

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 de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Options : Structures

Thème

*Classification d'un site résidentiel sis à BAB EZZOUAR
d'après le RPA 2024 et détermination de la capacité portante
du sol à partir des essais in situ*

Réalisé par :

AMARI Malika

MOUSLI Feriel

Encadré par :

Mme. Dj.BOUAYAD

Jury :

Mme : GUENOUNOU.

M. N.BELHAMDI

Année Universitaire : 2024-2025



Déclaration sur l'honneur

Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 Décembre 2020(*)
Fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : **AMARI**
Prénom : **Malika**
Matricule : 171733007386
Spécialité et/ou Option : **Structures**
Département : **Génie Civil**
Faculté : **Technologie**
Année universitaire : **2024/2025**

Et chargé de préparer un mémoire de (*Licence, Master, Autres à préciser*) : Master

Intitulé: Etude thermo-énergétique d'un échangeur de chaleur à plaques.

Déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le 30/11/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

.....

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes règlementaires)



Déclaration sur l'honneur

Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 Décembre 2020^(*)

Fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : **MOUSLI**

Prénom : **Feriel**

Matricule : 191933006917

Spécialité et/ou Option : **Structures**

Département : **Génie Civil**

Faculté : **Technologie**

Année universitaire : **2024/2025**

Et chargé de préparer un mémoire de (*Licence, Master, Autres à préciser*) : Master

Intitulé: Etude thermo-énergétique d'un échangeur de chaleur à plaques.

Déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le 30/11/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

.....

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le tout- puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force, la santé et la patience nécessaires pour accomplir ce travail.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire en mettant à notre disposition leurs conseils, leurs expériences, leurs soutiens et leurs documents.

En premier lieu, nous remercions vivement Mme. Dj. BOUAYAD d'avoir accepté de diriger ce travail et pour ses précieux conseils.

Nous adressons également toute notre gratitude aux membres du jury, Mme GUENOUNOU et M.N. BELHAMDI, pour avoir accepté d'évaluer notre travail.



- A.Malika & M.Feriel -

Dédicaces

À mes plus grands soutiens et sources d'inspiration, je dédie ce travail avec tout mon amour et ma reconnaissance infinis. À ma mère qui a toujours été mon port d'attachement et ma boussole, merci pour ton amour inconditionnel, ton dévouement et ton soutien inébranlable. Tu as été la lumière qui a éclairé mon chemin dans les moments sombres et tu as toujours cru en moi, même lorsque je doutais.

À mon père qui m'a appris l'importance du travail acharné, de la persévérance et de l'honnêteté, je suis reconnaissante pour tes conseils avisés et ton soutien sans faille. Tu m'as inspiré à viser plus haut et à poursuivre mes rêves. Je te suis infiniment reconnaissante pour ton soutien indéfectible, ta confiance en moi et ton amour.

À mes frères Hakim et Jigo ainsi qu'à mes sœurs adorées Nadjia et Kenza qui sont aussi mes meilleures amies, merci pour votre soutien constant, votre humour contagieux et votre présence réconfortante. Vous êtes ma source de joie et de bonheur, et je suis fière de vous avoir dans ma vie.

À mes belles sœurs Ibtissem et Nora

À mes princes Nadine et Anes qui ont rempli ma vie de tant de bonheur et de joie.

À mes très chères amies, Imane, Kahina, Celia, Houda, Nathalie qui ont été mes piliers dans les moments difficiles et mes partenaires de fête dans les moments de joie, merci pour votre amitié sincère, votre soutien sans faille et votre amour inconditionnel,

À mon binôme Feriel qui est devenue une amie très chère. Merci pour les magnifiques moments passés ensemble. Tu as été une source d'inspiration et de motivation pour moi tout au long de ce parcours.



- A.Malika -

Dédicaces

*Avec une immense gratitude et une profonde affection
Je dédie ce travail à ceux qui ont été ma source d'inspiration,
de soutien et d'encouragement tout au long de mon parcours.*

*A la femme qui à portée mes rêves avant de me porter, ma
mère ton sourire fut mon premier ciel.*

*A mon père, mon rocher silencieux, merci d'avoir transformé
mes pas chancelants en aîls.*

*A mes deux chers sœurs « Lydia » et « sarra » pour leurs
soutiens inestimables*

*A mon cher frère « Omar », pour ses encouragements tout a
long de mon cursus*

*A mon très cher petit frère « Mohammed », mon frère, qui a su
me faire rire même dans les moments les plus dures, qui me
protège, qui est partout où je suis, celui qui illumine ma vie
par sa présence,*

*Aucune dédicace ne pourra exprimer à sa juste valeur l'amour
que je vous porte.*

*A mes amies Cylia, Iman, Nour el houda, Ilham, je vous
remercie, je vous remercie d'avoir été à ma coutés j'apprécie
énormément votre encouragement et votre soutien, je vous
aimes pour l'éternité.*

*A mon binôme « Lydia », pour les efforts déployés avec
assiduité et persévérance tout au long de ce projet.*



- M.Feriel -

Liste d'abréviation

D_e : Hauteur d'encastrement équivalente.

I_B : Indice de classification du comportement de sol.

I_C : Indice de comportement normalisé.

I_S : Indice de comportement non normalisé.

K_c : Facteur de portance pénétrométrique.

P_l : Pression limite.

P_f : Pression de fluage.

P_{le} : Pression limite nette équivalente

P_0 : Pression de sol au repos.

V_0 : Volume initial de sol au repos.

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente.

q_r : Contrainte de rupture.

q_0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de fondation (après travaux).

A_c : la surface totale projetée du cône.

A_s : L'aire de la surface du manchon.

CPT : Cône pénétration test.

CPTu : Cône pénétration test électrique.

c_u : cohésion non drainée.

E : module de Young.

E_p : module pressiométrique.

f_s : Le frottement latéral local.

G : module de cisaillement.

Liste d'abréviation

K : facteur de compressibilité.

K_p : facteur de portance pressiométrique.

LNHC : Laboratoire national de l'habitat et de la construction.

PDL : pénétromètre dynamique.

PLe* : la pression limite nette équivalente.

P_m : la pression moyenne de sol.

Q_c : force totale mesurée agissant sur le cône.

q_c : La résistance en pointe.

q_e : La résistance effective du cône.

Q_s : la force de frottement totale agissant sur le manchon.

q_t : la résistance en pointe corrigé.

SC : Sondage carotté.

SP : sondage pressiométrique

SPT : sondage pressiométrique.

V_m : volume moyenne de sol.

β : coefficient d'indentification des sols.

ΔV/ΔP : l'inverse de la pente de la partie linéaire de la pente.

ν: coefficient de poisson.

φ : l'angle de frottement.

σ'_v : contrainte verticale initiale effective.

σ_v : Contrainte verticale initiale totale.

Liste des tableaux

Tableau I.1: Valeur de l'angle de frottement (ϕ°)	10
Tableau I.2: Coefficients de forme	11
Tableau I.3: Facteurs de portance pressiométrique K_p	19
Tableau I.4: Valeurs du coefficient K_c selon le fascicule 62.....	21
Tableau I.5: Définition des catégories conventionnelles des sols.....	21
Tableau I.6: Coefficient rhéologique du sol (donne une classification du sol en fonction du rapport $EMPL$	24
Tableau II.1: Résultats de l'essai pressiométrique SP1	38
Tableau II.2: Résultats de l'essai pressiométrique SP2.....	39
Tableau II.3: Résultats de la teneur en eau, la densité et le degré de saturation.....	50
Tableau II.4: Résultats de l'essai pressiométrique SP1.	55
Tableau II.5: Résultats de l'essai pressiométrique (SP2)	56
Tableau III.1: Classification des sites (RPA 2024)	62
Tableau III.2: Résultats de Pl_{30} et Em_{30} pour l'essai (SP1).	63
Tableau III.3: Résultats de Pl_{30} et Em_{30} pour l'essai (SP2).	63
Tableau III.4: Résultats de Pl_{30} et Ep_{30} pour l'essai (SP1)	64
Tableau III.5: Résultats de Pl_{30} et Ep_{30} pour l'essai (SP2)	64
Tableau III.6: Résultats des pressions pour le sondage pressiométrique SP1.	66
Tableau III.7: Résultats des pressions pour le sondage pressiométrique SP2.	67
Tableau III.8: Résultats des pressions pour le sondage pressiométrique SP1.	68
Tableau III.9: Résultats des pressions pour le sondage pressiométrique SP2.	68
Tableau III.10: Résultats de la contrainte ultime et de la contrainte admissible	69
Tableau III.11: Résultats de la contrainte ultime et de la contrainte admissible	69
Tableau IV.1: Valeur du coefficient de pression interstitielle A	77
Tableau IV.2: Valeur du coefficient géométrique α	78
Tableau IV.3: Résultats des tassements calculés (projet 54 logements R+6).....	79
Tableau IV.4: Résultat des tassements calculés (projet 84 logements R+9)	80

Liste des figures

Figure I.1 : Shema de fondation superficiel	4
Figure I.2 : Semelle filante	5
Figure I.3 : Semelle isolée.....	5
Figure I.4 : Fondation de type radier.....	6
Figure I.5 : Courbe chargement- tassement	7
Figure I.6 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....	7
Figure I.7 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....	9
Figure I.8 : Excentrement de la charge.	12
Figure I.9 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B	13
Figure I.10 : Organigramme de dimensionnement des fondations superficielles	16
Figure I.11 : Définition de la pression limite nette équivalente	18
Figure I.12 : Définition de la résistance de pointe équivalente.....	20
Figure I.13 : Schéma de principe du pressiomètre de Ménard.....	22
Figure I.14 : Pénétrömètre mécanique	27
Figure I.15 : Le piézocône.....	28
Figure I.16 : Pénétrömètre électrique.....	29
Figure I.17 : Schéma des principaux constituants d'un pénétrömètre dynamique.....	31
Figure II.1 : Plan de situation des deux projets.....	34
Figure II.2 : Extrait de la carte géologique d'Alger bis (Ech : 1/50000 ^{ème}).....	35
Figure II.3 : Carte de zonage sismique (RPA 2024).....	36
Figure II.4 : Coupe lithologique du sondage carotté.....	37
Figure II.5 : Variation de la pression limite (Pl), du module pressiométrique (Em) et du rapport (Em/Pl) en fonction de la profondeur pour le sondage pressiométrique (SP1).	40
Figure II.6 : Courbes pénétrométriques obtenues pour les cinq PDL.....	48
Figure II.7 : Diagramme de Casagrande.	52
Figure II.8 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 01	53
Figure II.9 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 2.....	54
Figure II.10 : Mesures (P, E _M , Em/Pl) de l'essai pressiométrique SP1.....	57
Figure II.11 : Mesure pressiométrique SP2 (Pl, Em, Em/Pl).....	58
Figure IV.1 : Tassement uniforme	72
Figure IV.2 : Tassement différentiel.	73
Figure IV.3 : Représentation schématique d'une cellule œdométrique.....	74
Figure IV.4 : Courbe œdométrique d'un sol normalement consolidé.....	76

Introduction Générale

Introduction Générale

Le sol constitue le support de toute la construction. Dans le domaine du génie civil, la géotechnique joue un rôle fondamental en étudiant le comportement mécanique des sols et leur interaction avec les structures. Une connaissance approfondie du sol est indispensable pour assurer la stabilité et la sécurité des ouvrages, toute erreur dans l'évaluation des caractéristiques du terrain peut entraîner des désordres graves. Les études géotechniques ont pour but de déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol à travers des essais de reconnaissance, réalisés soit in situ soit en laboratoire.

Ces investigations permettent de proposer des solutions de fondation adaptée aux conditions du sol et aux exigences du projet. Les données recueillies à travers ces essais sont utilisées pour déterminer les paramètres fondamentaux tels que la capacité portante du sol qui permet de dimensionner les fondations superficielles ou profondes en fonction de la nature du sol et des charges appliquées.

Dans ce contexte de construction parasismique, la classification géotechnique du site est devenue une exigence réglementaire. Ainsi, l'objet de travail présente dans ce mémoire est d'utiliser dans un premier temps le RPA 2024 pour classer un site résidentiel situé à Bab EZouar (Alger) et qui est destiné à recevoir des blocs de logements promotionnels : 84 logements en (R+9) et 54 logements en (R+6). Ensuite, la contrainte admissible du sol sera déterminée à partir des essais pressiométrique en utilisant le DTR BC 2.331 de calcul des fondations superficielles.

Ainsi, notre travail est organisé en trois chapitres, le premier résume les méthodes de calcul des fondations superficielles, suivi du deuxième chapitre qui est consacré à la présentation du projet étudié. Dans le dernier chapitre, on présente la classification des sites résidentiels d'après le RPA 2024 ainsi que le calcul de la contrainte admissible du sol. Enfin, on termine par une conclusion générale.

Chapitre I
Méthode de calcul de la
capacité portante des fondations
superficielles

I.1. Introduction

La capacité portante des fondations superficielles représente la charge maximale qu'un sol peut supporter sans subir de rupture ou de tassements excessifs. Ce paramètre est essentiel pour garantir la stabilité et la sécurité des ouvrages. Le calcul de la capacité portante permet de dimensionner correctement les fondations en fonction des caractéristiques mécaniques du sol, de la forme de la fondation, de sa profondeur d'assise, et des conditions de chargement.

Les méthodes de calcul reposent principalement sur des modèles analytiques développés à partir des théories de la mécanique des sols. L'une des méthodes les plus couramment utilisées est celle de **Terzaghi (1943)**, qui propose une formule empirique simple pour les fondations superficielles en fonction de la cohésion du sol, de son angle de frottement interne, et de la surcharge appliquée. D'autres méthodes plus avancées ont été proposées par **Meyerhof**, **Hansen** et **Vesic**, tenant compte de facteurs supplémentaires tels que la forme de la fondation, l'inclinaison de la charge, la pente du terrain ou encore la présence d'eau souterraine.

Le choix de la méthode dépend du type de sol, des données géotechniques disponibles et du niveau de précision requis. Une bonne connaissance du comportement du sol, obtenue par des investigations géotechniques adéquates, est indispensable pour une évaluation fiable de la capacité portante.

Dans ce premier chapitre, on présente les types de fondations superficielles ainsi que le calcul de la contrainte admissible des sol à partir des essais de laboratoire et des essais In situ.

I.2. Définition de fondation superficielles

La fondation superficielle est par définition, une fondation reposant à la surface du sol ou encastré à faible profondeur. La détermination de la force portante ou pression admissible des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols, elle est la pression ou contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol. Pour cela deux types d'éléments sont à analyser :

- La capacité portante de la fondation : C'est-à-dire vérifier les terrains et éventuellement le matériau de fondation qui peuvent effectivement supporter la charge transmise. La

capacité portante est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées soit au laboratoire, soit in-situ.

- Le tassement sous la fondation ne doivent pas être inférieur aux tassements admissible

Les fondations superficielles sont définies par les caractéristiques géométriques suivantes :

- La dimension minimale de la base de la fondation est appelée largeur notée B .
- La profondeur d'encastrement (D) est la hauteur minimale de la base par rapport à la surface du sol après travaux de terrassement.
- La longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle est notée L .
- Ancrage de la semelle h , il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse (figure I. 1.)

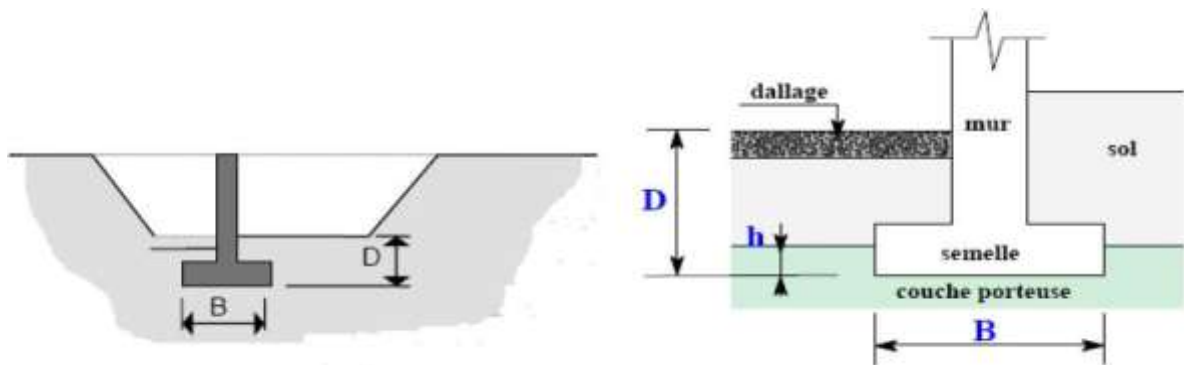


Figure I.1 : Schéma de fondation superficielle

I.3. Types de fondation superficielle

On distingue trois types de fondations superficielles selon la largeur B et la longueur L

I.3.1. Les fondations filantes ou continues

Si B est petite devant L , soit $L/B > 5$. Lorsque la descente de charges n'est pas concentrée, on met logiquement en œuvre une semelle de type filante.

Exemple sous voile ou mur de soutènement ou plusieurs poteaux rapprochés.

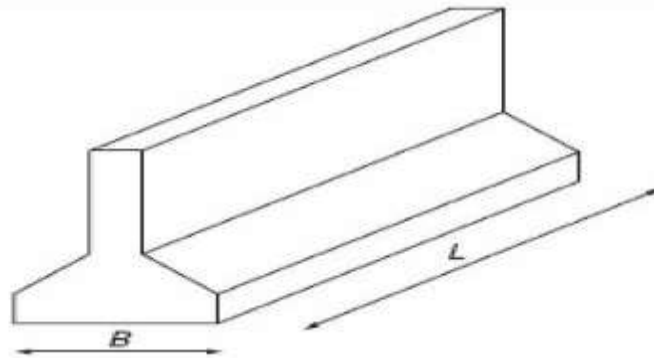


Figure I.2 : Semelle filante

I.3.2. Les fondations isolées

De forme rectangulaires, carrées ou circulaires dans le cas où $L/B \leq 5$ (la forme carrée $B=L$, rectangulaire $B < L < 5B$ et circulaire $B = 2R$). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrine sous mur).

Exemple : une semelle sous un poteau représenté sur la figure suivante :

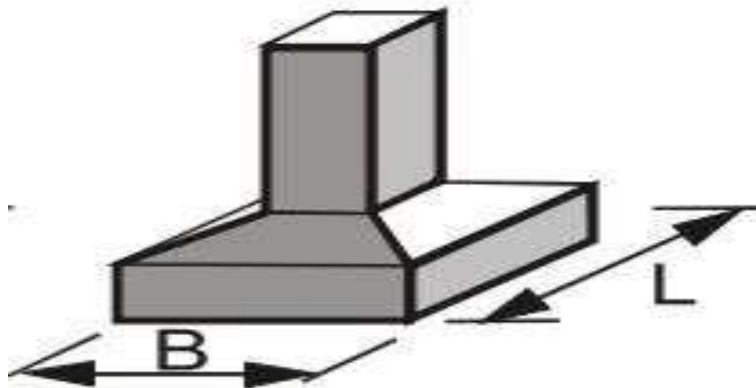


Figure I.3 : Semelle isolée

I.3.3. Les radiers ou dallages

Sous forme d'une dalle de grande dimension, ce type de fondation recommandée pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces de fondation dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage afin de faciliter les travaux de fondations leur types sont :

- Radier simple : dalle béton même épaisseur
- Radier nervuré : dalle plus poutre inversées pour le sol hétérogène
- Radier –dalle : dalle mince associée à un réseau de poutres enterrées
- Radier compensé : dalle creusée pour que le poids des terre excavées le poids du

bâtiment

Et leurs rôle : répartition des charges réduction des tassements différentiels, stabilité globale, protection contre la nappe phréatique, adapté aux sols faibles.

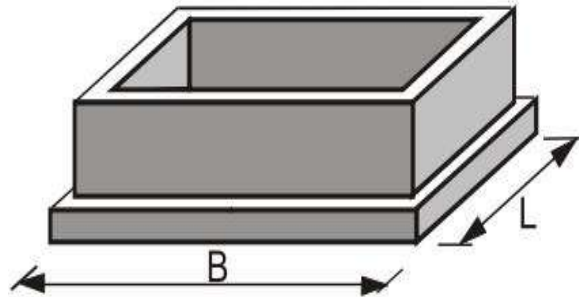


Figure I.4 : Fondation de type radier

$$\sum Si > \frac{\text{surface du bâtiment}}{2} \rightarrow \text{Radier}$$

I.4. Avantage et inconvénient des fondations superficielles

I.4.1. Avantages

- Coût réduit : Les fondations superficielles sont souvent moins coûteuses à réaliser que les fondations profondes.
- Simplicité de mise en œuvre: Leur construction est généralement plus rapide.
- Moins d'impact environnemental : En raison de leur faible profondeur, elles perturbent moins le site.
- Utilisation de matériaux et de main-d'œuvre plus simples

I.4.2. Inconvénients

- Limitations en cas de sol de faible qualité : Elles ne conviennent pas à des sols instables ou à charge élevée.
- Profondeur limitée : Peut ne pas être efficace dans des zones où le sol est soumis à des variations de niveaux d'eau.

