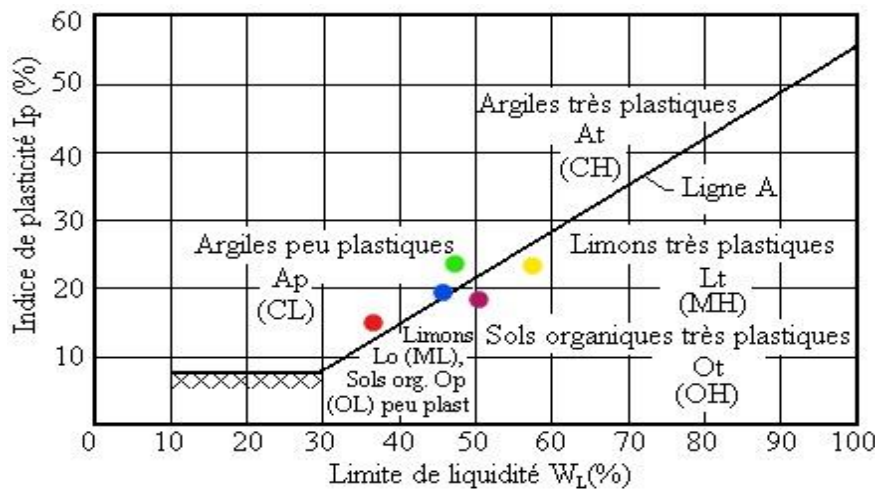


Figure VII-7 :Diagramme de Casagrande [2].

Les résultats du **Tableau I-5** et la figure I-4 montrent (d'après la NF P94-051) :

- Des sols organiques en surface.
- Des sols peu plastiques à plastiques (**Tableau I-3**).
- Les valeurs d'indice de consistance I_c indiquent que les sols sont consistant à très consistant (**Tableau I-4**).

I-5-Caractéristiques mécaniques du sol

Les essais mécaniques ont pour but la détermination des caractéristiques mécaniques principalement la cohésion, l'angle de frottement interne, les paramètres de compressibilité et la contrainte de pré-consolidation.

- L'essai de cisaillement direct à la boîte de casagrande** : Consiste à mesurer l'effort tangentiel de rupture du sol sous un effort de compression donné. Il permet de déterminer les caractéristiques de cisaillement d'un sol (cohésion C et angle de frottement interne ϕ).
- L'essai oedométrique** : C'est un essai permettant d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps. Il s'applique sur des sols fins quasi saturés, il permet de déterminer les paramètres de compressibilité (C_c et C_s) du sol ainsi que la contrainte de préconsolidation P_c .

Les résultats des deux essais sont résumés dans le **Tableau I-6**.

Tableau VI-6 : Résultats de l'oedomètre et de l'essai cisaillement direct.

N° du sondage	Profondeur (m)	Résistance au cisaillement		Compressibilité à l'oedomètre		
		C_u (bar)	ϕ°	C_c	C_s	P_c (bar)
SC1	3.45-3.75	0.297	1	0.07	0.01	1.66
	11.25-11.55	0.19	0.4	0.17	0.01	1.31
SC2	10-10.50	-	-	0.22	0.06	0.76
	16.30-17	-	-	0.18	0.03	1.05
	22.50-23	0.70	15	0.14	0.09	1.06

D'après les résultats du **Tableau I-6** on constate que :

- Les sols sont des argiles molles en surface ($0.190(bars) < C_u < 0.297(bars)$)(NF P94-071-1).
- Le sol est une argile marneuse consistante en profondeur.
- Les sols sont compressibles($0.07 < C_c < 0.22$).
- Les sols sont peu gonflants ($0.01 < C_g < 0.09$).

I-6-Analyses chimique

L'analyse chimique consiste à caractériser le taux des différents composants chimique d'un sol.

Les résultats sont donnés dans le **Tableau I-7**

Tableau VII-7 :Résultats de l'analyse chimique du sol.

N° de sondage	Profondeur (m)	Teneur exprimé en % par rapport au <i>mat. sec</i>			Teneur en anions de sulfate
		% Insolubles	% Carbonates	% Gypses	% So_4^{-2}
SC1	3.45-3.75	79.60	16	0.00	0.00
	11.25-11.55	79.76	14.66	-	-
SC2	10.10.50	80.70	13.79	0.00	0.00
	16.30-17	82.50	5.51	0.00	0.00
	22.5-23	65.80	24.82	-	-

D'après la norme **NF P 18-011**, les sols ne sont pas agressifs. Les taux de carbonates indiquent que les sols sont des argiles marneuses.

Tableau VIII-8 :Résultats de l'analyse chimique des eaux.

Matière en suspension	Résidu sec (mg/l)	CO2 agressif (mg/l)	Calcium Ca^{++}	Magnésium	Sulfate SO_4^- (mg/l)	Chlorure CL^- (mg/l)	carbonates CO_3^- (mg/l)	Bicarbonates HCO_3^- (mg/l)
0.00	1544	/	320.64	/	922.17	234.30	/	/

Selon la norme **NF P18-011**,l'agressivité des eaux de la nappe existante dans ce site est modérée (SO_4^{-2} mg/l 500-2000).Le taux des chlorures est de 234.30 mg/l.

I-7 Conclusion

- Le site destiné à la réalisation de 156 logements promotionnels en R+11 présente une topographie plate.
- Les coupes des sondages carottés montrent que ce site est constitué principalement par des argiles graveleuses limoneuses brunâtres et de couleur grise avec présence d'un passage d'une couche d'argiles vaseuses, Ces formations sont surmontées par une couche de 2m.
- Les sols sont des argiles peu plastiques à plastique.
- Les valeurs des densités sèches montrent que les sols sont moyennement denses.
- Les sols ne sont pas agressifs vis-à-vis de béton de fondation, et la teneur en carbonates indique que les sols sont des argiles marneuses.
- Selon la norme **NF P18-011**, l'agressivité des eaux de la nappe existante dans ce site est modérée.

II-1-Introduction

Après avoir interprété les essais de laboratoire classiques, nous présentons dans ce chapitre les Résultats des essais in situ (essais penetrométrique et pressiometrique) et nous détaillerons la classification du sol à partir de l'essai penetrométrique statique (CPT).

II-2- Présentation de l'essai CPT

L'essai au pénétromètre statique (CPT) est considéré comme l'un des plus utiles dans la caractérisation des sols ; il est robuste, simple, rapide et économique. Il donne simultanément un profil continu de la résistance de pointe du cône (qc) et du frottement (fs) le long du manchon de frottement ; ces grandeurs peuvent être utilisées pour l'identification des sols, la classification et l'évaluation des différentes propriétés du sol notamment les caractéristiques de résistance ou de déformation.

II-2-1-Avantage de l'essai CPT

L'essai CPT présente les avantages suivants :

- Sa rapidité d'exécution et son coût limité,
- Il procure un flux d'informations très détaillées sur l'ensemble de la profondeur sondée,
- Egalement d'identifier de fines couches de sol qui présentent une composition ou un comportement singulier,
- Base théorique solide pour l'interprétation.

II-2-2-Inconvénients de l'essai CPT

L'essai penetrométrique présente les inconvénients suivants :

- La pénétration peut être limitée dans les couches de gravier,
- La longueur totale traversée par la pointe ne peut généralement dépasser 40 mètres en terrain peu résistants, en égard à la flexibilité des tiges,
- Nécessite des opérateurs qualifiés.

II-3 Applications géotechniques de l'essai CPT

- Identification des sols,

- Liquefaction des sols,
- Capacité des pieux battus dans le sable.

II-4-Types d'essais CPT

II-4-1-Le pénétromètre à cône mécanique

L'essai CPT mécanique consiste à enfoncer un cône dans le sol et mesurer l'effort de pointe par l'intermédiaire d'un train de tiges centrales au sein de tubes et Poussant sur le cône. Les mesures sont discontinues.

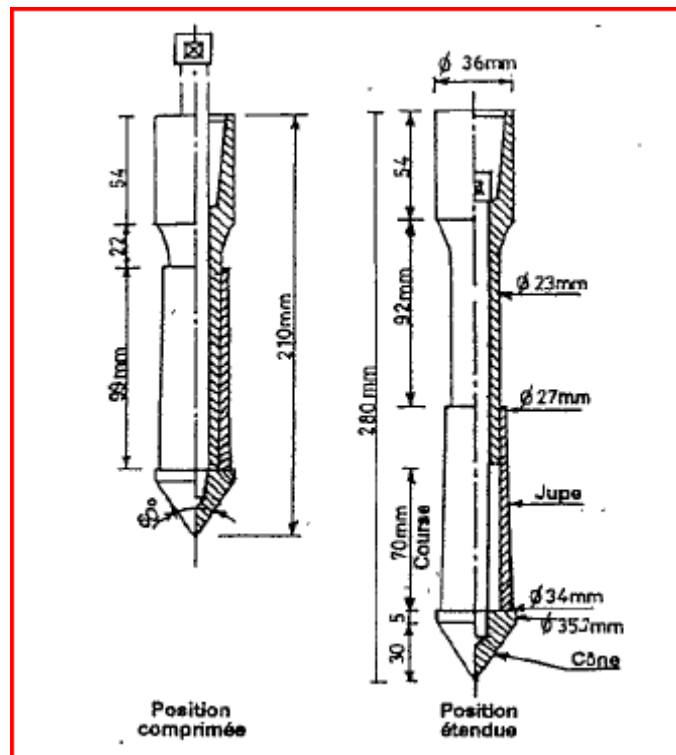


Figure II-1: *Penetromètre mécanique* [3].

Cet essai mécanique permet de mesurer:

- La résistance du cône (appelée aussi capacité portante de pointe), q_c
- La résistance totale ($q_c + f_s$); la résistance de frottements f_s est calculée comme la différence entre les deux valeurs mesurées.

II-4-2- Le piézocône (CPT-U)

L'essai au pénétromètre statique (CPTu) appelé piézocône, consiste à enfoncer un cône dans le sol à une vitesse constante et mesurer en continu la résistance en pointe, le frottement latéral, la pression interstitielle et l'inclinaison du sondage.

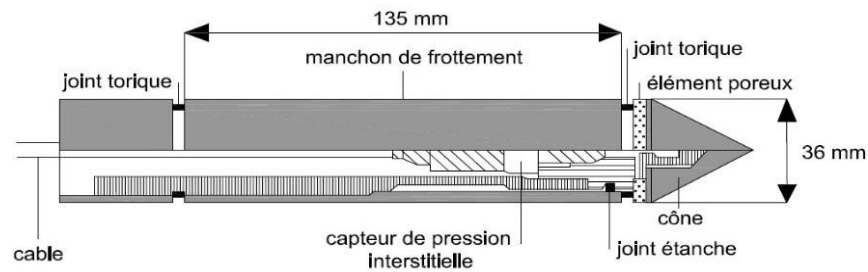


Figure III-2: Le piézocône [3].

II-4-3- Le pénétromètre à cône électrique

Il recueille des informations plus complètes, permettant une meilleure classification des couches de sol (par exemple, la détection d'une mince couche de tourbe dans les sols argileux). La résistance au cône et le frottement latéral sont mesurés en continu (c'est-à-dire pour des intervalles de 1 à 5 cm). Un ordinateur enregistre les mesures transmises à la surface, à travers le cône électrique, par le biais de câbles à l'intérieur des tiges du pénétromètre. Cet essai permet de déterminer les paramètres suivants :

- La résistance au cône q_c (en MPa).
- Le frottement latéral local f_s (en MPa).
- Le rapport de frottement R_f en % ($R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100$)

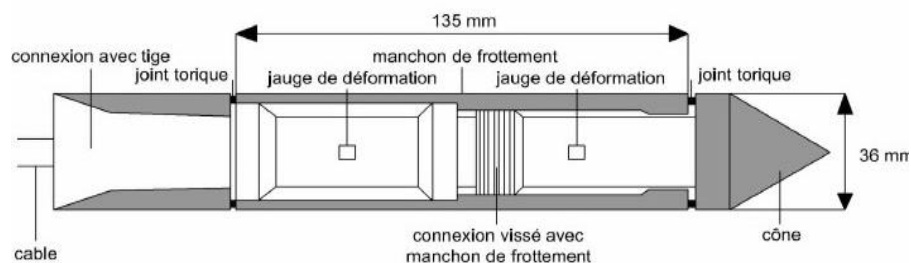


Figure III-3: Pénétromètre électrique. [3]

II-5- Présentation de l'essai CPT mécanique

L'essai au pénétromètre statique consiste à enfoncer verticalement dans le terrain à vitesse lente et constante, un train de tige se termine à sa base par une pointe conique. Il permet de mesurer la résistance des sols traversés tous les 20 cm de profondeur. Le long de la profondeur l'essai CPT permet de mesurer les paramètres de résistance des sols suivant :

- L'effort total de pénétration note Q_t ,
- L'effort s'exerçant sur la pointe ou sur le cône Q_c ,
- L'effort du frottement latéral sur le manchon est donné par:

$$Q_s = Q_t - Q_c$$

Les paramètres déduits sont :

- La résistance en point q_c qui est égale au rapport entre l'effort de point Q_c et la section droite A_c de la base du cône,
- Le frottement latéral unitaire f_s qui est égale au rapport entre l'effort de frottement latéral sur le manchon Q_s et la surface latérale du manchon A_s ,
- Et le rapport de frottement R_f .

II-6-Classification des sols d'après l'abaque de Robertson (2010)

L'une des principales applications du CPT est la détermination de la stratigraphie du sol et l'identification du type de sol. Cela généralement est accompli en utilisant des abaques qui relient les paramètres mesurés avec le CPT au type de sol. Plusieurs abaques ont été proposés, mais l'abaque de Robertson (1986) reste le plus utilisé.

L'abaque de Robertson (1986) est basé sur q_t sur une échelle logarithmique est le rapport de frottement(R_f) sur une échelle naturelle. Bien que le graphique soit présenté en termes de résistance au cône corrigé (q_t), il peut être utilisée aussi bien avec une résistance au cône non corrigé (q_c), car la différence entre q_c et q_t est faible, sauf dans les sols fins très mous.

Robertson(2010) a actualisé son abaque en termes de résistance de pointe adimensionnelle (q_c / p_a), où p_a est la pression atmosphérique ($p_a = 1 \text{ bar} = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MPa}$) et R_f (en

pourcentage) (**figureII-4**).Le nombre de types du sol a également été réduit à 9 (Tableau II-1) au lieu de 12 dans le premier abaque.

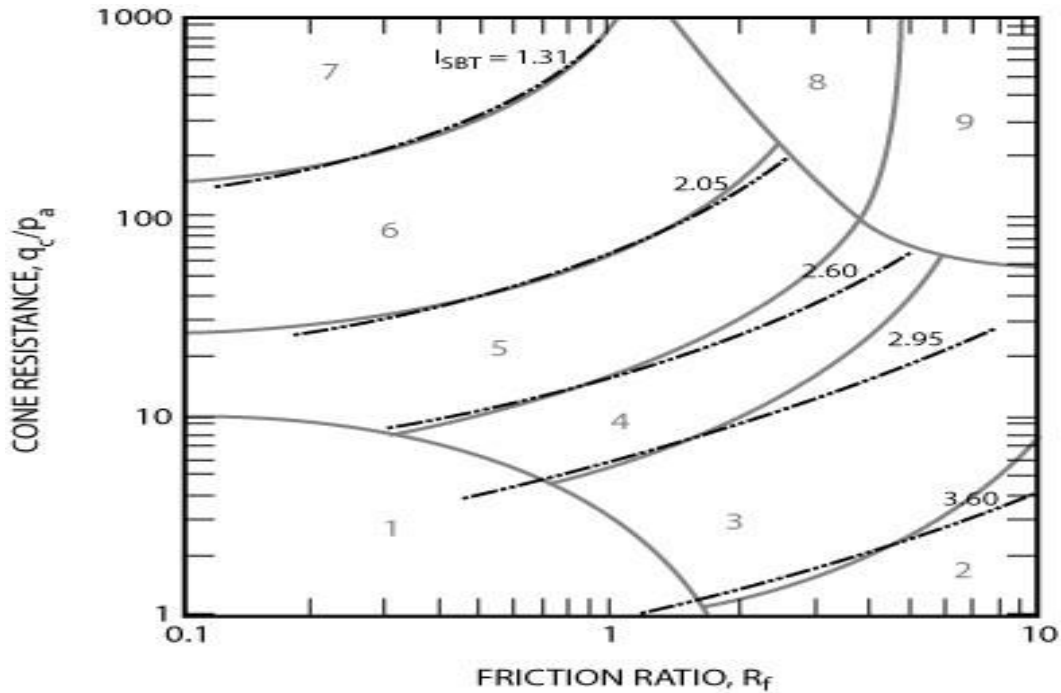


Figure IVI-4: Classification des sols d'après l'abaque de Robertson [15].

Tableau II-1: Les types de sols d'après l'abaque de Robertson [15].

Zone	Soil Behavior Type (SBT)
1	Sensitive fine-grained
2	Clay - organic soil
3	Clays: clay to silty clay
4	Silt mixtures: clayey silt & silty clay
5	Sand mixtures: silty sand to sandy silt
6	Sands: clean sands to silty sands
7	Dense sand to gravelly sand
8	Stiff sand to clayey sand*
9	Stiff fine-grained*

Sur cet abaque, les frontières séparant les zones indiquées peuvent être rapprochées à des cercles concentriques. Le rayon de chaque cercle est utilisé comme un indice de comportement du sol I_c dont la valeur est globalement utile pour identifier les propriétés du sol. Cet indice est défini par l'équation suivants :

$$I_c = [(3.47 - \log(q_c))^2 + (1.22 + \log(f_s))^2]^{0.5}$$

Avec :

q_c : La résistance de pointe ;

R_f : Le rapport de frottement.

Tableau III-2: Différents types de sol en fonction des valeurs de l'indice de comportement [3].

I_c	Zone	Soil Behavior Type
N/A	1	Sensitive, fine grained
>3.6	2	Organic soils – clay
2.95 - 2.60	3	Clays –silty clay to clay
2.60 - 2.95	4	Silt mixtures – clayey silt to <i>silty</i> clay
2.05 - 2.60	5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt
1.31 – 2.05	6	Sands – clean sand to silty sand
<1.31	7	Gravelly sand dense sand
N/A	8	Very stiff sand to clayey sand*
N/A	9	Very stiff, fine grained*

II-6-1 classification du site étudié

Les résultats des essais CPT (résistance en pointe q_c et le frottement latéral f_s) et indice de comportement de CPT1 sont présentés par des diagrammes donnant en fonction de la profondeur, sont représentés le long de la profondeur sur les figures (5-a, 5-b) pour le CPT1, (6-a, 6-b) pour le CPT2, et (7-a, 7-b) pour le CPT3 respectivement.

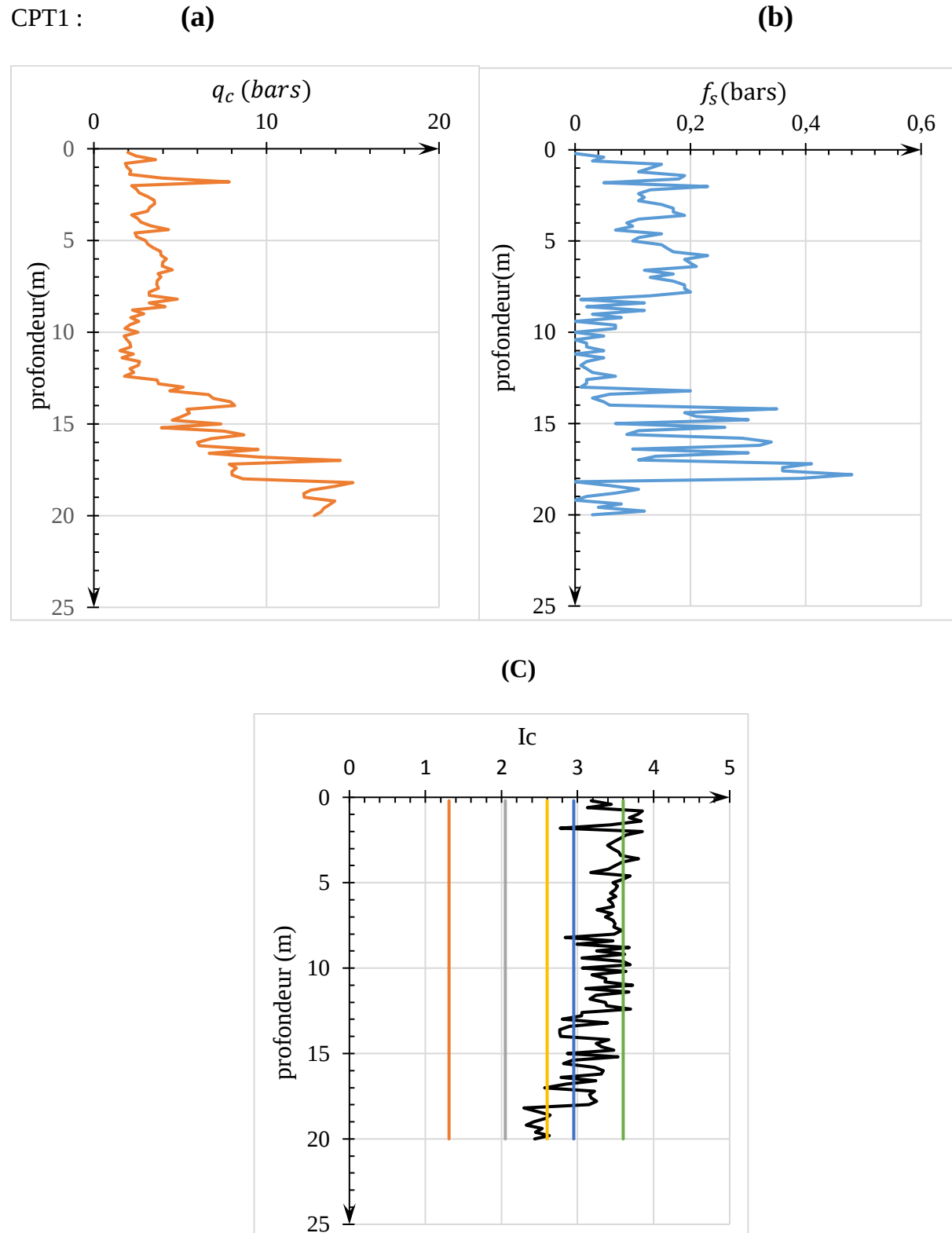
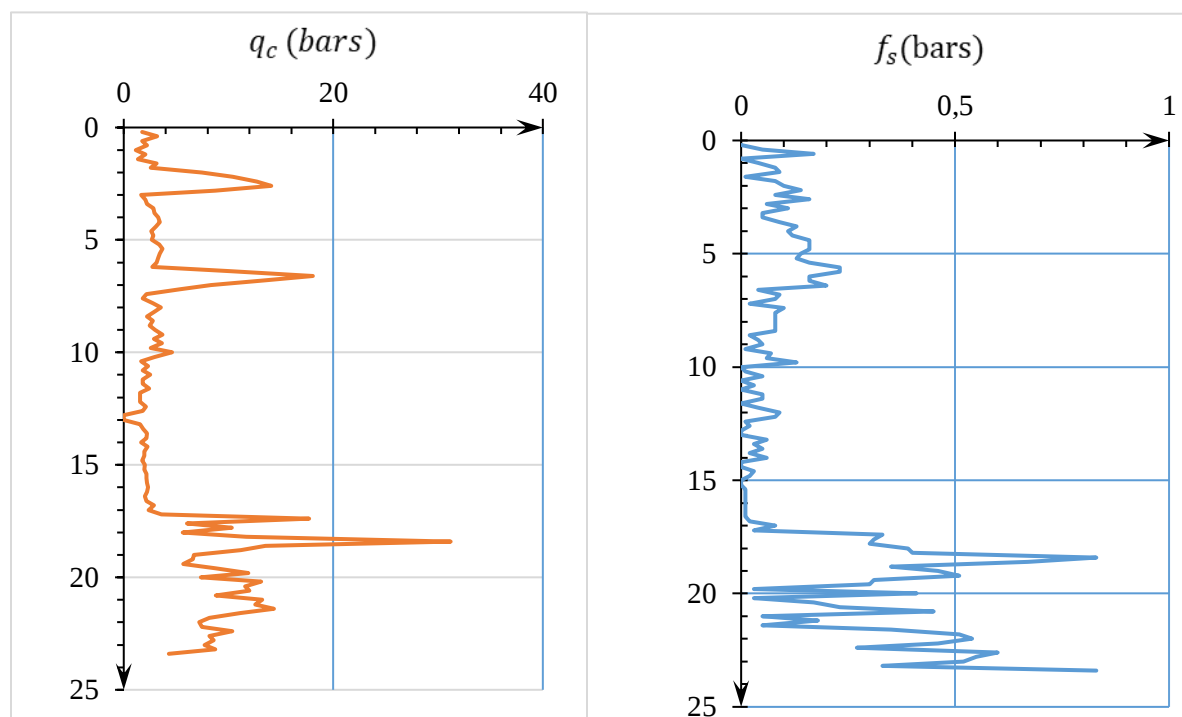


Figure VI-5 : Mesures du CPT1 : a) résistance en pointe, b) frottement latérale, c) indice de comportement.