I.5. Modes de ruptures du sol sous une fondation superficielle

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire et élastique. Le tassement augmente linéairement en fonction du chargement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence

d'une charge ultime Q_u pour laquelle il y a poinçonnement du sol. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure, il est en rupture. Cette charge est la capacité portante de la fondation (q_u) qui est la charge ultime (Q_u) divisée par la surface d'appui S . $q_u = \frac{Q_u}{S}$ Si le sol sous la base de la fondation est formé d'un sol ferme, il y a formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants. on définit 3 zones :

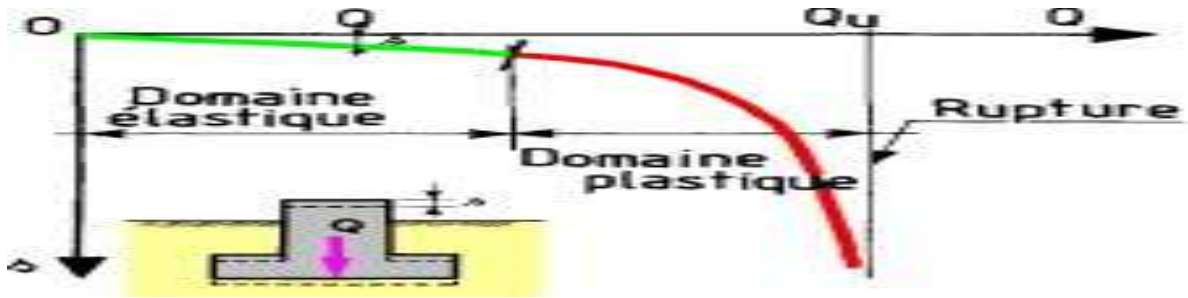


Figure I.5 : Courbe chargement- tassement

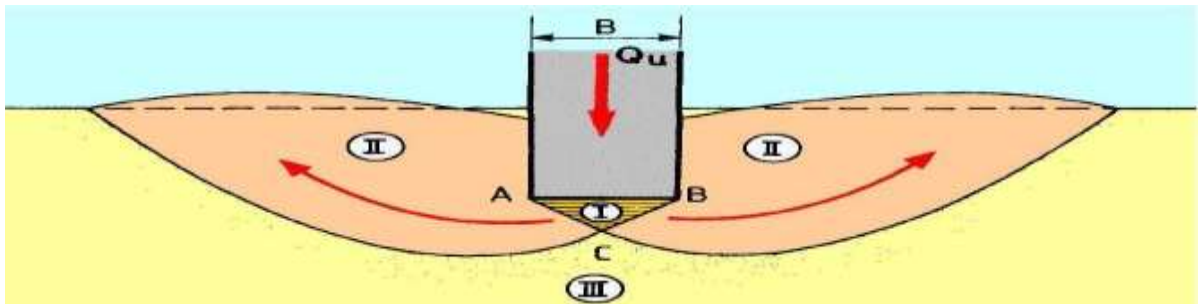


Figure I.6 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle

Zone I : située directement sous la semelle. Cette zone formée d'un coin délimité par les points A, B et C est fortement comprimée et se déplace avec la semelle.

Zone II : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Les déplacements et cisaillements sont importants, il s'y produit une rupture généralisée.

Zone III : Les zones internes ne sont soumises qu'à des contraintes faibles, il n'y a pas de rupture.

I.6. Théorie de la capacité portante

La théorie de la capacité portante est un concept central en géotechnique, utilisé pour déterminer la charge maximale qu'un sol peut supporter sans défaillance (effondrement ou affaissement excessif). Elle est essentielle dans la conception des fondations (semelles, pieux, radiers).

La capacité portante ultime d'une fondation superficielle étant définie comme la charge maximale que peut supporter le sol, elle dépend de plusieurs facteurs qui sont les propriétés mécaniques ou paramètres de la résistance au cisaillement, (la cohésion(**c**) et angle de frottement interne(**φ**) mesurées soit au laboratoire, soit in-situ), la forme et les dimensions des fondations ainsi que la profondeur à laquelle elles prennent appui.

I.6.1. Principe de superposition de terzaghi (1943)

Pour calculer La capacité portante ultime on considère le principe de superposition de Terzaghi (1943) dans le cas d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée reposant sur un massif semi infinie, homogène et horizontale. Il définit les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite :

(B : Largeur de la semelle), D Profondeur de l'ancrage.

La contrainte de rupture charge verticale sous charge vertical centré : est obtenue par la relation générale suivant :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + C N_c$$

Soit :

$$q_u = \gamma_D + q_D + q_c$$

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation

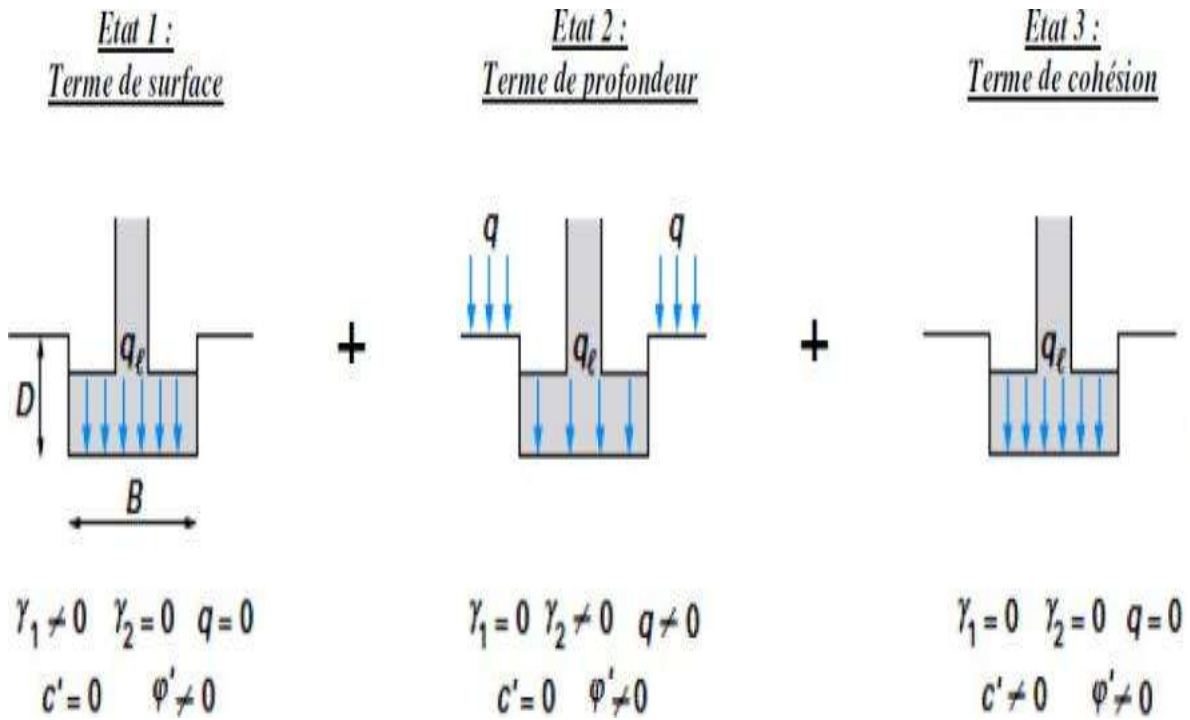


Figure I.7 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle

- ✓ **État 1** : le premier terme ($\frac{1}{2} \gamma_1 B_{N_\gamma}$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est en fonction de la largeur de la fondation **B** et du poids volumique du sol γ_1 sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement
- ✓ **État 2** : le deuxième terme ($\gamma_2 D_{N_q}$) est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement.
- ✓ **État 3** : le troisième terme (c_{N_c}) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent.

Facteur de portance données par le DTR-BC2.3.3.1 sont résumés dans le tableau suivant pour quelques valeurs de l'angle de frottement (φ°)

Tableau I.1: Valeur de l'angle de frottement (φ°).

Φ°	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5.14
5	0.1	1.6	6.5
10	0.5	2.5	8.4
15	1.4	4	11
20	3.5	6.4	14.8
25	8.1	10.4	20.7
30	18.1	18.4	30
35	41.1	33.3	46
40	100	64.2	75.3
45	254	135	134

Les coefficients N_γ, N_c , et N_q sont appelés facteurs de portance et sont fonction de l'angle de frottement uniquement

L'eurocode 7 donne les facteurs de portance N_γ, N_c et N_q en fonction de φ par les expressions suivantes :

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

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

N_γ : N'a pas de formulation analytique exacte mais il permet de calculer avec une bonne approximation selon Vesic (1973):

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

Tout ce qui a été développé ci-dessus concerne les fondations superficielles continues soumises à une charge centrée. Cependant, pour les autres cas possibles (charge inclinée, charge excentrée, fondation isolée, etc.), il n'y a pas de consensus sur un mécanisme de rupture bien déterminé, et il n'existe pas non plus de formules donnant les facteurs de capacité portante. Mais pour palier au besoin d'avoir une capacité portante pour le dimensionnement des fondations, il a été proposé d'introduire des coefficients correcteurs, et de multiplier les facteurs de capacité portante de la fondation filante de référence par ces

coefficients et qui sont soit min orateurs, soit majorateurs.

I.6.2. Influence de la forme de la fondation

Afin de tenir compte de la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est modifiée à l'aide de coefficients multiplicatifs s_γ , et s_c, s_q et prend la forme suivante:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma + \gamma_2 D N_q S_q + C N_c S_c$$

Les coefficients multiplicateurs sont donnés dans tableaux ci-dessous :

Tableau I.2: Coefficients de forme

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

Pour une semelle rectangulaire B*L

$$q_u = \frac{1}{2} B N_\gamma \left(1 - 0.2 \frac{B}{L} \right) + \gamma_2 D N_q + C N_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

Pour une semelle carrée B*B

$$q_u = 0.4 \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + 1.2 C N_c$$

Pour une semelle circulaire diamètre B

$$q_u = 0.3 \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + 1.3 C N_c$$

I.6.3. Influence de l'excentrement de la charge

Si la charge a un excentrement (e) parallèle à B , alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite donnée par :

$$B' = B - 2e$$

Si l'excentrement (e') est parallèle à la dimension L alors on remplace la longueur L par une longueur réduite

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

L'aire réduite A' de la fondation est donnée par la formule suivante :

$$A' = L'B'$$

La capacité portante totale est alors obtenue par :

$$Q_l = q_l B' L' \rightarrow \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée.}$$

$$Q_l = q_l \pi B'B \rightarrow \text{pour une fondation circulaire.}$$

Avec :

Contrainte de rupture incluant tous les coefficients correctifs éventuels.

B' : largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement.

L' : Longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.

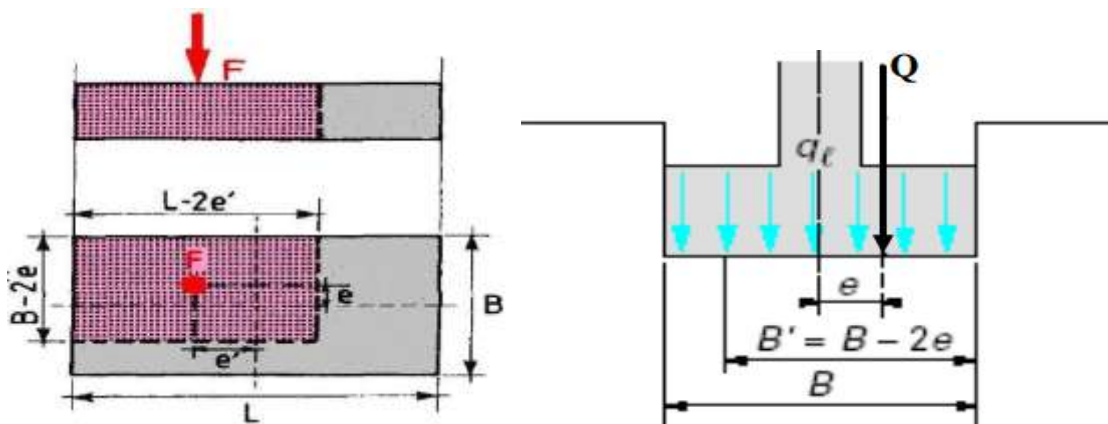


Figure I.8 : Excentrement de la charge.

I.6.4. Influence de l'inclinaison de la charge

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

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma I_\gamma + \gamma_2 D N_q S_q + C N_c S_c I_c$$

Avec :

i_γ, i_q, s_q : Coefficients d'inclinaison de la charge min orateurs (inférieurs à 1).

D'après le DTR-BC 2.331 :

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

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

Avec:

δ : Angle d'inclinaison de la charge formé par rapport à la verticale.

On n'oubliera pas de préciser quel φ et quel c

- Pour les sables et graviers ($\varphi' \neq 0$) avec $c' = 0$ quelle que soit la vitesse de chargement.
- Pour les argiles et limons c et φ dépendent de la vitesse de chargement.

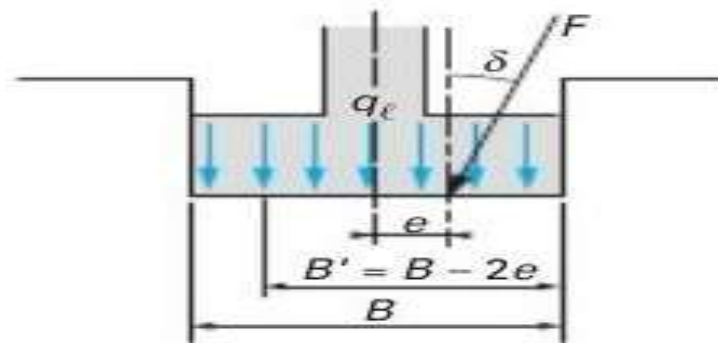


Figure I.9 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

I.7. Justification de la fondation en fonction du type de sol

I.7.1. Cas des sols fins ou cohérent

Le comportement des sols fins saturés (telles que les argiles) vis-à-vis de la résistance au cisaillement, est différent suivant qu'ils sont sollicités en conditions non-drainées (à court terme), ou drainées (long terme).

Calcul à court terme

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée C_u .

On prend : $C = C_u$ et $\varphi = 0$

On a :

$$N_\gamma = 0, \quad N_q = 1,$$

$$N_c = 5.14 \rightarrow \text{semelle lisse}$$

$$N_c = 5.71 \rightarrow \text{semelle rugueuse}$$

Pour une semelle filante, on a :

$$S_\gamma = S_q = S_c = 1$$

$$q_u = C_u N_c + \gamma_2 D = (\pi + 2) C_u + \gamma_2 D$$

γ_2 : est le poids volumique totale du sol latérale.

Calcul à long terme

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$c = c' \text{ et } \varphi = \varphi'.$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma'_1 B N_\gamma + c' N_c + \gamma'_2 D N_q$$

Avec:

γ_1' et γ_2' poids volumiques déjaugé.

Cas des sols grossiers ou pulvérulent (tels que les sables)

Pour les sols pulvérulents, le calcul de la capacité portante se fait de la même façon à court terme et à long terme. il est effectué en conditions drainées.

$$c = c' = 0 \text{ et } \varphi = \varphi'$$

d'où

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1' B N_\gamma + \gamma_2' D N_q$$

I.8. Justification d'une fondation superficielle aux états limites

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites

Par conséquent, on distingue :

- **Les états limites de service (ELS)** au-delà desquels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir sa fonction (par exemple déformations excessives),
- **Les états limites ultimes (ELU)** au-delà desquels il y a risque de rupture.

Pour chacun des états limites (ELU et ELS) on doit, former des combinaisons d'actions afin de déterminer le torseur des actions (forces avec ses composantes verticale et horizontale, et moment) appliqué par la fondation sur le sol.

I.8.1. Vérification de la stabilité de la fondation

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont c (cohésion) et φ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture. Le dimensionnement d'une fondation superficielle est comme suit

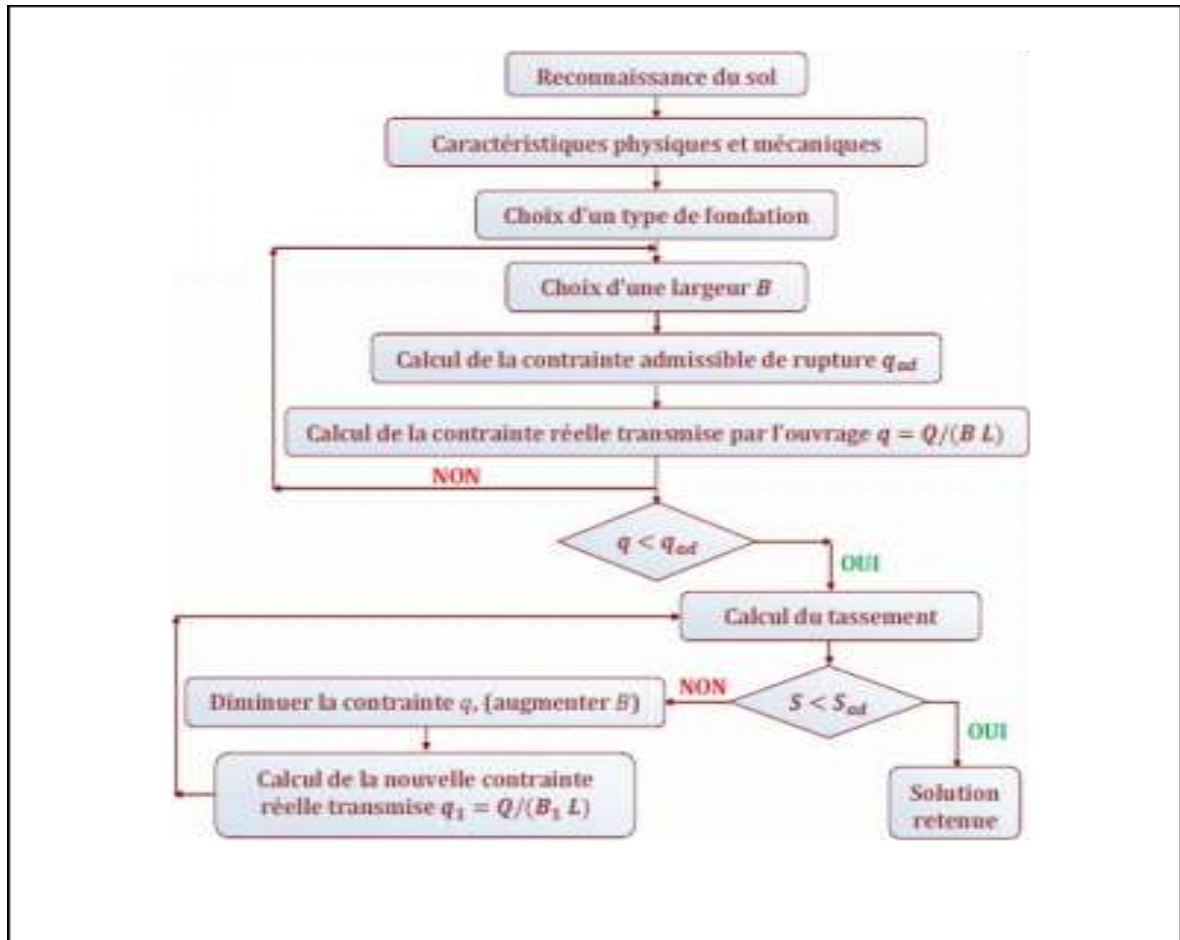


Figure I.10 : Organigramme de dimensionnement des fondations superficielles

Contrainte admissible (q_a)

D'après le D.T.R.BC.2.33.1, la contrainte admissible du sol est donnée par :

$$q_a = \frac{(q_l - \gamma_2)}{F_s} + \gamma_2 D$$

$$F_s = 3 \rightarrow \text{ELS}$$

$$F_s = 2 \rightarrow \text{ELU}$$

I.8.2. Calcule réglementaire de la capacité portante

Le DTR des règles pour des fondations superficielles donne la contrainte admissible (q_u)

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

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:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

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

S_γ, S_c, S_q Sont des coefficients de forme :

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

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

$$S_q = 1$$

I.9. Capacité portante des fondations superficielles à partir des essais in situ

La capacité portante des fondations superficielles peut être évaluée soit à partir des caractéristiques mécaniques des sols obtenues en laboratoire, soit directement à partir des résultats d'essais in situ. Ces essais permettent de tenir compte des hétérogénéités du terrain, de la structure naturelle du sol, et de réduire les incertitudes liées aux prélèvements.

I.9.1. Capacité portante du sol à partir de l'essai pressiométrique

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

$$q_l = q_0 + k_p \times p_{le}^*$$

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 :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{li1}^* \times p_{li2}^* \times p_{li3}^* \times \dots \times p_{lin}^*}$$

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, la hauteur d'encastrement et les dimensions de la fondation. Il est donné dans le tableau III-1.

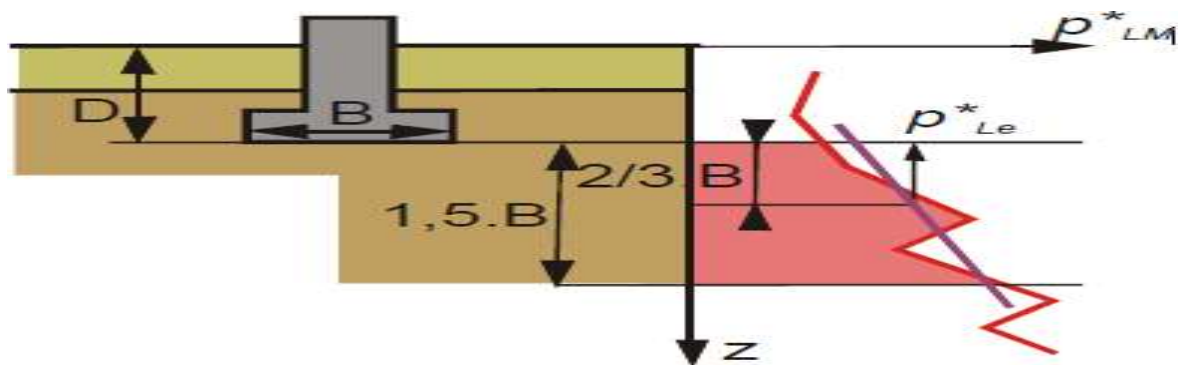


Figure I.11 : Définition de la pression limite nette équivalente

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 :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \sum_{i=1}^{i=n} p_{li}^* \Delta z_i$$

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 I-2 suivant :

Tableau I.3: Facteurs de portance pressiométrique K_p

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

La contrainte admissible est donnée par :

$$\sigma_{adm} = \frac{K_p * Pl_e}{F_s} + \gamma * D$$

Avec:

$$F_s = 3 \text{ (l'ELS)}$$

$$F_s = 2 \text{ (l'ELU)}$$

I.9.2. Capacité portante du sol à partir de l'essai CPT

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

$$q_l = k_c \times q_{ce} + \gamma \times D$$

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 :

$$q_{ce} = \frac{1}{(3a + b)} \int_{D-b}^{D+3b} q_c^*(z) dz = \frac{\sum_0^{0+1.5B} q_{ci}^*}{N}$$

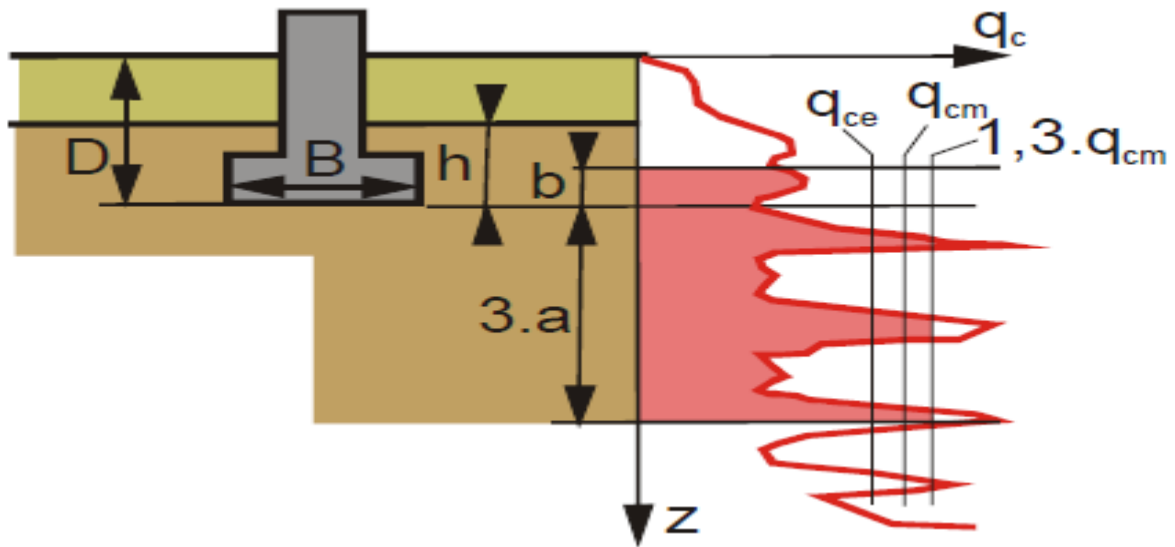


Figure I.12 : Définition de la résistance de pointe équivalente.

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

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

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 I.4: Valeurs du coefficient K_c selon le fascicule 62

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

La c contrainte admissible du sol est donnée comme suit :

$$\sigma_{adm} = \gamma \times D + \frac{k_c \times q_{ce}}{F_s}$$

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

Tableau I.5: Définition des catégories conventionnelles des sols

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 B-Altérées	< 0.7	< 5
	C-Compacts	1.0 à 2.5	> 5.0
		> 3	
Marnes, marno calcaires	A-Tendres B-Compacts	1.5 à 4.0	
		> 4.5	
Roches	A-Altérées	2.5 à 4.0	
	B-Fragmentées	> 4.5	

I.10. Classification du sol à partir de l'essai **pressiométrique**

I.10.1. Méthode pressiométrique

La méthode pressiométrique (ou essai pressiométrique) est une technique géotechnique in situ utilisée pour déterminer les propriétés mécaniques des sols, notamment leur déformabilité et leur résistance à la rupture. Cet essai a été développé par Louis Ménard dans les années 1950, d'où le nom d'essai pressiométrique Ménard (PMT).

Principe de la méthode

L'essai consiste à introduire un pressiomètre (sonde cylindrique gonflable) dans un forage préalablement réalisé. On injecte un fluide (généralement de l'eau ou de l'air) dans la sonde pour gonfler une membrane qui exerce une pression latérale sur les parois du forage. On mesure alors la pression appliquée et la déformation radiale du sol.

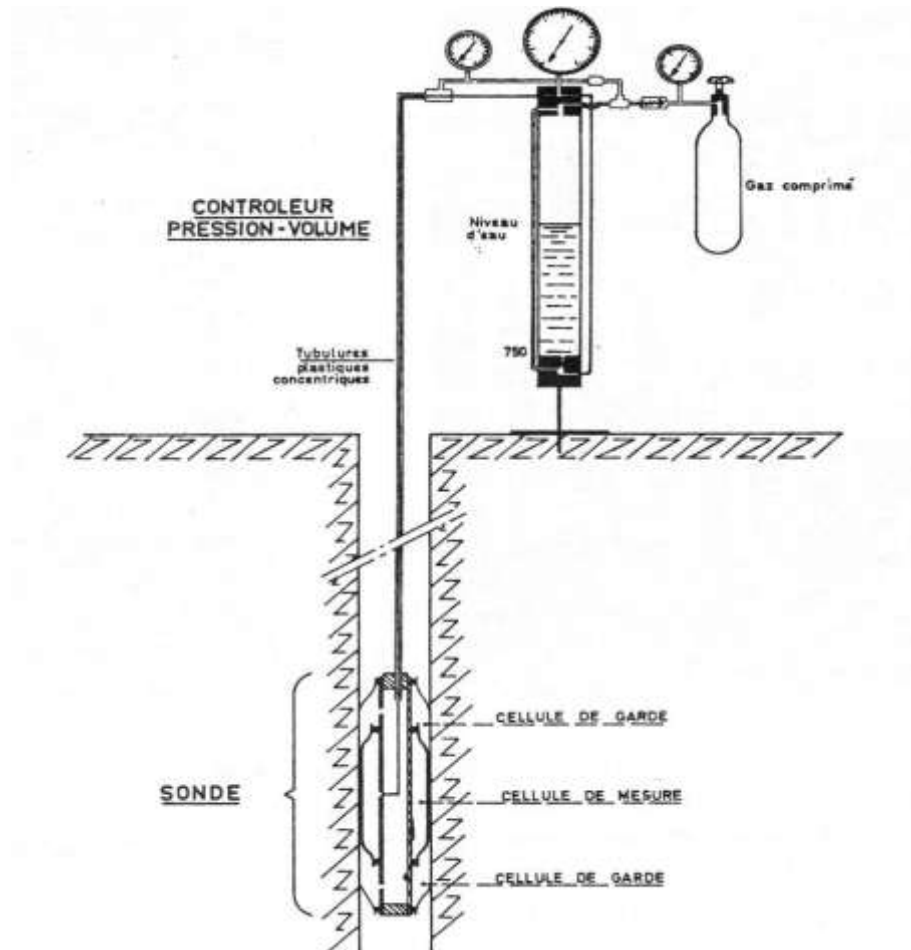


Figure I.13 : Schéma de principe du pressiomètre de Ménard

Appareillage utilisé dans l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique se réalise grâce à un appareil spécifique, composé principalement de :

- **Une sonde cylindrique dilatable** : Cette sonde est descendue dans le forage réalisé au niveau de l'essai. Elle possède des cellules de mesure disposées en série, dont la cellule centrale est utilisée pour appliquer une pression uniformément répartie sur la paroi du forage.
- **Un appareillage de mesure de surface** : Il est utilisé pour enregistrer et mesurer les **déplacements** de la paroi du forage en réponse aux pressions appliquées. Ces déplacements sont enregistrés en fonction du temps et de la pression appliquée, ce qui permet de tracer la courbe de comportement du sol et d'analyser ses caractéristiques.

Utilisation de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est principalement utilisé pour :

- **Dimensionner les fondations** : En permettant de calculer la capacité portante du sol et d'obtenir une estimation précise des déformations du sol sous charge. Cela est particulièrement important pour éviter des tassements excessifs ou des ruptures sous les fondations des bâtiments et autres structures.
- **Évaluer les propriétés mécaniques des sols** : Cela comprend notamment les sols complexes ou hétérogènes qui nécessitent une étude approfondie des différentes couches du sol à différentes profondeurs.
- **Les projets de soutènement** : Lorsque des ouvrages de soutènement, comme des murs de soutènement ou des parapets, sont nécessaires pour soutenir le sol, l'essai pressiométrique permet d'évaluer les caractéristiques du sol afin d'assurer leur stabilité et leur efficacité.
- **Études géotechniques en génie civil** : L'essai est souvent utilisé dans les projets de génie civil pour garantir la sécurité des ouvrages en déterminant avec précision les comportements du sol sous différentes charges.

Avantages de l'essai pressiométrique

- Peut être utilisé dans les sols meubles, cohérents, ou même dans les roches tendres.
- Moins sensible aux hétérogénéités locales que les essais en laboratoire.
- Cela évite les erreurs liées au remaniement des échantillons comme c'est parfois le cas avec les essais de laboratoire.

Inconvénients

- L'essai ne peut pas être réalisé directement dans le sol : il faut d'abord forer, ce qui augmente le temps et le coût.
- Des erreurs humaines peuvent compromettre la qualité des résultats.
- L'essai demande un certain savoir-faire pour être bien interprété (mise en place de la sonde, mesure de la pression, lecture des volumes).

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 I. 6**.

Tableau I.6: Coefficient rhéologique du sol (donne une classification du sol en fonction du

$$\text{rapport } \frac{E_M}{P_L}$$

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 $2/3$

I.10.2. Présentation de l'essai CPT

L'essai au pénétromètre statique (CPT) est largement reconnu comme l'un des outils les plus efficaces pour la caractérisation des sols. Il se distingue par sa robustesse, sa simplicité de mise en œuvre, sa rapidité et son faible coût. Cet essai fournit un profil continu

des résistances mesurées, notamment la résistance de pointe du cône (qc) et le frottement latéral (fs) sur le manchon de friction. Ces mesures sont précieuses pour l'identification et la classification des sols, ainsi que pour l'estimation de diverses propriétés géotechniques, telles que la résistance mécanique et les caractéristiques de déformation.

Avantage de l'essai CPT

L'essai CPT présente de nombreux atouts, parmi lesquels :

- **Une grande rapidité d'exécution** et un **coût relativement faible**, ce qui le rend adapté aux études géotechniques de grande envergure.
- **Un enregistrement continu et détaillé** des données tout au long de la profondeur sondée, permettant une caractérisation précise du sol.
- **La capacité à détecter des couches minces ou hétérogènes**, parfois difficiles à identifier avec d'autres méthodes.
- **Une base théorique robuste**, qui permet une interprétation fiable des résultats pour estimer les propriétés mécaniques du sol.

Inconvénients de l'essai CPT

Malgré ses nombreux avantages, le CPT présente certaines limites :

- **La pénétration du cône peut être difficile voire impossible dans les sols très grossiers**, notamment dans les couches à forte teneur en gravier ou en blocs.
- **La profondeur maximale atteignable est généralement limitée à environ 40 mètres**, en terrain peu résistant, en raison de la flexibilité des tiges de poussée.
- **La réalisation de l'essai requiert du personnel qualifié**, tant pour la manipulation de l'équipement que pour l'interprétation correcte des résultats.

I.11. Applications géotechniques de l'essai CPT

L'essai CPT est largement utilisé en ingénierie géotechnique pour diverses applications, grâce à la richesse des données fournies. Parmi les principales utilisations, on peut citer :

I.11.1. Identification et classification des sols

- Le CPT permet de distinguer les différentes couches de sol selon leur nature (argile, limon, sable, etc.)
- Il fournit des indices de classification comme le **ratio de frottement** (f_s/q_c), utile pour caractériser le type de sol.

I.11.2. Estimation des caractéristiques mécaniques du sol

- Détermination de la **résistance au cisaillement non drainée** (argiles)
- Évaluation de la **densité relative** (sables)
- Estimation du **module de déformation** ou de **raideur** du sol

I.11.3. Études de portance et de fondations

- Calcul de la **capacité portante des fondations superficielles et profondes**
- Aide à la conception de **pieux** et à l'évaluation de leur comportement (notamment par CPTu)

I.11.4. Évaluation du risque de liquéfaction

Analyse du potentiel de liquéfaction des sols sableux sous sollicitations sismiques, à partir des mesures de q_c et de la densité relative

I.11.5. Suivi et contrôle de compactage

- Vérification de l'efficacité des travaux de compactage sur les chantiers
- Comparaison avant/après intervention

I.12. Types d'essais CPT

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.

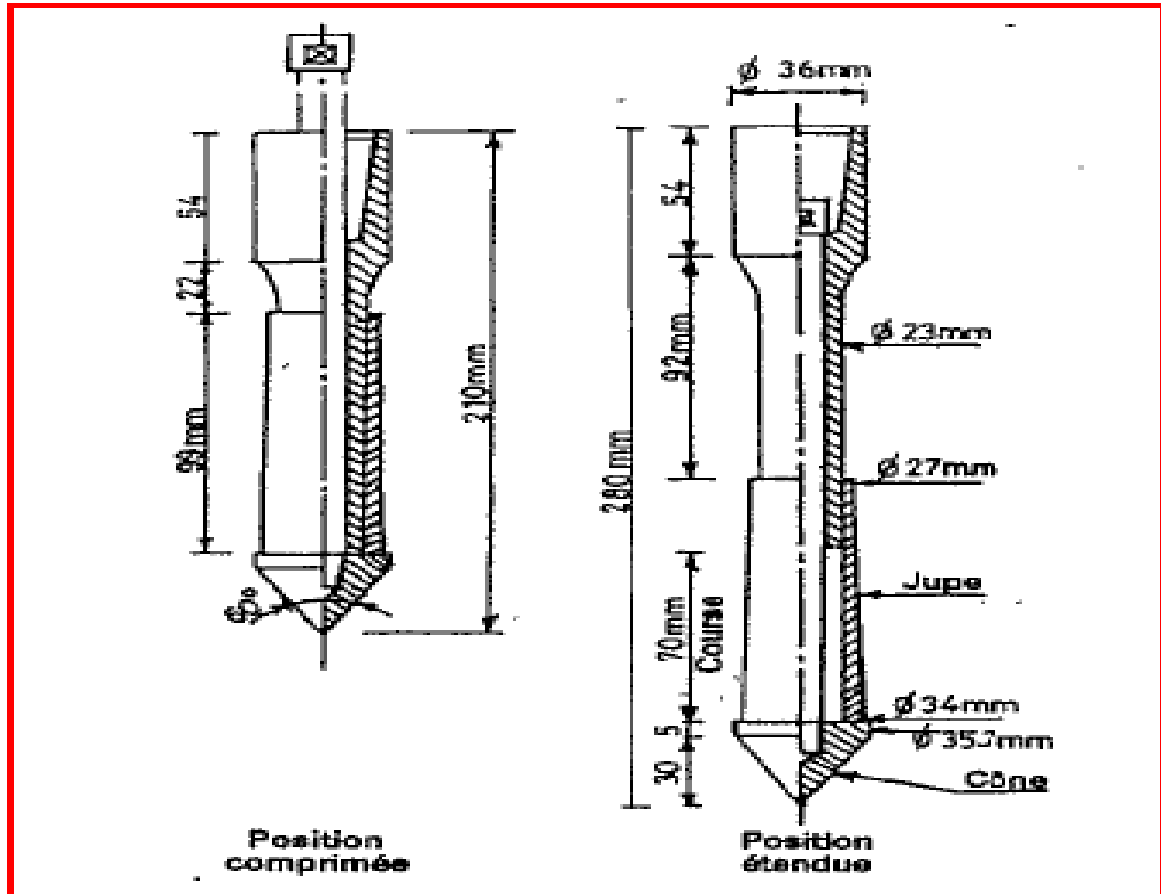


Figure I.14 : Pénétromètre mécanique

Cet essai mécanique permet de mesurer:

La résistance du cône (appelée aussi capacité portante de pointe), q_c

La résistance totale ($q_c + F_s$) Et la résistance de frottements f_s est calculée comme la différence entre les deux valeurs mesurées.

Le piézocône (CPTu)

L'essai au piézocône, ou CPTu (Cone Penetration Test with pore pressure measurement), est une version améliorée de l'essai au pénétromètre statique. Il consiste à enfoncer un cône instrumenté dans le sol à vitesse constante, tout en mesurant de manière continue :

- La résistance en pointe (qc),
- Le frottement latéral (fs),
- La pression interstitielle (u), grâce à un capteur de pression intégré,
- Et parfois l'inclinaison du dispositif, pour détecter d'éventuelles déviations du forage.

Cette version de l'essai permet une meilleure caractérisation des sols saturés, en particulier des sols fins, en fournissant des données utiles pour l'analyse des pressions de l'eau dans le sol et des conditions de drainage.

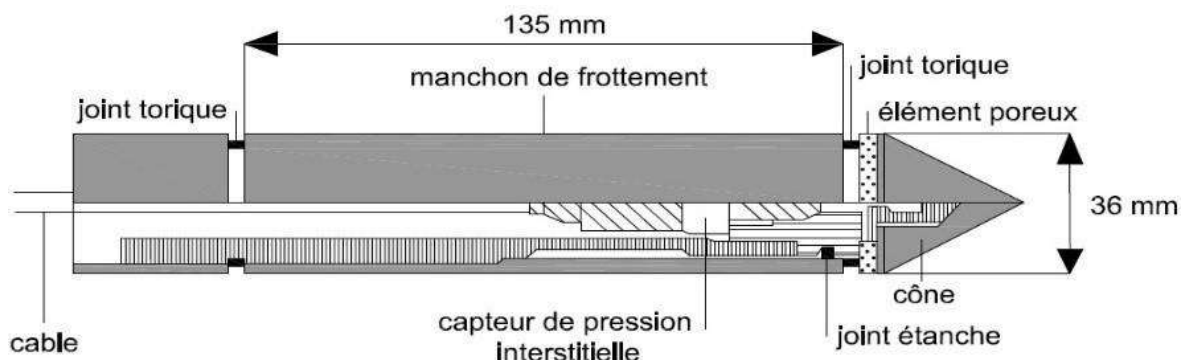


Figure I.15 : Le piézocône

I.12.1. Le pénétromètre à cône électrique

Le pénétromètre à cône électrique permet d'obtenir des données plus détaillées, favorisant une meilleure identification et classification des couches de sol, notamment la détection de couches minces et peu contrastées, comme une fine couche de tourbe au sein d'un sol argileux.

Lors de l'essai, la résistance de pointe (qc) et le frottement latéral (fs) sont mesurés en continu, généralement tous les 1 à 5 cm de profondeur. Ces données sont transmises en temps réel à la surface par l'intermédiaire de câbles intégrés dans les tiges et enregistrées à l'aide d'un système informatique connecté au cône.

Cet essai permet de déterminer les paramètres suivants :

- La résistance de pointe q_c (exprimée en MPa)
- Le frottement latéral local f_s (en MPa)
- Le rapport de frottement R_f (en %)

$$R_f = \frac{F_s}{q_c} \times 100$$

Ces paramètres sont essentiels pour l'analyse géotechnique du sol, notamment pour l'estimation de sa compacité, de sa cohésion et de sa capacité portante.

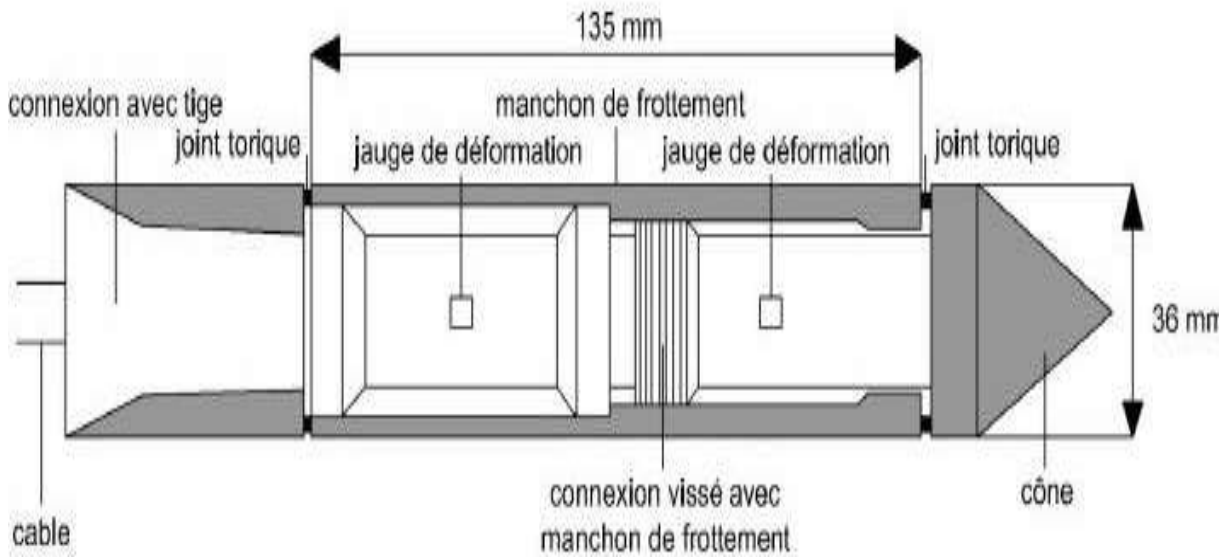


Figure I.16 : Pénétromètre électrique.