CPT02 : (a) (b)



(C)

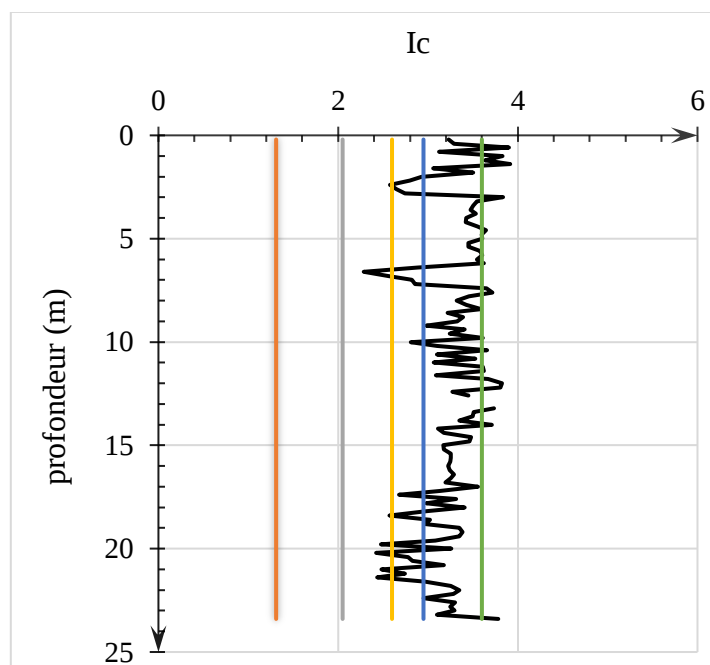
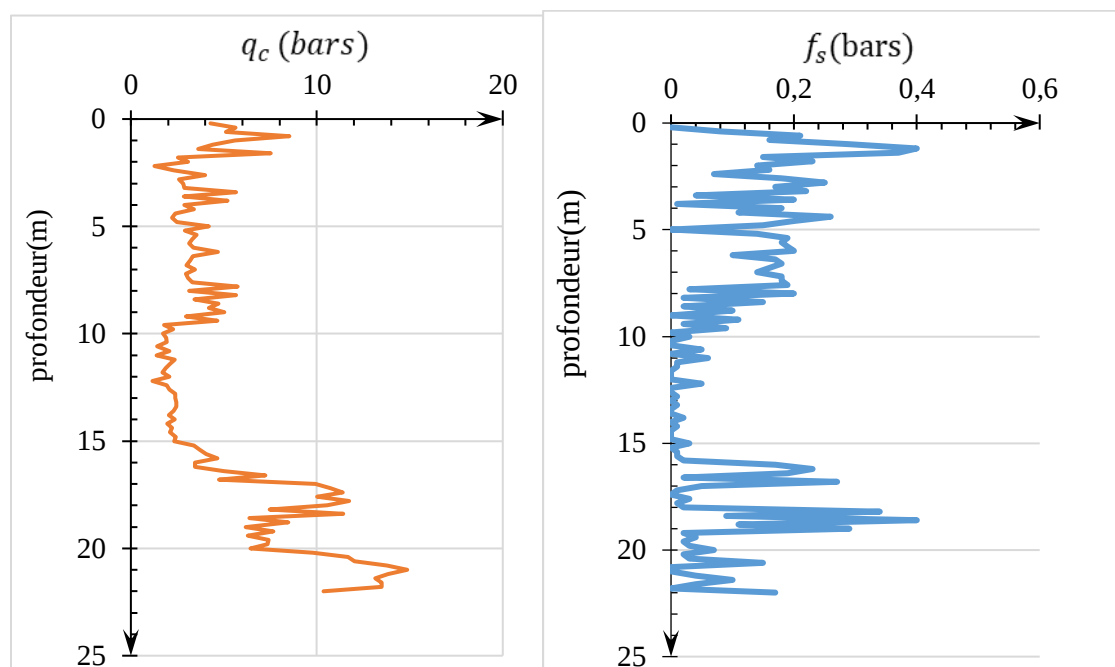


Figure VII-6: Mesures du CPT1 : a) résistance en pointe, b) frottement latérale, c) indice de comportement.

CPT 03 :

(a)

(b)



(c)

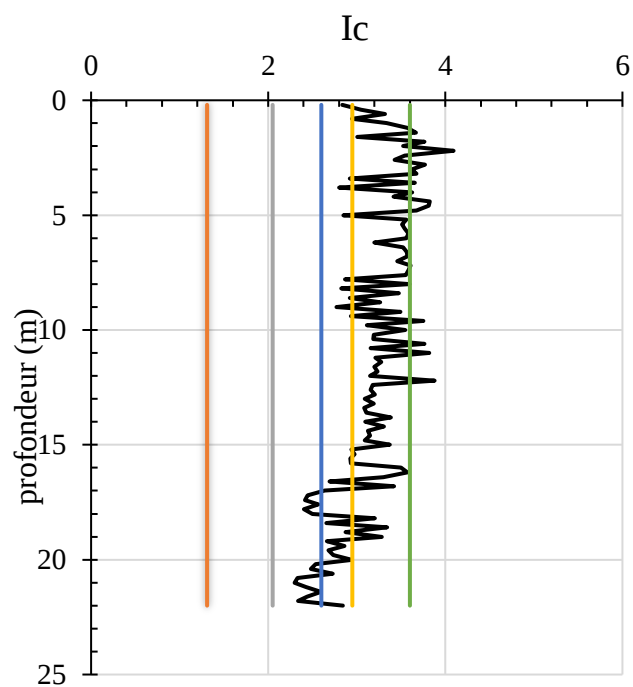


Figure VIII-7: Mesures du CPT1 : a) résistance en pointe, b) frottement latérale, c) indice de comportement.

Interprétation des résultats

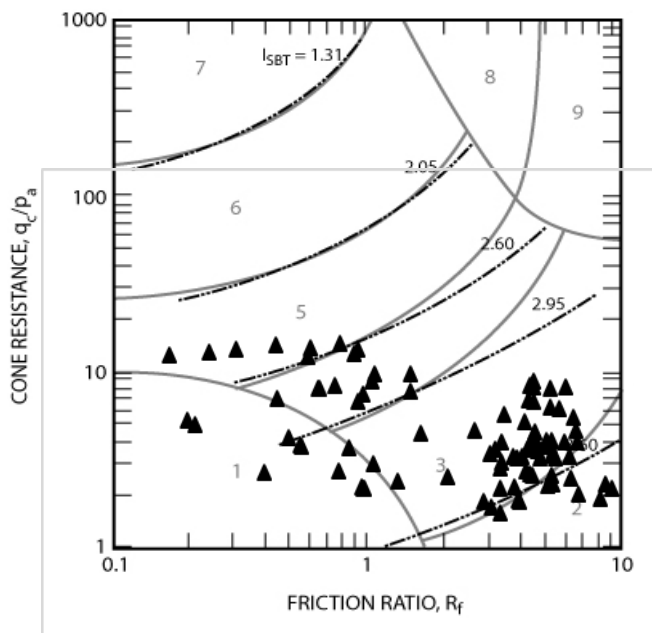
On constate que la résistance en pointe augmente considérablement en profondeur. Le frottement latéral est important en surface entre 15 et 20 m pour les trois CPT.

- L'indice de comportement du sol I_c est montré sur les figures (5-c, 6-c, et 7-c) pour les trois essais respectivement.

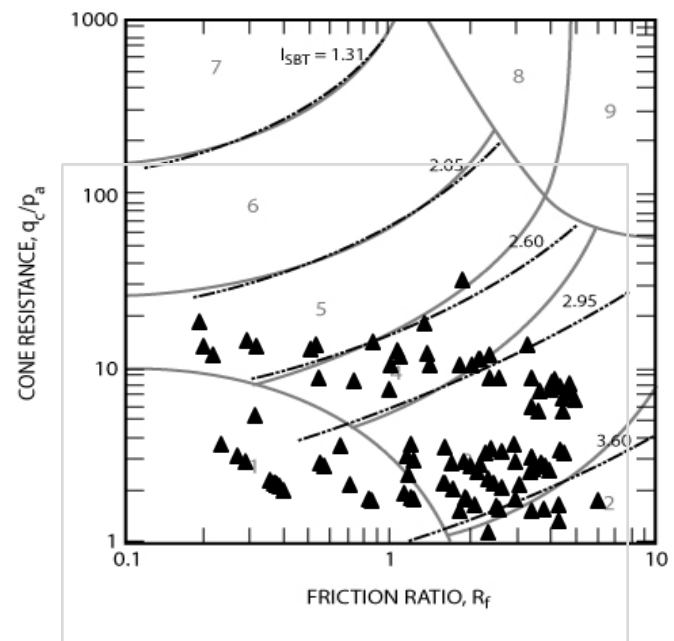
- Le profil de I_c montre la présence des zones 2 et 3 en surface qui correspondent aux argiles limoneuses et limons argileux, et les zones 4 et 5 en profondeur qui correspondent aux limons à limons sableux.

• Les mesures $(R_f, \frac{q_c}{p_a})$ pour les trois CPT sont projetés sur l'abaque de Robertson (figure II -7)

(a)



(b)



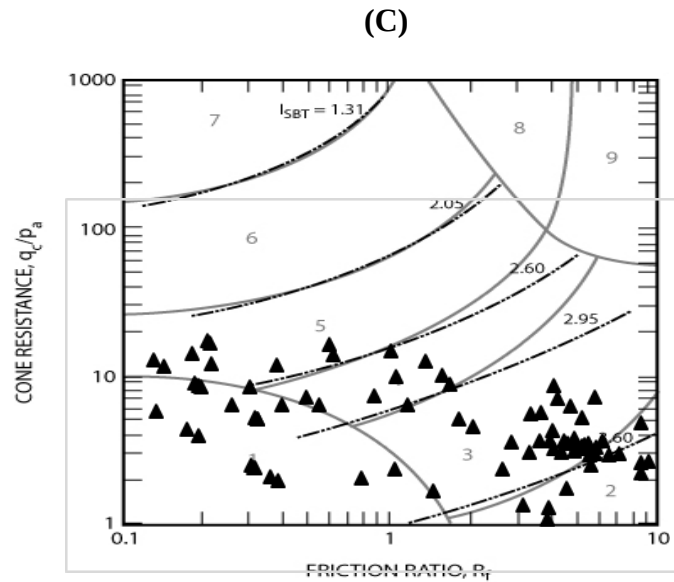


Figure VIII-8: Classification du sol projection des trois essais sur l'abaque de Robertson, a) CPT1, b) CPT2, c) CPT3.

La **figure II-8** montre que la majorité des points se trouvent dans la zone 3 qui correspond aux argiles à limon argileux, avec quelques points qui se répartissent entre les zones 1 et 4 qui correspondent à un sol fin sensible et un limon argileux à argile limoneux respectivement. Ces résultats sont en bonne concordance avec les résultats des deux sondages carottés qui affirment que la zone d'étude renferme des argiles limoneuses à limon argileux.

II-7-Classification du sol à partir de l'essai pressiométrique

II-7-1 Principe de l'essai

L'essai *pressiométrique* consiste à introduire à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée. L'essai permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol qui est le module *pressiométrique* E_m , et une caractéristique de rupture du sol (la pression limite P_l).

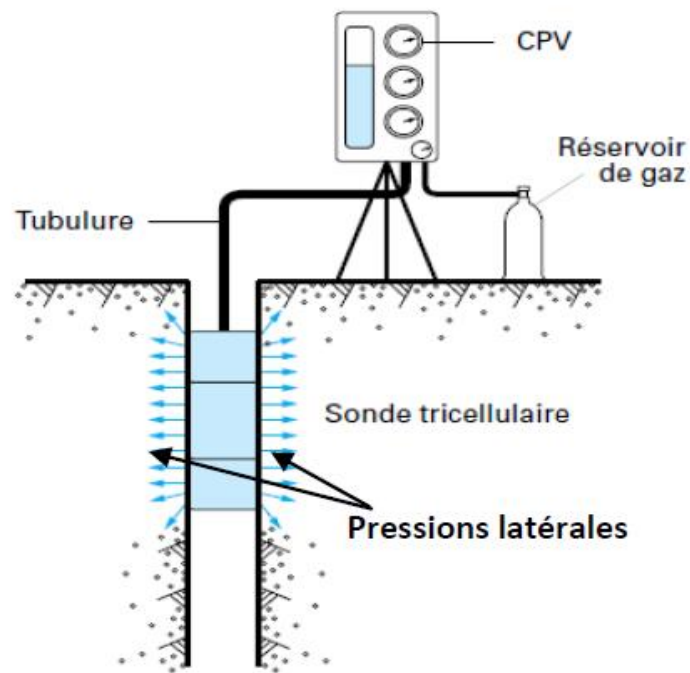


Figure IXI-9: Schéma d'un essai *préssiométrique*[10].

II-7-2 Avantages et inconvénients de l'essai au pressiomètre

- **Avantages**

- L'appareillage est relativement simple, robuste et léger. Les essais sont réalisables dans tous les types de sols à condition de bien choisir la technique de mise en place de la sonde.
- Il permet d'étudier les problèmes de stabilité et d'évaluer le tassement.
- Il est le seul essai fournissant à la fois un critère de déformabilité du sol.

- **Inconvénients**

Pour la mise en place de la sonde, il est nécessaire de faire un forage de bonne qualité, l'essai est ponctuel et ne permet pas des mesures en continue.

La classification du sol à partir de l'essai pressiométrique se fait en fonction du rapport $\frac{E_M}{P_l}$ et du coefficient rhéologique (α) d'après le **Tableau II-3**.

Tableau IIII-3: Coefficient rhéologique du sol (donne une classification du sol en fonction du rapport $\frac{E_M}{P_l}$) [4].

Type	Tourbe α	Argile E_M/P_l α	Limon E_M/P_l α	Sable E_M/P_l α	Sable et gravier E_M/P_l α	Type Roche α
Sur consolidé très serré	—	> 16 1	> 14 $2/3$	> 12 $1/2$	> 10 $1/3$	Très peu Fracturé $2/3$ normal $1/2$
Normalement consolidé Normalement serré	1	9-16 $2/3$	8-14 $1/2$	7-12 $1/3$	6-10 $1/4$	Très Fracturé $1/3$
Sous- consolidé	—	7-9 $1/2$	5-8 $1/2$	5-7 $1/3$	—	Très altéré $2/3$

II-8 Application au site étudié

Les résultats des deux essais *pressiométrique* sont représentés sous forme des graphes tel que montrés sur les figures (II -9 et II -10) pour l'essai.

PR1 :

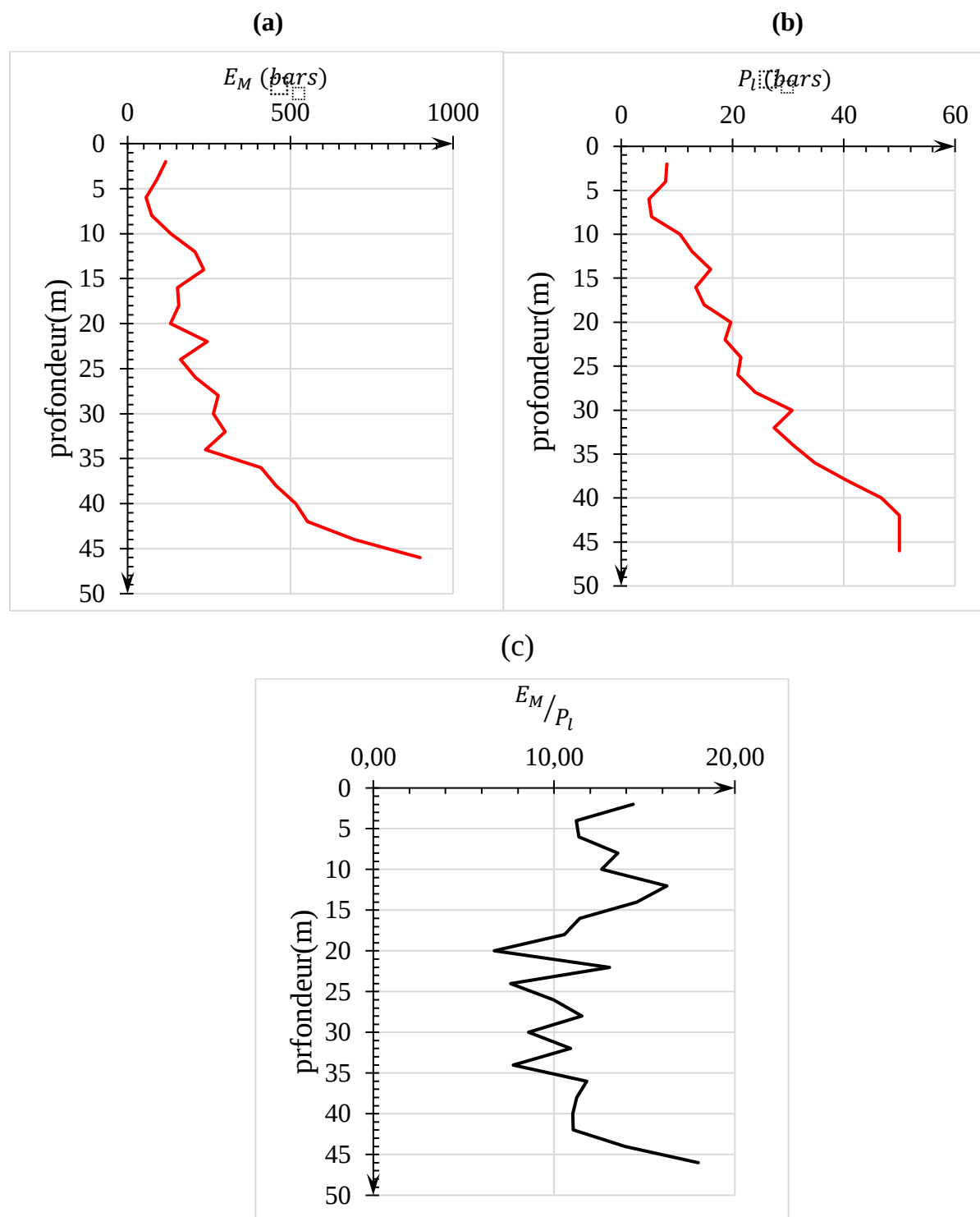


Figure XI-10 : Mesure de l'essai PR1 :a)module *pressiométrique*, b)pression limite, c)Rapport $\frac{E_M}{P_l}$.

Pour PR2 :

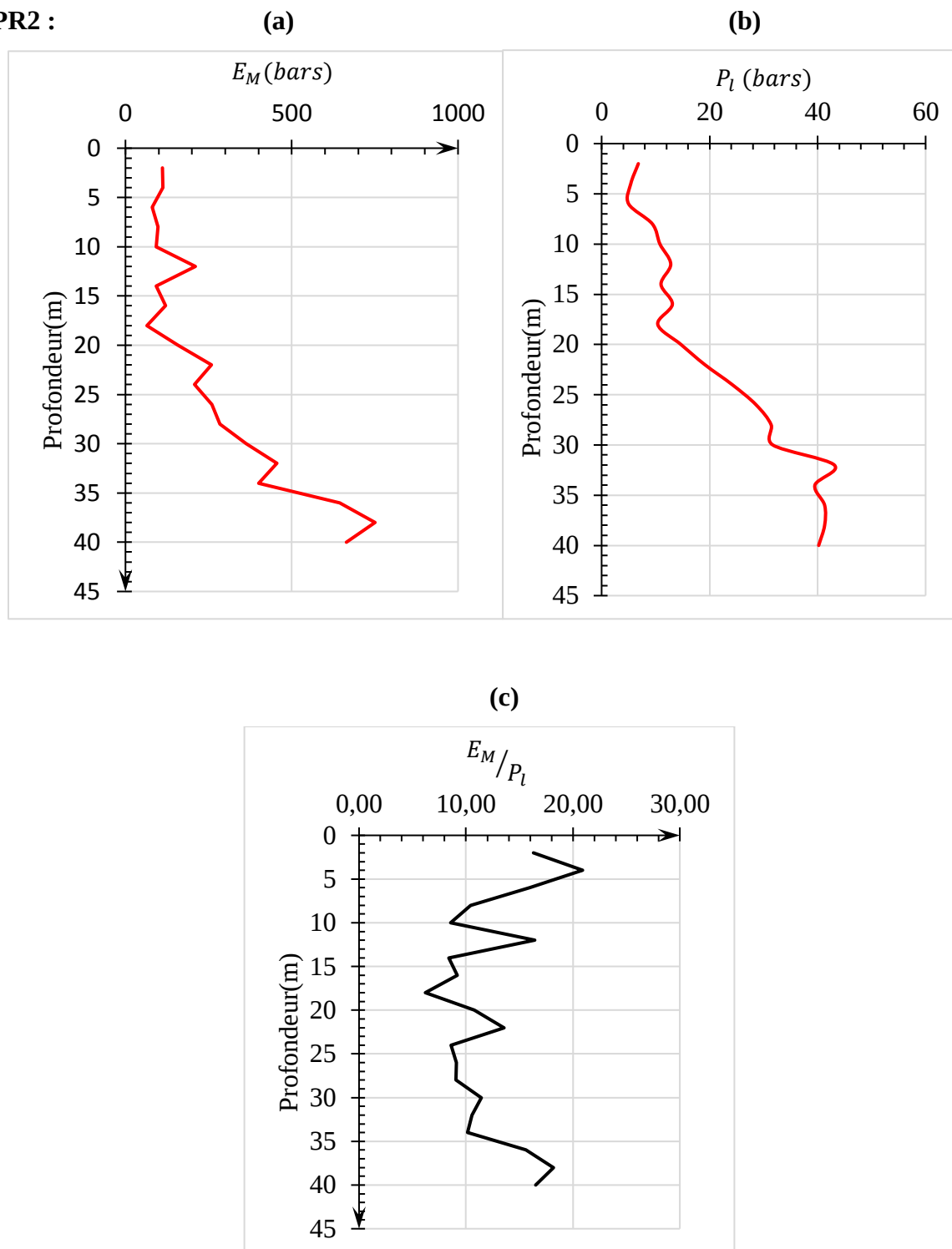


Figure XII-11: Mesures de l'essai PR2 :a) module *pressiometrique*, b) pression limite,
c) Rapport $\frac{E_M}{P_l}$.

Interprétation des résultats

- La pression limite varie linéairement jusqu'à une profondeur de 30 cm, le module pressiométrique E_M varie très peu. À partir de 30 m, P_l et E_M augmente considérablement en fonction de la profondeur.
- Le rapport $\frac{E_M}{P_l}$ montre un sol normalement consolidé en surface ($9.96 < \frac{E_M}{P_l} < 14.56$), sous consolidé à normalement consolidé entre 18 et 45 m. Au-delà cette profondeur, le sol est sur-consolidé.

II-9 Conclusion

D'après les résultats des essais in situ, on conclut que :

- La résistance en pointe augmente considérablement en profondeur et le frottement latérale est important en surface et en profondeur.
- Le profil I_c montre la présence des argiles limoneuses, limon argileux en surface et limon à limon sableux en profondeur.
- la projection des trois CPT sur l'abaque de Robertson montre que le sol de site étudié sont des argiles à limon argileux, des sols fins et limon argileux à argile limoneuses.
- les résultats de la classification du sol à partir de l'essai CPT, sont en bonne concordance avec les résultats des deux sondages carottes qui affirme que la zone d'étude renferme des argiles à des argiles limoneuses, et limons argileux et sableux.
- Les essais pressiométriques ont montré un sol normalement consolidé en surface et sur consolidé à partir de 45 m.

III-1-Introduction

L'étude des fondations a pour but d'arriver au choix du type de fondation adaptable à la capacité portante du sol, et à l'importance de l'ouvrage à réaliser.

Dans ce chapitre, nous allons évaluer la contrainte admissible du sol à partir des essais de laboratoire et des essais in situ, puis on vérifie la capacité portante du radier.

III-2-Calcul de la capacité portante des fondations superficielles

La capacité portante d'un sol est la contrainte que peut reprendre le sol avant rupture par cisaillement, elle est calculée à partir de la contrainte de rupture du sol qui peut être déterminée soit à partir des essais de laboratoire ou des essais in situ.

III-2-1-Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire [5] [4]

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle la capacité portante d'une fondation la contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol sans qu'il y ait de risque de rupture.

La formule de la contrainte de rupture du sol sous une charge verticale centrée (méthode de superposition de *Terzaghi*) est donnée par ([4], [7], [9]) :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma + (\gamma_1 D + q) N_q S_q + C N_c S_c \quad (\text{III-1})$$

Avec :

B : largeur de la fondation.

D : ancrage de la fondation.

γ_1 : Poids volumique du sol au-dessus de la base de la fondation.

γ_2 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

q : Surcharge à la surface du sol.

N_q, N_c, N_γ sont des coefficients de portance, donnés par [6] :

$$N_q = e^{\pi t g \varphi} t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot g(\varphi)$$

$$N_\gamma = 1.85(N_q - 1) \tan(\varphi)$$

S_γ, S_c, S_q Sont des coefficients de forme [9] :

$$S_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$S_q = 1$$

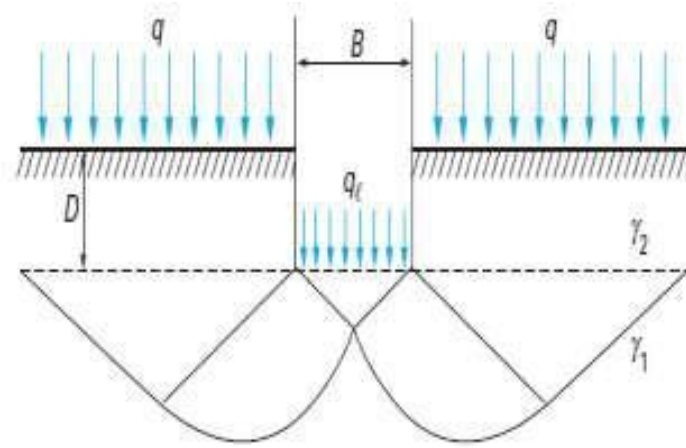


Figure III-1 : Schéma de rupture d'une fondation [4].

La contrainte admissible est donnée par la formule suivante [9] :

$$\sigma_{adm} = \frac{q_u - (\gamma_1 \times D)}{F_s} + \gamma_1 \times D \quad (\text{III-2})$$

F_s : Coefficient de sécurité (égal à 2 à l'ELU et 3 à l'ELS)

III-2-2-Capacité portante à partir des essais in situ

III-2-2-1-Capacité portante du sol à partir de l'essai pressiométrique ([8], [4],[9])

La contrainte de rupture sous une fondation soumise à une charge verticale centrée est donnée par :

$$q_u = K_p P_{le}^* + \gamma' \times D \quad (\text{III-3})$$

Avec :

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente du sol. Elle représente la moyenne des pressions limites nettes mesurées sur une profondeur égale à $1,5 B$ sous la fondation [DTR-BC 2.331]. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times P_{l3}^* \times \dots \times P_{ln}^*} \quad (III-4)$$

Avec : $P_{li}^* = P_l - P_0$

P_{li}^* : Pression limite nette,

P_l : Pression limite mesurée,

P_0 : Contrainte totale horizontale au même niveau avant essai.

K_p : Facteur de portance qui dépend de la nature du sol tableau III-3, la hauteur d'encastrement et les dimensions de la fondation. Il est donné dans le tableau III-1.

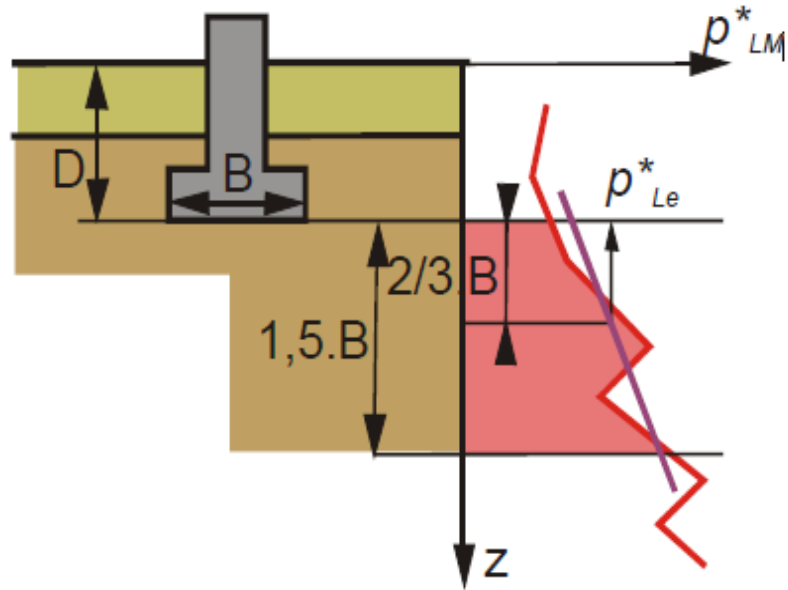


Figure III-2 : Définition de la pression limite équivalente [10].

La hauteur d'encastrement équivalente (D_e) tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur. Il est donné par la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz = \frac{\sum_0^D P_{li}^* \times \Delta z}{P_{le}^*} \quad (III-5)$$

Les valeurs numériques du facteur de capacité portante varient en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation. Les valeurs du facteur de portance pressiométrique k_p sont données dans le tableau III-1 suivant :

TABLEAU III-1 : FACTEURS DE PORTANCE PRESSIOMETRIQUE K_p ([4], [6]).

Classe de sol	Valeur de K_p
Argiles et limons A. Craies A	0,8 [1 +0,25 (0,6 +0,4L/B) De /B]
Argiles et limons	0,8 [1 +0,35 (0,6 + 0,4L/B) De /B]
Argiles C	0,8 [1 +0,50 (0,6 +0,4L/B) De /B]
Sable A	[1 +0,35 (0,6 +0,4L/B) De /B]
Sables et graves B	[1 +0,50 (0,6 +0,4L/B) De /B]
Sables et graves C	[1 +0,80 (0,6 +0,4L/B) De /B]
Craies B et C	1,3 [1 +0,27 (0,6 +0,4L/B) De /B]
Marne <i>marno</i> -calcaire, roche altérée	[1 +0,27 (0,6 +0,4L/B) De /B]

La contrainte admissible est donnée par :

$$\sigma_{adm} = \frac{K_p \times P_{le}^*}{F_s} + \gamma' \times D \quad (\text{III-6})$$

Avec: $F_s = 3$ (l'ELS)

$F_s = 2$ (l'ELU)

III-2-2-2- Capacité portante du sol à partir de l'essai CPT ([8], [4], [6])

La contrainte de rupture du sol à partir de l'essai CPT est donnée :

$$q_u = K_c \times q_{ce} + \gamma' \times D \quad (\text{III-7})$$

Avec :

K_c : Facteur de portance *pénétrométrique* qui dépend de la catégorie de sol donné par le (tableau III-3), et de la hauteur d'encastrement équivalent et des dimensions de fondation .Il est donné par le (tableau III-2)

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente du sol donnée par :

$$q_{ce} = \frac{1}{(3a+b)} \int_{D-b}^{D+3b} q_c^*(z) dz \approx \frac{\sum_0^{D+1.5B} q_{ci}^*}{N} \quad (\text{III-8})$$

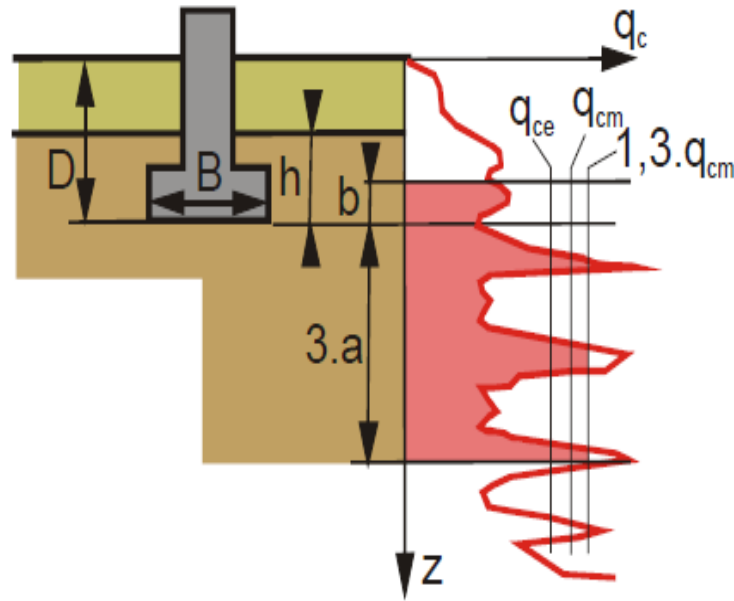


Figure III-3: Définition de la résistance de pointe équivalente [10].

D_e : Hauteur d'encastrement équivalente calculé par l'équation suivant :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz = \frac{\sum_0^D q_{ci} \times \Delta z}{q_{ce}} \quad (\text{III-9})$$

Les valeurs du facteur de portance pénétrométrique k_c en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation sont données dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Valeurs du coefficient K_c selon le fascicule 62. [6]

Classe de sol	Valeur de K_c
Argiles et limons A	0,32 [1 + 0,35 (0,6 + 0,4B/L) D_e/B]
Sables A	0,14 [1 + 0,35(0,6 + 0,4B/L) D_e/B]
Sables et graves B	0,11 [1 + 0,50(0,6 + 0,4B/L) D_e/B]
Sables et graves C	0,08[1 + 0,80(0,6 + 0,4B/L) D_e/B]
Craies B	0,17 [1 + 0,27 (0,6 + 0,4B/L) D_e/B]

La contrainte admissible du sol est donnée comme suit :

$$\sigma_{adm} = \gamma' \times D + \frac{K_c \times q_{ce}}{F_s} \quad (\text{III-10})$$

La définition des catégories conventionnelles des sols pour ces essais est la suivante :

Tableau IIII-3 : définition des catégories conventionnelles des sols[4] , [6].

Classes de sol		Pressiomètre P_{LM} (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A-Argiles et limons mous	< 0.7	< 3
	B-Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C-Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0
Sables graves	A-Lâches	< 0.5	< 5
	B-Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C-compacts	> 2.5	> 20.0
craies	A-Molles	< 0.7	< 5
	B-Altérées	1.0 à 2.5	> 5.0
	C-Compacts	> 3	
Marnes, marno-calcaires	A-Tendres	1.5 à 4.0	
	B-Compacts	> 4.5	
Roches	A-Altérées	2.5 à 4.0	
	B-Fragmentées	> 4.5	

III-3-Vérification des semelles isolée et filante

III-3-1-Semelle isolé carrée

L'effort max à l'ELS : $N_{ELS}=5470.719$ KN

On suppose que l'ancrage $D = 3$ m, B est inconnue.

Contrainte admissible du sol à partir de l'essai de laboratoire:

On calcule d'abord la surcharge au-dessus de la semelle à court terme :

$$q = \gamma \times D$$

Avec :

$$\gamma_1 = 19 \text{ kn/m}^3 \gamma_2 = 20.2 \text{ KN /m}^3$$

$$\text{Donc : } q = 58.2 \text{ KN/m}^2$$

Calcul non drainé

$$\text{On a: } \varphi = 1^\circ \rightarrow N_\gamma = 0$$

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5.38$$

Les coefficients de formes

$$S_\gamma = 0.8$$

$$S_q = 1$$

$$S_c = 1.2$$

D'après la formule générale de la contrainte ultime on obtient :

$$q_u = 249.94 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte admissible du sol : $q_{adm} = \frac{q_u - q}{F_s} + q$

$$F_s = 3 \rightarrow q_{adm} = 122.11 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ref} \leq q_{adm}$$

$$\frac{5470.719}{B^2} \leq 122.11$$

On obtient l'équation de 2^{ème} degré suivante :

$$122.11B^2 - 5470.719 = 0$$

Donc $B \geq 6.69 \text{ m}$

Vu la distance existante entre les axes de deux poteaux, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles ; ce choix ne convient pas.

III-3-2-Semelle filante :

Les efforts transmis par les poteaux d'un portique selon la petite portée sont :

$$N_1 = 2447.085 \text{ KN}$$

$$N_2 = 5470.719 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2534.951 \text{ KN}$$

$$N_4 = 5226.243 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2055.807 \text{ KN}$$

On suppose $D = 3 \text{ m}$

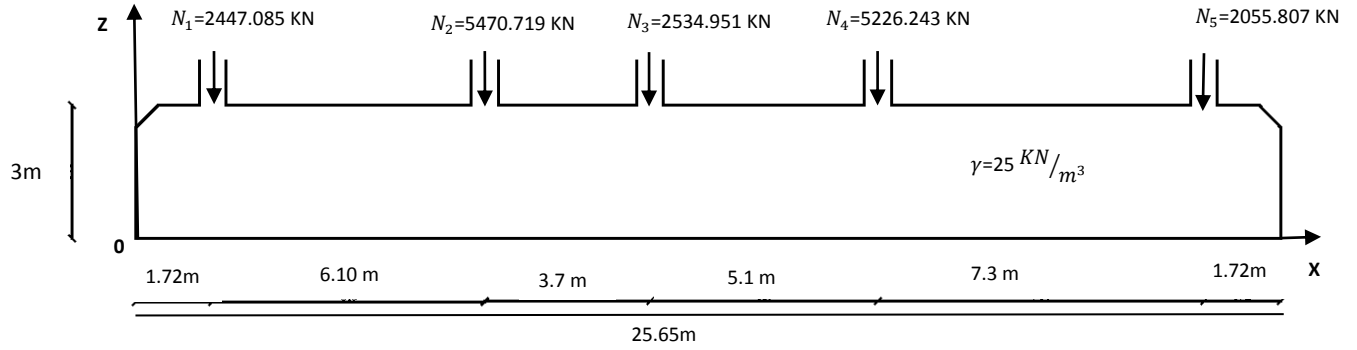


Figure IVII-4: Schéma statique de la semelle filante montre les entre axes des poteaux.

Effort normal total : $N_G = \sum_1^5 N_{Si} = 2447.085 + 5470.719 + 2534.951 + 5226.243 + 2055.807 + 641.25$

$$N_G = 18376.055 \text{ kN}$$

$$\text{Equation d'équilibre : } \sum M/0 = \sum_1^5 N_{Si} d_i = N_G \times x \rightarrow x = \frac{\sum_1^5 N_{Si} d_i}{N_G}$$

$$x = 11.99 \text{ m}$$

Excentricité de N_G par rapport au CDG de la semelle :

$$e_x = |x - X_G| = |11.99 - 12.82| = 0.83 \text{ m} \rightarrow M_s = N_G \times e_x = 15252.125 \text{ kN.m}$$

$$\text{FC semelle continue : } \begin{cases} N_G = 18376.055 \text{ kN} \\ M_s = 15252.125 \text{ kN.m}, e_x = 0.83 \text{ m}, e_y = 0 \text{ m} \end{cases}$$

$$q_{ref} = \frac{N_s}{B \times (L - 2e_x)} < \bar{\sigma}_s \rightarrow B \geq \frac{N_s}{(L - 2e_x) \bar{\sigma}_s}$$

$$\text{La contrainte admissible du sol : } \bar{\sigma}_s = q_{adm} = \frac{q_u - q}{F_s} + q, F_s = 3$$

$$\bar{\sigma}_s = 111.46 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \frac{18376.058}{(39.05 - 2(0.83))111.46}$$

$$\text{Donc } B = 6.87 \text{ m.}$$

Remarque : Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. La semelle filante ne convient pas, on va procéder à la vérification d'un radier.

III-4-Calcul de la capacité portante du sol

III-4-1 calcul de la contrainte de référence

Dans notre cas on opte pour un radier

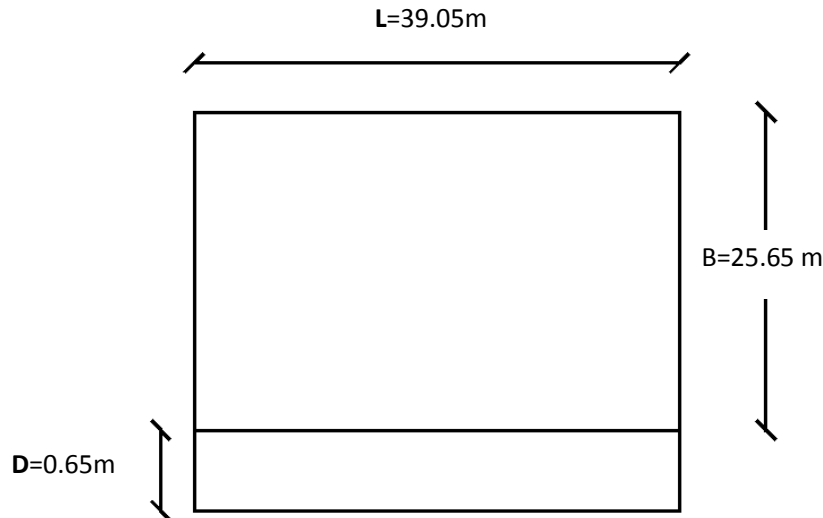


Figure VII-5 : Les dimensions du radier .

Les dimensions du radier $B = 25.65m$, $L = 39.05m$, et l'ancrage D est inconnu

- La charge totale transmise au radier à ELS est : $N_{ELS} = 140238.318 \text{ kN}$
- La surface de radier est : $S_R = 1001.63m^2$
- Poids propre du radier : $G_R = 16276.528 \text{ kN}$

La charge totale (bâtiment + radier) est : $N_t = 156514846 \text{ kN}$

L'excentricité de la charge : $e = \frac{M}{N}$

Suivant x : $M_{x ELS} = 67457.039 \text{ kN.m}$

$$e_x = \frac{67457.039}{156514846} = 0.43 \text{ m}$$

Suivant y : $M_{y ELS} = 19148.0706 \text{ kN.m}$

$$e_y = \frac{19148.0706}{156514846} = 0.12 \text{ m}$$

Donc selon Meyerhof

$$q_{ref} = \frac{N_t}{(B-2e_x)(L-2e_y)} \rightarrow q_{ref} = 1.62 \text{ bars}$$

Etat de contrainte selon fascicule 62 titre V

$$\sigma_{i=(\sigma_{Max}, \sigma_{Min})} = \frac{N_s}{S} \left(1 \mp \frac{6e_x}{B} \mp \frac{6e_y}{L} \right)$$

$$\sigma_{i=(\sigma_{Max}, \sigma_{Min})} = \frac{156514.846}{1001.63} \left(1 \mp \frac{6(0.43)}{25.65} \mp \frac{6(0.12)}{39.05} \right) = 156.261(1 \mp 0.119) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{Max} = 1.74 \text{ Bars} \\ \sigma_{Min} = 1.37 \text{ Bars} \end{cases}$$

$$\Rightarrow q_{ref} = \frac{3\sigma_{Max} + \sigma_{Min}}{4} = \frac{3(1.74) + (1.37)}{4} = 1.65 \text{ Bars}$$

Commentaire : On remarque un léger dépassement de la contraintes référence (q_{ref}) donnée par le fascicule 62 par rapport à celle donnée par le modèle de Meyerhof .

Les résultats de la contrainte de référence à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le Tableau III-4.

Tableau IVII-4 : Contrainte de référence à l'ELU et à l'ELS :

Combinaison		N_t (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	e_x (m)	e_y (m)	q_{ref} (bars)
ELU	Modèle de Meyerhof	208658.149	92286.821	26621.2762	0.44	0.12	2.14
	Modèle fasc 62	208658.149	92286.821	26621.2762	0.44	0.12	2.2
ELS	Modèle de Meyerhof	156514.846	67457.039	19148.0706	0.43	0.12	1.62
	Modèle fasc 62	156514.846	67457.039	19148.0706	0.43	0.12	1.65

III-4-2- Contrainte admissible du sol à partir de l'essai de laboratoire

➤ Calcul de l'ancrage D

On calcule d'abord la surcharge au-dessus du radier à court terme :

$$\gamma_1 = 19 \text{ kN/m}^3, \gamma_2 = 20.2 \text{ kN/m}^3, D = h + 2$$

$$q = \gamma \times D = 19 \times 2 + 20.2 \times h$$

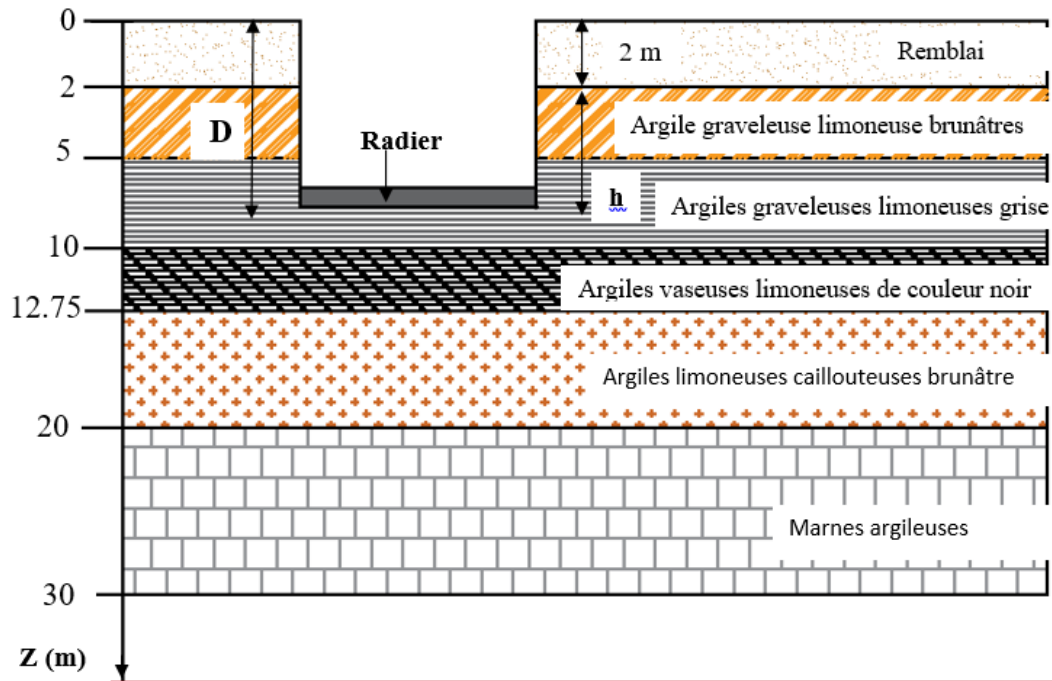


Figure VIII-6 : La coupe lithologique montre l'ancrage de radier (2+h).

Donc : $q = 20.2h + 38 \text{ kN/m}^2$

On a : $\varphi = 1^\circ$: $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$, $N_c = 5.38$

$B' = 25.43 \text{ m}$, $L' = 38.51 \text{ m} \rightarrow S_\gamma = 1.13$, $S_q = 0.868$, $S_c = 1$

D'après la formule générale de la contrainte ultime on obtient :

$$q_u = 20.2h + 218.72 \text{ kN/m}^2$$

La contrainte admissible du sol : $q_{adm} = \frac{q_u - q}{F_s} + q$

$$q_{ref} \leq q_{adm} \rightarrow 20.2h - 130 \leq 60.24 \rightarrow h \geq 3.45 \text{ m} \rightarrow D \geq 5.45 \text{ m}$$

Il est prévu de faire deux sous-sols, donc on prend $D = 6.4 \text{ m}$.

Les résultats de la contrainte admissible à partir de l'essai de laboratoire sont résumés dans le tableau III-5.

Tableau VII-5 : Capacité portante à partir des essais de laboratoire.

γ_1 (KN/ m^3)	γ_2 (KN/ m^3)	S_q	S_γ	S_c	Φ (°)	N_γ	N_q	N_c	q_u (bars)	$\sigma_{adm}(Elu)$ (bars)	$\sigma_{adm}(Els)$ (bars)
19	20.2	0.868	1.131	1	1	0	1	5.38	3.07	1.84	1.44

III-4-3- Calcul de la contrainte admissible à partir de l'essai pressiométrique

Pour le calcul de la contrainte admissible, nous effectuons le calcul pour les deux pressiomètres en considérant la même profondeur que le pénétromètre afin de comparer les résultats.

- Contrainte de rupture : $q_u = K_p P_{le}^* + \gamma' \times D$

P_{le}^* est calculée avec la formule (III-4) en considérant les pressions limites nettes sur une épaisseur de 15.6 m sous la base du radier. Les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1.5fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée. [9]

Ces pressions sont résumées dans le tableau III.6.

Tableau VIII-6 : Résultats du sondage pressiométrique N°1.

Profondeur (m)	Pression limite P_l (bars)	Pression horizontale Des terres au repos P_0 (bars)	Pression limite nette $P_l^* = P_l - P_0$ (bars)	Pression limite nette écrite $Pl_{écriter}^*$ (Bars)
2	8.18	1.54	6.64	5.19
4	7.98	1.58	6.4	5.19
6	4.98	1.52	3.46	3.46
8	5.45	1.56	3.8	3.8
10	10.58	1.68	8.9	5.19
12	12.78	1.69	11.09	5.19
14	16.08	1.66	14.42	5.19
16	13.38	1.67	11.62	5.19
18	14.88	1.81	13.07	5.19
20	19.68	3.52	16.16	5.19
22	18.7	3.71	14.99	5.19
P_{le}^*		4.99 bars		

Tableau VIII-7 : Résultats du sondage pressiométrique N°2.