I.12.2. Présentation de l'essai CPT mécanique

L'essai au pénétromètre statique mécanique consiste à enfoncer verticalement un train de tiges dans le sol, à une vitesse lente et constante. La base de ce train de tiges est équipée d'une **pointe conique** qui pénètre le sol. Cet essai permet de mesurer la résistance des sols rencontrés tous les **20 cm** de profondeur.

Au cours de l'essai, plusieurs efforts sont enregistrés :

- L'effort total de pénétration, noté Q_t
- L'effort exercé sur la pointe ou cône, noté Q_c

- L'effort de frottement latéral sur le manchon, calculé par :

$$Q_s = Q_t - Q_c$$

À partir de ces mesures, on déduit les paramètres suivants :

- **La résistance en pointe** q_c qui correspond au rapport entre l'effort sur la pointe Q_c et la section transversale A_c de la base du cône :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

- **Le frottement latéral unitaire** F_s , égal au rapport entre l'effort de frottement latéral Q_s et la surface latérale du manchon A_s :

$$F_s = \frac{Q_s}{A_s}$$

Ces paramètres sont essentiels pour caractériser la résistance mécanique du sol traversé.

I.12.3. Méthode basé sur le pénétromètre dynamique

C'est un essai dont la première expérience remonte aux 17^{ème} siècle en Allemagne. Il a été initialement conçu pour obtenir des données qualitatives sur la résistance à la pénétration du sol, et particulièrement la détermination de la compacité des sols pulvérulents qui sont habituellement difficiles à échantillonner.

Principe de l'essai

Un pénétromètre dynamique comprend généralement :

- Une tige en acier (ou train de tiges) enfoncée dans le sol, 2
- Une pointe conique (normée),
- Un système de battage (masse tombante guide

Types de pénétromètres dynamiques

- **Pénétromètre dynamique léger (DPL)** : utilisé pour les sols très meubles (masse de 10 kg, chute de 50 cm).
- **Pénétromètre dynamique moyen (DPM)** : adapté aux sols de consistance moyenne.
- **Pénétromètre dynamique lourd (DPH)** : utilisé pour les sols plus denses

Utilisation de la méthode

- **Étude de portance des sols** (fondations superficielles, dallages, voiries),
- **Détermination de la compacité relative des sols** (sables, graviers),
- **Contrôle de remblai** (terrassements, plateformes industrielles),
- **Identification de couches de sol faible résistance** (zones compressibles).

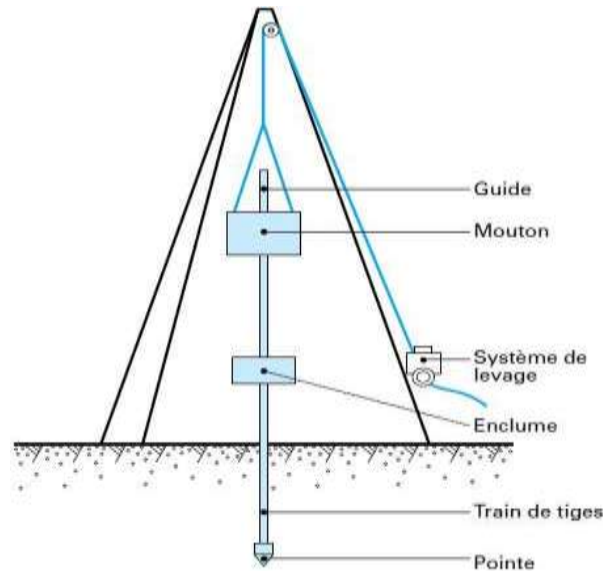


Figure I.17 : Schéma des principaux constituants d'un pénétromètre dynamique

L'essai permet de mesurer la résistance dynamique de pointe q_d à la pénétration en Pascal, sous l'action du choc du mouton, qui est donnée par l'expression suivante appelée formule des Hollandais :

$$q_d = \frac{m \times g \times h}{A \times e} \times \frac{m}{m + m}$$

$$e = \frac{H}{N_{DH}}$$

Avec:

m : la masse du mouton en Kg

H : la hauteur de chute du mouton 30

g : l'accélération de la pesanteur en m/s^2

A : l'aire de la section droite de la pointe en m^2

e : est l'enfoncement par coup en m

N_{dh} : nombre de coups de mouton nécessaire pour un enfoncement h de la pointe

h : hauteur de pénétration sous un nombre de coups N_{dh} m

Z : la masse cumulée en Kg

Le terme de la pointe est surestimé avec cette formule. Afin d'estimer la capacité portante d'un pieu, un facteur e_1 doit être introduit dans le dénominateur afin de prendre en compte la compression élastique du pieu. La formule des Hollandais devient :

$$q_d = \frac{m \times g \times h}{A \times (e + e_1)} \times \frac{m}{m + m}$$

Chapitre II
Présentation des projets étudiés

Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des deux projets étudiés (84 logement en (R+9 et 54 logements en R+6), suivie d'une description des différentes investigations géotechniques menées sur le terrain. Nous analyserons ensuite les résultats des essais pressiométriques et de laboratoire, afin de caractériser le sol et d'en tirer les informations nécessaires à la conception des fondations (la classification de site d'après le RPA 2024 et l'évaluation de la capacité portante du sol).

II.1. Présentation du site étudié

Notre travail consiste à classer, dans un premier temps, le site sur lequel sont construits les deux blocs de 54 logements et 84 logements promotionnels respectivement, puis on va s'intéresser à l'évaluation de la contrainte admissible du sol. Ce site est situé à Bab-Ezzouar – Alger et ces deux structures sont du groupe d'usage 2 d'après le RPA99 (version 2024).

Les deux blocs (54 et 84 logement se trouvent cote à cote au niveau de la commune de Bab Ezzouar – Wilaya Alger. Le premier (54 logements) est délimité par la route au nord au sud et à l'est, et par le projet (84logement). Le deuxième (84 logements est délimités par une salle de sports au nord, un terrain environnant à l'est, une route goudronnée au sud, et par une route de servitude locale à l'ouest. La figure 2.1 montre le plan de situation des deux projets : le premier en bleu et le deuxième en rouge.



Figure II.1 : Plan de situation des deux projets

II.2. Cadre géologique

La carte géologique d'Alger bis, à l'échelle 1/50 000^{ème}, décrit le contexte géologique de la zone comme étant une assise sédimentaire quaternaire, qui englobe de nombreuses formations lithologiques distincts (sables, grés dunaires, les argiles, les limons) à différentes couleurs (noir, marron, jaune et rougeâtre). Les formations constitutives du terrain font parties du cordon littoral dunaire, qui se développe entre la rive droite d'oued El-Harrach et Bordj el Kiffen, où il sépare la rive maritime des zones basse septentrionales de la Mitidja.



Figure II.2 : Extrait de la carte géologique d'Alger bis (Ech : 1/50000^{ème}).

II.3. Sismicité de la région d'Alger

D'après la carte des zones sismiques et la classification sismique d'Algérie (d'après le règlement parasismique Algérien (R.P.A/2024), la région d'Alger est classée dans la **zone VI de sismicité élevée**.

- 00-1.5 m : remblai,
- 1.5-3 m : argile vaseuse versicolore à prédominance noirâtre,
- 3-4 m : argile vaseuse noirâtre,
- 4-10.5 m : argile marneuse noirâtre,
- 10.5-15 m : argile sableuse jaune /verdâtre à concrétion calcaire,
- 15-20 m : argile limono sableuse rouge.

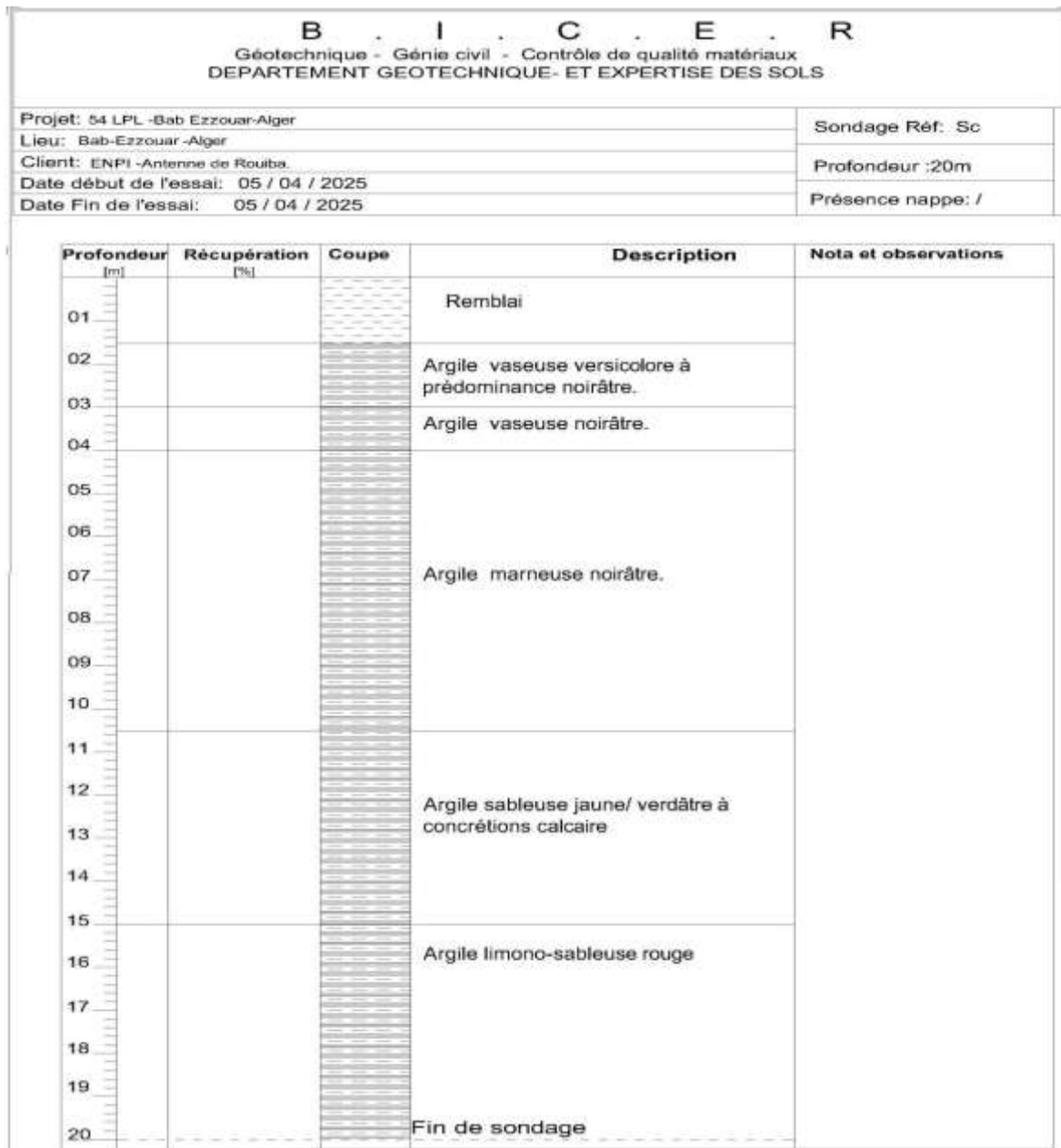


Figure II.4 : Coupe lithologique du sondage carotté

II.4.2. Résultats des essais Pressiométriques

II.4.2.1. Principe de l'essai

L'essai pressiométrique consiste à charger latéralement le terrain par une sonde de mesure cylindrique tri-cellulaire descendue dans le trou par palier de 1, 5 m préalablement foré à la tarière. Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne croissante, les déformations correspondantes sont déterminées par mesure de la variation de volume de la cellule centrale.

II.4.2.2. Caractéristiques pressiométriques

Les caractéristiques mécaniques principales déduites des essais pressiométriques sont :

- Le module de déformation pressiométrique (E_m),
- La pression limite de rupture du terrain (P_l).

Les résultats obtenus pour les deux essais sont résumés dans les tableaux 2.1 et 2.2. Les profils de la pression limite (P_l) et du module pressiométrique (E_m) en fonction de la profondeur ainsi que le rapport (E_m/P_l) sont représentés sur les figures 2.5 et 2.6 pour les essais SP1 et SP2 respectivement.

Tableau II.1: Résultats de l'essai pressiométrique SP1

Profondeur [m]	E_m [Mpa]	Observation [Mpa]	P_l [Mpa]	Observation [Mpa]	E_m/P_l	Type
1.50	3.70	<20	0.28	<1	13.21	Normalement consolidé
3.00	4.04	<20	0.42	<1	9.61	
4.50	3.90	<20	0.45	<1	8.66	
6.00	3.03	<20	0.37	<1	8.18	
7.50	2.26	<20	0.35	<1	6.45	Sous consolidé
9.00	5.65	<20	0.63	<1	9.28	Normalement consolidé
10.50	14.63	<20	1.18	$1 < P_l < 2$	12.39	
12.00	19.45	<20	1.58	$1 < P_l < 2$	12.31	
13.50	33.45	>20	1.90	$1 < P_l < 2$	17.60	Sur consolidé
15.00	54.56	>20	2.64	>2	20.66	
16.50	35.02	>20	2.48	>2	14.22	
18.00	25.06	>20	2.53	>2	9.90	Normalement consolidé

Tableau II.2: Résultats de l'essai pressiométrique SP2

Profondeur [m]	Em [Mpa]	Observation [Mpa]	PI [Mpa]	Observation [Mpa]	Em/PI	Type
1.50	2.96	<20	0.41	<1	7.21	Sous consolidé
3.00	2.15	<20	0.26	<1	8.26	
4.50	3.16	<20	0.46	<1	6.86	
6.00	5.67	<20	0.44	<1	12.88	Normalement consolidé
7.50	2.83	<20	0.22	<1	12.86	
9.00	4.27	<20	0.44	<1	9.70	
10.50	9.64	<20	0.95	1<PI<2	10.14	
12.00	19.32	<20	1.26	1<PI<2	15.33	Surconsolidé
13.50	26.03	>20	1.90	1<PI<2	13.07	
15.00	24.04	>20	1.84	1<PI<2	13.06	
16.50	19.53	>20	1.54	1<PI<2	12.68	
18.00	19.86	>20	2.08	>2	9.54	Normalement consolidé

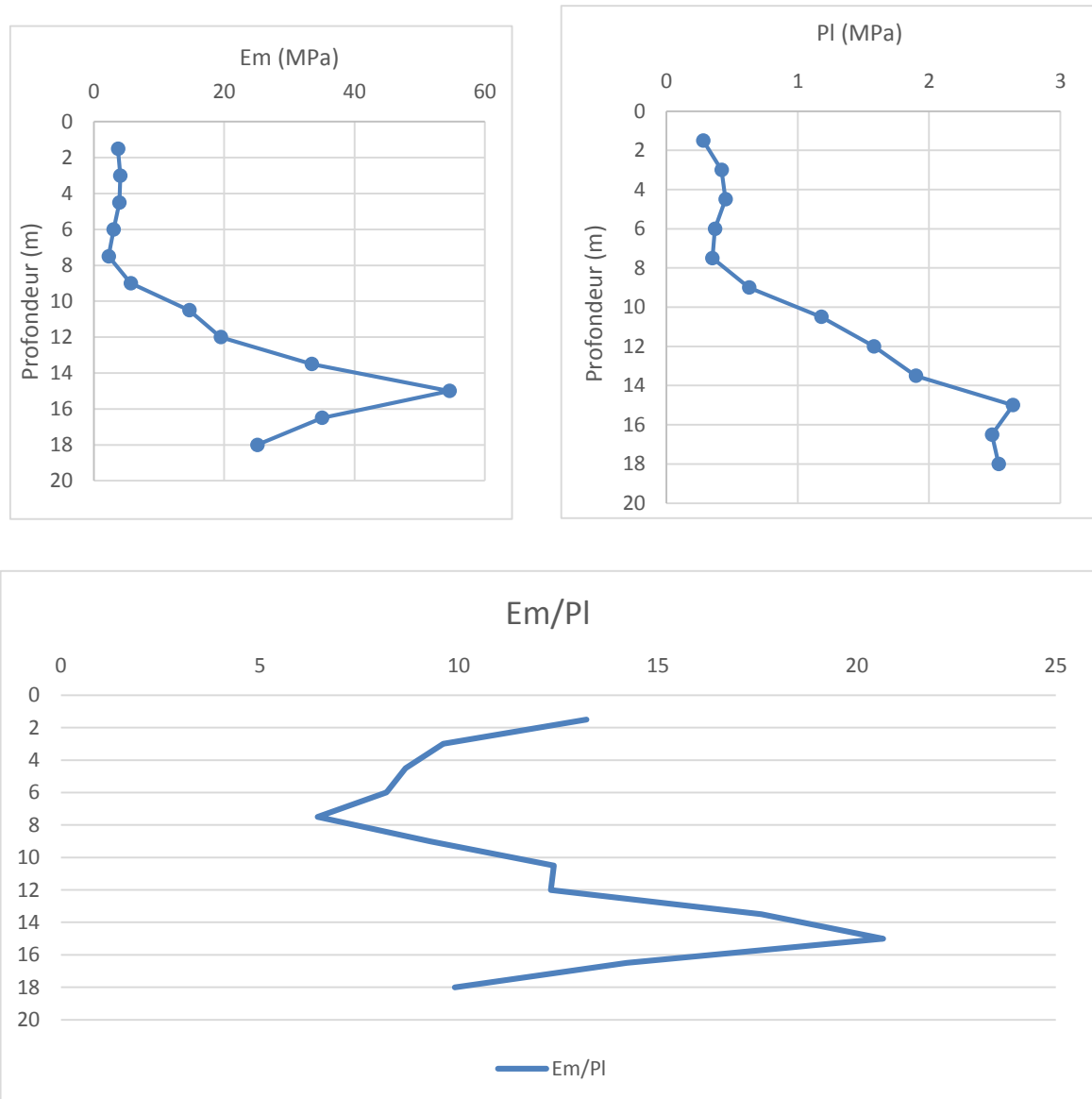


Figure II.5 : Variation de la pression limite (PI), du module pressiométrique (Em) et du rapport (Em/PI) en fonction de la profondeur pour le sondage pressiométrique (SP1).

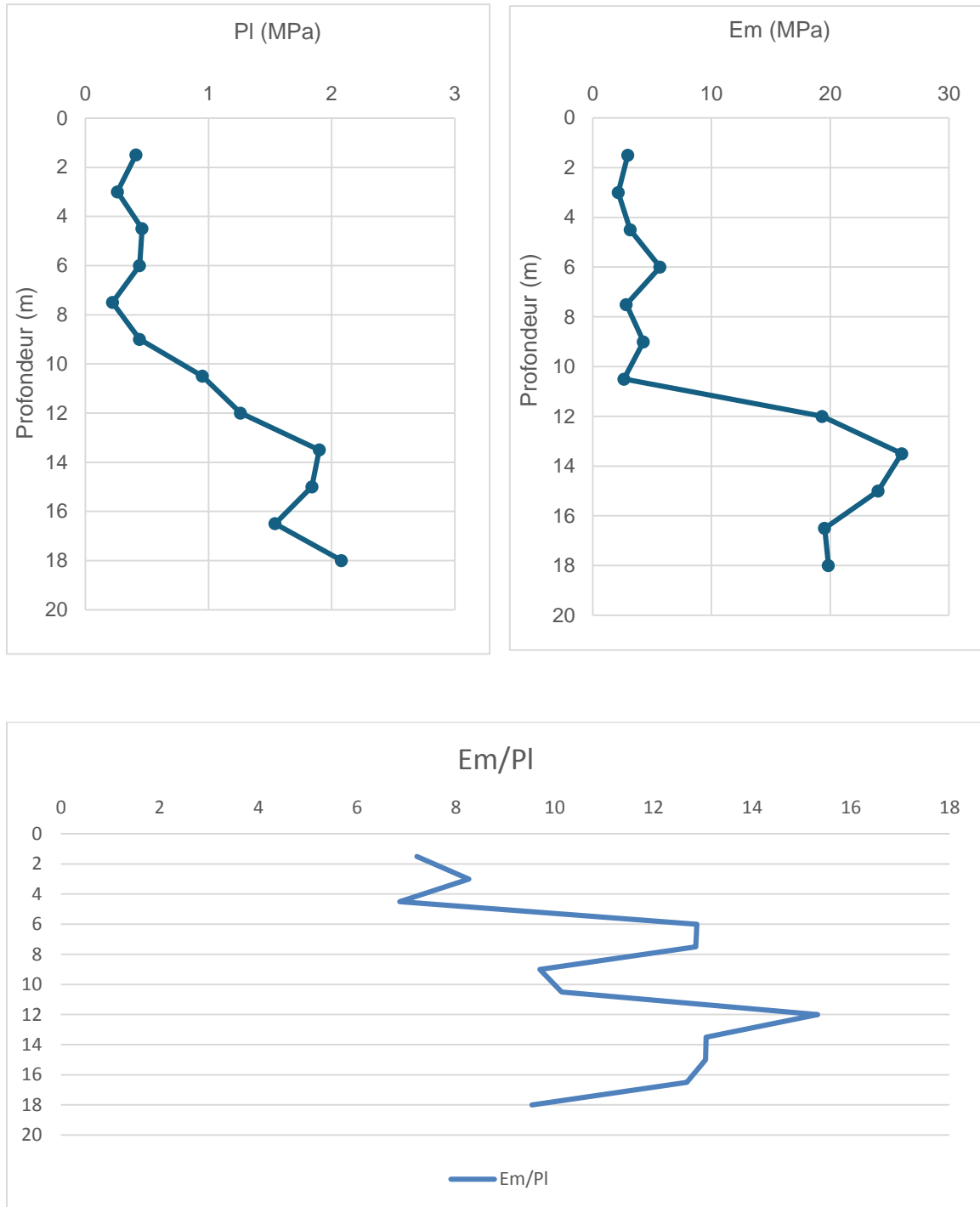


Figure II.6. Variation de la pression limite (PI), du module pressiométrique (Em) et du rapport (Em/PI) en fonction de la profondeur pour le sondage pressiométrique (SP2).