Profondeur (m)	Pression limite P_l (bars)	Pression horizontale Des terres au repos P_0 (bars)	Pression limite nette $P_l^* = P_l - P_0$ (bars)	Pression limite nette écrite $PL_{écriter}^*$ (Bars)
2	6.8	1.43	5.37	5.31
4	5.4	1.38	4.02	4.02
6	5	1.46	3.54	3.54
8	9.4	1.45	7.95	5.31
10	10.8	1.56	9.24	5.31
12	12.8	2.53	10.27	5.31
14	11	2.46	8.54	5.31
16	13.1	2.53	10.57	5.31
18	10.4	1.46	8.94	5.31
20	14.7	2.53	12.17	5.31
22	19.1	3.48	15.62	5.31
P_{le}^*		5.3 bars		

Pour le calcul du coefficient de portance (K_p), le sol est classé comme argile et limons fermes (Classe B) d'après le tableau III-3 : $K_p = 0,8 [1 + 0,35 (0,6 + 0,4L/B) B/De]$ (tableau III-8) .

Les résultats de calcul de la contrainte ultime et de la contrainte admissible pour les deux pressiomètres sont résumés dans le (tableau III-8).

Tableau VIII-8 : Résultats des essais pressiométriques.

PR	D(m)	P_{le}^* (bars)	D_e (m)	K_p	q_u (bars)	$\sigma_{adm}(ELU)$ (bars)	$\sigma_{adm}(ELS)$ (bars)
1	6.4	4.99	5.54	0.873	5	2.82	2.1
2	6.4	5.3	4.84	0.863	5.23	2.94	2.17

On opte pour le cas le plus défavorable :

$$\sigma_{adm}(ELS) = \min(2.1, 2.17) = 2.1 \text{ bars.}$$

$$\sigma_{adm}(ELU) = \min(2.82, 2.94) = 2.82 \text{ bars}$$

III-4-4- Calcul de la contrainte admissible à partir de l'essai CPT

Pour le calcul de la résistance de pointe moyenne, on utilise la formule suivante :

$$q_{cm} = \frac{\sum_{i=D}^{D+1.5B} q_{ci}}{N} \quad (\text{III-11})$$

Avec : $D = 6.4 \text{ m}$ et $1.5B + D$ qui est arrêté à 21 ; 22 ; 23 respectivement pour les trois CPT.

Pour le calcul du coefficient de portance (K_c), le sol est classé comme argile et limons (Classe A) d'après le tableau III-3 : $k_c = 0,32 [1 + 0,35 (0,6 + 0,4B/L) D_e/B]$. Les résultats pour les trois CPT sont résumés dans le (Tableau III-9).

Tableau IXII-9 : Résultats des essais CPT.

CPT	D (m)	q_{cm} (bars)	q_{ce} (bars)	D_e (m)	K_c	q_u (bars)	$\sigma_{adm}(\text{ELU})$ (bars)	$\sigma_{adm}(\text{ELS})$ (bars)
1	6.4	5.99	5.01	4.03	0.335	2.30	1.46	1.18
2	6.4	5.69	4.27	6.18	0.343	2.09	1.36	1.12
3	6.4	5.37	4.26	5.54	0.341	2.08	1.35	1.11

$$\sigma_{adm}(\text{ELS}) = \min (1.18, 1.12, 1.11) = 1.11 \text{ bars}$$

$$\sigma_{adm}(\text{ELU}) = \min (1.46, 1.36, 1.35) = 1.35 \text{ bars}$$

D'après les résultats des essais in-situ, la contrainte admissible la plus défavorable est celle donné avec le CPT3.

III-5-Conclusion

En comparant les résultats des contraintes admissibles obtenues par l'essai de laboratoire et les essais in situ, on remarque qu'elles diffèrent d'un essai à un autre.

On constate une différence et c'est l'essai CPT et l'essai préssiomtrique. Ce résultat est probablement lié au fait que les mesures avec le pénétromètre statique qui sont effectuées chaque 20 cm contre 2 m pour le préssiomètre.

$$q_{adm} = \min[(q_{adm})_{labo}; (q_{adm})_{PMT}; (q_{adm})_{CPT}].$$

La contrainte admissible du sol à partir de l'essai CPT_3 égale à 1.11 Bars, et elle est inférieure à celle apporté par le bâtiment qui égale à 1.62 bars.

IV-1- Introduction

Sous l'action des charges appliquées (fondations, remblais ...), il se développe dans les sols des contraintes verticales qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés **tassements**.

Pour vérifier la conformité de la structure vis-à-vis des conditions de sécurité et de service, nous allons évaluer le tassement à partir des essais laboratoire et in-situ.

IV-2 Définition du tassement

Le tassement s d'une fondation est en général est la résultante de trois composantes :

$$S = S_i + S_c + S_f \quad (\text{IV-1})$$

S_i est le tassement instantané, il est prépondérant dans les sols pulvérulents et les sols non saturés. S_c résulte de la consolidation primaire des sols fins saturés tels que les limons, les argiles, l'argile limoneuses ou sableuses et la marne. S_f est le tassement de consolidation secondaire, ou fluage, il évolue lentement dans le temps sous des contraintes constantes. il représente le phénomène de réarrangement des grains sous des contraintes stationnaires.

IV-3 Différents types de tassements

IV-3-1 Les tassements uniformes

Ce sont des tassements absolus. En général ils ne sont pas préjudiciables. Les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires, tels que les conduites d'eau et le passage souterrain.

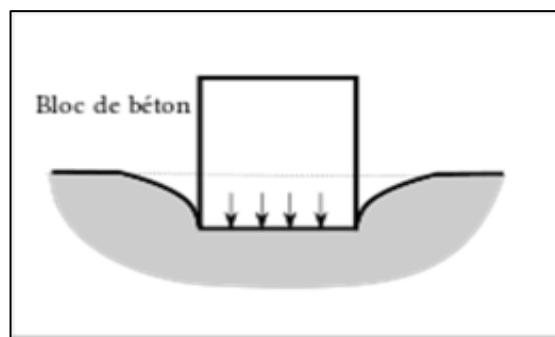


Figure IV-1: Tassement uniforme. [6]

IV-3-2 Les tassements différentiels

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol, qui n'est pas uniforme. Il peut, de ce fait, provoquer des dislocations des maçonneries ; comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre, qui est la plupart du temps irrémédiable. Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important.

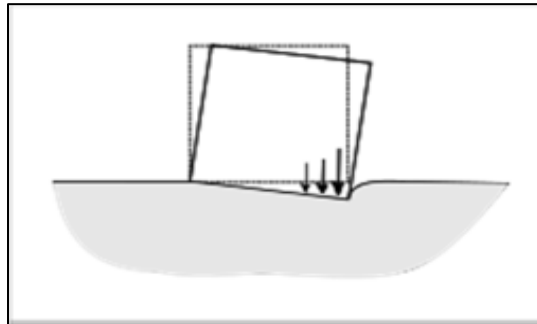


Figure IIV-2: Tassement différentiel. [6]

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines

-Origine liée au chargement

- Inégalité de l'intensité des charges d'un appui à l'autre ;
- Répartition non uniforme des charges sous un appui ;
- Aires des surfaces chargées différentes d'un appui à l'autre.

-Origine liée aux appuis

- Géométrie des appuis (dimensions, profondeur)
- Rigidité des appuis.

-Origine liée au site

- Variations des caractéristiques géométriques des couches ;
- Variabilité de lithologie.

IV-4 Méthodes de calcul du tassement

Le calcul des tassements, sous une fondation, constitue un problème très important en mécanique des sols. Les trois méthodes les plus couramment utilisées pour déterminer le tassement des fondations superficielles sont :

- La théorie de l'élasticité : considère le sol comme un matériau élastique homogène caractérisé par un module de déformation élastique et un coefficient de Poisson.

- Les méthode semi empiriques basées sur les essais de laboratoire (essai œdométrique utilisée surtout pour des sols fins), les essais In-Situ (*pressiométrique* et de pénétration statique CPT).
- Les méthodes numériques telle que la méthode : elle prend en considération l'interaction sol fondation, la géométrie réelle de problème et des lois de comportement non linéaire du sol.

IV-4-1 Calcul des tassements à partir de la méthode élastique

Tassements d'une fondation de forme quelconque infiniment rigide (tassement uniforme) ou souple (contrainte uniforme) posée sur un massif semi-infini élastique linéaire isotrope s'écrit sous la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1-\nu}{E} B C_f \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

S : tassement,

q : contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),

E et ν : module d'young et coefficient de poisson du massif de sol,

B : largeur ou diamètre de la fondation,

C_f : coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.

Le tableau donne quelques valeurs de C_f pour les cas usuels tirées des tables de Giroud [4]

Tableau IV-1: Valeurs du coefficient C_f en fonction de la forme de la semelle.

L/B		circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0.79	0.88	1.2	1.43	1.59	1.72	1.83	1.92	2.00	2.07	2.13	2.37	2.54
Fondation souple	centre	1.00	1.12	1.53	1.78	1.96	2.10	2.22	2.32	2.40	2.48	2.54	2.80	2.99
	bord	0.64	0.56	0.76	0.89	0.98	1.05	1.11	1.16	1.20	1.24	1.27	1.40	1.49

IV-4-2 Calcul des tassements à partir des essais de laboratoire (l'essai œdométrique)

IV-4-2-1 Principe du calcul du tassement à partir d'essai œdométrique

L'essai œdométrique consiste à mesurer la variation de hauteur d'un échantillon de sol soumis à une contrainte verticale q maintenue constante pendant 24 h.

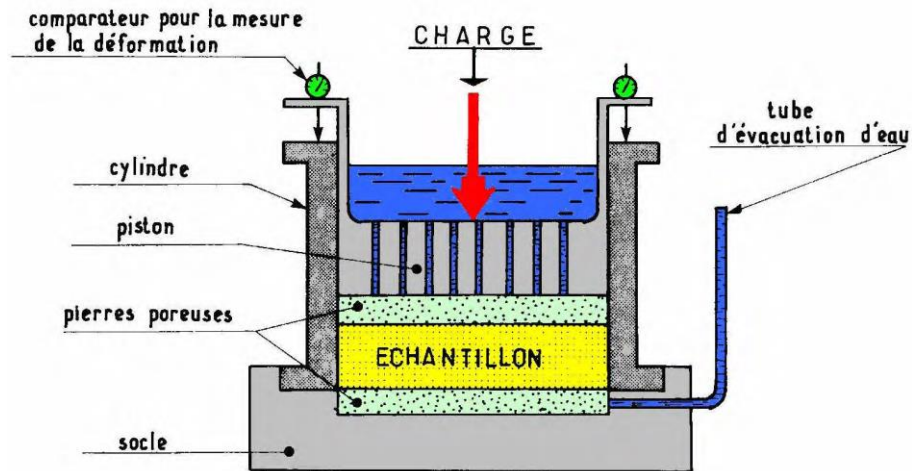


Figure IV-3 : représentation schématique d'une cellule œdométrique. [8]

Les essais œdométriques permettent de déterminer pour chaque couche de sol située sous la fondation les paramètres suivants :

- **L'indice des vides initial (e_0) ;**
- **L'indice de compression (C_c)** qui est la pente de la courbe CD (Figure IV-5), il est donné par : $C_c = -\Delta e / \Delta \sigma'$
- **Indice de gonflement C_s** qui représente la pente de la courbe ED (Figure IV-5), il est donné par la formule suivante : $C_s = \Delta e / \Delta \sigma'$
- **Contrainte de préconsolidation σ'_p**

C'est le point d'intersection des droites AB et CD de la Figure IV-5 au point F, elle correspond au point F, appelée la contrainte de pré consolidation (σ'_p).

IV-4-2-2 Etapes de la méthode d'intégration par tranches

Les étapes de la méthode sont les suivantes :

Etapes 1 : découper le sol en N tranches suffisamment minces telles que la contrainte effective σ'_v varie linéairement au sein de la tranche. Le découpage continue jusqu'à ce $\Delta \sigma'_v$ devient négligeable (substratum).

Etape 2 : calculer $\Delta \sigma'_v$ au milieu de la tranche i (Distribution des contraintes dans le sol).

Etape 3 : calculer la contraintes effective finale $\sigma'_v = \sigma'_0 + \Delta \sigma'_v$.

Etape 4 : calculer le tassement $S_c(i)$ de la tranche i sous $\sigma'_v(i)$, en tenant compte de la position de σ'_0 par rapport à la contrainte de pré-consolidation σ'_p en utilisant les formules (IV-3) ou (IV-4).

La comparaison de cette dernière valeur à la valeur σ'_p permet de distinguer deux cas :

- Si $\sigma'_0 < \sigma'_p$ le sol est sur consolidé; ce sol a été soumis à une contrainte supérieure au poids des terres actuel (Excavation, changement de niveau de la nappe phréatique), le tassement est donné par :

$$\Delta_{Hi} = H \frac{C_s}{e_0+1} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + H \frac{C_c}{e_0+1} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p} \right) \quad (\text{IV-3})$$

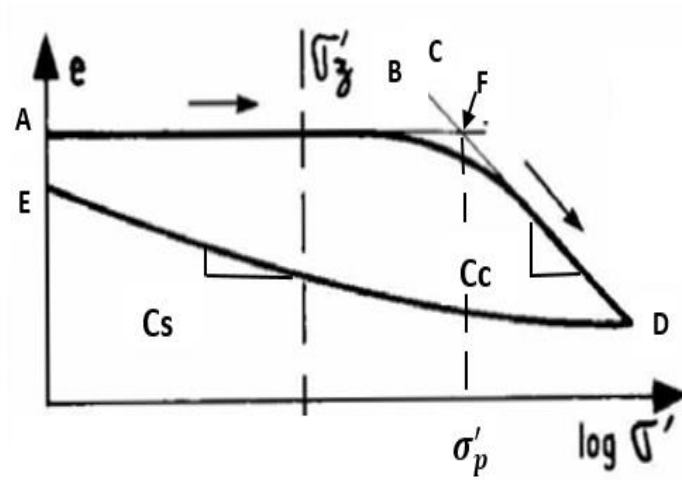


Figure IIIV-4 : courbe œdométrique d'un sol sur-consolidé. [6]

- Si $\sigma'_0 \approx \sigma'_p$ le sol est normalement consolidé; il s'est tassé uniquement sous son propre poids, le tassement est donné par :

$$\Delta_{Hi} = H \frac{C_c}{e_0+1} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_0} \quad (\text{IV-4})$$

H : L'épaisseur de la couche de sol compressible.

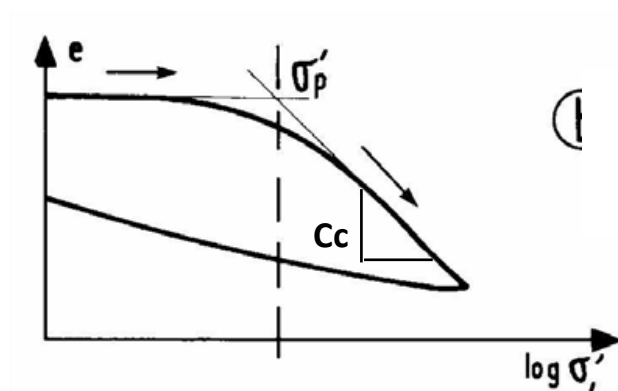


Figure IVV-5 : courbe œdométrique d'un sol normalement consolidé. [6]

Etape 5 : calculer le tassement œdométrique total en faisant la somme des tassements des tranches 1 à N.

Etape 6 : corriger le tassement œdométrique de chaque tranche en multipliant par le coefficient de correction μ de Skempton-Bjerrum, afin de tenir compte des déformations horizontales se manifestants simultanément.

IV-4-2-3 Correction de Skempton – Bjerrum

Skempton et Bjerrum ont constaté que les tassements de consolidation observés sous les ouvrages sont souvent différents de ceux déduites des essais œdométriques. Ils ont attribué cette différence au caractère tridimensionnel des déformations immédiates des sols, qui comprendraient une partie du tassement calculé d'après les formules œdométriques [12].

Pour tenir compte de cette différence, ils ont proposé de corriger le tassement par un facteur $\mu(A)$, dépendant de la valeur du coefficient A de génération des surpressions interstitielles dans les sols saturés chargés rapidement [12]:

$$Soed = \mu(A) \times \Delta_{Hi} \quad (IV-5)$$

La valeur de $\mu(A)$, a été calculée dans l'hypothèse où le sol est élastique isotrope. Elle est donnée par la relation suivante [12]:

$$\mu = A + (1 - A) \quad (IV-6)$$

A : coefficient de pression interstitielle donnée dans le Tableau IV-2.

α : est un coefficient déduit de la théorie d'élasticité selon la géométrie de la fondation et l'épaisseur de la couche de sol (TableauIV-3).

Tableau IIV-2 : Valeur du coefficient de pression interstitielle A [12].

Type de sol	A
Argiles très sur-consolidé	≤ 0.2
Argile sur consolidé	0.2a 0.5
Argile normalement consolidé	0.5a 1
Argile sous consolidé	1a1.2

Tableau IIIV-3 : Valeur du coefficient géométrique α [12].

$\frac{H}{B}$	Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
0	1	1.00
0.25	0.67	0.74
0.5	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.26
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
∞	0.25	0

IV-4-3 Calcul des tassements à partir de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai in-situ qui permet d'obtenir la relation contrainte déformation dans le sol. Elle est applicable pour les sols pulvérulents et les sols fins. Cependant, elle est limitée au cas des fondations de faibles dimensions par rapport à l'épaisseur de sol.

IV-4-3-1 Formule de tassement des remblais ou radiers

Dans le cas de fondation de grandes dimensions telles que les radiers, on peut utiliser la théorie d'élasticité en considérant une corrélation entre le module de déformation E et le module pressiométrique E_M . Le tassement est donné par

$$S = \frac{\alpha \cdot q \cdot H}{E_m} \quad (\text{IV-7})$$

Avec :

q : contrainte appliquée,

H : Épaisseur de la couche de sol,

α : coefficient dit rhéologique, fonction de la nature et de l'état du sol (tableau II-3),

E_M : module pressiométrique.

Pour les argiles normalement consolidées avec E/P_l^* inférieur à 9, nous appliquons la valeur $\alpha = 2/3$, et non pas $1/2$.

IV-4-4 Calcul des tassements à partir de l'essai pénétromètre statique CPT

Cette méthode est développée par Buissman. Le calcul avec cette dernière reste empirique, il n'est utilisé qu'à titre de recherche, Donnée comme suite:

$$\Delta H = \frac{H}{E_{oed}} \Delta \sigma_v \quad (IV-8)$$

Avec : $E_{oed} = \alpha' q_{cm}$

H : La hauteur de la sous couche,

q_{cm} : Résistance de pointe moyenne de la sous couche,

$\Delta \sigma_v$: Est une contrainte d'accroissement,

α' : Est un coefficient dépend de la nature de sol.

α' pour les sols mous on le prend de (10 à 12). [16]

IV-4-5 Distribution des contraintes dans le sol

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

$$\Delta \sigma'_v = I \times q \quad (IV-9)$$

q : la charge appliquée par la fondation,

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

la profondeur Z , de la forme et de la dimension de l'aire chargée, de l'écartement du point A considéré par rapport au centre de gravité de l'aire chargée.

Le coefficient d'influence I est donné par le tableau (annexe 04) ou bien l'abaque (annexe 05) pour un point situé au coin d'un rectangle chargé uniformément.

Si A est le centre de la semelle, les quatre rectangles sont égaux avec $B_1 = \frac{B}{2}$ et $L_1 = \frac{L}{2}$, le coefficient d'influence globale est alors égale à quatre fois celui du coin.[6]

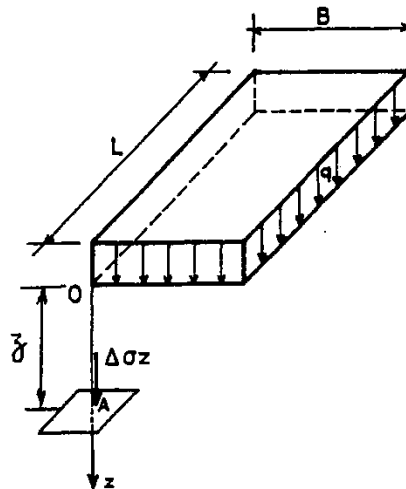


Figure VV-6 : Accroissement de contrainte $\Delta\sigma'_v$ d'un coin sous une charge uniforme rectangulaire.

Pour un point au bord de radier, le coefficient d'influence est égal à deux fois celui du coin de rectangle.

IV-5 Calcul du tassement sous le radier

Le tassement sous le radier de dimension ($B=25.65\text{m}$, $L=39.05\text{m}$), ancré à 6.4 m de profondeur sera calculé avec la méthode œdométrique et la méthode pressiométrique.

IV-5 -1Méthode œdométrique

On divise le sol sous le radier en huit (08) sous-couches de 3 m d'épaisseur. On calcule l'accroissement de contrainte $\Delta\sigma'_v$ au milieu de chaque sous couche au centre du radier. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IVV-4: Résultats $\Delta\sigma_v$ au centre de radier.

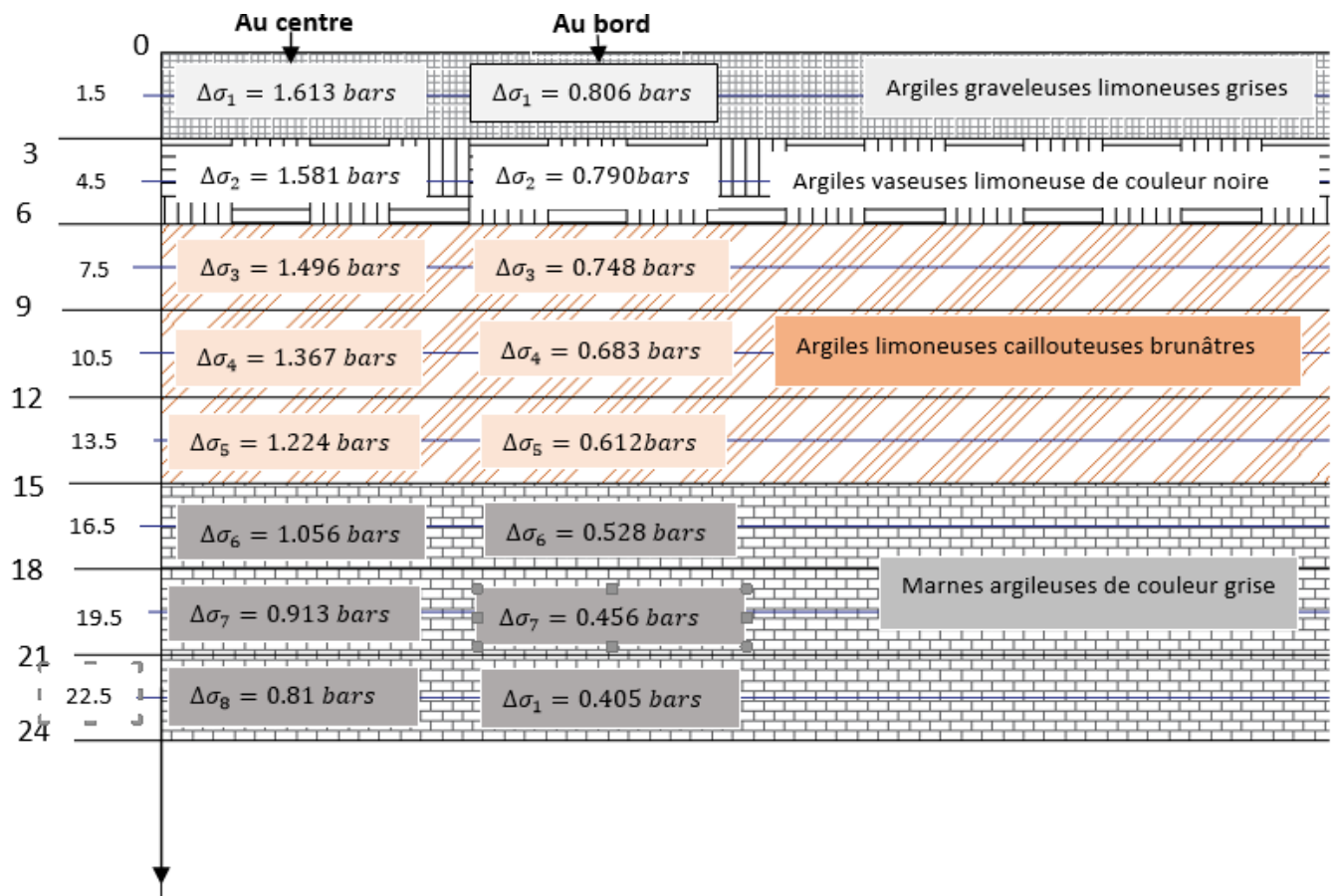
2Z/B	0.117	0.35	0.584	0.818	1.05	1.286	1.543	1.755
Z(m)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5
I_c	0.249	0.244	0.231	0.211	0.189	0.163	0.141	0.125
$\Delta\sigma'_v$ (bars)	1.613	1.581	1.496	1.367	1.224	1.056	0.913	0.81

Pour calculer $\Delta\sigma_v$ au bord du radier, on multiplie le coefficient I par deux. Les résultats sont présentés dans le tableau IV- 7.