II.4.2.3. Interprétation des résultats

- Pour l'essai SP1, on constate que la pression limite reste faible (inférieure à 1) jusqu'à 8 m, puis elle augmente significativement (de 1.18 jusqu'à 2.64 MPa) à partir de 10m de profondeur. Cela confirme la présence d'une couche plus résistante en profondeur.
- La même variation est observée pour le module pressiométrique (E_m), il augmente avec la profondeur à partir de 10 m pour atteindre une valeur de 54 MPa à 15 m, puis il diminue légèrement.
- Pour l'essai SP2, l'allure de la pression limite et du module pressiométrique est similaire à SP1 : $Pl < 1$ MPa jusqu'à 9 m, puis on a une augmentation (0.95-2.08 MPa) en profondeur. Le module pressiométrique est faible en surface ($E_m < 6$ MPa) jusqu'à 9 m, puis il y a une nette augmentation à partir de 10.5 m (9.64-26.03 MPa), les valeurs sont moins élevées que l'essai sp1.
- D'après la classification conventionnelle des sols (fascicule 62-titre V), les valeurs du rapport (E_m/Pl), calculés pour les deux essais pressiométriques, montrent un sol normalement consolidé à sous consolidé en surface ($6.37 < E_m/Pl < 13.03$) et normalement consolidé à surconsolidé en profondeur (entre 13.5 m et 18 m).

II.4.2.4. Essais au pénétromètre dynamique**But de l'essai**

L'essai de pénétration dynamique donne essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques du sol et permet de savoir :

- La succession des différentes couches de terrain,
- L'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),
- Repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

Caractéristique du PDL utilisé

- Poids de la tige (p) : 6.3 kg
- Poids du mouton (M) 63.5 Kg
- Poids du cône 4.5 kg
- Poids de l'enclume + autre 10 Kg

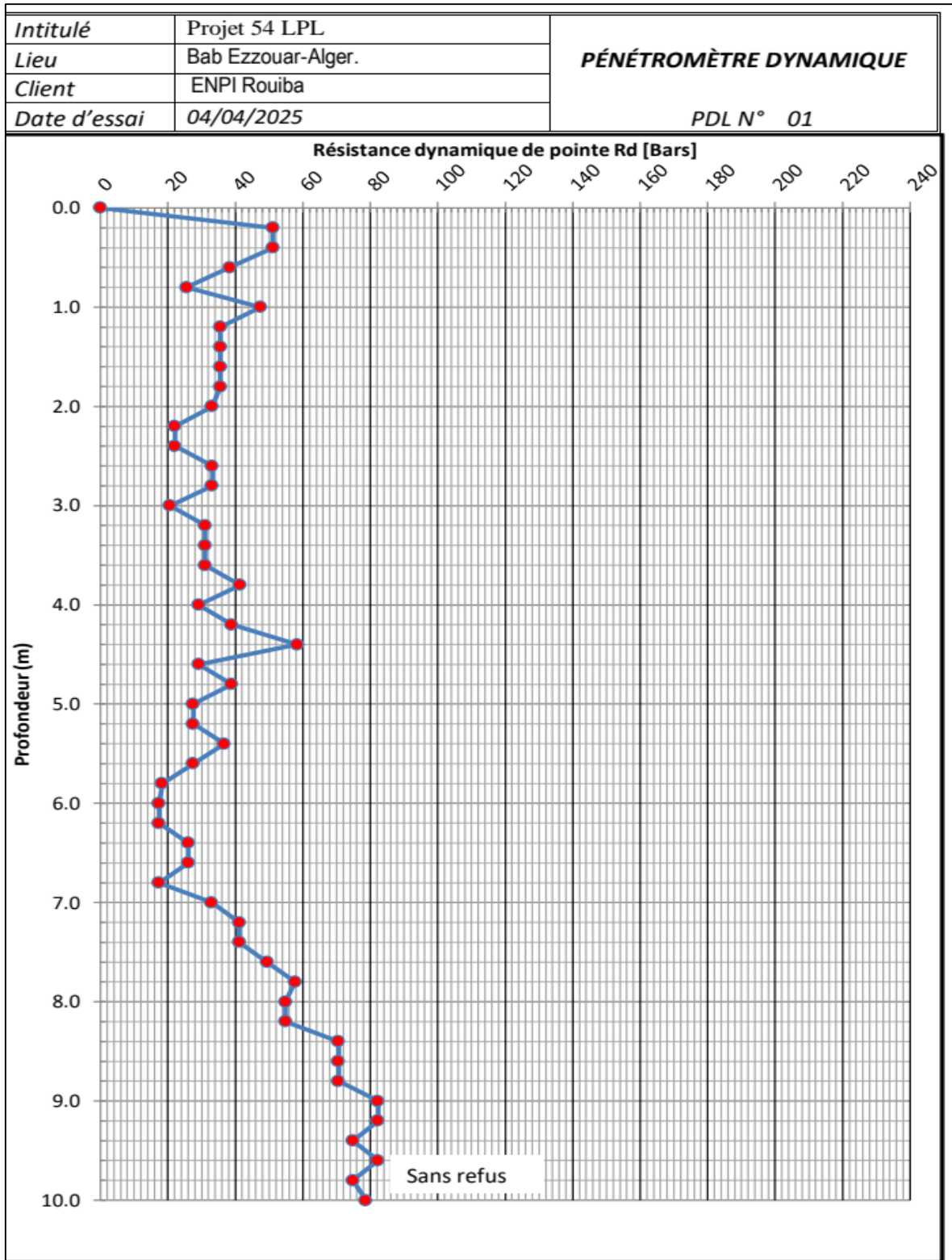
Les résultats des essais de pénétration dynamique sont transformés sous forme d'un diagramme en coordonnées normales où sont reportées en fonction de la profondeur (pas de 20 cm), les valeurs de la résistance dynamique (en bars), déduites de l'application de la formule des Hollandais.

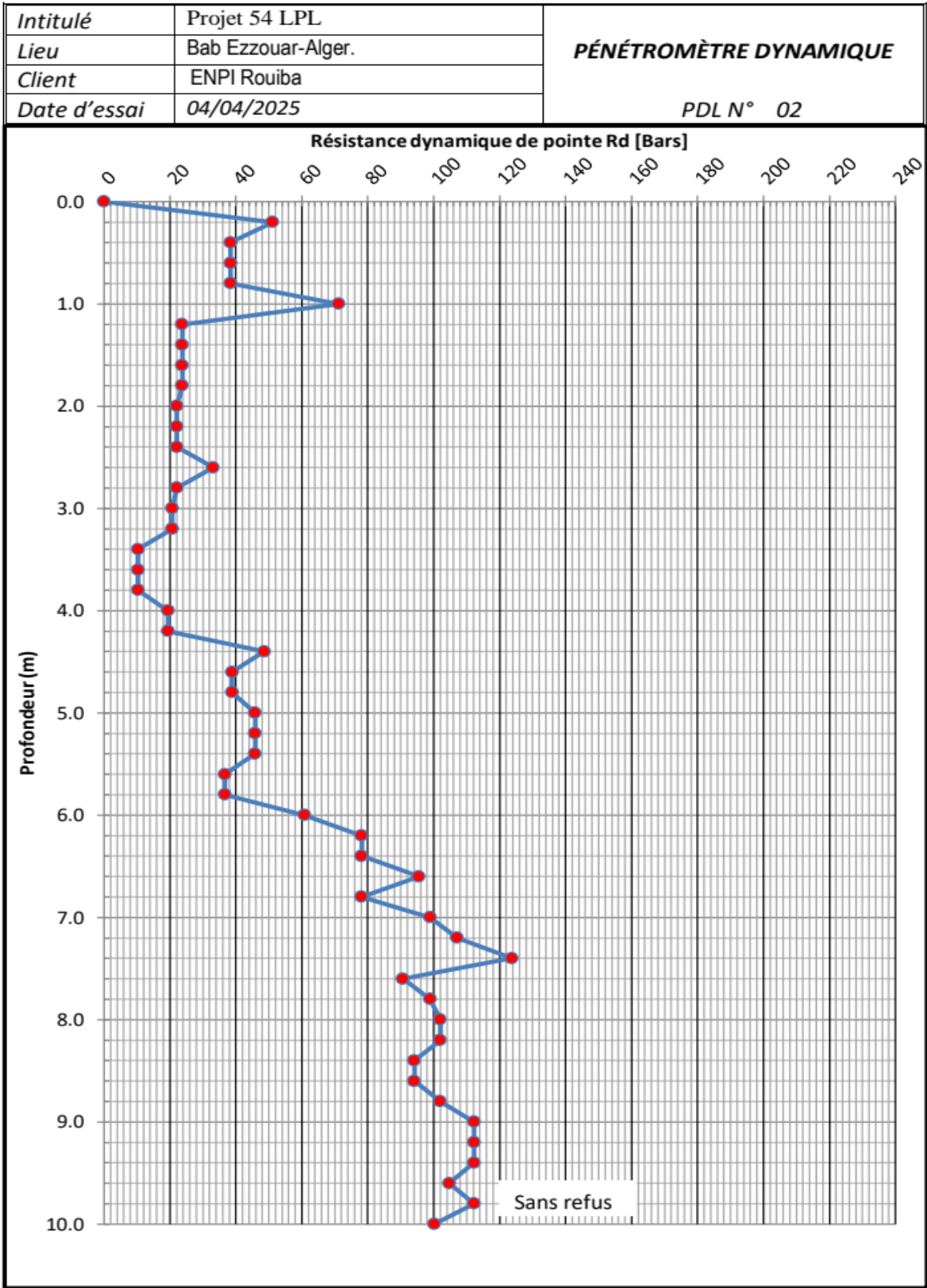
Les courbes pénétrométriques, pour les cinq PDL, sont présentés sur la figure 2.7

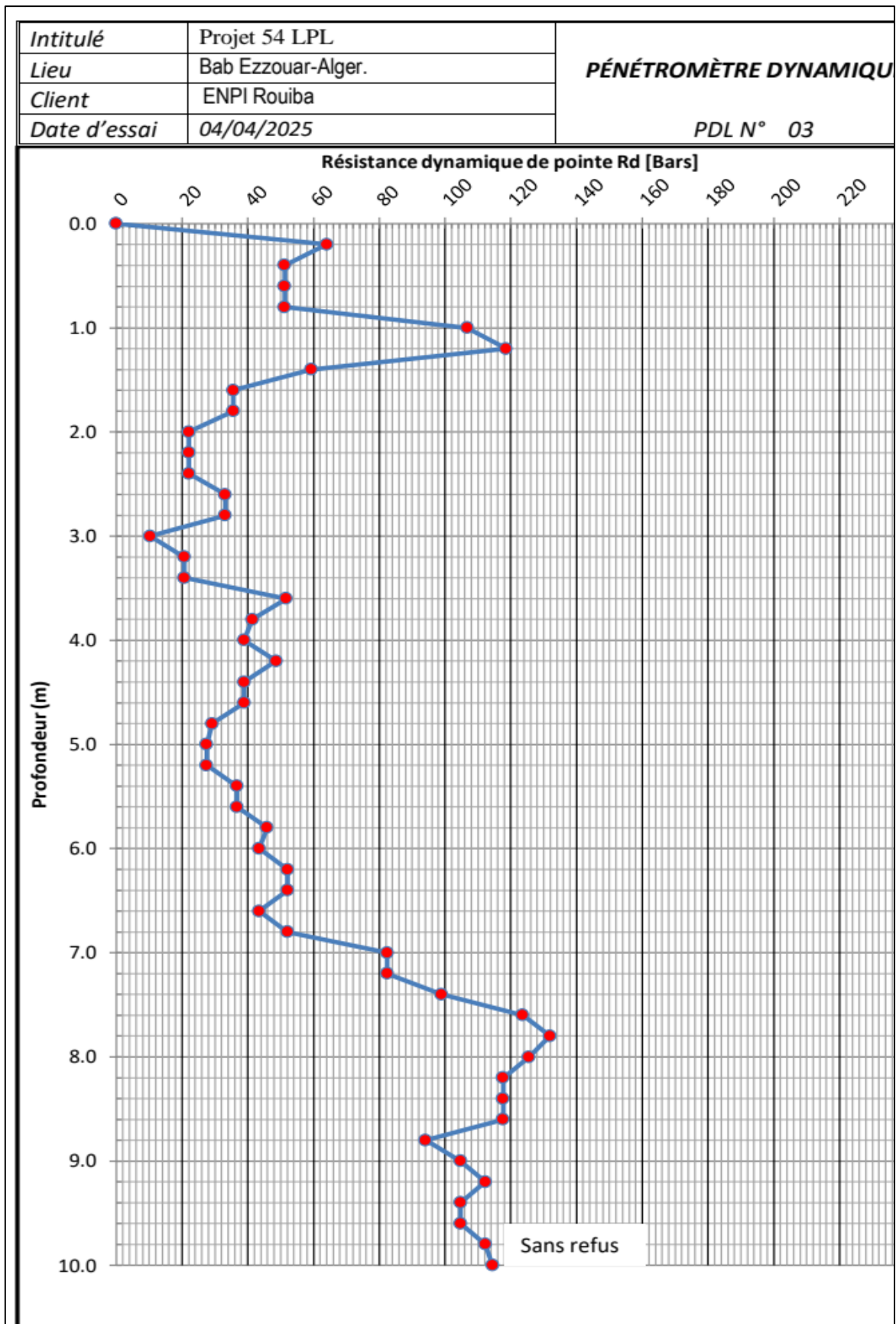
Interprétations des résultats

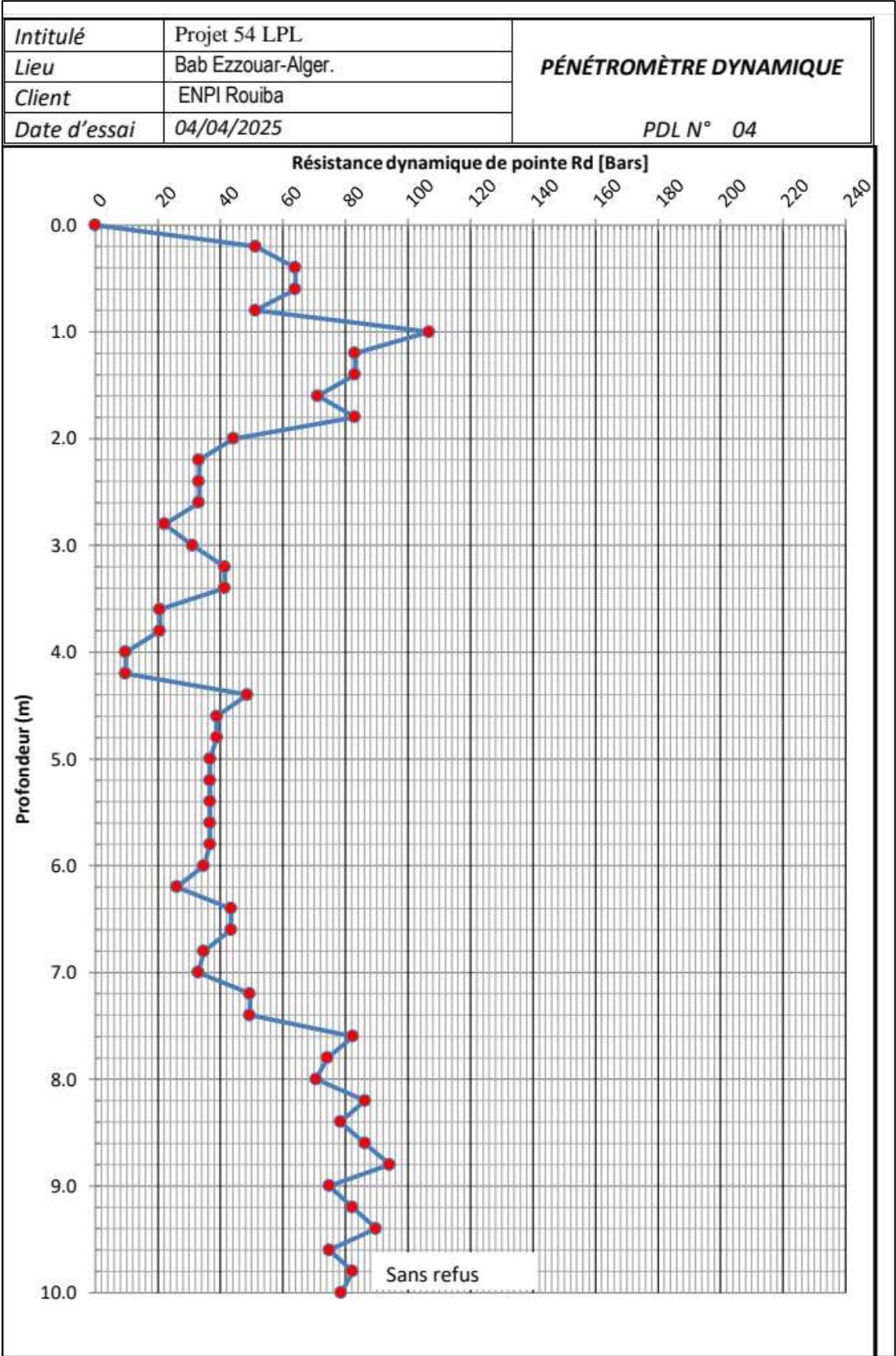
On constate sur la figure 2.7 que :

- En surface, la couche de 1m à 2m d'épaisseur présente une résistance élevée, cette couche correspond au remblai mis en évidence par le sondage carotté,
- Entre 1 et 4 m de profondeur, la résistance dynamique en pointe (R_d) est inférieure à 35 bars pour les quatre premiers PDLs, puis elle augmente légèrement entre 4 et 7 m. Au-delà de 7 m, la résistance augmente significativement pour atteindre 120 bars à 10 m de profondeur. Pour le PDL 5, la résistance varie entre 20 et 40 bars le long de toute la profondeur. Ces résultats indiquent la présence d'un sol de résistance faible à moyenne en surface (jusqu'à 7 m) et un sol plus résistant en profondeur.
- On remarque qu'entre 3 et 4 m, la résistance est inférieure à 20 bars indiquant probablement la présence d'une couche molle de faible épaisseur. Ceci est en accord avec le sondage carotté,
- Aucun refus n'est enregistré pour les cinq PDL, ce qui indique que les couches extrêmement dures ou rocheuses ne sont pas atteintes (profondeur testée est de 10 m),