Tableau VV-5 : Résultats de $\Delta\sigma_v$ au bord du radier.

2Z/B	0.117	0.35	0.584	0.818	1.05	1.286	1.543	1.755
Z(m)	1.5	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5
I_c	0.249	0.244	0.231	0.211	0.189	0.163	0.141	0.125
$\Delta\sigma_v(\text{bars})$	0.806	0.790	0.748	0.683	0.612	0.528	0.456	0.405

Les résultats de $\Delta\sigma'_v$ sous le centre et le bord du radier sont montrés sur la figure IV-8 pour toutes les sous couches.

Figure VIV-7 : Variation de $\Delta\sigma_v$ en fonction de la profondeur.

Dans notre cas on a :

$$\frac{H_i}{B} = \frac{3}{25.65} = 0.12 \text{ par interpolation entre 1 et 0.74 (Tableau IV. 3)} \rightarrow \alpha_1 = 0.757 \rightarrow A = 0.5$$

$$\mu = 0.5 + 0.757(1 - 0.5)$$

$$\mu = 0.878$$

1. Evaluation du tassement au centre du radier :

On présentera le calcul pour deux sous couches, puis on résume tous les résultats dans un tableau. Les poids volumiques déjaugés des différentes couches sont présentés dans le tableau IV-8.

Tableau VIV-6 : Poids volumiques déjaugés des différentes couches.

Les couches de sols	$\gamma' (Kn/m^3)$
Remblai	9
Argiles limoneuses graveleuses brunâtres	10.20
Argiles limoneuses graveleuses grisâtres	10.70
Argiles limoneuses caillouteuses brunâtres	9
Marnes argileuses de couleur grise	9.5

Au milieu de la première (01) sous couche (z=1.5 m) sous le radier :

On prend : $\gamma'_1 = \gamma_1 - \gamma_w = 19 - 10 = 9 \text{ KN/m}^3$

γ'_1 : Poids volumique déjaugé du remblai.

$$\sigma_0 = \gamma'_3 \times (H_1/2) + \gamma' \times D$$

$$\sigma'_0 = 10.7 \times \left(\frac{3}{2}\right) + (9 \times 2 + 10.2 \times 3.5) = 78.9 \text{ KN/m}^2 = 0.789 \text{ bars}$$

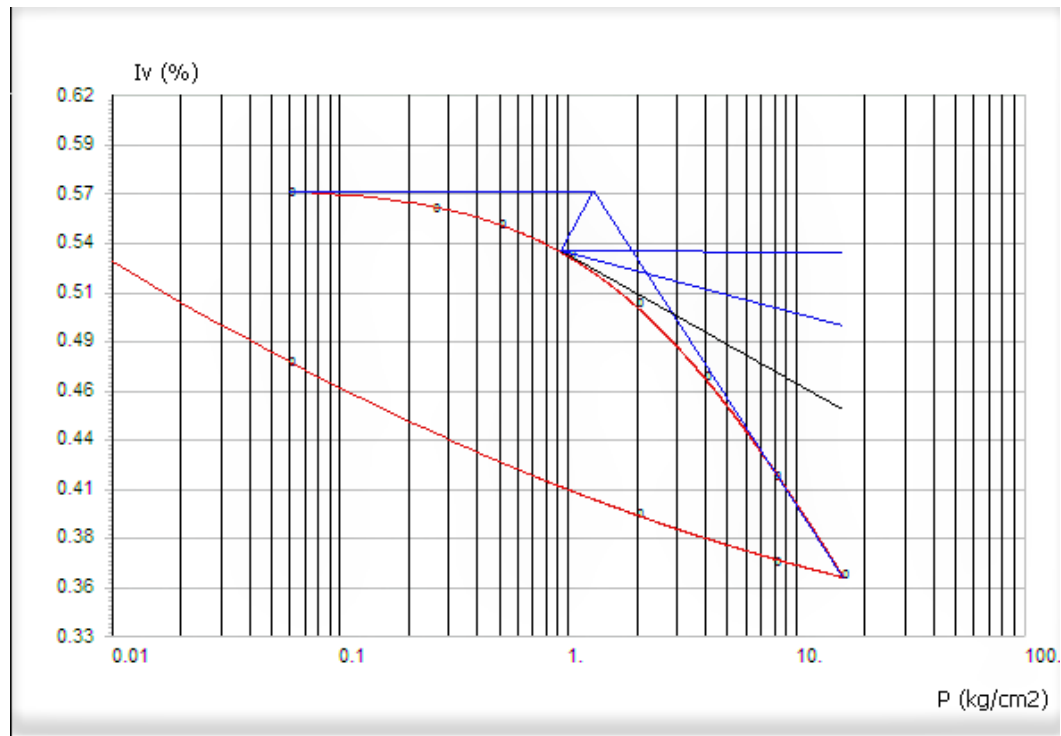


Figure VII-8 : courbe œdométrique 01.

D'après la Figure IV-9, on a :

$$\sigma'_0 = 0.789 \text{ bars}$$

$$e_0 = 0.54$$

$$Cc = 0.19$$

$$\Delta h_i = 3 \frac{0.19}{1+0.54} \log\left(\frac{2.402}{0.789}\right) = 0.178 \text{ m}$$

$$Soed = \mu(A) \times \Delta_{H1} = 0.878 \times 0.178 = 0.156 \text{ m}$$

- **Au milieu de la deuxième (02) sous couche (Z=4,5 m)**

$$\sigma_0 = \gamma'_3 \times (H_2/2) + \gamma' \times D + H_1 \times \gamma'_3$$

$$\sigma_0 = 10.7 \times \left(\frac{3}{2}\right) + (9 \times 2 + 10.2 \times 3.5 + 10.7 \times 3) = 111 \text{ KN/m}^2 = 1.11 \text{ bar}$$

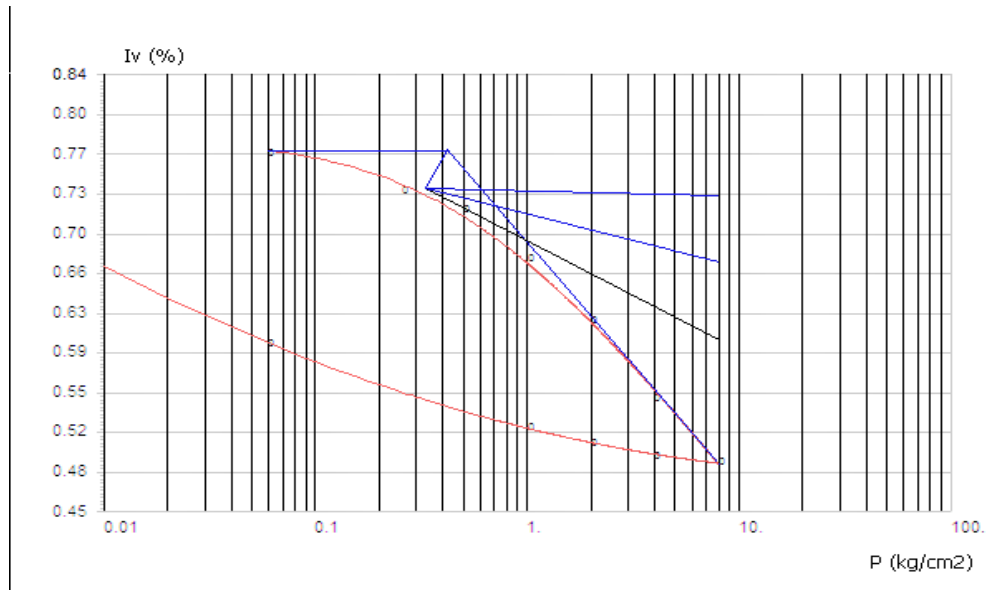


Figure VIII-9 : Courbe œdométrique 02.

D'après la Figure IV-10, on a :

$$\sigma'_0 = 1.11 \text{ bars}$$

$$e_0 = 0.672$$

$$Cc = 0.22$$

$$\Delta h_i = 3 \frac{0.22}{1+0.672} \log\left(\frac{1.9}{1.11}\right) = 0.144 \text{ m}$$

$$S_{oed} = \mu(A) \times \Delta H_2 = 0.878 \times 0.144 = 0.132 \text{ m}$$

Le calcul du tassement se fait de la même manière que précédemment. Les résultats sont résumés dans le tableau IV.9.

Tableau VIII-7 : Résultats du tassement au centre du radier.

Prof (m)	e_0	H (m)	C_c	σ'_0 (bars)	$\Delta\sigma'_v$ (bars)	Δh_i (m)	$\mu(A)$	$S_{oed i}$ (m)
1.5	0.54	3	0.19	0.789	1.613	0.178	0.878	0.156
4.5	0.672	3	0.22	1.110	1.581	0.151	0.878	0.132
7.5	0.613	3	0.18	1.406	1.496	0.105	0.878	0.092
10.5	0.598	3	0.18	1.676	1.367	0.087	0.878	0.076
13.5	0.597	3	0.14	1.953	1.224	0.055	0.878	0.048
16.5	0.589	3	0.14	2.238	1.055	0.044	0.878	0.038
19.5	0.585	3	0.14	2.523	0.913	0.035	0.878	0.030
22.5	0.580	3	0.14	2.808	0.81	0.029	0.878	0.025
S_{total}								0.597

Le tassement totale $S_{total}=0.597 \text{ m} = 59.7 \text{ cm}$

Pour prendre en considération une certaine rigidité du radier [6], le tassement au centre est égal à 80% $S_{total}=0.8 \times 0.597=0.477 \text{ m}$.

Le tassement n'est pas vérifié par rapport au tassement admissible d'après l'Eurocode 7 qui fixe la limite du tassement absolu à 5 cm.

2. Evaluation du tassement au bord du radier :

Le calcul est effectué de la même façon que le centre. Les résultats du tassement au bord du radier sont résumés dans le tableau IV.10. Le tassement différentiel est :

$$\Delta_s = S_{centre} - S_{bord}$$

$$\Delta_s = 0.477 - 0.351 = 0.126 \text{ m} = 12.6 \text{ cm}$$

Le tassement différentiel n'est pas vérifié d'après l'Eurocode 7 qui fixe la distorsion angulaire (Δ_s/B) à l'ELS à 1/500 pour la plus part des structures.

Tableau VIIIIV-8 : Résultats du tassement au bord du radier.

Prof (m)	e_0	H (m)	C_c	σ'_0 (bars)	$\Delta\sigma'_v$ (bars)	Δh_i (m)	$\mu(A)$	$S_{oed i}$ (m)
1.5	0.54	3	0.19	0.789	0.806	0.107	0.878	0.093
4.5	0.672	3	0.22	1.110	0.790	0.092	0.878	0.081
7.5	0.613	3	0.18	1.406	0.748	0.062	0.878	0.055
10.5	0.598	3	0.18	1.676	0.683	0.050	0.878	0.044
13.5	0.597	3	0.14	1.953	0.612	0.031	0.878	0.027
16.5	0.589	3	0.14	2.238	0.528	0.024	0.878	0.021
19.5	0.585	3	0.14	2.523	0.456	0.019	0.878	0.016
22.5	0.580	3	0.14	2.808	0.405	0.016	0.878	0.014
S_{total}								0.351

IV-5-2 Evaluation du tassement avec l'essai pressiométrique

On considère deux couches de 12 m sous la fondation pour le calcul du tassement en utilisant la formule (IV-7), les valeurs de $\Delta\sigma_v$ sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IXV-9 : Résultats de $\Delta\sigma_v$ sous le centre du radier.

H(m)	Z(m)	2Z/B	L/B	I	$\Delta\sigma_v$
12	0.467	0.467	1.5	0.239	1.548
12	1.403	1.403	1.5	0.154	0.997

1. Calcul du tassement à partir du pressiomètre 1

Les résultats du rapport E/P_l^* pour le pressiomètre 1 sont insérés dans le tableau ci- dessous.

Tableau XV-10 : Résultats de rapport E/P_l^* .

Prof (m)	E (bars)	P_{li}^* (bars)	E/P_{li}^*	Prof (m)	E (bars)	P_{li}^* (bars)	E/P_{li}^*
8	73.72	3.8	19.4	20	131.68	16.16	8.15
10	133.75	8.9	15.03	22	244.27	14.99	16.29
12	207.61	11.09	18.72	24	163.06	17.73	9.19
14	234.09	14.42	16.23	26	209	17.23	12.13
16	152.88	11.62	13.15	28	277.73	20.31	13.67
18	157.27	13.07	12.07	30	263.42	26.77	9.84

- Tassement de la première couche

Le rapport E/P_{li}^* varie entre 9 et 16, le coefficient rhéologique α est égal à $\frac{2}{3}$ d'après le

Tableau IV- 4.

Le module pressiométrique au milieu de la couche est : $E_{moy} = 159.88$ bars.

Le tassement est : $S_1 = \frac{0.66 \cdot 1.548 \cdot 12}{159.88} = 0.077 \text{ m}$

- Tassement de la deuxième couche

Le rapport E/P_{li}^* varie entre 9 et 16, le coefficient rhéologique α est égal à $\frac{2}{3}$ d'après le Tableau IV- 4.

$$E_{moy} = 214.86 \text{ bars}$$

$$\text{Le tassement est : } S_2 = \frac{0.66 \cdot 0.997 \cdot 12}{214.86} = 0.037 \text{ m}$$

$$\text{Le tassement totale est : } S_{tot} = 0.077 + 0.037 = 0.114 \text{ m} = 11.4 \text{ cm.}$$

2. Calcul du tassement à partir du pressiomètre 2

Les résultats du rapport E/P_l^* pour le pressiomètre 2 sont résumés dans le tableau IV-13.

Tableau XIV-11 : Résultats du rapport E/P_l^* pour PR2.

Prof (m)	E (bars)	P_{li}^* (bars)	E/P_{li}^*	Prof (m)	E (bars)	P_{li}^* (bars)	E/P_{li}^*
8	98.2	7.95	12.35	20	158.1	12.17	12.99
10	92.6	9.24	10.02	22	258.8	15.62	16.56
12	210.2	10.27	20.46	24	208.1	20.61	10.09
14	92.4	8.54	10.82	26	260.5	24.96	10.43
16	120.1	10.57	11.36	28	284.2	24.75	11.48
18	64.5	8.94	7.21	30	362.5	25.94	13.97

Les résultats pour les PR1 et PR2 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XIIV-12 : Résultats du tassement pour PR1 et PR2.

N° du pressiomètre	Z (m)	E_m (bars)	α	$\Delta\sigma_v$	S (m)
PR1	12	159.88	$\frac{2}{3}$	1.548	0.077
	12	214.86	$\frac{2}{3}$	0.997	0.037
PR2	12	113	$\frac{2}{3}$	1.548	0.109
	12	255.36	$\frac{2}{3}$	0.997	0.03

IV-5-3 Evaluation du tassement avec l'essai CPT

On divise le sol en 5 sous couche de 3 m d'épaisseur sous la fondation pour calcul du tassement en utilisant la formule (IV-8).

1-Calcul du tassement à partir du CPT_1 -Tassement de la 1^{ère} sous couche :

Le coefficient $\alpha' = 12$ pour les sols mous.

La résistance au pointe moyenne de la 1^{ère} sous couche est : $q_{cm} = 3.52 \text{ bars}$,

$$\Delta\sigma_v = 1.613 \text{ bars.}$$

On a:

$$E_{oed} = \alpha' q_{cm}$$

$$E_{oed} = 3.52 \times 12 = 42.24 \text{ bars}$$

$$\text{Le tassement est : } \Delta H_1 = \frac{3}{42.24} 1.613$$

$$\Delta H_1 = 0.114 \text{ m.}$$

-Tassement de la 2^{ème} sous couche :

Le coefficient $\alpha' = 12$ pour les sols mous.

La résistance au pointe moyenne de la 2^{ème} sous couche est : $q_{cm} = 2.13 \text{ bars}$,

$$\Delta\sigma_v = 1.581 \text{ bars.}$$

On a:

$$E_{oed} = \alpha' q_{cm}$$

$$E_{oed} = 2.13 \times 12 = 25.56 \text{ bars}$$

$$\text{Le tassement est : } \Delta H_1 = \frac{3}{25.56} 1.581$$

$$\Delta H_1 = 0.185 \text{ m.}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau XIIIIV-13 : Résultats du tassement pour CPT_1 .

Les sous couches	$q_{cm}(\text{bars})$	$\Delta\sigma_v(\text{bars})$	α'	$E_{oed}(\text{bars})$	$\Delta H_i(\text{m})$
1	3.52	1.613	12	42.24	0.114
2	2.13	1.581	12	25.56	0.185
3	5.34	1.496	12	64.08	0.07
4	8.73	1.367	12	104.76	0.039
5	12.99	1.224	12	155.88	0.012
$\Delta H_{total}(\text{m})$				0.42 m	

2-Calcul du tassement à partir du CPT_2

Les résultats de CPT 2 sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau XIVV-14 : Résultats du tassement pour CPT_2 .

Les sous couches	q_{cm} (bars)	$\Delta\sigma_v$ (bars)	α'	E_{oed} (bars)	ΔH_i (m)
1	3.8	1.613	12	45.6	0.106
2	2.02	1.581	12	24.24	0.195
3	2.32	1.496	12	27.84	0.161
4	7.2	1.367	12	21.6	0.189
5	9.56	1.224	12	114.72	0.032
ΔH_{total} (m)			0.683 m		

3-Calcul du tassement à partir du CPT_3

Les résultats de CPT 3 sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau XVV-15 : Résultats du tassement pour CPT_3 .

Les sous couches	q_{cm} (bars)	$\Delta\sigma_v$ (bars)	α'	E_{oed} (bars)	ΔH_i (m)
1	5.53	1.613	12	66.36	0.072
2	2.38	1.581	12	28.56	0.166
3	2.12	1.496	12	25.44	0.176
4	7.27	1.367	12	87.24	0.047
5	10.31	1.224	12	123.72	0.029
ΔH_{totale} (m)			0.49 m		

IV-6 Comparaison des résultats

Le calcul des tassements à partir des trois méthodes nous confirme que Les tassements sont sous-estimés par la méthode pressiométrique et surestimés par la méthode œdométrique et la méthode pénétrométrique mais cette dernière reste empirique; on peut conclure que la méthode œdométrique est plus satisfaisante dans le cas des sols mous [6].

IV-7 Conclusion

Le tassement absolu obtenu avec l'essai œdométrique est élevé ; il dépasse le tassement admissible fixé à 5 cm par l'Eurocode 7. Le tassement différentiel n'est pas vérifié d'après l'Eurocode 7 qui fixe la distorsion angulaire (Δ_s/B) à l'ELS à 1/500 pour la plus part des structures.

Nous recommandons de procéder soit au renforcement du sol sur une profondeur minimale de 16 m sous la fondation, soit adopter des fondations profondes (pieux).

V-1 Introduction

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant, dans le but de :

- Augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement,
- Diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer,
- Diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre.

Dans ce chapitre nous proposons de renforcer le sol par la technique des colonnes ballastées qui est la plus utilisée à nos jours.

V-2 Renforcement par colonnes ballastées

V-2-1 Définition

La technique des colonnes ballastées consiste en un renforcement du sol, par introduction dans le terrain, d'un matériau granulaire, généralement des graviers roulés ou concassés. Le matériau d'apport ayant souvent un angle de frottement élevé (supérieur à 38°) et un module de rigidité dix fois plus élevé que celui du sol initial. En outre sa perméabilité très élevée (environ de 1 cm/s) lui confère un caractère drainant. [17]

Les colonnes peuvent être réalisées en maillage régulier, elles permettent ainsi d'homogénéiser et de diminuer l'amplitude des tassements, elles peuvent également être disposés de manière isolée (sous des semelles isolées), ou de manière filante (sous semelles filantes, mur de soutènement). Elles permettent dans ce cas d'accroître la capacité portante du terrain tout en contrôlant les tassements. Leur dimensionnement dépend de l'ouvrage à réaliser, la nature des charges, de tassements ainsi la nature du sol a traité [17].

Les colonnes ballastées ont pour but de conférer au sol à traiter de nouvelles propriétés mécaniques capables d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le traitement du sol avec les colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmentations de la capacité portante sol;
- Diminution des tassements;
- Diminution du temps de consolidation par création d'éléments drainant;
- Diminution des risques liés au phénomène de liquéfaction.

V-2-2 Avantages et Inconvénients des colonnes ballastées: [18]

a) - Avantages :

- Qualité: continuité et bon compactage des colonnes garanties par les enregistrements de paramètres en temps réel et des essais de réception dans les colonnes;
- Economie: économie sur le volume de remblais, sur le volume de béton de fondation et la quantité d'armatures ;
- Environnement: pas de nuisances sonores ou vibratoires;
- Pollution: introduction de matériaux graveleux propres à l'exclusion de tous autres.

b) - Inconvénients :

- Non adaptées dans les cas où il y'a des charges ponctuelles de plus de 500t/m²;
- Non recommandées dans des sols organiques (absence de contraintes latérales), plus la matière organique se décompose plus la colonne perd ses caractéristiques intrinsèques.

V-2-3 Le domaine d'utilisation

L'utilisation des colonnes ballastées dépend de la nature du sol et du type d'ouvrage à réaliser. Elles sont utilisées plus souvent sous les ouvrages fondés sur radier ou dallage qui peuvent recevoir des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements (hall de stockage, bâtiments commerciaux et industriels, silos ...) [17].

- En génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, mur de soutènement) ou maritime (renforcement des fonds marins, lacustres ou fluviaux) ;
- Sous fondations superficielles de bâtiments individuels ou collectifs. Les colonnes ballastées ne peuvent pas être utilisés dans certains terrains comme les décharges d'ordures ménagères ou bien les tourbes, car ils présentent un risque de pertes dans le temps des caractéristiques mécaniques [17].

V-2-4 Caractéristiques des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont caractérisées par :

- Leur diamètre et leur hauteur ;
- Le nombre des colonnes nécessaires et la contrainte latérale exercée par le sol sur la colonne ;
- Des caractéristiques physico-mécaniques du matériau d'apport.

a) - Diamètre des colonnes

Le diamètre des colonnes dépend :

- Les caractéristiques géotechniques du sol ;
- Le procédé d'exécution de la colonne ;
- La granulométrie du matériau d'apport.

Le diamètre des colonnes change selon la méthode d'exécution, les colonnes mises en œuvre par

Voie humide ont un diamètre (80 à 120 cm) et il est plus important à celui des colonnes mise en œuvre par voie sèche (50 à 80 cm).

b) - La hauteur des colonnes

La détermination de la hauteur de la colonne se fait à base de la contrainte transmise par l'ouvrage, la nature du sol et le but recherché.

c) - Le nombre de colonnes nécessaires

La détermination du nombre de colonnes et ainsi que le maillage, est fait en utilisant l'abaque de dimensionnement de PRIEBE.

d) - Étreinte latérale

Le **tableau V-1** définit les sols concernés par l'amélioration par les colonnes ballastées et les résistances latérales (étreintes latérales) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau V- 1: Champs d'application des colonnes ballastées en fonction de la nature et la résistance des sols (étreinte latérale) d'après (Dhouib et Blondeau, 2005).

Sol	Faisabilité	Étreinte latérale				Remarque
		P_1 (KPa)	q_c (KPa)	N_{spt} (KPa)	C_u (KPa)	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	25 - 50	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutif
Autre sols organiques	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutif
Remblais inertes	Oui	200 - 500	0.6 - 1.60	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutif

e) - Matériau d'apport

Les matériaux employés lors de la mise en place des colonnes ballastées, doivent être de granulométrie contrôlées et les plus homogènes possibles. Il est caractérisé par :

- Son angle de frottement interne ;
- Son module d'élasticité ;
- Sa granulométrie et sa nature ;
- Sa densité à l'état lâche ;
- Sa densité en place (compactée).

Dans la pratique courante le ballast servant à réaliser les colonnes doit avoir les caractéristiques physico-mécaniques, données dans le tableau suivant :

Tableau V- 2 : Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées [19].

Caractéristiques	Ordre de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40/60 12/40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage(%)	> 80	-
LA	< 25 – 35	Essai « Los Angeles » (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 20 – 30	Essai « Micro-Deval » (Norme NF EN 1097-1)
(LA+MDE)	< 40 – 60	-
Pourcentages des fines	< 5 %	-

Les valeurs usuelles des paramètres mécaniques admis pour des colonnes ballastées correctement mises en œuvre sont les suivant [19]:

- Module de déformation (moyenne sur le volume de la colonne) : $E_c = 60 \text{ à } 100 \text{ MPa}$
- Angle de frottement inter-granulaire :
 - Matériau roulé : $\varphi'c = 38^\circ$;
 - Matériau concassé : $\varphi'c = 40^\circ$;
- La cohésion est nulle ($Cc = 0$), matériau pulvérulent ;
- Coefficient de poisson $\nu = 1/3 = 0.33$;
- Poids volumique du matériau $\gamma_c = 21 \text{ KN/m}^3$.