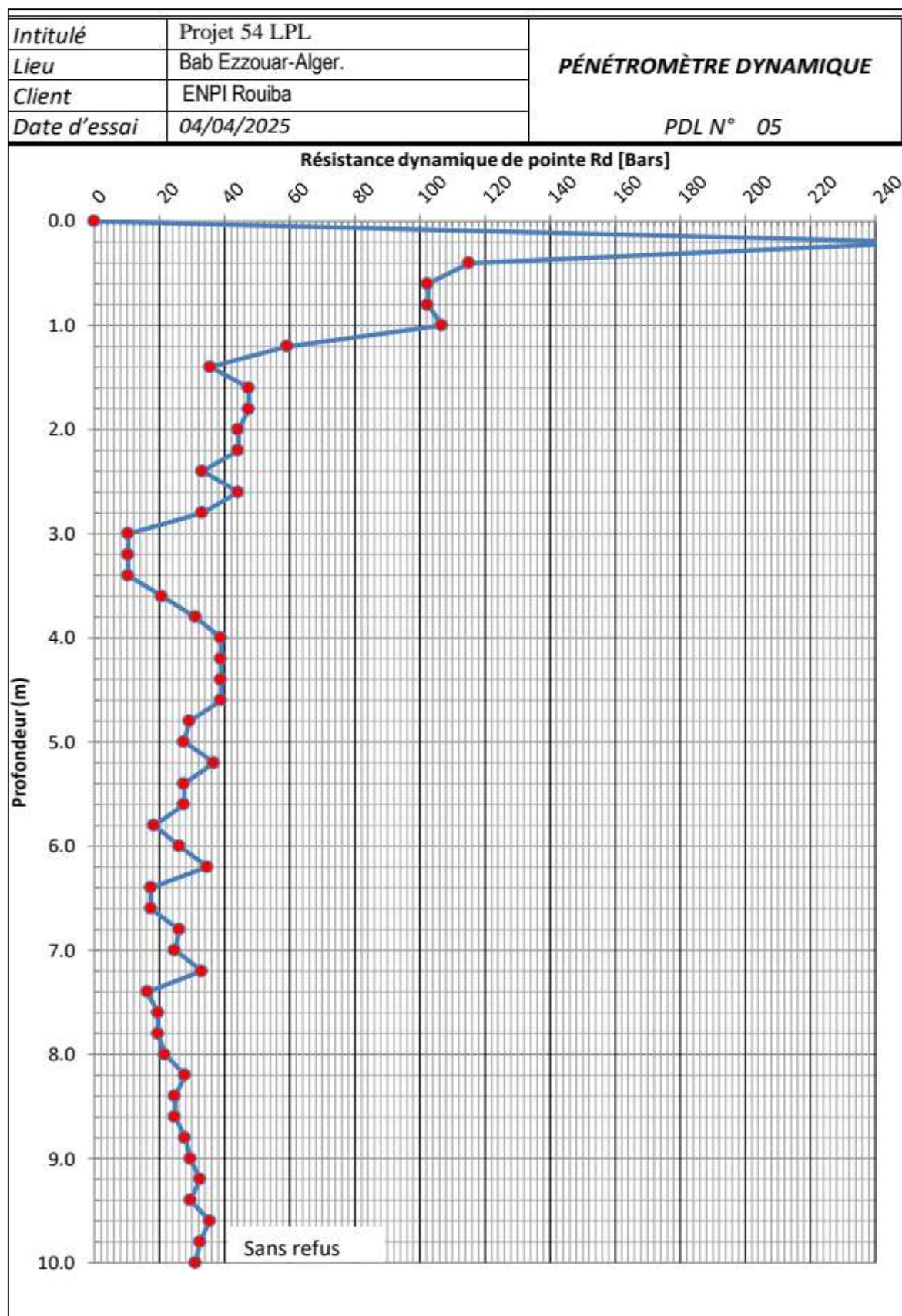


Figure II.6 : Courbes pénétrométriques obtenues pour les cinq PDL

II.5. Résultats des essais de laboratoire

Les échantillons récupérés lors du sondage carotté ont été soumis aux essais de laboratoire pour déterminer les densités sèche (γ_d) et humide (γ_h) selon la norme (NF P 94-050). Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	Nature	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
	0.00-1.50	Remblais	18	18
Sc1	4.5-5.00	Argile marneuse	20, 2	19, 5

II.5.1. Estimation de la cohésion et l'angle de frottement

Des essais de cisaillement pour la détermination de la cohésion et l'angle de frottement n'ont pas été effectués par le laboratoire, c'est pourquoi la corrélation de Cassan (1998) donnant la cohésion non drainée en fonction de la pression limite pressiométrique est utilisée, elle est donnée par :

Pour une pression limite nette $PI^* < 1\text{MPa}$:

$$C_u = \frac{P_l^*}{5,5}$$

La cohésion non drainée, calculée avec la formule ci-dessus pour l'argile marneuse, et l'angle de frottement φ déduit de l'abaque ci-dessous sont résumés dans le tableau suivant :

PI^* [MPa]	0, 44
C_u [KPa]	80
φ [=°]	27

II.5.2. Reconnaissance géotechnique (projet 84 logements)

Dans le cadre du projet 84 logements, le laboratoire « LNHC HAMMADI » a réalisé une campagne de reconnaissance géotechnique, basée sur les essais in situ et au laboratoire, pour connaître la succession lithologique des couches en profondeur, évaluer la capacité portante et les tassements du sol sous les fondations. Elle a consisté en la réalisation de deux sondages carottés de 20 m de profondeur, deux pressiomètres de 20 m de profondeur, dix

essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) et des essais d'identification du sol au laboratoire.

Résultats des essais de laboratoire

Les sondages carottés sont des techniques géotechniques permettant de prélever des échantillons intacts du sous-sol, appelés carottes, à différentes profondeurs. Ces échantillons sont ensuite analysés en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, essentielles pour la conception des fondations et l'évaluation des tassements.

Caractéristiques physiques des sols (densité, teneur en eau et degré de saturation)

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. Les résultats obtenus à partir des essais, effectués sur des échantillons de sol issus des deux sondages carottés, sont résumés dans le Tableau ci-dessous.

Tableau II.3: Résultats de la teneur en eau, la densité et le degré de saturation.

N° du sondage	Sc1	SC2	SC1	SC2
Profondeur (m)	1.30-1.70	6.50-7.00	13.1-13.6	5.50-5.90
Densité sèche γ_d (t/m ³)	1.22	1.16	1.45	1.72
Teneur en eau w_n (%)	45	51	31	19
Degré de saturation S_r (%)	90	100	100	96
Densité humide γ_h (t/m ³)	1.76	1.76	1.90	2.04
Type d'essai de cisaillement		CD		CD
C' (bars)		0.28		0.35
Φ' (°)		22		21

Les résultats du tableau montrent que (d'après la NFP94-064 et la NFP94-065) :

- Les valeurs de la teneur en eau sont globalement moyennes, elles varient entre 36.5% et 51 % avec une moyenne de 43.75 %.
- Les degrés de saturation sont élevés ($96 < S_r < 100$) ce qui indique que les sols sont humides à saturés.

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).

L'indice de plasticité (I_p) permet de définir le degré de plasticité du sol, il est donné par :

$$I_p = W_l - W_p$$

L'indice de consistance permet d'apprécier la consistance des sols plastiques :

$$I_c = (W_l - W) / I_p$$

La classification *LCPC* selon I_p et I_c est montrée ci-dessous :

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

I_c	0	0.25	0.5	0.75	1	>1
Consistance	Liquide	Très mou	Mou	Mi-consistant	Consistant	Très consistant

Les résultats de la limite de liquidité (W_l) et de l'indice de plasticité (I_p) sont présentés sur le diagramme de Casagrande (Figure. II.8). On constate que le sol est classé dans la zone des argiles peu plastique à plastique.

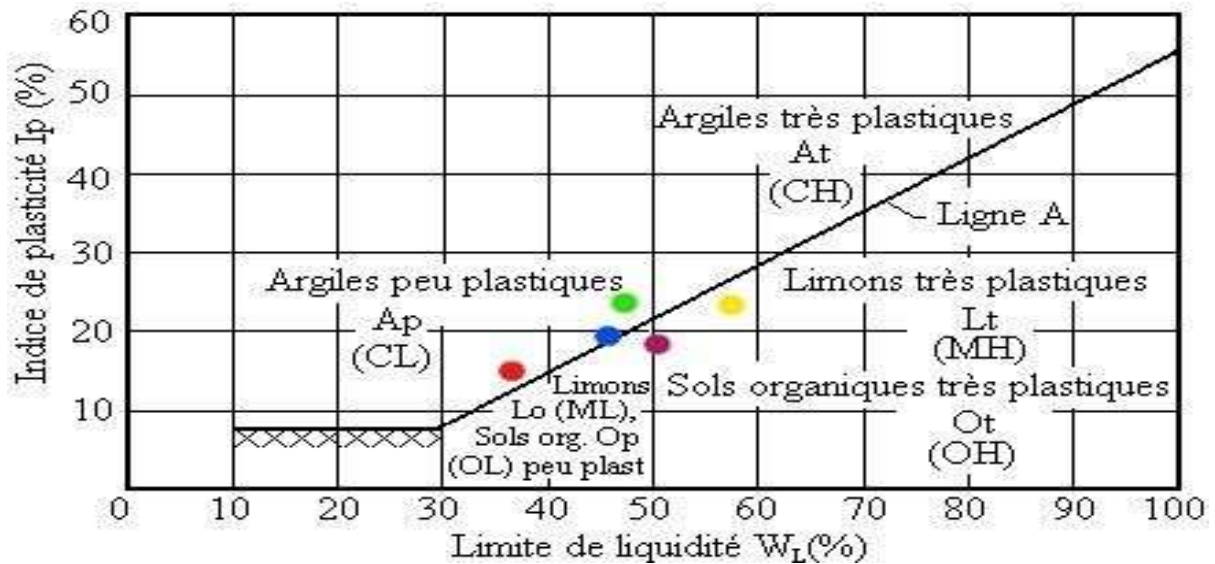


Figure II.7 : Diagramme de Casagrande.

II.5.3. Résultats des essais in situ

Dans l'assiette réservée aux blocs de 84 logements en (R+9), deux sondages carottés ont été effectués jusqu'à 20 m de profondeur afin de déterminer la nature du sous-sol et prélever des échantillons pour réaliser des essais de laboratoire. Les coupes lithologiques obtenues à partir des deux sondages carottés sont représentées sur les figures. Ils révèlent l'existence en surface d'une couche de remblai d'environ 3 m d'épaisseur, suivi d'une couche d'argile limoneuse entre 4 et 17 m de profondeur. En profondeur (à partir de 17 m), on trouve une couche de limon sableux argileux.

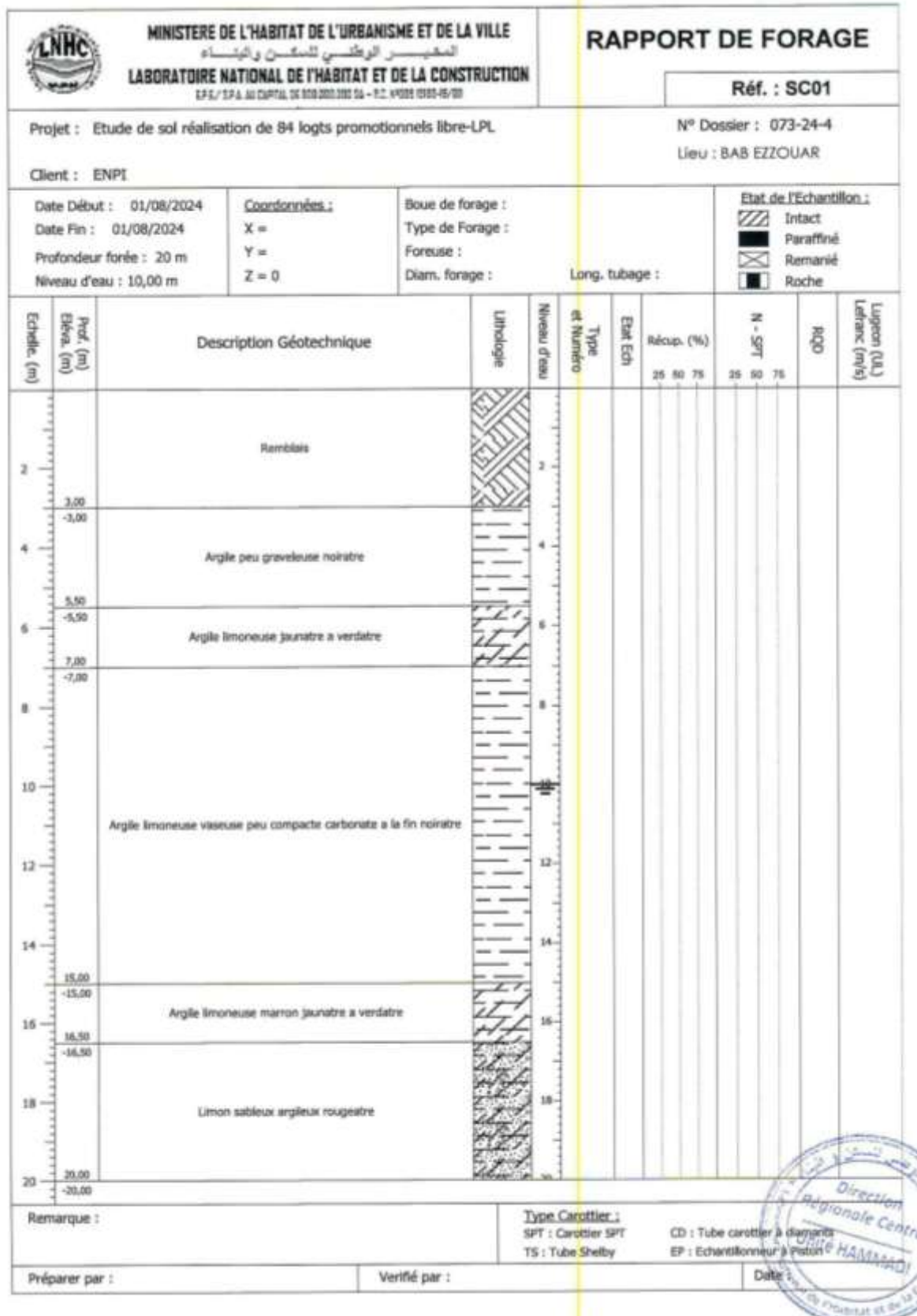


Figure II.8 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 01



 MINISTRE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE المكتب الوطني للمساكن والتعمير LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION <small>SPRL/ S.P.A. AU CAPITAL DE 500.000.000 DA - R.C. 14009 0303-46/20</small>		RAPPORT DE FORAGE Réf. : Sc 02	
Projet : Etude de sol réalisation de 84 logts promotionnels libre-LPL Client : ENPI		N° Dossier : 073-24-4 Lieu : BA8 EZZOUAR	
Date Début : 25/06/2024 Date Fin : 25/06/2024 Profondeur forée : 20 m Niveau d'eau : 10,00 m	Coordonnées : X = Y = Z = 0	Boue de forage : Type de Forage : Foreuse : Diam. forage :	Etat de l'Echantillon : <input checked="" type="checkbox"/> Intact <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Roche
Echelle (m) 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20	Prof. (m) 2,60 -2,60 4,00 -4,00 11,00 -11,00 16,00 -16,00 17,50 -17,50 20,00 -20,00	Description Géotechnique Remblai. Argile vaseuse noirâtre. Argile limoneuse marron jaunâtre à verdâtre. Argile vaseuse noirâtre. Argile limoneuse marron jaunâtre à verdâtre. Limon sableux argileux rougeâtre.	Lithologie 
		Niveau d'eau 10,00	Etat Ech Intact
		Récup. (%) 25 50 75	N - SPT 25 50 75
		RQP	Lugeron (UL) Léfèrenc (m/s)
Remarque :		Type Carottier : SPT : Carottier SPT TS : Tube Shelby	CD : Tube carottier à diamants EP : Echantillonneur à Piston
Préparer par :		Vérifié par :	Date :

Figure II.9 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 2.

Résultats des essais pressiométriques

Deux essais pressiométriques (SP1 et SP2) ont été réalisés sur le site du projet de 84 logements jusqu'à 18 de profondeur. Ces essais permettent de mesurer deux caractéristiques importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations (la pression limite (P_l) qui caractérise la rupture du sol et le module pressiométrique de Menard (E_M), qui caractérise la déformation du sol). Les résultats obtenus pour les deux essais sont résumés dans les tableaux.

Tableau II.4: Résultats de l'essai pressiométrique SP1.

Profondeur (m)	E_M (bars)	P_l (bars)	E_M/P_l	Observation
1.5	153.39	7.49	20.47	Surconsolidé
3.00	182.94	10.61	17.24	
4.50	160.42	9.93	16.15	
6.00	184.55	13.23	13.94	
7.50	395.90	11.19	35.37	
9.00	229.66	14.29	16.07	
10.50	145.52	11.58	12.56	
12.00	156.37	8.95	17.47	
13.5	217.92	11.64	18.72	
15.00	295.5	9.19	32.15	
16.50	190.39	11.39	16.71	
18.00	197.66	9.24	21.39	

Tableau II.5: Résultats de l'essai pressiométrique (SP2)

Profondeur (m)	E_M (bars)	P_1 (bars)	E_M/P_1	Observation
1.50	134.66	7.04	19.13	Sur consolidé
3.00	122.71	10.45	11.74	Légèrement sur consolidé
4.50	143.54	10.72	13.39	
6.00	139.10	10.69	13.01	
7.50	302.93	12.85	23.57	Sur consolidé
9.00	344.69	14.00	24.62	
10.50	127.26	14.32	8.88	Normalement consolidé
12.00	171.24	16.53	10.36	
13.50	337.65	21.35	15.81	Sur consolidé
15.00	606.92	21.36	28.41	
16.50	383.27	24.25	15.80	
18.00	197.28	9.20	21.44	

Les profils de la pression limite (P_l) et du module pressiométrique (E_M) sont représentés sur les figures pour les essais SP1 et SP2 respectivement.

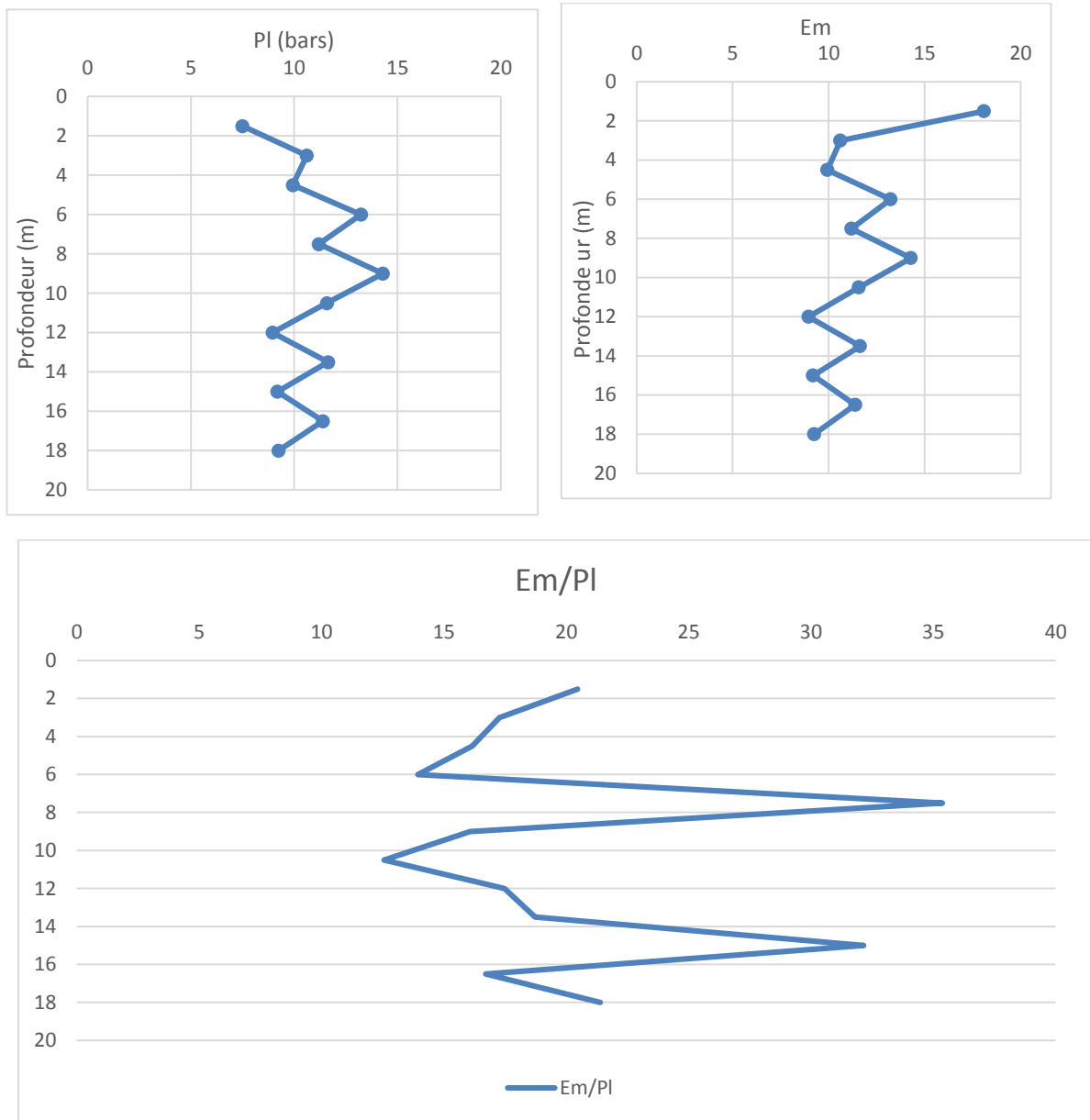


Figure II.10 : Mesures (P_l , E_M , E_M/P_l) de l'essai pressiométrique SP1.