V-2-5 Mode opératoire

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit [17]:

- **Par voie sèche** : On utilise le lançage à l'air.
- **Par voie humide** : On utilise le lançage à l'eau.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- De la nature et de l'état de saturation du sol.
- Du but recherché.
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles (gaves naturelles, roulées ou concassées).

La traversée des couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, ou sans extraction de terrain. Tout volume excavé est rempli et compacté par le matériau d'apport.

V-2-5-1 Colonnes ballastées par voie humide

- Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateurs est placé au-dessus du point projeté.
- Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement.

- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.
 - Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids.
 - Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.
- En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

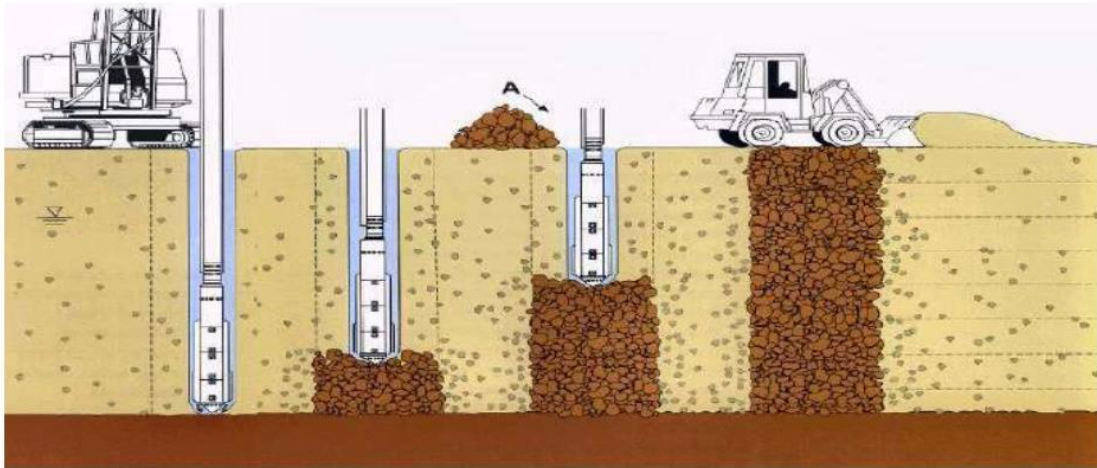


Figure V- 1 Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.[17]

V-2-5-2 Colonnes ballastées par voie sèche :

- La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
- Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expanser le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

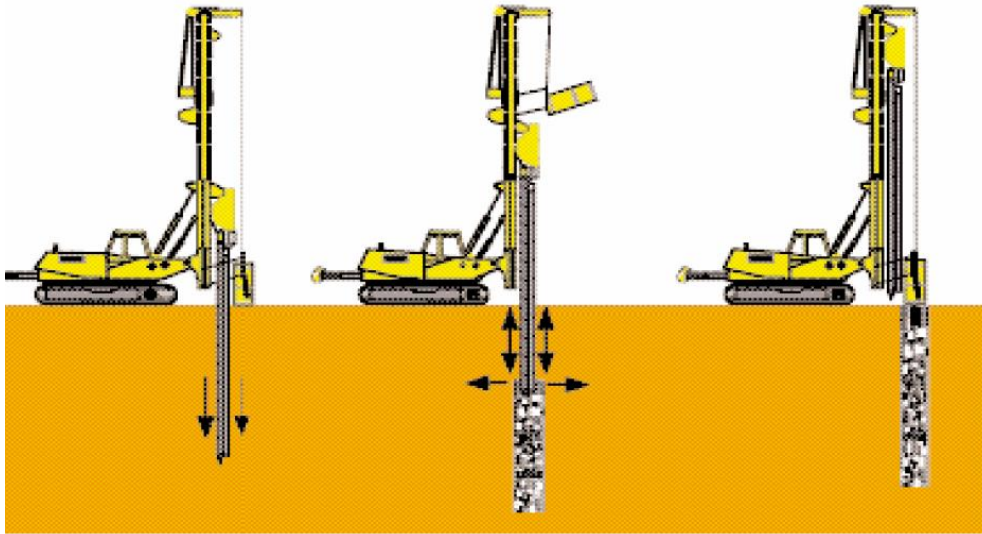


Figure V- 2 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.[17]

V-2-6 Dispositions constructives

Lors de la réalisation des colonnes ballastées, on doit prendre plusieurs paramètres en compte pour choisir le diamètre, la longueur et la disposition des colonnes. Le diamètre est choisi en fonction du procédé de mise en place, il varie souvent entre 0.8 et 1.2m).

La longueur des colonnes dépend, de la présence ou non de la couche d'un substratum rigide, car la présence du substratum est une situation idéale pour garantir une meilleure réduction du tassement.

Lorsque le niveau du substratum ne peut pas être atteint on opte pour la solution des colonnes flottantes. Dans la pratique courante la longueur des colonnes varie de 3 m à 20 m [17].

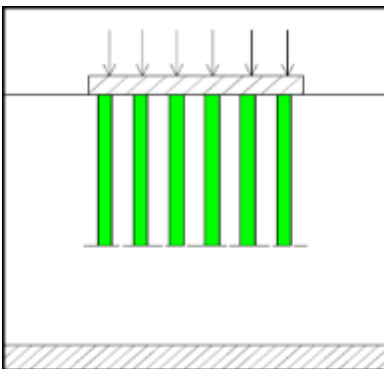


Figure V- 3: Configuration de colonnes flottantes.

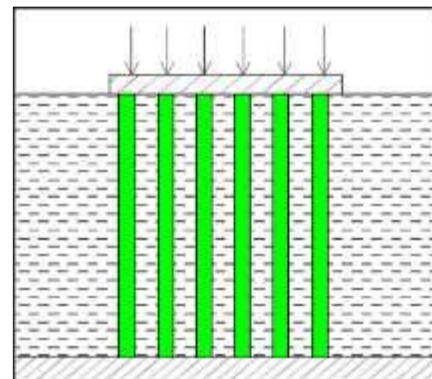


Figure V- 4 : Configuration de colonne reposant sur substratum.

La disposition des colonnes dépend de la nature de l'ouvrage à réaliser :

- Pour les ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier carrée ou triangulaire
- Sauf justifications particulières et hors zone sismique, les colonnes ne sont pas disposées à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné.
- Pour les semelles filantes et isolées, le maillage résulte du critère le plus défavorable : contrainte admissible et tassement admissible après le traitement
- En l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu des colonnes doit être au moins égale à la tolérance d'exécution $e = 20$ cm.

V-2-7 Contrôle et réception des travaux

V-2-7-1 Enregistrement des paramètres de travail

La mise en place du vibreur associé à l'enregistreur de paramètres nous permet d'avoir un contrôle continu, lors de l'exécution et après l'exécution, sur la qualité du compactage, la continuité de la colonne.

Ces enregistrements nous permettent d'éditer des graphiques en fonction du temps, pour chaque colonne ballastée réalisée, permettant de vérifier :

- L'atteinte de la couche compacte en fin de fonçage de l'outil ;
- L'intensité du compactage à tous les niveaux de la colonne ;
- La continuité de la colonne sur toute la longueur ;
- La profondeur en fonction du temps.

Les enregistrements indiquent le numéro, la date de réalisation et l'heure de début et fin de fonçage avec le temps global de durée d'exécution, pour chaque colonne réalisée, et la fin de journée, un listing récapitulant la production sera éditée.

V-2-7-2 Prescriptions disponibles

Le DTU 13.2 (NF P 11-212) relatif aux fondations profondes pour le bâtiment, est le seul document officiel, qui prescrit les moyens de contrôle et fixe les critères de réception des colonnes ballastées ; Ce document est complété par « Les recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées », ces deux documents exigent :

- De réaliser avant et au cours de l'exécution des colonnes ballastées, des essais d'étalonnage (ou de conformité) et des essais d'information, et d'attachement.
- De réaliser des essais de réception (contrôle du diamètre, continuité et compacité des colonnes, et les essais de chargement-déchargement.

V-2-7-3 Les essais de contrôle au cours d'exécution

- Les essais d'étalonnage

Ces essais sont effectués avant le commencement des opérations de réalisation des colonnes, ils permettent le choix et l'adaptation des moyens d'exécution des colonnes.

- Les essais d'information

Ces essais permettent de contrôler une colonne sur 50 avec un minimum de trois colonnes par ouvrage, et ils comprennent en fonction de la profondeur :

- La coupe approximative des terrains rencontrés; Les volumes de matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne ;

- Les attachements

- Ce sont des fiches de synthèse qui donnent, pour chaque colonne, les caractéristiques d'exécution enregistrées automatiquement : date, profondeur, ...
- Les attachements précisent aussi les moyens utilisés pour l'exécution des colonnes.

V-2-7-4 Les essais de réception

Ces essais ont comme objectifs :

- Vérifier le diamètre de la colonne par simple dégagement de sa tête ;
- Contrôler la continuité de la colonne par un forage approprié au sein de la colonne ;
- Contrôler sa compacité par mesure mécanique continue (pénétromètre) ou discontinue (préssiomètre) ;
- Suivre le tassement de la colonne pour un cycle de chargement-déchargement.

Le tableau suivant résume le nombre d'essais de réception à effectuer selon le DTU 13.2 :

Tableau V- 3 : Les nombre d'essai de réception à effectuer (DTU 13.2).

Type d'essai de réception	Colonne par voie humide	Colonne par voie sèche
Dégarnissage	Au minimum 3	
Continuité	1 pour 50 colonnes	
Compacité	1 pour 50 colonnes	
Chargement-déchargement	1 pour 800 m de colonnes	1 pour 1000 m de colonnes

Remarque

- D'après le DTU 13.2, le nombre d'essais de réception doit être au moins égale au nombre d'essais d'information ;
- Le dégarnissage des colonnes s'effectue sur une profondeur minimale de 1 m, et uniquement sur les colonnes qui sortent de l'emprise de l'ouvrage ;
- La vérification de la continuité de la colonne réalisée par voie sèche n'est pas nécessaire. Les essais sur les matériaux d'apport concernent à la fois les matériaux constitutifs des colonnes et ceux du matelas de réception ;

Dans la pratique courante, il est généralement demandé :

- D'indiquer l'origine des matériaux ;
- Réaliser des analyses granulométriques, les essais de Los Angeles et de Micro-Deval.

Le tableau suivant indique le nombre d'essais à effectuer selon les règles en vigueur :

Tableau V- 4: Le nombre et le type d'essai à effectuer (DTU 13.2).

Type d'essai	Matelas de répartition	Colonne ballastée
Granulométrie	1 tous les 1500 m ³	1 tous les 1000 m ³
LA	1 tous les 3000 m ³	1 tous les 2000 m ³
MDE	1 tous les 3000 m ³	1 tous les 2000 m ³
Proctor normal	1 tous les 1500 m ³	-

V-2-7-5 Choix des méthodes de contrôle

- Le contrôle par pénétromètre statique (CPT)

C'est le contrôle le plus recommandé car :

- La continuité des mesures est assurée ;
- Il est facile à exécuter ;

Mais il est confronté à certaines difficultés telles que :

- Le faux refus, dû à un blocage de la pointe du pénétromètre sur les gros éléments du ballast ;
- Les déviations des tiges susceptibles de sortir de la colonne ;
- Difficultés de la circulation des engins qui le transporte lorsque le sol est boueux en surface.

- Le contrôle par le pressiomètre MENARD (MPT)

Cet essai est exécuté à l'aide d'un tube fondu et non par un forage préalable, la technique peut être confrontée aux mêmes difficultés du CPT.

- Le contrôle par pénétromètre dynamique (PDA ou PDB)

Les pénétromètres de type A (PDA) et de type B (PDB) ne sont pas recommander pour le contrôle des colonnes ballastées, car ils donnent des résultats incompatibles avec les mesures obtenues par le (CPT) et le (MPT).

- Le contrôle par pénétromètre à carottier (SPT)

Le SPT n'est pas trop utiliser pour contrôle des colonnes ballastées. Il est difficile de prélever, par des carottiers standards des échantillons de ballast, en plus des problèmes liés aux faux refus et la déviation des tiges.

- Les critères de réception

Pour les essais précédents, le DTU 13.2 donne les critères de réceptions résumés dans le tableau suivant :

Tableau V- 5 : Critères de réception pour chaque type d'essai.

Procédé de contrôle	Critère de réception	Remarques
Pénétromètre statique (CPT)	$q_c > 10 \text{ MPa}$	Conseillée
Pressiometre Menard (MPT)	$P_l > 1.5 \text{ MPa}$	Toléré
Pénétromètre dynamique (PDA ou PDB)	$R_d > 15 \text{ MPa}$	Déconseillé
Pénétromètre à carottier (SPT)	$N_{SPT} > 30$	Inadapté

- Le contrôle par l'essai de chargement

L'essai de chargement a pour objectif d'observer le tassement en grandeur nature d'une colonne ballastée, de mettre en évidence ces déformations sous une charge verticale pour valider les hypothèses de dimensionnement.

Les tassements sont mesurés en quatre (04) points de la plaque à l'aide des comparateurs de précision (au 100^{ème} de millimètre) dont la course est compatible avec les tassements à mesurer, dispose entre la plaque et des poutrelles métalliques indépendantes servant de référence, qui repose sur le sol par l'intermédiaire de cales à bonne distance de la colonne chargée.

- Le contrôle du volume incorporé du ballast

Le DTU 13.2 stipule que le volume incorporé du ballast doit être égale à 1.5 fois le volume théorique de la colonne, ce qui représente, compte tenu du serrage, un supplément moyen de diamètre de l'ordre de 10 %. Mais, d'après le même document, le volume incorporé dépend essentiellement de l'étreinte latérale assurée par sol, ce qui fait que la valeur de 1.5 ne peut être respectée dans certains cas.

V-3 Dimensionnement de réseau de colonnes ballastées

V-3-1 Introduction

La technique d'amélioration du sol par colonnes ballastée, a connu une expansion importante. Ce qui a conduit plusieurs auteurs à proposer des méthodes de calcul et élaborer des abaques de dimensionnement : Greenwood (1970), Thorburn (1975), Priebe (1976, 1978 et 1995), Goughnour et Baynk (1979), Datye (1982), Balaam et Poulos (1983), Van Impe et de Beer (1983). Néanmoins, il n'existe pas, à ce jour, une méthode « universelle » permettant de résoudre tous les problèmes posés par les divers ouvrages fondés sur colonnes ballastées. La méthode de Priebe est à présent la plus fiable par rapport à la réalité et la plus utilisée.

V-3-2 Méthode de Priebe

La méthode de Priebe consiste à appliquer la théorie de l'expansion d'un tube cylindrique à la

déformation horizontale de la colonne ballastée et du sol, sans tenir en compte de l'effet de la pesanteur. [17]

L'ensemble sol-colonne doit vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux $S_{sol} = S_{col}$;
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations se font à volume constant;
- Le sol situé sous base de la colonne est incompressible ;
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E_s et un coefficient de poisson ν_s constant sur toute la profondeur.

Pour utiliser cette méthode (dimensionnement des colonnes et étudier leur comportement), on doit déterminer les trois paramètres suivant :

- Le taux d'incorporation « a » ;
- Le facteur de réduction du tassement « β » ;
- Le rapport de concentration des contraintes verticales.

V-3-2-1 Rapport de concentration de charge

Les colonnes ballastées ont une résistance et un module de déformation plus important que le sol, il en résulte un transfert de charge σ_0 appliqué par la fondation vers la colonne. La charge sur la colonne σ_c augmente alors que celle du sol σ_s diminue. [18]

La relation entre la contrainte appliquée par la fondation σ_0 et celle appliqué sur la colonne σ_c et la contrainte sur le sol σ_s est donnée par la relation suivante :

$$A \sigma_0 = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \quad (V-1)$$

A: Section du radier

A_c : Surface occupée par les colonnes.

A_s : la différence entre la surface de radier et la surface des colonnes.

Le rapport de concentration des contraintes noté n est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (V-2)$$

La concentration des contraintes sur la colonne n'est pas immédiate mais elle se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire qui correspond à l'évacuation de l'eau due à l'effet drainant du ballast.

V-3-2-2 Définition du taux d'incorporation

Le taux d'incorporation ou coefficient de substitution (a) est le rapport de l'aire traitée A_c (section de la colonne) à l'aire totale du domaine d'influence de la colonne (A) [18]:

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (V-3)$$

V-3-2-3 Facteur de réduction des tassements

La relation entre le facteur de réduction des tassements et les contraintes dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du sol est de forme : [18]

$$\beta = \frac{\sigma_{app}}{\sigma_{sol}} \quad (V-4)$$

A partir des hypothèses, Priebe en déduit une amélioration des sols définie par le facteur de réduction des tassements (β), aussi appelé facteur d'amélioration n_0 , qui caractérise l'efficacité de traitement

$$\beta = 1 + a \left(\frac{5-a}{4 K_{ac} (1-a)} - 1 \right) \quad (V-5)$$

K_{ac} est le coefficient de poussée du ballast. Il est exprimé par:

$$K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta_c}{2} \right) \quad (V-6)$$

φ_c : L'angle de frottement du ballast.

Connaissant l'angle de frottement φ_c du matériau de substitution (ballast) et la valeur de β , cette équation de second degré de (a) est ré solvable analytiquement pour déterminer la maille de référence. Cette équation est développée par Priebe sous forme d'un abaque de dimensionnement pour différents angles de frottement du ballast (φ_c), représenté sur la figure V-5

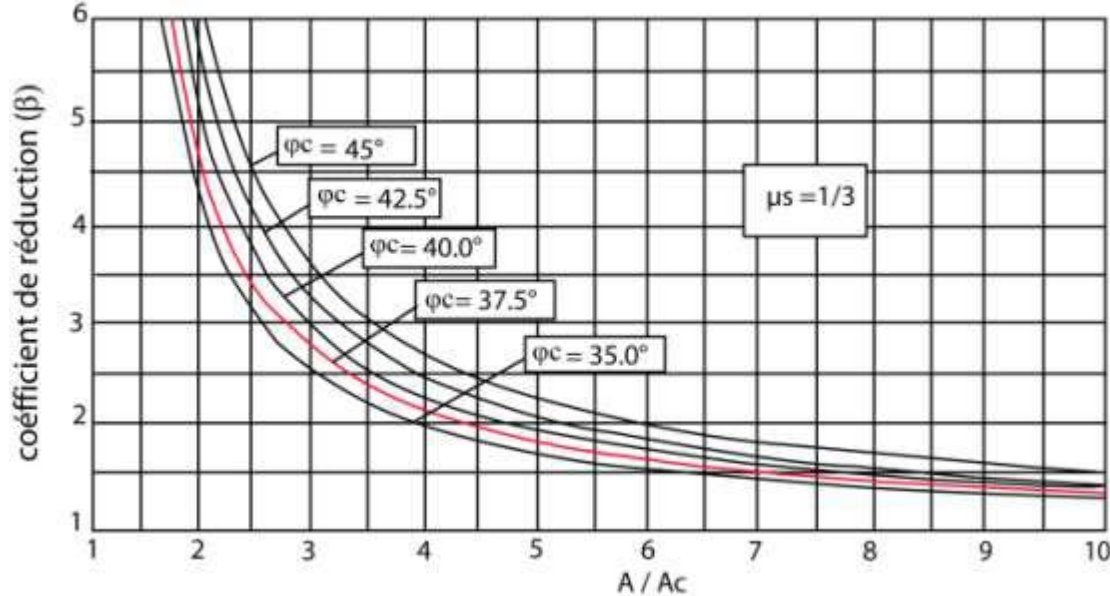


Figure V- 5 : Abaque de dimensionnement de Priebe (1998).[17]

V-3-3 Méthode d'homogénéisation [17]

a) -Méthode d'homogénéisation simplifiée :

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol «composite» en un milieu «homogène» équivalent selon les auteurs, il est possible de déterminer un module équivalent :

$$aE_c + (1 + a)E_s \quad (V-7)$$

Avec : a=Coefficient de substitution.

Les tassements après traitement S_f sous la contrainte σ_0 apporté par l'ouvrage sont alors exprimés par la relation suivante :

$$S = \Delta H = \frac{\sigma_0 L_c}{aE_c + (1+a)E_s} \quad (V-8)$$

Il faut noter que cette approximation n'est valable que pour les charges réparties de grandes dimensions.

Le calcul de tassement par cette méthode se base sur l'approche d'un module de déformation équivalent E_e du milieu traité par colonnes ballastées.

La prévision de tassement par cette méthode s'applique bien dans le cas des charges réparties de grandes dimensions (Dhouib et Blondeau, 2005).

b) - Méthode d'homogénéisation du milieu traité :

La méthode consiste à assimiler le sol traité par colonnes ballastées à un milieu homogène équivalent dont les caractéristiques mécaniques (C_e, φ_e) sont déterminées par l'application d'un facteur d'homogénéisation m donné par la relation suivante :

$$\text{Poids volumique équivalent } (\gamma_e) : \gamma_e = a\gamma_c + (1 - a)\gamma_s \quad (V-9)$$

$$m = \frac{(\beta_1 - a)a}{\beta_1} \quad (V-10)$$

$$C_e = (1 - a)C_u \quad (V-11)$$

$$\tan \varphi_e = m \tan \varphi_c \Rightarrow \varphi_e = \arctan(m \tan \varphi_c) \quad (V-12)$$

V-3 Dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe

Puis que le sol est des caractéristiques faibles, donc on optera pour des colonnes ballastées (matériaux roulés) de 16 m de profondeur sous le radier et on supposera que le diamètre des colonnes est de 0.8 m

$$\beta = \frac{\sigma_{app}}{\sigma_{sol}}$$

β : Facteur d'amélioration.

D'après PRIBE le coefficient d'amélioration peut s'écrire aussi de cette façon :

$$\beta = 1 + a \left(\frac{5 - a}{4 K_{ac} * (1 - a)} - 1 \right)$$

Avec :

$$a = \frac{A_{col}}{A} \begin{cases} A_{col}: \text{aires de la colonne} \\ A: \text{aires d'une maille de référence} \end{cases}$$

$$K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta_c}{2}\right) : \text{Coefficient de poussée du ballaste.}$$

φ_c : Angle de frottement interne du ballast.

Dans notre cas $\varphi_c = 38^\circ$ cas (d'un matériau roulé)

Application numérique

$$\beta = \frac{\sigma_{app}}{\sigma_{sol}} = \frac{1.62}{1.11} = 1.45$$

$$K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{38}{2}\right) = 0.237$$

On remplaçant dans l'équation (V-5) on aboutit à une équation en fonction du coefficient de substitution (a) :

$$-0.025 a^2 + 4.478 a - 0.426 = 0$$

Résolution de l'équation :

$$\sqrt{\Delta} = 4.46$$

$$a_1 = 85.94 \text{ écartée,}$$

$$a_2 = 0.096$$

On prend : $a = 0.096$

On optant pour des colonnes de 80 cm de diamètre on a :

$$A_c = \pi D^2 / 4$$

$$\frac{1}{a} = \frac{A}{A_c} = 10.42$$

A : la section de radier

$$A = 1001.63 \text{ m}^2$$

$$A_c = 96.12 \text{ m}^2$$

Le nombre de colonne n sous le radier est :

$$n = \frac{A_c}{a_c} = \frac{96.125}{0.502} = 191.48 \text{ colonnes}$$

n : nombre de colonne.

On prendra le nombre de colonne **191** pour le renforcement de notre sol.

Calcul de maillage

$$\frac{A_{radier}}{n} = \frac{1001.63}{191} = 5.24$$

$$B^2 = 5.24 \rightarrow \sqrt{B^2} = 2.28 \text{ m}$$

On opte pour un maillage carrée de (2.28 m × 2.28 m)

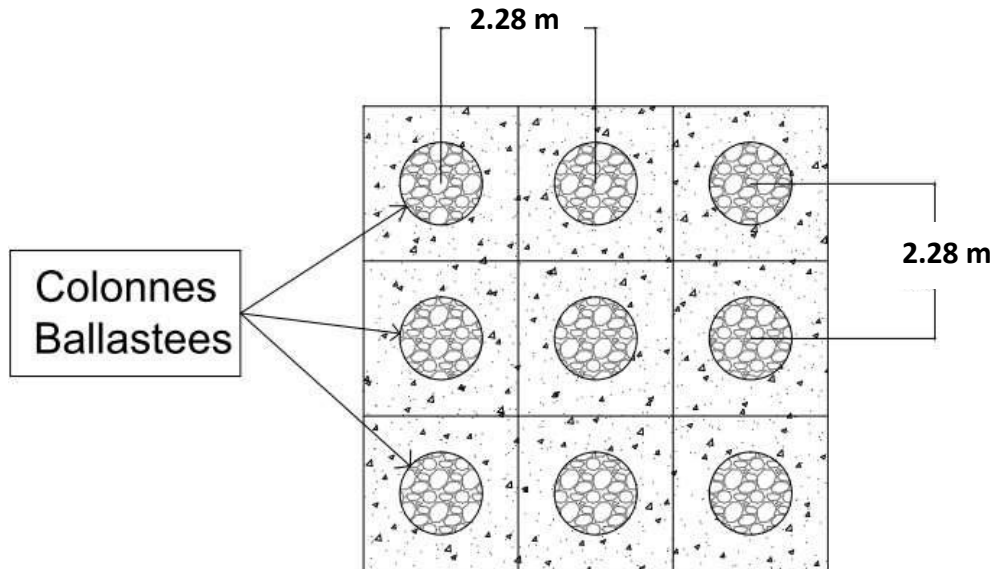


Figure V- 6 : Disposition des colonnes ballastées sous le radier avec entre axe = 2.28 m (maillage carrée).

V-4 Calcule de tassement du sol traité par la méthode d'homogénéisation

Après le traitement du sol par des colonnes ballastées, nous avons évalué le tassement avec la méthode d'homogénéisation. Le tassement est calculé comme suit :

$$\Delta H = \frac{\sigma_0 L_c}{E_s} = \frac{\sigma_0 L_c}{a E_c + (1 + a) E_s}$$

On considère deux couches de 16 m sous la fondation

Tassement pour la 1^{eme} couche

$$E_s = 154.65 \text{ Bars}$$

E_s : Module d'Young de la couche i, c'est $E_{moyenne}$ de la couche d'épaisseur 16 m

$$E_c = 10E_s$$

E_c : module de la colonne.

$$E_c = 1546.5 \text{ Bars}$$

$$\Delta H = 0.089 \text{ m}$$

Tassement pour la 2^{eme} couche

$$E_s = 289.95 \text{ Bars}$$

$$E_c = 2899.5 \text{ Bars}$$

$$\Delta H = 0.007 \text{ m}$$

Le tassement total : $\Delta H_{total} = 0.096 \text{ m}$

V-5 Conclusion

Le renforcement avec des colonnes ballastées augmente la capacité portante du sol est surtout réduit de manière significative les tassements.

Pour le dimensionnement des colonnes ballastées nous avons opté pour un diamètre de 0.8 m ancrée à 16 m de profondeur, on a trouvée 191 colonnes avec un maillage de $2.28 \times 2.28 \text{ m}^2$.

Les tassements induits seront de l'ordre de 0.096 m, donc le tassement est vérifié d'après règlements.

CONCLUSION GENERALE

L'objet de la présente étude est le dimensionnement des fondations d'un bâtiment en R+11 avec deux sous-sols, implanté sur un site compressible. Une étude comparative entre les différentes méthodes de calcul de la capacité portante et des tassements à partir des résultats des essais de laboratoire, pressiométrique et de pénétration statique a été présentée. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette étude :

- Les essais de laboratoire ont montré que le sol supportant l'ouvrage est peu à plastique et présentant une certaine compressibilité,
- La classification à partir de l'essai CPT, basée sur l'abaque de Robertson, a montré qu'il s'agit des sols argileux limoneux à limons argileux sableux sur une profondeur d'investigation de 20 m. Ces résultats sont en concordance avec les sondages carottés.
- Les essais pressiométriques ont montré des sols normalement consolidés en surface et des sols marneux surconsolidés en profondeur.
- Les valeurs de la capacité portante du sol sous le radier sont différentes pour les trois méthodes avec une valeur minimale de 1.11 bars donnée par le CPT. Cette différence est probablement liée au fait que les mesures avec le pénétromètre statique sont effectuées chaque 20 cm contre 2 m pour le pressiomètre. Cette contrainte admissible est insuffisante comparée à la charge transmise par l'ouvrage qui est de l'ordre de 1.62 bars à l'ELS.
- Les tassements sous le radier (au centre et au bord), calculés avec la méthode œdométrique, sont supérieurs à ceux donnés par le pressiomètre. Ce dernier sous-estime les tassements.
- Les tassements différentiels sont excessifs (supérieurs à 10 cm).

Le choix de la méthode de renforcement doit être en adéquation avec le but recherché (réduit le tassement et augmenter la capacité portante du sol). Enfin de réduire les tassements on opte pour un renforcement de sol par colonnes ballastées de 0.8 m de diamètre et 16 m de longueur, avec un maillage de 2.28 m². Le nombre total de colonnes sous radier est de 191 colonnes.

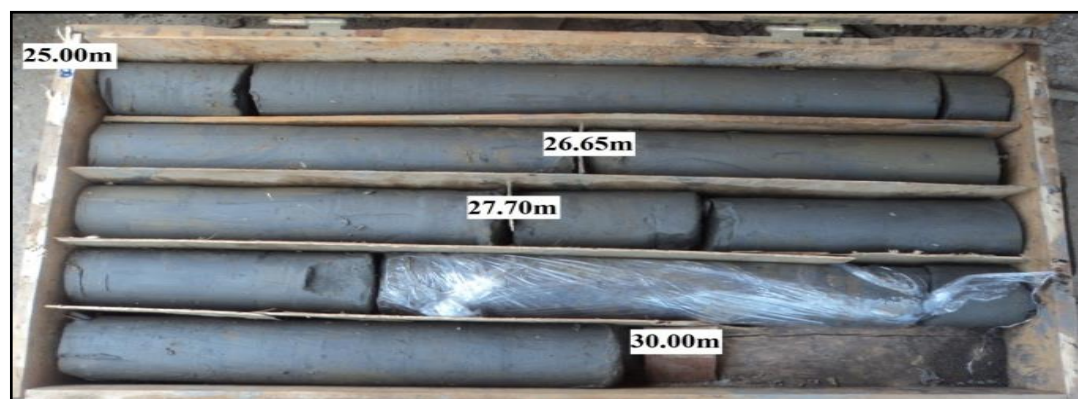
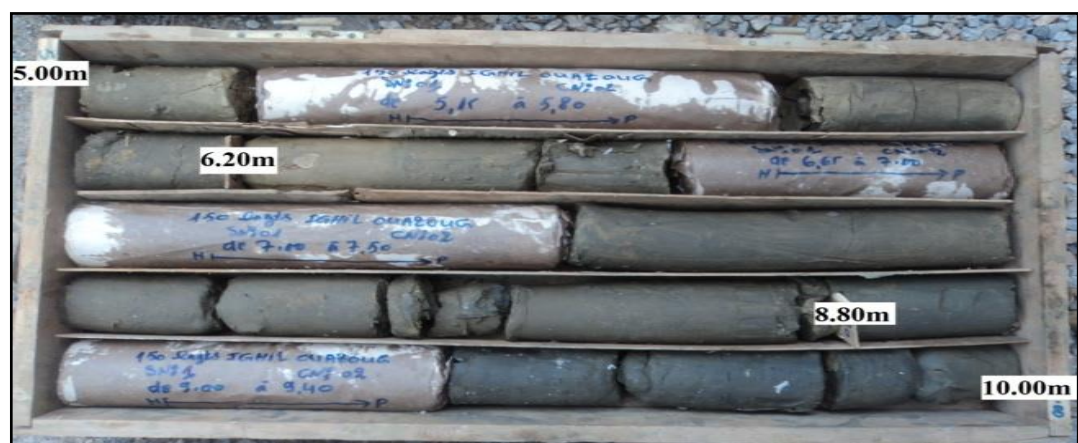
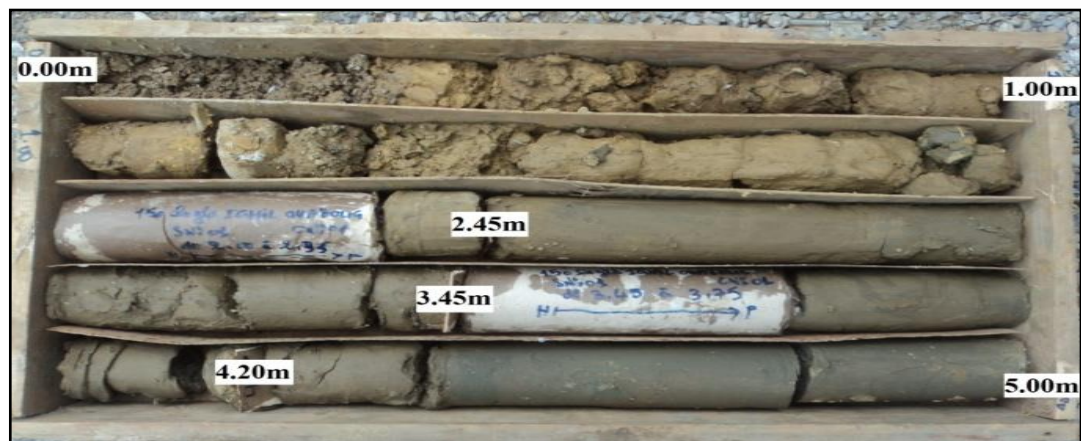
Les tassements obtenus après renforcement du sol sont réduits de plus de 80% par rapport aux tassements dans le sol vierge, les tassements induit seront de l'ordre de 9.6 cm, ces tassements sont admissibles vis-à-vis des réglementations.

Bibliographie

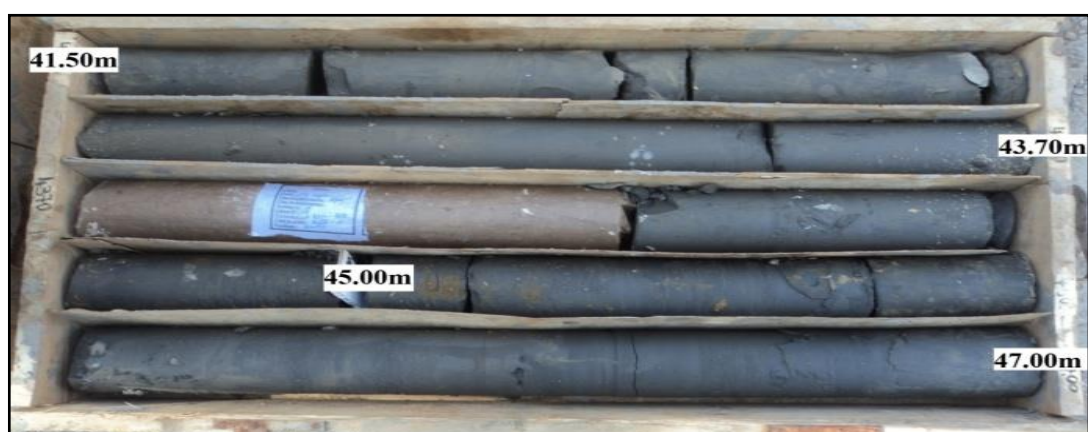
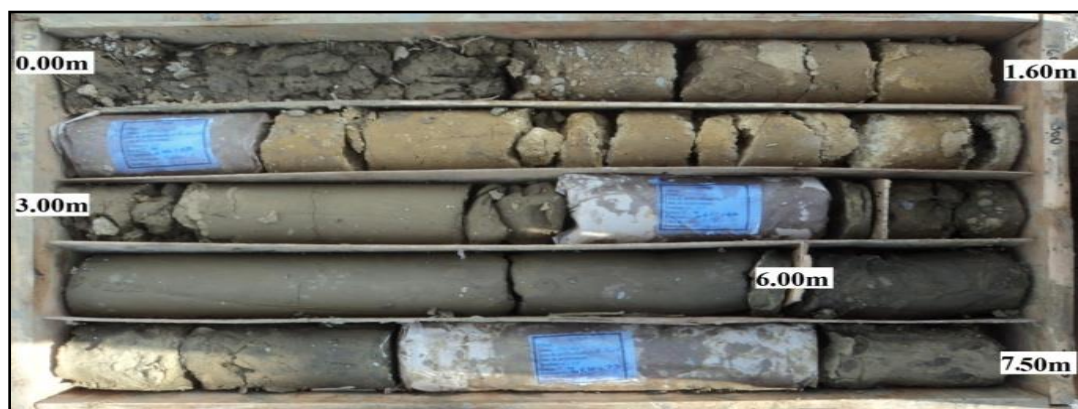
- [1] : LTPE. Laboratoire des travaux publics de l'est, rapport de sol de 156 logement cité Remla, Bejaia juin 2018.
- [2] : L.C.P.C- Laboratoire centrale des ponts et chaussées-aide mémoire, juin 1973.
- [3]: Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering by P.K. Robertson and K. L. Cabal (Robertson) -4th edition July 2010.
- [4]: Roger frank. Calcul des fondations superficielles et profondes, technique de l'ingénieur, édition presse de l'école national des ponts et chaussés.
- [5] : Bouafia. A, ouvrages et méthodes de calcul des fondations superficielles, édition O.P.U, 2014.
- [6] :Philiponat. G, huber. B, Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles, 1998.
- [7] : Règles technique de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil.
- [8] : Sadaoui O, Cours de fondation, Master 1, Université Abderrahmane-MIRA- de Bejaia, 2018-2019.
- [9] : Document technique réglementaire Algérien ; DTR BC 2.331.
- [10] :Reiffsteck. P, Cours fondation des ouvrages, 2009-2010.
- [11] : Magnam j. P, Déformabilité des sols. Tassement. Consolidation, technique de l'ingénieur, 2013.
- [12] : Bouafia A, calcul pratique des fondations et des soutènements, Algérie, O.P.U ,2010.
- [13] : Abziz M.A, cours mécanique des sols, université Mohamed premier, Maroc, 2013.
- [14]: F.Baguelin, jp.Sanfralesello - Procceeding of the 17thinternational, conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 2009.
- [15]: Robertson P.K. (2010) soil behavior type from the CPT: an update. 2nd International symposium on cone penetration testing CPT 10, Huntington Beach, CA, USA.
- [16]: Piere R, Hamid H, Journées nationales de géotechnique de l'ingénieur JNGG, 2014.
- [17] : Auray R, Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux.2010.
- [18] : Sadaoui O, Traitement des sols par colonnes ballastées, Séminaires du CTC centre, 10 Avril 2005.
- [19] : Benhamma B., Lillouche S., Analyse comparative du comportement des colonnes ballastées et des pieux dans les sols mous et compressibles de la plaine portuaire de Bejaia capacité de 80000 tonnes. Mémoire de master, Université de Bejaia, 2012.

Annexe 01

carottes du sondage N°01



Carottes du sondage N°02



Annexe 02

Sondage carotté N°01

LOG DE SONDAGE
Projet REALISATION DE 156 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+11
No SC1
Localisation IGHIL OUZOUG
Profondeur 30

X= 0683612 Y= 4067612 Z= 8 Date 11/06/2018

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							REMBLAIS
-1.	20								
-2.	30								ARGILES GRAVILEUSES LIMONEUSES BRUNATRE
-3.									
-4.	23								
-5.									ARGILES GRAVILEUSES LIMONEUSES DE COULEUR COULEUR GRISE
-6.	35								
-7.									
-8.	30								
-9.									
-10.	50								ARGILES VASEUSES LIMONEUSES DE COULEUR NOIRE
-11.									
-12.	26								
-13.									ARGILES LIMONEUSES CAILLOUTEUSES BRUNATRE
-14.	30								
-15.									
-16.	30								
-17.									
-18.	25								
-19.									
-20.	40								MARNES ARGILEUSES DE COULEUR GRISE
-21.	20								
-22.									
-23.									
-24.	26								
-25.									
-26.									
-27.	23								
-28.									
-29.	30								
-30.									

LOG DE SONDAGE
Projet REALISATION DE 156 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+11
No SC 2
Localisation CITE REMLA
Profondeur 47

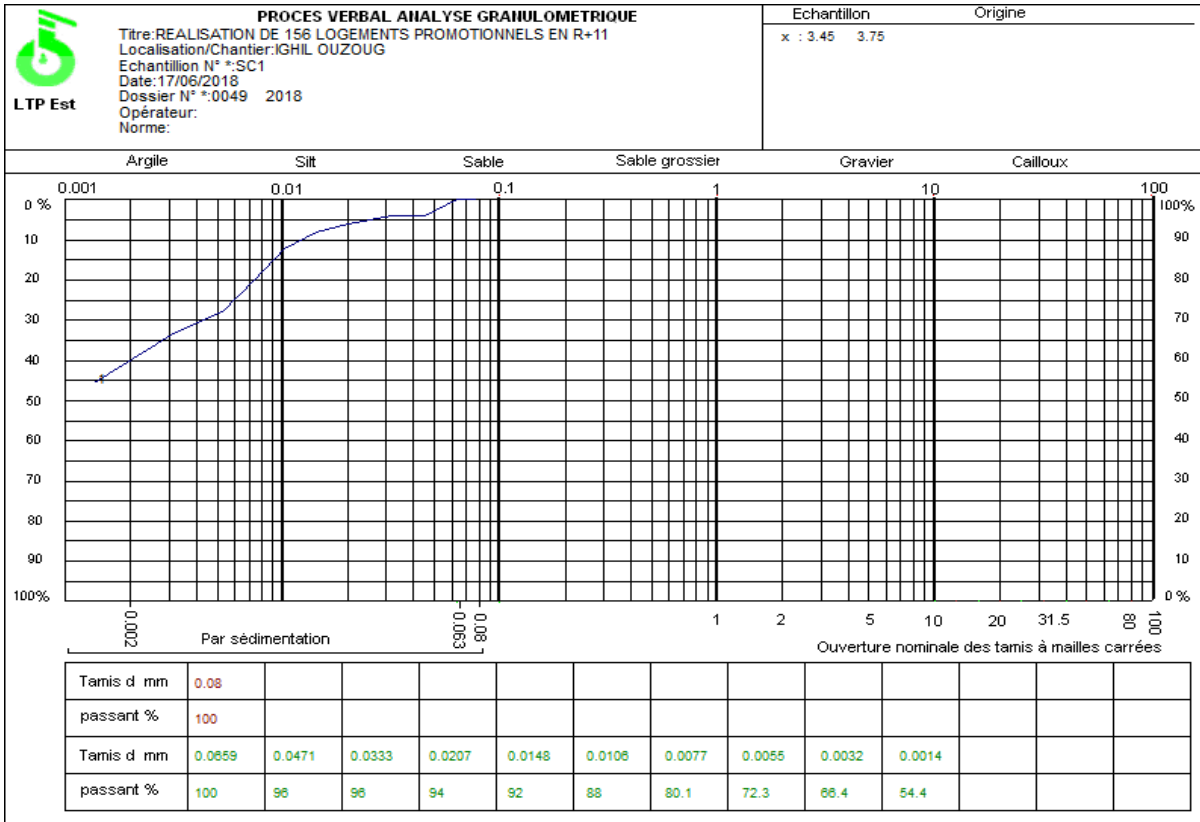
X= Y= Z= Date 14/11/2018

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	tubage	Description des couches
0.		V						REMBLAIS
-1.	62							ARGILES LIMONEUSES GRAVELEUSES BRUNATRE
-2.	71							
-3.	53							
-4.	67							
-5.	86							ARGILES LIMONEUSES GRAVELEUSES GRISATRE
-6.	93							
-7.	80							
-8.	80							ARGILES LIMONEUSES VAEUSES NOIRATRE
-9.	80							
-10.	90							MARNES ARGILEUSES BRUNATRE
-11.	86.67							
-12.	68							
-13.	56							MARNES ARGILEUSES GRISATRE
-14.	100							
-15.	80							
-16.	80							
-17.	80							
-18.	100							
-19.	60							
-20.	57							
-21.	400							
-22.	90							
-23.	92							
-24.	90							
-25.	100							
-26.	85							
-27.								
-28.								
-29.								
-30.								
-31.								
-32.								
-33.								
-34.								
-35.								
-36.								
-37.								
-38.								
-39.								
-40.								
-41.								
-42.								
-43.								
-44.								
-45.								
-46.								
-47.								

Annexe 03

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

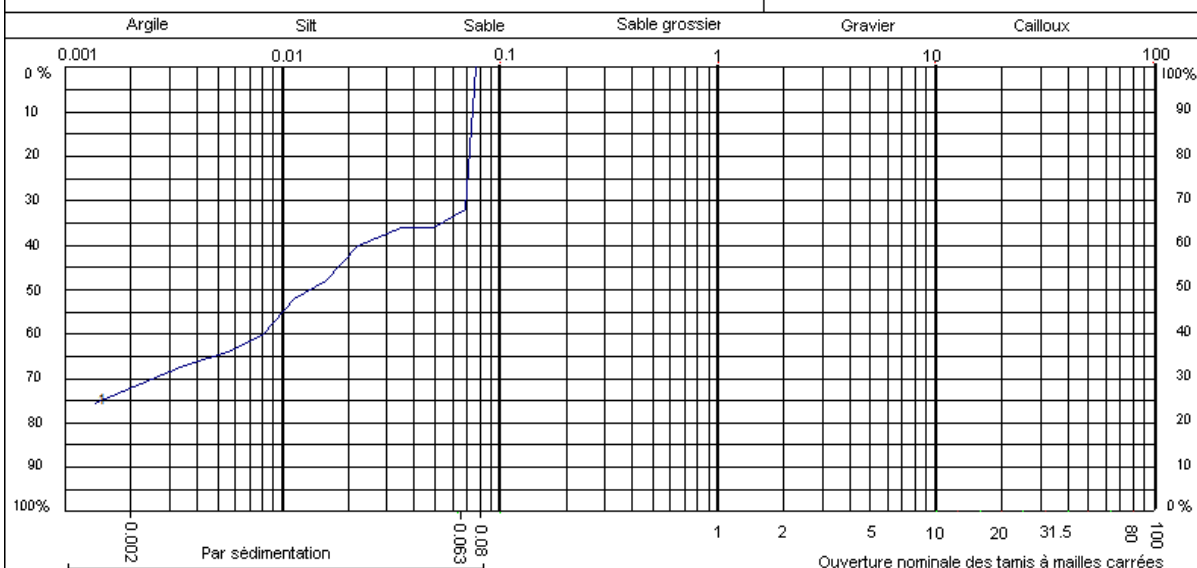
SC1





PROCES VERBAL ANALYSE GRANULOMETRIQUE
 Titre: REALISATION DE 156 LOGEMENTS EN R+11
 Localisation/Chantier: IGHIL OUZOUG
 Echantillon N° : SC1
 Date: 17/06/2018
 Dossier N° : 0049 2018
 Opérateur:
 Norme:

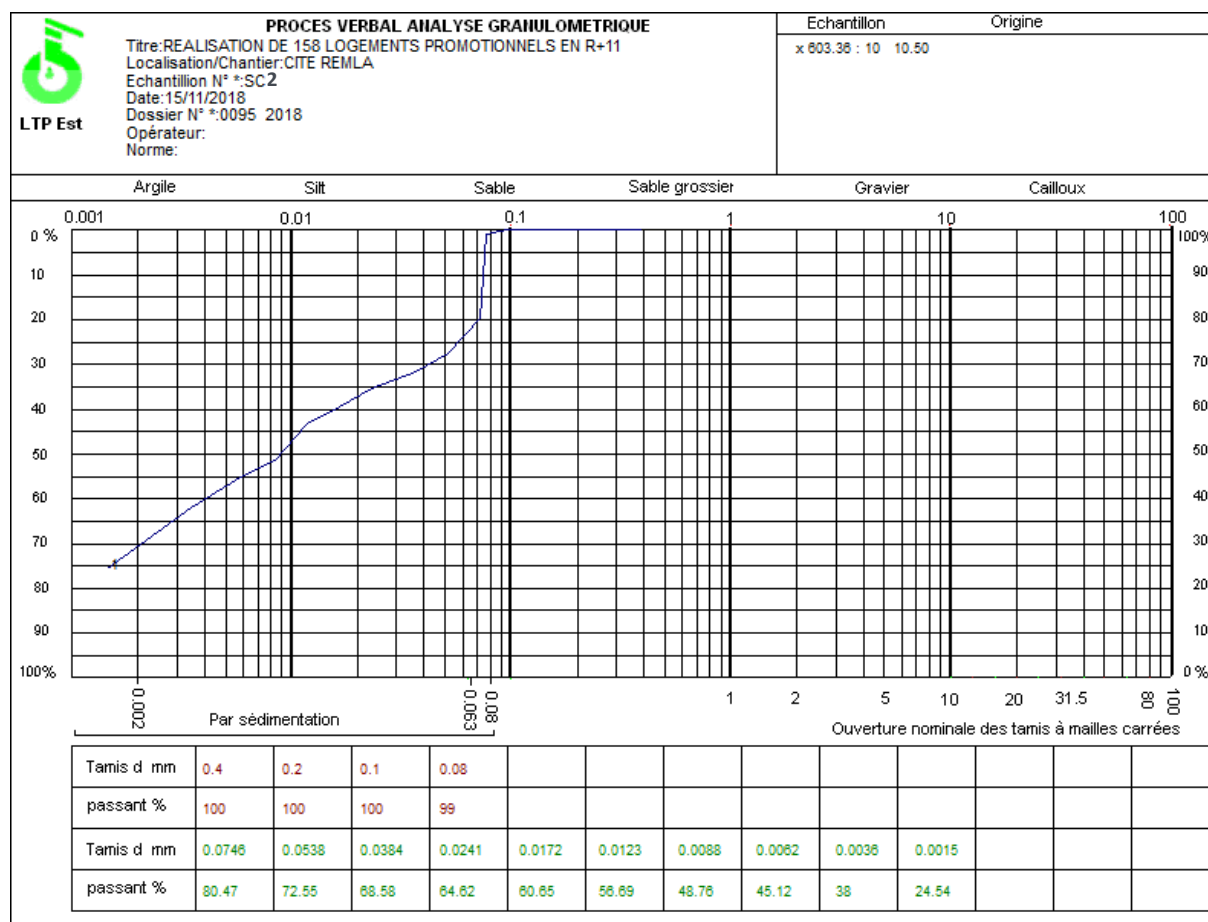
Echantillon Origine
 x : 11.25 11.55



Tamisé d mm	0.08											
passant %	100											
Tamisé d mm	0.075	0.051	0.036	0.025	0.016	0.011	0.008	0.006	0.003	0.001		
passant %	68.1	64	63.9	59.9	52	48	40.1	36.3	32.5	24.5		