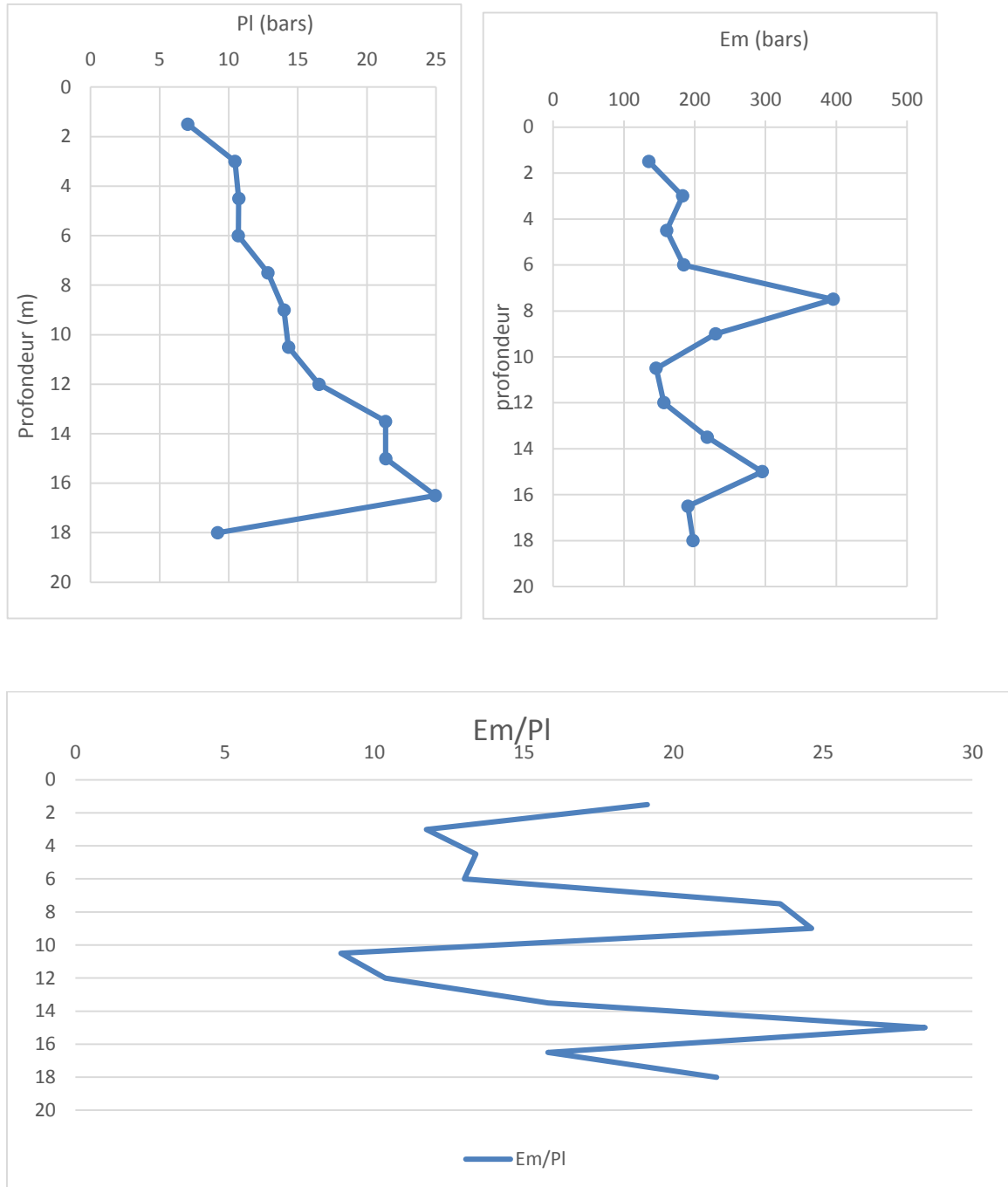


Figure II.11 : Mesure pressiométrique SP2 (PI, Em, Em/PI)

Interprétation des résultats

Pour l'essai SP1, la pression limite (P_l) présente une variabilité non significative avec la profondeur, elle oscille entre 9 bars et 14 bars (maximum à 9 m). Par contre le module pressiométrique présente plus de variabilité avec des valeurs supérieures à 100 bars et un pic de 400 bars à 7,5 m de

profondeur. Ces résultats indiquent un sol raide et dur et le rapport de E_M/P_1 qui est supérieur à 14 confirme que le sol est surconsolidé sur toute la profondeur.

Pour l'essai SP2, la pression limite augmente en fonction de la profondeur pour atteindre presque 25 bars à 16, 5 m. Le module pressiométrique suit la même tendance que l'essai SP2 et ces valeurs restent élevées (supérieures à 100 bars) le long de toute la profondeur. Le rapport E_M/P_1 est globalement supérieur à 13 indiquant un sol surconsolidé le long de toute la profondeur.

Résultats des essais PDL

10 essais PDL ont été effectués dans le cadre du projet de 84 logements.

Les diagrammes de la résistance en pointe dynamique en fonction de la profondeur, mesurée pour les 10 PDL

Sont présentés dans l'annexe.

on remarque que la résistance varie entre 30 et 50 bars jusqu'à 10 m de profondeur, puis elle augmente pour atteindre la valeur de 100 bars à 11 m de la profondeur. on constate que le refus est obtenu à environ 11.5 m.

II.6. Conclusion

Les deux campagnes de reconnaissance effectuées dans le cadre des deux projet (54 logements et 84 logements), en particulier, les essais pressiométriques ont mis en évidence deux zones de résistance différentes en surface du site dans la première zone (où sont projetés les 54 logements des pressions limites faibles ont été enregistrées jusqu'à 9 m de profondeur tandis que dans la deuxième zone (84 logements), les pressions limites sont supérieures à MPa sur toute la profondeur.

Les sondages carottés, pour les projets, ont montré l'existence en surface d'une couche de remplissage de 3 m d'épaisseur. d'après tous ces résultats, l'ancrage des fondations se fera à partir de 3 m de profondeur

Chapitre III

*Classification du site résidentiel
(54 et 84 logements) d'après le
RPA 2024 et calcul de la
contrainte admissible du sol*

III.1. Introduction

Ce chapitre présente la classification d'un site sis à Bab Zouar (wilaya d'Alger) où est projeté la réalisation de deux projets de logements promotionnels : 54 logements en R+6 et 84 logements en R+9. L'objectif dans un premier temps est de déterminer la catégorie du site d'après le RPA 2024 en se basant principalement sur les résultats des essais in situ, notamment l'essai pressiométrique.

Dans un deuxième temps, la contrainte admissible du sol, qui permet d'assurer que les charges appliquées par la structure ne dépassent pas la capacité du sol, sera déterminée à partir des essais pressiométriques. La connaissance de cette contrainte est essentielle pour le dimensionnement des fondations superficielles dans ce cas.

III.2. Classification du site d'après le RPA 2024

Des études géotechniques appropriées doivent être réalisées en vue de classer le site. D'après le RPA 2024, les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, les quatre (04) premières catégories sont établies en se basant sur la moyenne des propriétés de sol sur une profondeur minimale de 30 mètres. L'autre catégorie, considérée comme exceptionnelle, concerne les sites nécessitant des investigations spécifiques.

Il convient de calculer les valeurs moyennes sur une profondeur totale de 30 m au moins, sauf dans le cas de rocher, conformément aux expressions suivantes dans le cas de l'essai pressiométrique :

$$P_{l30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{P_{li}}}$$

$$E_{p30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_{pi}}}$$

Avec :

H_i : épaisseur de la couche i ,

E_{pi} : module pressiométrique moyen à travers la couche i ,

P_{li} : pression limite moyenne à travers la couche i ,

Chapitre III Classification du site résidentiel (54 et 84 logements) d'après le RPA 2024 et calcul de la contrainte admissible du sol

Tableau III.1: Classification des sites (RPA 2024)

Catégorie de site	Description	qc30 (MPa) (c)	N30 (coups) (d)	Cu30 (kPa) (e)	Rc30 (MPa) (f)	Pl30 (MPa) (g)	Ep30 (MPa) (g)	VS30 (m/s) (h)
S1	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S5	Site nécessitant investigations Approfondies et études spécifiques	/	/	/	/	/	/	/

Les mêmes formules sont utilisées pour les autres essais avec les paramètres suivants :

qci : résistance de pointe moyenne à travers la couche i,

Ni : nombre de coups moyen non corrigé enregistré à travers la couche i,

Cui : résistance au cisaillement non drainée de la couche i,

Rci : résistance à la compression simple dans la couche i,

Vsi : vitesse de l'onde de cisaillement dans la couche i,

III.3. Classification du site étudié d'après le RPA 2024

Pour déterminer la catégorie du site d'assise des deux projets, nous utilisons les résultats des deux essais pressiométriques (SP1 et SP2) réalisés pour chaque projet et qui sont présentés dans le chapitre 2. Pour chaque sondage pressiométrique, on calcule la

moyenne de la pression limite et du module pressiométrique pour chaque couche, puis on calcule le P_{130} et E_{p30} qui représente la moyenne harmonique sur toutes les couches.

III.3.1. Projet 1 (54 logements)

Les résultats de P_{130} et E_{p30} sont résumés dans les tableaux III.2 et III.3 pour les essais pressiométriques SP1 et SP2 respectivement.

Tableau III.2: Résultats de P_{130} et E_{p30} pour l'essai (SP1).

Couche	Pl (MPa)	Em (MPa)
1.5-10	0.45	3.77
10-13	1.38	17.04
13-18	2.39	37.02
	$P_{130}=1.29$	$E_{p30}=12.17$

Tableau III.3: Résultats de P_{130} et E_{p30} pour l'essai (SP2).

Couche	Pl (MPa)	Em (MPa)
1.5-9	0.36	3.61
9-13.6	1.13	14.81
13.6-18	1.82	21.14
	$P_{130}=1.05$	$E_{p30}=11.04$

III.3.2. Projet 2 (84 logements)

Les résultats de P_{130} et E_{p30} sont résumés dans les tableaux III.4 et III.5 pour les essais pressiométriques SP1 et SP2 respectivement.

Tableau III.4: Résultats de Pl30 et Ep30 pour l'essai (SP1)

Couche	Pl (MPa)	Em (MPa)
1.5-5.5	0.993	16.04
5.5-7	1.32	18.45
7-15	1.09	19.57
15-16.5	1.02	23.79
16.5-20	1.03	19.4
	P _{l30} =1.07	E _{p30} =19.48

Tableau III.5: Résultats de Pl30 et Ep30 pour l'essai (SP2)

Couche	Pl (MPa)	Em (MPa)
1.5-11	1.25	17.54
11-16	1.97	22.82
16-17.5	1.42	38.32
17.5-20	0.92	19.72
	P _{l30} =1.16	E _{p30} =20

Interprétation des résultats :

On remarque que pour les quatre essais pressiométriques, les valeurs de Pl30 sont comprises entre 1 et 2 MPa et les valeurs de Ep30 sont comprises entre 5 et 20 MPa. D'après le tableau III. 1 de la classification du **RPA 2024**, le site est classé dans la catégorie (**S3**) qui correspond au *Site meuble*.

III.4. Calcul de la contrainte admissible du sol sous un radier à partir de l'essai pressiométrique

La contrainte admissible du sol Q_{adm} peut être calculée à partir des résultats des essais pressiomètre d'après le document technique réglementaire (DTR-BC 2.33).

Cette contrainte est donnée par la relation empirique suivante :

$$Q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{K_p \cdot P_{le}^*}{F}$$

P_{le}^* est la pression limite nette équivalente et représente la moyenne des P_l^* mesurées sous la fondation sur une épaisseur de $1,5 B$ (B étant la largeur de la fondation), elle est donnée par :

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

Avec :

$P_{li}^* = P_l - P_0$ est la pression limite nette,

P_0 : Pression horizontale des terres au repos, elle est donnée par :

- Sol fin saturé : $P_0 = K_0 \sigma'_{v0} + u$

- Sol non saturé : $P_0 = K_0 \sigma'_{v0}$

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos, égale à 0,5 pour un sol normalement consolidé et 1 pour un sol surconsolidé

γ : Masse volumique du sol, déjàugé partiellement le cas échéant.

D : Profondeur d'ancrage

F : Facteur de sécurité, $F=3$ (ELS)

K_p : Coefficient de portance pressiométrique

Pour le calcul du coefficient de portance (K_p), le sol sous la fondation est classé comme argile et limons, d'après le **tableau I-3**:

$$K_p = 0,8 [1 + 0,35 (0,6 + 0,4L/B) B/De]$$

P_{le}^* : La pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à $1,5 B$ située sous les fondations. Les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée d'après le DTR-BC 2.33.

III.4.1. Projet 1 (54 logements)

Les résultats de la pression des terres au repos (P_0), de la pression limite nette (P_l^*) et de la pression limite nette équivalente, calculées pour les deux pour les deux essais pressiométriques SP1 et SP2, sont résumées dans les tableaux III.6 et III.7 respectivement.

Tableau III.6: Résultats des pressions pour le sondage pressiométrique SP1.

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 écrêtée P_{le} (bars)
4.5	4.5	0.396	4.10	4.02
6	3.7	0.528	3.17	3.17
7.5	3.5	0.818	2.68	2.68
9	6.3	1.30	5	4.02
10.5	11.8	1.73	10.07	4.02
12	15.8	2.25	13.54	4.02
13.5	19.0	2.55	16.45	4.02
15	26.4	2.86	23.53	4.02
16.5	24.8	3.17	21.63	4.02
18	25.3	3.47	21.82	4.02
P_{le}^* (bars)		3.77		

Tableau III.7: Résultats des pressions pour le sondage pressiométrique SP2.

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 écrêtée $P_{lecrété}$ (bars)
4.5	4.6	0.396	4.20	2.049
6	4.4	0.528	3.87	2.049
7.5	2.2	0.834	1.366	1.366
9	4.4	1.14	3.26	2.049
10.5	9.5	1.44	8.06	2.049
12	12.6	2.28	10.32	2.049
13.5	19.0	2.58	16.42	2.049
15	18.4	2.89	15.51	2.049
16.5	15.4	3.19	12.21	2.049
18	20.8	3.50	17.3	2.049
P_{le}^* (bars)			2.00	

III.4.2. Projet 2 (84 logements)

Les résultats de la pression des terres au repos (P_0), de la pression limite nette (P_l^*) et de la pression limite nette équivalente, calculées pour les deux essais pressiométriques SP1 et SP2, sont résumées dans les tableaux III.8 et III.9 respectivement.

Tableau III.8: Résultats des pressions pour le sondage pressiométrique SP1.

Profondeur (m)	Pression limitte 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 écrêtée $P_{l\text{écrété}}$ (bars)
3	10.61	0.528	10.08	8.77
4.5	9.93	0.79	9.14	8.77
6	13.23	1.056	12.17	8.77
7.5	11.19	1.32	9.87	8.77
9	14.29	1.58	12.71	8.77
10.5	11.58	1.86	9.72	8.77
12	8.95	2.16	6.79	6.79
13.5	11.64	2.47	9.17	8.77
15	9.19	2.78	6.41	6.41
16.5	11.39	3.086	8.30	8.30
18	9.24	3.39	5.85	8.85
P_{le}^* (bars)		8.29		

Tableau III.9: Résultats des pressions pour le sondage pressiométrique SP2.

Profondeur (m)	Pression limitte 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 écrêtée $P_{l\text{écrété}}$ (bars)
3	10.45	0.52	9.92	8.71
4.5	10.72	0.79	9.92	8.71
6	10.69	1.05	9.63	8.71
7.5	12.85	1.32	11.53	8.71
9	14	1.58	12.42	8.71
10.5	14.32	1.86	12.45	8.71

Chapitre III Classification du site résidentiel (54 et 84 logements) d'après le RPA 2024 et calcul de la contrainte admissible du sol

12	16.53	2.16	14.36	8.71
13.5	21.35	2.47	18.88	8.71
15	21.36	2.78	18.49	8.71
16.5	24.25	3.08	21.16	8.71
18	9.20	339	5.80	5.80
P_{le}^*		7.91		

Les résultats de calcul de la contrainte ultime (q_l) et de la contrainte admissible (σ_{adm}), calculées en considérant deux ancrages pour les deux projets (54 logements et 84 logements), sont résumés dans les tableaux III-10 et III-11 respectivement.

Tableau III.10: Résultats de la contrainte ultime et de la contrainte admissible

SP	D (m)	P_{le}^* (bars)	Kp	q_l (bars)	σ_{adm} (ELS) (bars)
1	3.5	3.77	0.82	3.70	1.23
	4	3.77	0.82	3.79	1.73
2	3.5	2.00	0.82	2.25	1.16
	4	2.00	0.82	2.34	1.42

Tableau III.11: Résultats de la contrainte ultime et de la contrainte admissible

SP	D (m)	P_{le}^* (bars)	Kp	q_l (bars)	σ_{adm} (ELS) (bars)
1	3	8.29	0.82	7.32	2.79
	4	8.24	0.82	7.46	2.95
2	3	8.39	0.82	7.24	2.76
	4	8.36	0.82	7.55	2.97

On remarque que la contrainte admissible augmente quand l'ancrage (D) augmente.
On opte pour le cas le plus défavorable entre le SP1 et le SP2 :

Projet 1 (54 logements) :

Ancrage D=3, 5 m : $\sigma_{adm} = \min(1.23, 1.16) = 1.16$ bars

Ancrage D= 4 m : $\sigma_{adm} = \min(1.73, 1.42) = 1.42$ bars

Projet 2 (84 logements) :

Ancrage D=3 m : $\sigma_{adm} = \min(2.79, 2.76) = 2.76$ bars

Ancrage D= 4 m : $\sigma_{adm} = \min(2.95, 2.97) = 2.95$ bars

III.5. Conclusion

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

Le site destiné à la réalisation de 84 logements promotionnels en R+9, et 54 logements promotionnels en R+6 est classé, d'après le RPA 2024, dans la catégorie S3 correspondant à un site meuble.

En comparant les résultats des contraintes admissibles obtenues par la méthode pressiométrique pour les deux projets 54 et 84 logements, on peut conclure que la contrainte admissible du site de 84 logements est plus grande que celle du site de 54 logements. Il serait intéressant de comparer les tassements sous les fondations pour les deux projets.

Chapitre IV
Tassement

IV.1. Introduction

Sous l'effet des charges appliquées (fondation, remblai, etc) , le sol subit des contraintes verticales qui génèrent des déformations. Le déplacement vertical résultant, orienté vers le bas, est appelé tassement.

Afin de garantir la stabilité et la fonctionnalité des structures, il est essentiel d'estimer ces tassements à l'aide d'essais réalisés en laboratoire et in situ.

IV.2. Définition du tassement

Le tassement total S d'une fondation est la baisse verticale du sol sous l'effet d'une charge appliquée. Il se décompose en trois composantes :

$$S = S_i + S_c + S_f$$

S_i : Le tassement instantané (ou immédiat), qui intervient dès l'application de la charge. Il est particulièrement marqué dans les sols pulvérulents ou non saturés.

S_c : Le tassement de consolidation primaire, propre aux sols fins saturés (argiles, limons, etc.). Il correspond à l'expulsion progressive de l'eau interstitielle sous charge, entraînant une réduction de volume.

S_f : Le tassement secondaire (ou fluage), qui se manifeste sur le long terme, sous contraintes constantes. Il résulte du réarrangement des particules du sol, même après que le sol ait consolidé sous la charge

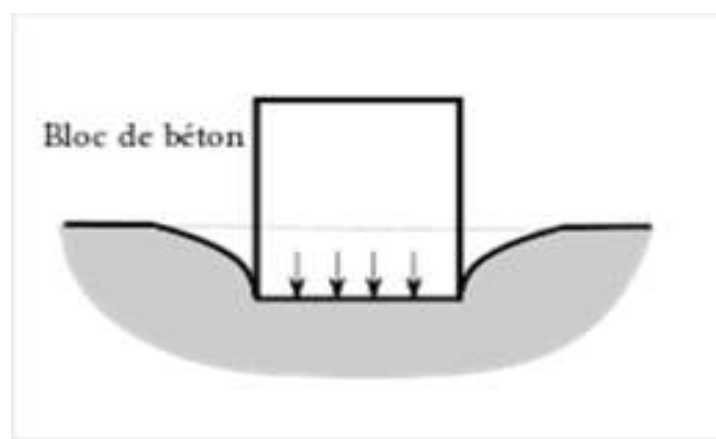


Figure IV.1 : Tassement uniforme

Les tassements différentiels: Le tassement différentiel désigne un affaissement inégal du sol sous une construction. Ce phénomène peut entraîner des désordres structurels, notamment l'apparition de fissures dans les maçonneries. Il s'agit d'un problème grave, souvent irréversible. Même en présence d'un sol relativement homogène, des charges inégalement réparties sur les fondations peuvent suffire à provoquer un tassement différentiel significatif.

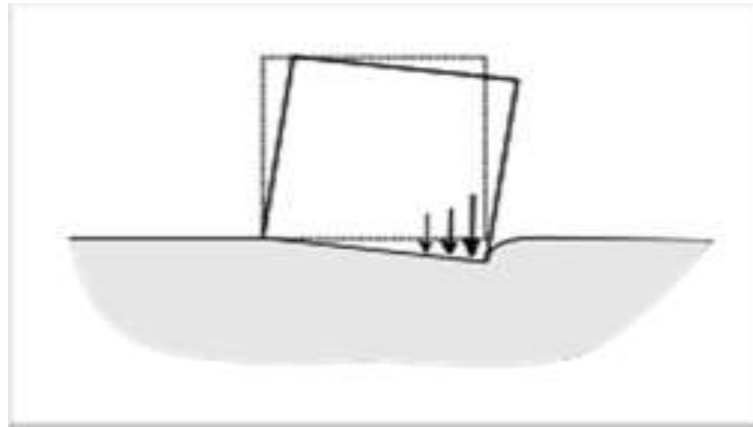


Figure IV.2 : Tassement différentiel.

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines

- **Origine liée au**
 - 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.3. 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 homogène et élastique, défini par son module de déformation élastique et son coefficient de Poisson.
- Les méthodes 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, telles que la méthode des éléments finis, prennent en compte l'interaction sol-fondation, la géométrie réelle du problème, ainsi que les lois de comportement non linéaire du sol.

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

IV.4.1. Principe du calcul du tassement à partir d'essai œdométrique

L'essai œdométrique consiste à placer un échantillon de sol dans un œdomètre, puis à lui appliquer une contrainte verticale constante pendant 24 heures, afin de mesurer la variation de hauteur (ou l'affaissement) du sol sous cette charge.