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

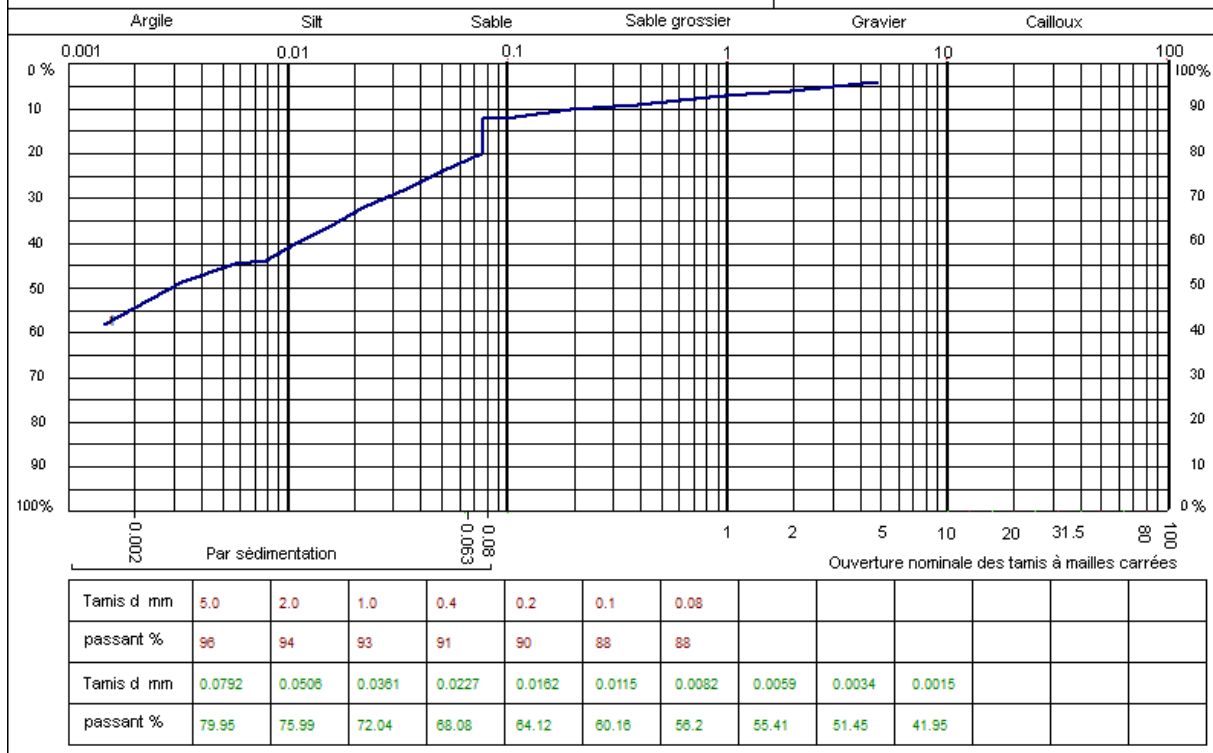
SC2





PROCES VERBAL ANALYSE GRANULOMETRIQUE
 Titre: REALISATION DE 158 LOGEMENTS PROMOTIONNELS
 Localisation/Chantier: CITE REMLA
 Echantillon N° : SC2
 Date: 26/11/2018
 Dossier N° : 0095 2018
 Opérateur:
 Norme:

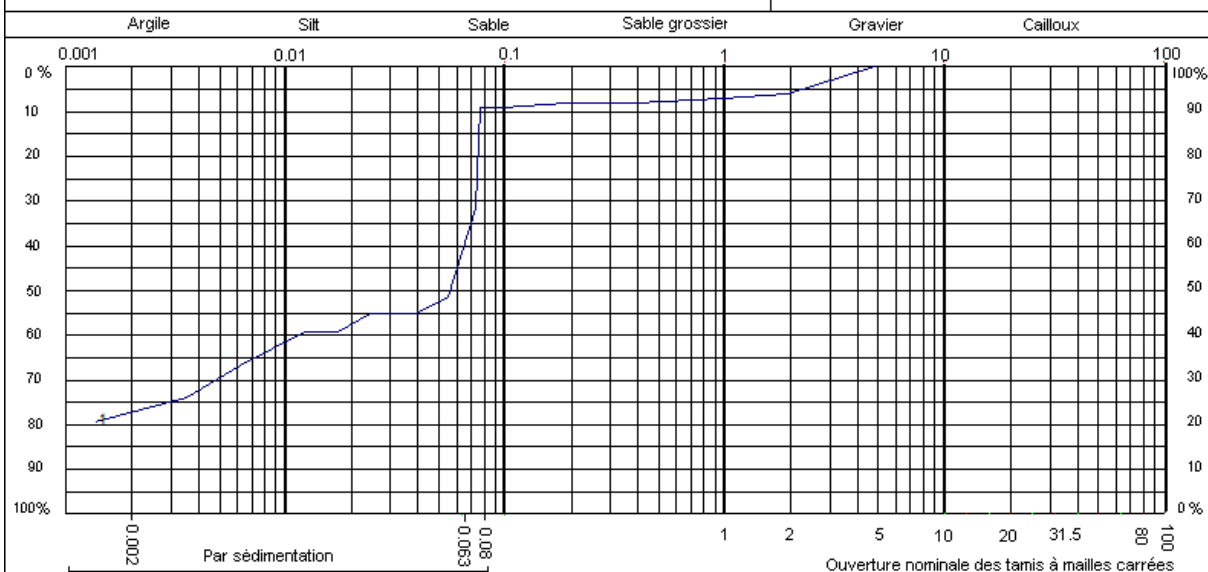
Echantillon Origine
 x 622 : 16.30 17





PROCES VERBAL ANALYSE GRANULOMETRIQUE
 Titre: REALISATION DE 158 LOGEMENTS PROMOTIONNELS EN R+11
 Localisation/Chantier: CITE REMLA
 Echantillon N° : SC2
 Date: 15/11/2018
 Dossier N° : 0095 2018
 Opérateur:
 Norme:

Echantillon Origine
 x 544 : 22.5 23



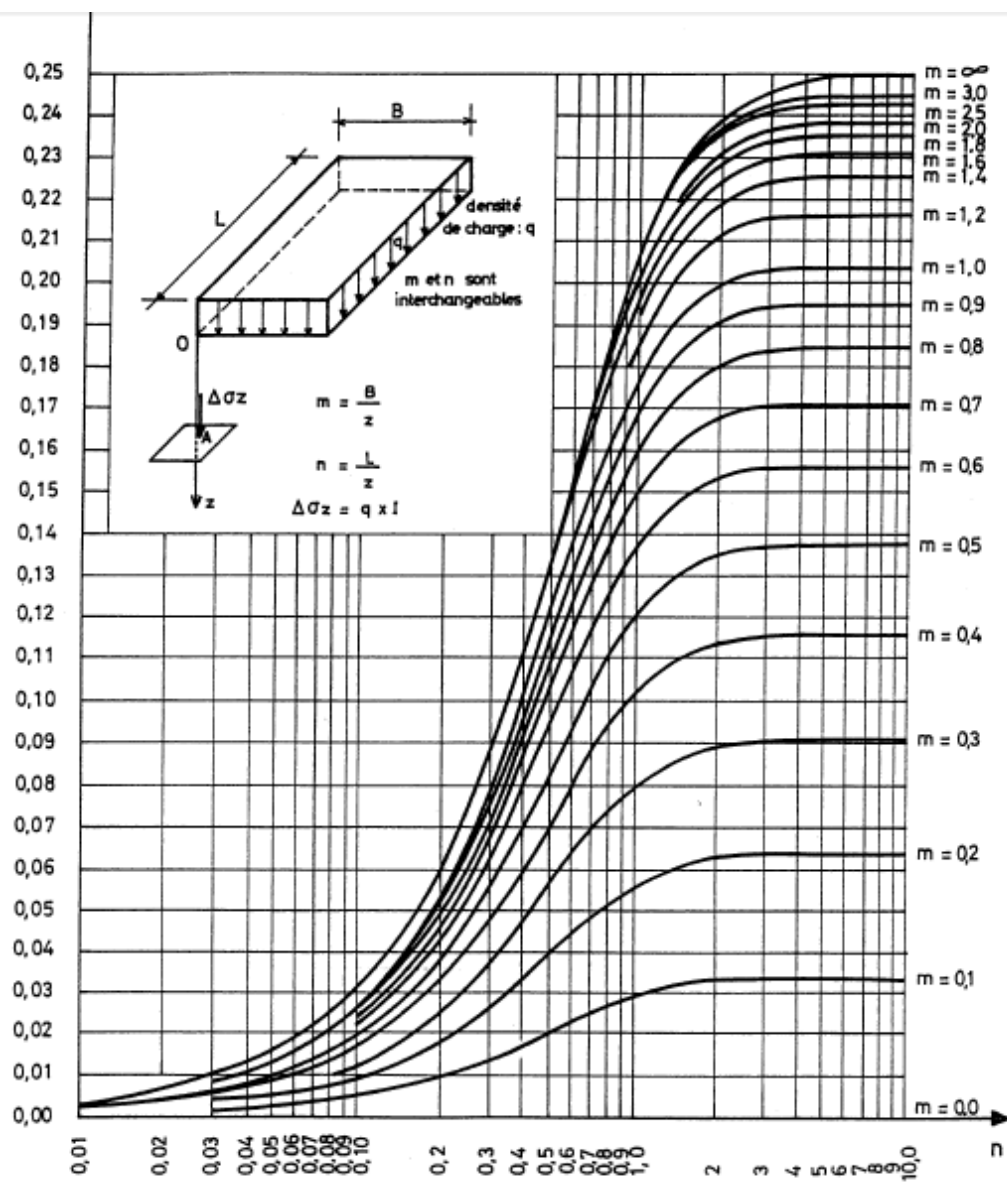
Tamisé d mm	5.0	2.0	1.0	0.4	0.2	0.1	0.08						
passant %	100	94	93	92	92	91	91						
Tamisé d mm	0.075	0.056	0.040	0.025	0.017	0.012	0.009	0.006	0.003	0.001			
passant %	68.58	48.76	44.8	44.8	40.83	40.83	36.87	33.25	26.12	20.58			

Annexe 04

Facteur d'influence d'un sommet d'un rectangle souple uniformément chargé. [6]

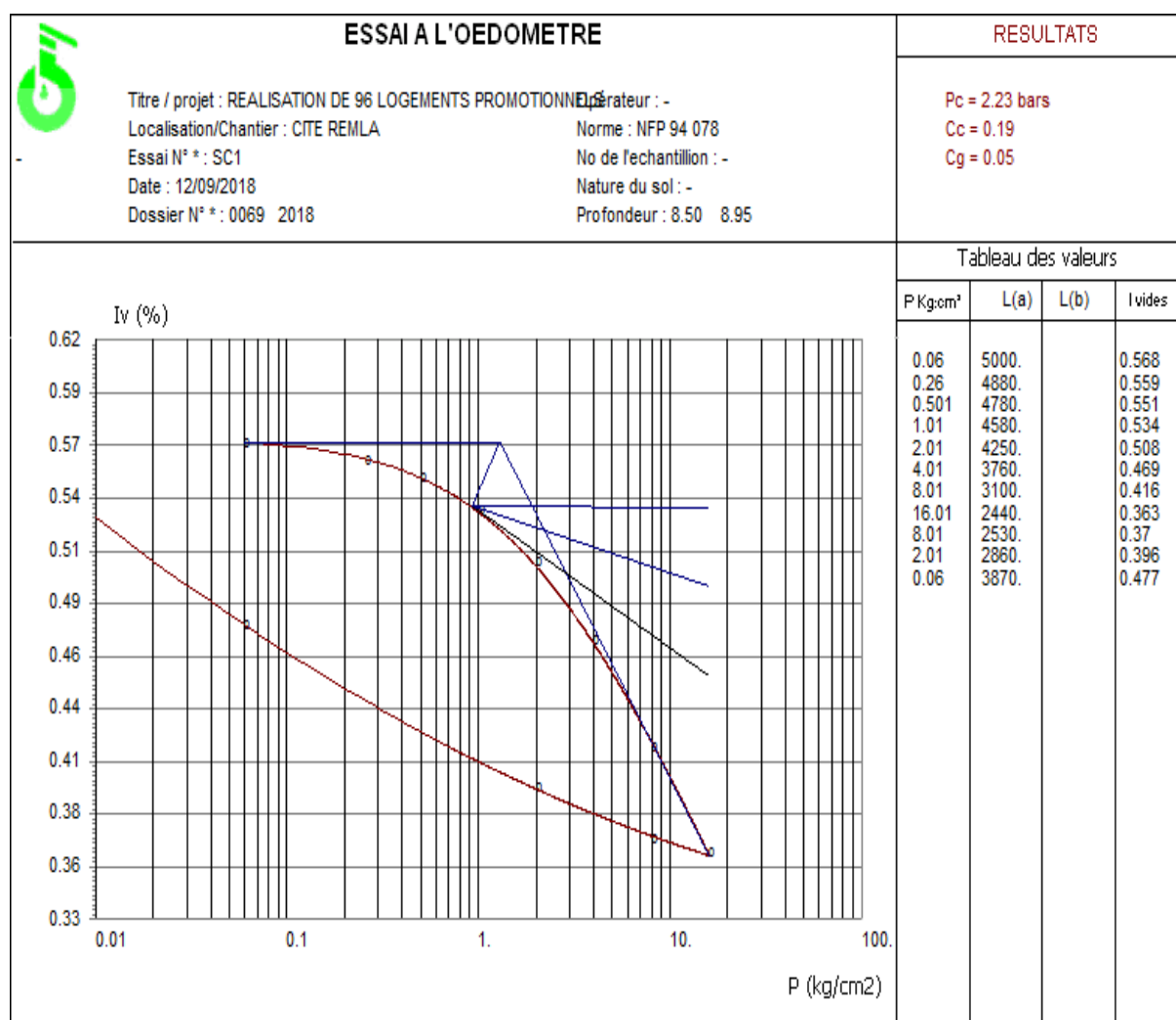
$\frac{2Z}{B} \backslash \frac{L}{B}$	1	1.25	1.5	2	3	5	10	∞
0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.25	0.247	0.248	0.248	0.248	0.248	0.249	0.249	0.249
0.50	0.233	0.236	0.238	0.239	0.240	0.240	0.240	0.240
0.75	0.206	0.214	0.218	0.222	0.224	0.224	0.224	0.224
1.0	0.175	0.187	0.194	0.200	0.203	0.204	0.205	0.205
1.5	0.121	0.135	0.145	0.156	0.164	0.167	0.167	0.167
2.0	0.084	0.097	0.107	0.120	0.132	0.136	0.137	0.137
2.5	0.059	0.071	0.080	0.093	0.104	0.113	0.114	0.115
3	0.045	0.054	0.061	0.073	0.086	0.096	0.099	0.099
4	0.027	0.033	0.038	0.048	0.060	0.071	0.076	0.076
6	0.013	0.016	0.019	0.024	0.032	0.043	0.051	0.052
8	0.007	0.009	0.011	0.014	0.020	0.028	0.037	0.039
10	0.005	0.006	0.007	0.009	0.013	0.020	0.028	0.032
12	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.015	0.022	0.026
15	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.010	0.016	0.021
18	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.007	0.012	0.018
20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004	0.006	0.010	0.016

Annexe 05



Abaque de Steinbrenner.[4]

Annexe 06





ESSAI A L'OEDOMETRE

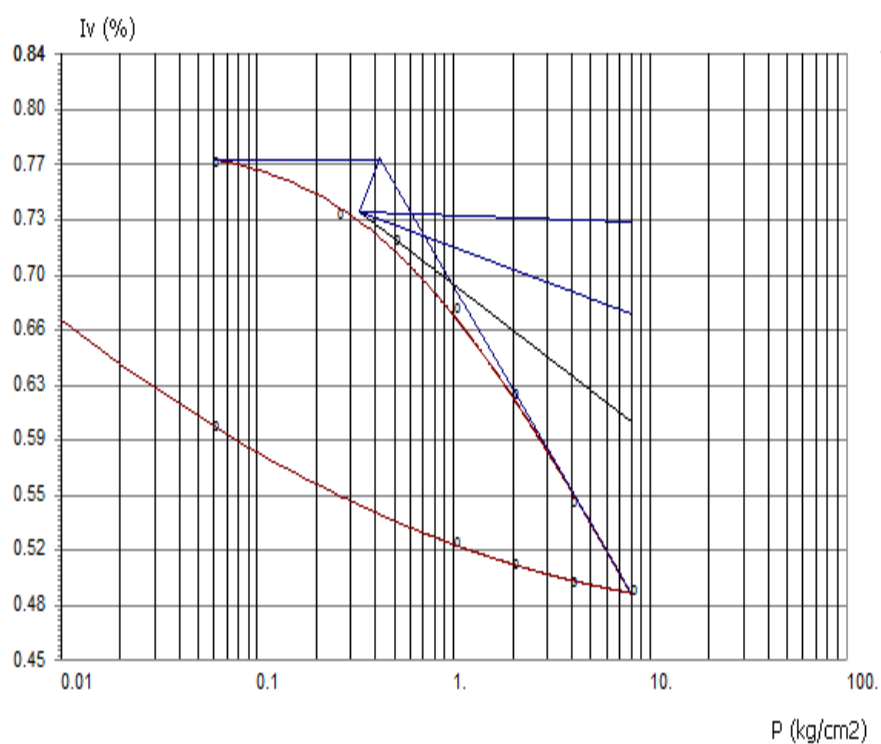
Titre / projet : REALISATION DE 156 LOGEMENTS PROMOTION DE
Localisation/Chantier : CITE REMLA
Essai N° : SC1
Date : 15/11/2018
Dossier N° : 0095 2018

Norme : NFP 94 078
No de l'échantillon : -
Nature du sol : -
Profondeur : 10 10.5

RESULTATS

Pc = 0.76 bars
Cc = 0.22
Cg = 0.06

Tableau des valeurs



P Kg/cm²	L(a)	L(b)	Iv des
0.06	5000.		0.769
0.26	4650.		0.736
0.5	4460.		0.718
1.01	4000.		0.675
2.01	3410.		0.619
4.01	2670.		0.55
8.01	2070.		0.493
4.01	2120.		0.498
2.01	2250.		0.51
1.01	2400.		0.524
0.06	3190.		0.599



ESSAI A L'OEDOMETRE

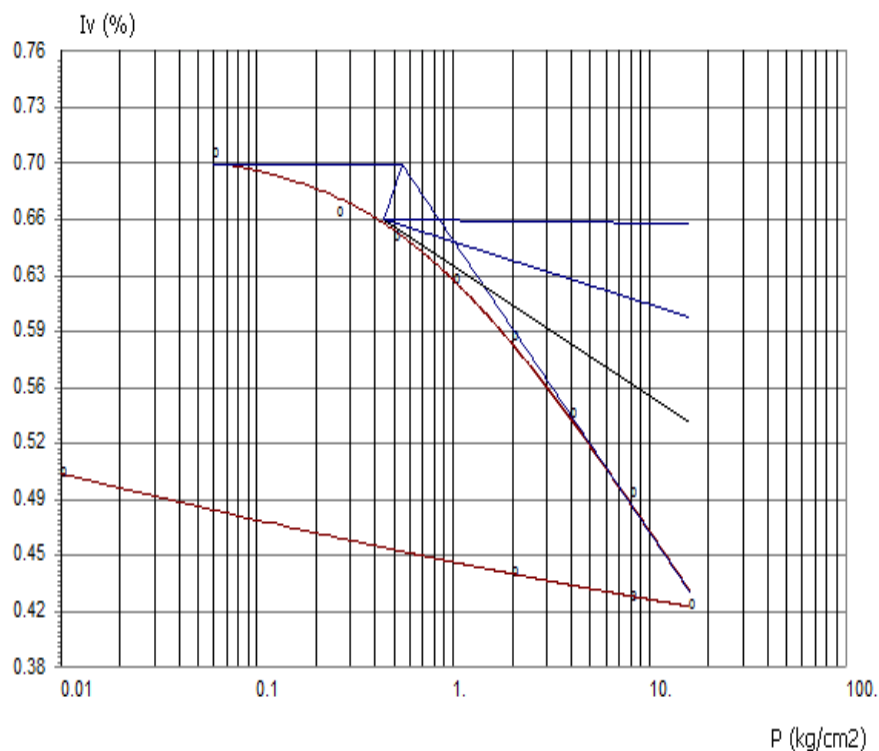
Titre / projet : REALISATION DE 96 LOGEMENTS PROMOTIONNELS
Localisation/Chantier : CITE REMLA
Essai N° : SC2
Date : 06/09/2018
Dossier N° : 0069 2018

Opérateur : -
Norme : NFP 94 078
No de l'échantillon : -
Nature du sol : -
Profondeur : 16.5 16.90

RESULTATS

Pc = 1.05 bars
Cc = 0.18
Cg = 0.03

Tableau des valeurs



P Kg/cm²	L(a)	L(b)	Ivides
0.06	5000.		0.701
0.26	4560.		0.665
0.5	4380.		0.65
1.01	4050.		0.623
2.01	3620.		0.588
4.01	3050.		0.541
8.01	2460.		0.492
16.01	1610.		0.422
8.01	1670.		0.427
2.01	1850.		0.442
0.01	2600.		0.504



ESSAI A L'OEDOMETRE

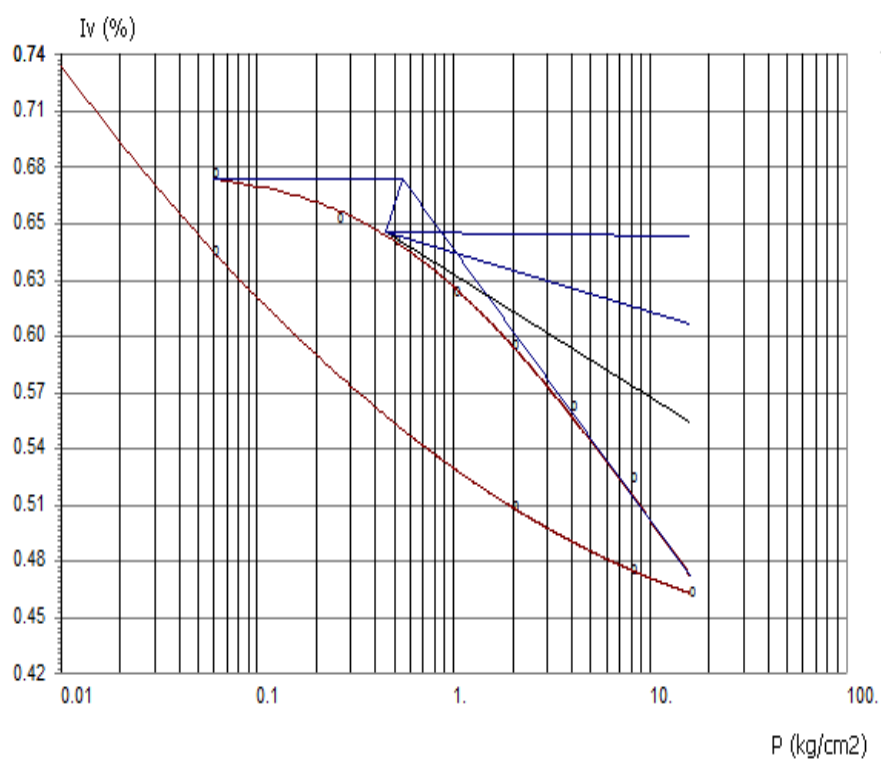
Titre / projet : REALISATION DE 96 LOGEMENTS PROMOTIONNELS
Localisation/Chantier : CITE REMLA
Essai N° : SC2
Date : 06/09/2018
Dossier N° : 0069 2018

Opérateur : -
Norme : NFP 94 078
No de l'échantillon : -
Nature du sol : -
Profondeur : 23.50 24

RESULTATS

Pc = 1.06 bars
Cc = 0.14
Cg = 0.09

Tableau des valeurs



P Kg/cm ²	L(a)	L(b)	Ivides
0.06	5000.		0.68
0.26	4720.		0.657
0.5	4570.		0.645
1.01	4260.		0.619
2.01	3920.		0.591
4.01	3540.		0.56
8.01	3080.		0.523
16.01	2370.		0.464
8.01	2500.		0.475
2.01	2900.		0.508
0.06	4520.		0.64