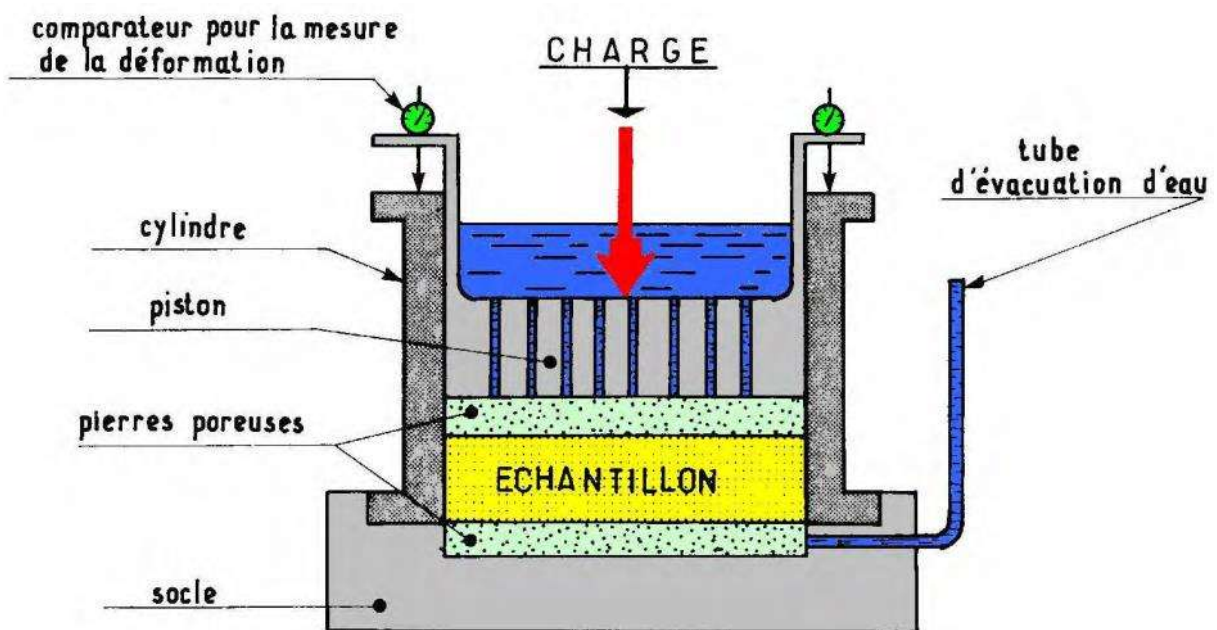


Figure IV.3 : Représentation schématique d'une cellule œdométrique

Les essais œdométriques permettent de déterminer, pour chaque couche de sol sous la fondation, les paramètres de compressibilité et de consolidation 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').

Etapes de la méthode d'intégration par tranches

Les étapes de la méthode sont les suivantes :

Étape 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).

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

Étape 3 : calculer la contraintes effective finale $\sigma_v' = \sigma_0' + \Delta \sigma_v'$.

Étape 4 : calculer le tassement $S_c(i)$ de la tranche i sous σ_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

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 :

$$\Delta_{H_i} = H \frac{C_s}{e_0 + 1} \log \left(\frac{\sigma_p'}{\sigma_0'} \right) + H \left(\frac{C_c}{e_0 + 1} \right) \log \left(\frac{\Delta \sigma_v'}{\sigma_p'} \right)$$

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

Étape 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. Correction de Skempton – Bjerrum

Skempton et Bjerrum ont observé que les tassements de consolidation mesurés sous les ouvrages diffèrent souvent de ceux obtenus par les essais œdométriques. Ils expliquent cette divergence par le caractère tridimensionnel des déformations immédiates du sol, lesquelles incluraient une part du tassement généralement attribué à la consolidation dans les calculs basés sur les essais œdométriques.

Pour prendre en compte cette différence, ils ont proposé de corriger le tassement à l'aide d'un facteur $\mu(A)$, fonction du coefficient A, lequel représente la génération des surpressions interstitielles dans les sols saturés soumis à un chargement rapide.

$$Soed = \mu(A) \times \Delta H_i$$

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

$$\mu = A + (1 - A)$$

A : coefficient de pression interstitielle donnée dans le Tableau

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

Tableau IV.1: Valeur du coefficient de pression interstitielle A

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	1a 1.2

Tableau IV.2: Valeur du coefficient géométrique α

$\frac{H}{B}$	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.5. Calcul des tassements à partir de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai in situ permettant d'établir la relation contrainte-déformation du sol. Il est applicable aussi bien aux sols pulvérulents qu'aux sols fins. Toutefois, son utilisation reste limitée aux cas de fondations de faibles dimensions par rapport à l'épaisseur de la couche de sol concernée.

Projet 54 :

Calcul des tassements:

Le calcul des tassements, à partir des essais pressiométriques proposé par le fascicule 62-V, déduit que la méthode de calcul Menard, s'établit sur deux domaines : Un domaine « sphérique » où le sol tasse par consolidation (tassement de consolidation S_c), Et Un domaine « déviatoire », situé à la périphérie, où le sol se déforme sous l'effet de contraintes normales et de cisaillement (tassement déviatoire S_d). Le tassement total s'obtient par addition de ces deux tassements :

$$S_f = S_c + S_d$$

$$S_c = \left(\frac{\alpha}{9E_m} \right) * (q' - \sigma'_{v0}) * (\lambda_c B).$$

$$S_d = \left(\frac{2}{9E_m} \right) * (q' - \sigma'_{v0}) * \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right) \alpha.$$

Avec:

E_m est le module pressiométrique Ménard du sol

q' , la contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation,

σ'_{v0} , la contrainte verticale effective au niveau de fondation dans la configuration du terrain avant travaux,

B_0 largeur de référence =0.6m;

α , le coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol et du rapport $\frac{E_m}{P_l}$;

λ_c et λ_d coefficients de forme fonction du rapport L/B;

B= largeur de la fondation;

IV.6. Evaluation du tassement avec l'essai pressiométrique

Tableau IV.3: Résultats des tassements calculés (projet 54 logements R+6)

λ_c	(Z)	λ_d	(L/b)	α	B_0
1.1	3	1.12	1	2/3	0.6

Pour la contrainte verticale effective initial σ'_{v0} , on suppose un poids volumique du sol de 18 kn/m³ (soit 0.018 mpa /m) est on la calcule a la profondeur D 5ANCORAGE)

Essai sp1

D=3.5m

$q'=0.116\text{mpa}$

$\sigma'_{v0}=0.018*3.5=0.063\text{mpa}$

$E_m=12.17\text{mpa}$

Donc:

$$s_c = (2/3/(9 * 12.17)) * (0.116 - 0.063) * (1.1 * 20)$$

$$s_c=(0.6667/109.53)*0.053*22$$

$$s_c = (0.006086) * 1.116$$

$$s_c = 6.79mm$$

$$s_d = (2/(9 * 12.17)) * (0.116 - 0.063) * ((1.12 * 10)/(0.6)^{(2/3)})$$

$$s_d = 6.77mm$$

$$s_t = 6.77 + 6.79mm$$

$$s_t = 13.56mm$$

$$s_t = 1.356cm$$

Tableau IV.4: Résultat des tassements calculés (projet84logements R+9)

Essai	Profondeur(D)	$\sigma_{adm}(mpa)$	$E_M(Mpa)$	Tassement(mm)	Tassement (cm)
Sp1	3.5m	0.116	12.17	13.56mm	1.356cm
Sp1	4.0m	0.142	12.17	13.62mm	1.362cm
Sp2	3.5m	0.116	11.04	11.38mm	1.138cm
Sp2	4.0m	0.142	11.04	15.02mm	1.502cm

Essai	Profondeur (D)	$\sigma_{adm}(Mpa)$	E_M	Tassement total mm)	Tassement total (cm)
Sp1	3.0m	0.276m	19.48	27.01 mm	2.701 cm
Sp1	4.0m	0.295m	19.48	27.13 mm	2.713 cm
Sp2	3.0m	0.76m	20	26.30 mm	2.630 cm
Sp2	3.0m	0.297m	20	26.66mm	2.666 cm

Résumé

Ce mémoire de fin d'études en génie civil, intitulé "Classification d'un site résidentiel sis à BAB EZZOUAR d'après le RPA 2024 et détermination de la capacité portante du sol à partir des essais in situ", a pour objectif principal de mener une étude géotechnique complète pour un site destiné à la construction de deux projets résidentiels à Bab Ezzouar (Alger) : 54 logements (R+6) et 84 logements (R+9).

L'étude est structurée en trois chapitres principaux :

Chapitre I : Méthodologie de calcul de la capacité portante

Ce chapitre pose les bases théoriques en présentant les différents types de fondations superficielles (semelles filantes, isolées, radiers), leurs avantages, inconvénients et modes de rupture. Il détaille les théories classiques de calcul de la capacité portante, notamment celles de Terzaghi, Meyerhof, Hansen et Vesic, en intégrant les facteurs correctifs pour la forme, l'excentrement et l'inclinaison des charges. Il explique également les méthodes de justification aux états limites (ELU et ELS) selon le DTR algérien. Enfin, il introduit les méthodes de détermination de la capacité portante à partir des essais in situ, avec un focus particulier sur l'essai pressiométrique (Ménard) et l'essai pénétrométrique (CPT), en détaillant leurs principes, avantages, limites et interprétations.

Chapitre II : Présentation des projets et investigations géotechniques

Ce chapitre est consacré à la présentation détaillée des deux sites d'étude et des campagnes de reconnaissance menées. Les investigations ont inclus :

- Des sondages carottés révélant une succession lithologique commençant par une couche de remblai (3 m), suivie d'argiles vaseuses et marneuses, puis d'argiles sableuses et limoneuses en profondeur.
- Des essais pressiométriques qui ont montré des pressions limites (Pl) et des modules (Em) faibles en surface, augmentant significativement au-delà de 9-10 m de profondeur, indiquant un sol plus résistant en profondeur.
- Des essais au pénétromètre dynamique (PDL) confirmant globalement la présence d'un sol de résistance faible à moyenne en surface.
- Des essais de laboratoire (teneur en eau, densité, limites d'Atterberg) ayant permis de caractériser les propriétés physiques des sols, classés comme argiles peu plastiques à plastiques.

Chapitre III : Classification du site et détermination de la capacité portante

C'est le chapitre applicatif et central du mémoire.

- Classification du site (RPA 2024) : En calculant les moyennes harmoniques sur 30 m de profondeur de la pression limite (Pl_{30}) et du module pressiométrique (Ep_{30}) à partir des essais pressiométriques, les valeurs obtenues ($Pl_{30} \sim 1.05 - 1.29$ MPa, $Ep_{30} \sim 11 - 20$ MPa) permettent de classer le site dans la catégorie S3, correspondant à un "site meuble" selon le RPA 2024. Cette classification est cruciale pour la suite des calculs parasismiques des structures.
- Détermination de la contrainte admissible : La contrainte admissible du sol sous un radier est calculée selon la méthode pressiométrique du DTR BC 2.331. Après calcul de la pression limite nette équivalente (P^*le) et du coefficient de portance (Kp), les contraintes admissibles suivantes sont obtenues :
 - Pour le projet de 54 logements : entre 1.16 bars (pour $D=3.5$ m) et 1.42 bars (pour $D=4$ m).
 - Pour le projet de 84 logements : entre 2.76 bars (pour $D=3$ m) et 2.95 bars (pour $D=4$ m).

Il est recommandé d'ancrer les fondations à au moins 3 m de profondeur pour éviter la couche de remblai de surface.

..

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'objet de l'étude présentée dans ce mémoire est de classer, d'après le RPA 2024, un site résidentiel situé à Bab Zouar (Alger) et où sont projetés deux projets : 54 logements en (R+6) et 84 logements (R+9). La contrainte admissible nécessaire pour le dimensionnement des fondations est ensuite calculée en basant sur la méthode pressiométrique.

Sur la base des résultats obtenus conformément au critère du RPA 2024, le site pour les deux projets est classé dans la catégorie S3 correspondant à un sol meuble.

Les deux campagnes de reconnaissance géotechnique ont mis en évidence deux zones de résistance différentes en surface, dans la première zone où sont projetés les 54 logements, des pressions limites faibles ont été enregistrées. Tandis que dans la deuxième zone, des pressions limites supérieures à 1 MPA sont observées à partir de 3 m de profondeur.

Les sondages carottés ont montré en surface d'une couche de remblai de 3 m d'épaisseur, ainsi l'ancrage des fondations se fera à partir de 3 m de profondeur. En comparant les résultats des contraintes admissibles obtenus par la méthode pressiométrique pour les deux projets 54 et 84 logements, on peut conclure que la contrainte admissible du site de 84 logements est plus grande que celle du site 54 Logements. Il serait intéressant de comparer les tassements sous les fondations pour les deux projets.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1]: **LNHC**. Laboratoire national de l’habitat et de la construction (2024), rapport d’étude géotechnique – projet 54 logements promotionnels Bab Ezzouar
- [2]: **LNHC**. Laboratoire national de l’habitat et de la construction (2024), rapport d’étude géotechnique – projet 84 logements promotionnels Bab Ezzouar
- [3]: **LTP EST**. La boratoire des travaux publique de l’Est (2024), rapport de reconnaissance géotechnique -projet 54 LPL Bab Ezzouar
- [4]: DTR (document technique régimentaire algérien)
- [5]: Fondation superficielle et profonde
- [6]: Eurocode (application aux fondations superficielles)
- [7]: Sadaoui o, cour de fondation, master 1.université Abderrahmane _mira_ de Bejaia.
- [8]: RPA (règlement parasismique Algérien)
- [9]: Bouafia, A (2014) ouvrage et méthode de calcul des fondations superficielles, Alger office des publications universitaires (OPU)
- [10]: NF P 94-051 (1995) détermination des limites d’Atterberg.
- [11]: NF P 94-0.64 (1995) essai de cisaillement rectiligne
- [12]: Vesic, facteur de portance.
- [13]: Meyerhof, capacité portante.
- [14]: *Fascicule 62 – V (1993)* Règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

Annexes



Sondage carotté 01 (caisse 02/03) :





Sondage carotté 02 (caisse 01/03) :

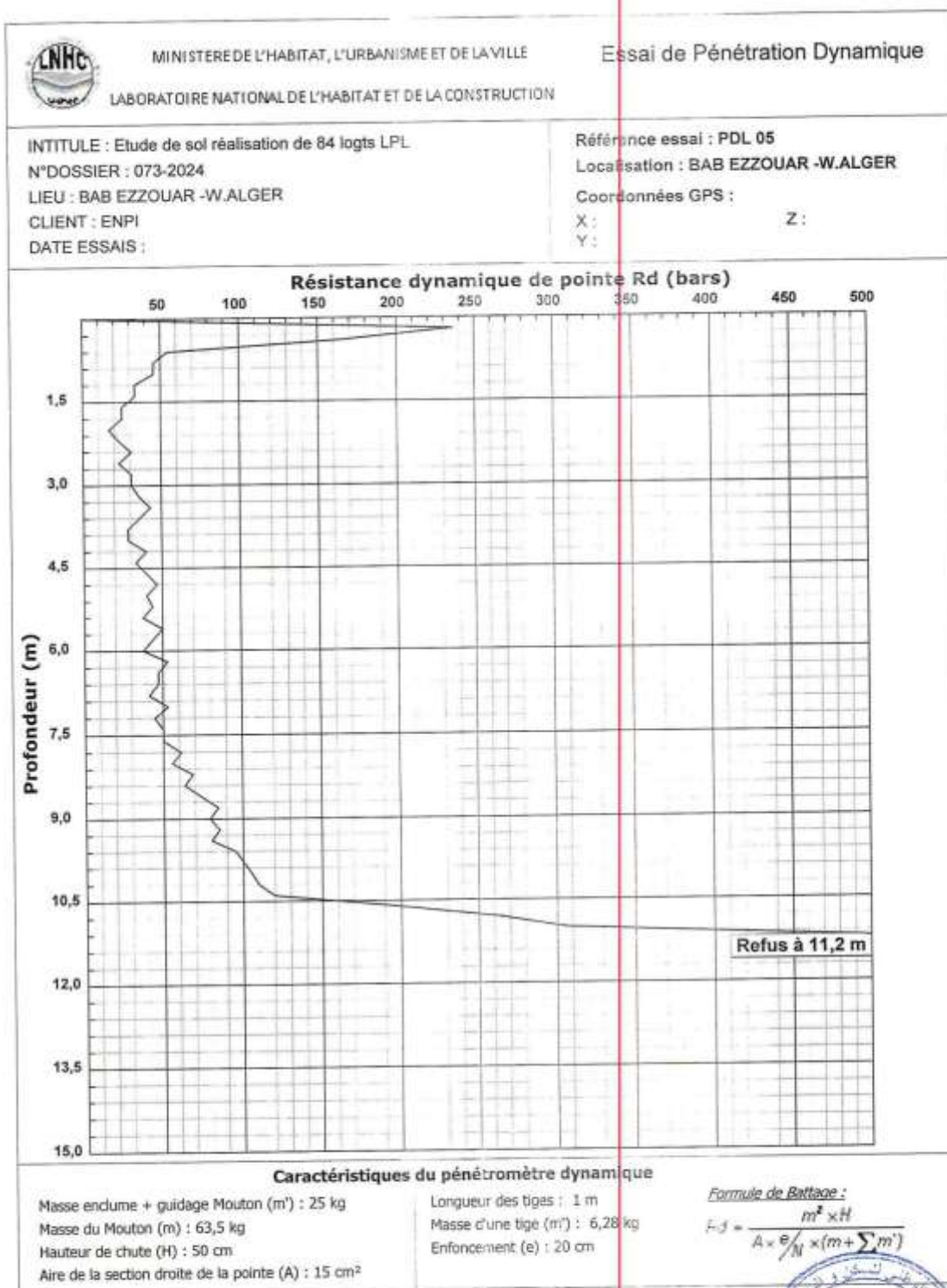


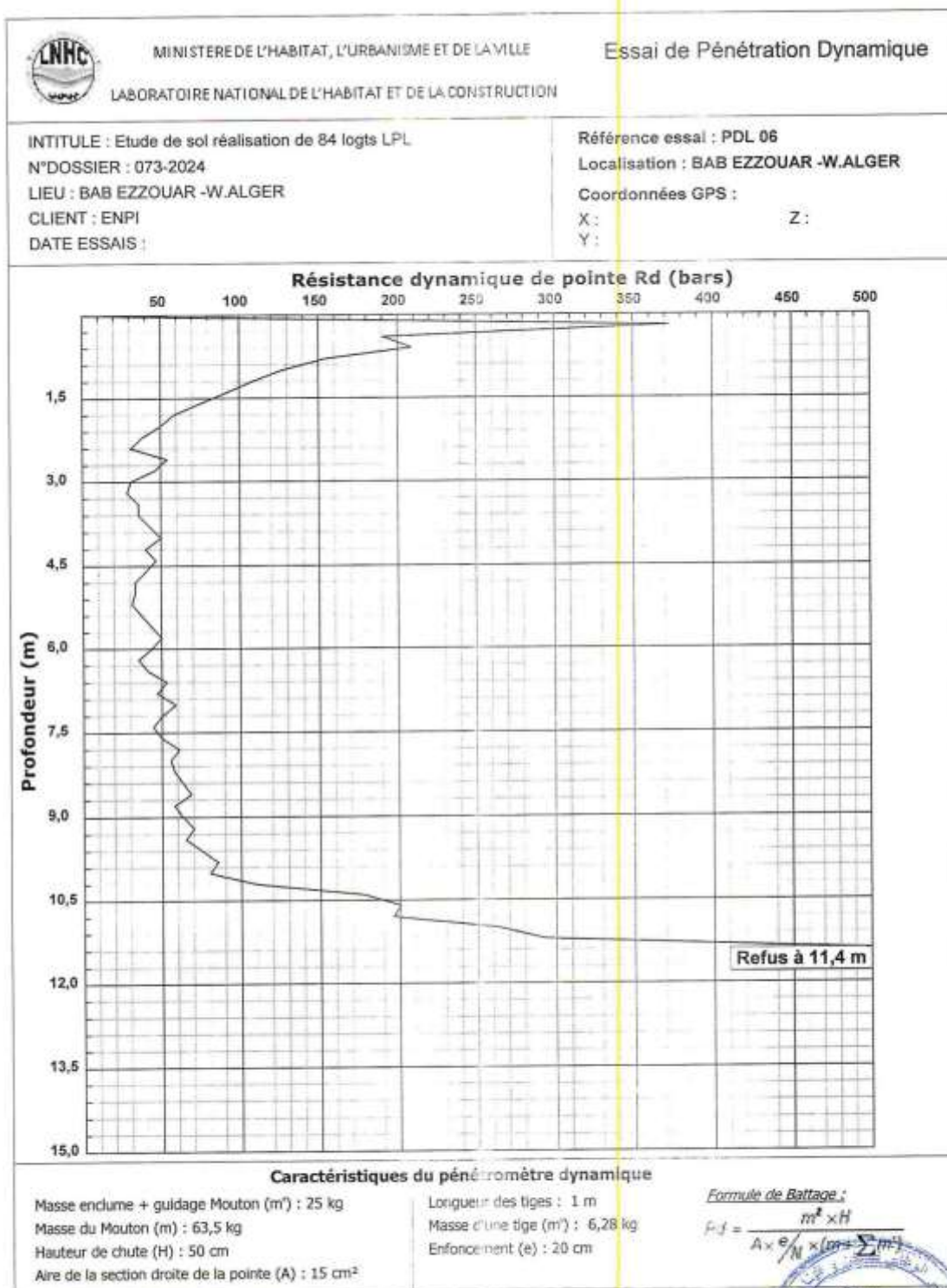
Sondage carotté 02 (caisse 02/03) :



Sondage carotté 02 (caisse 03/03) :

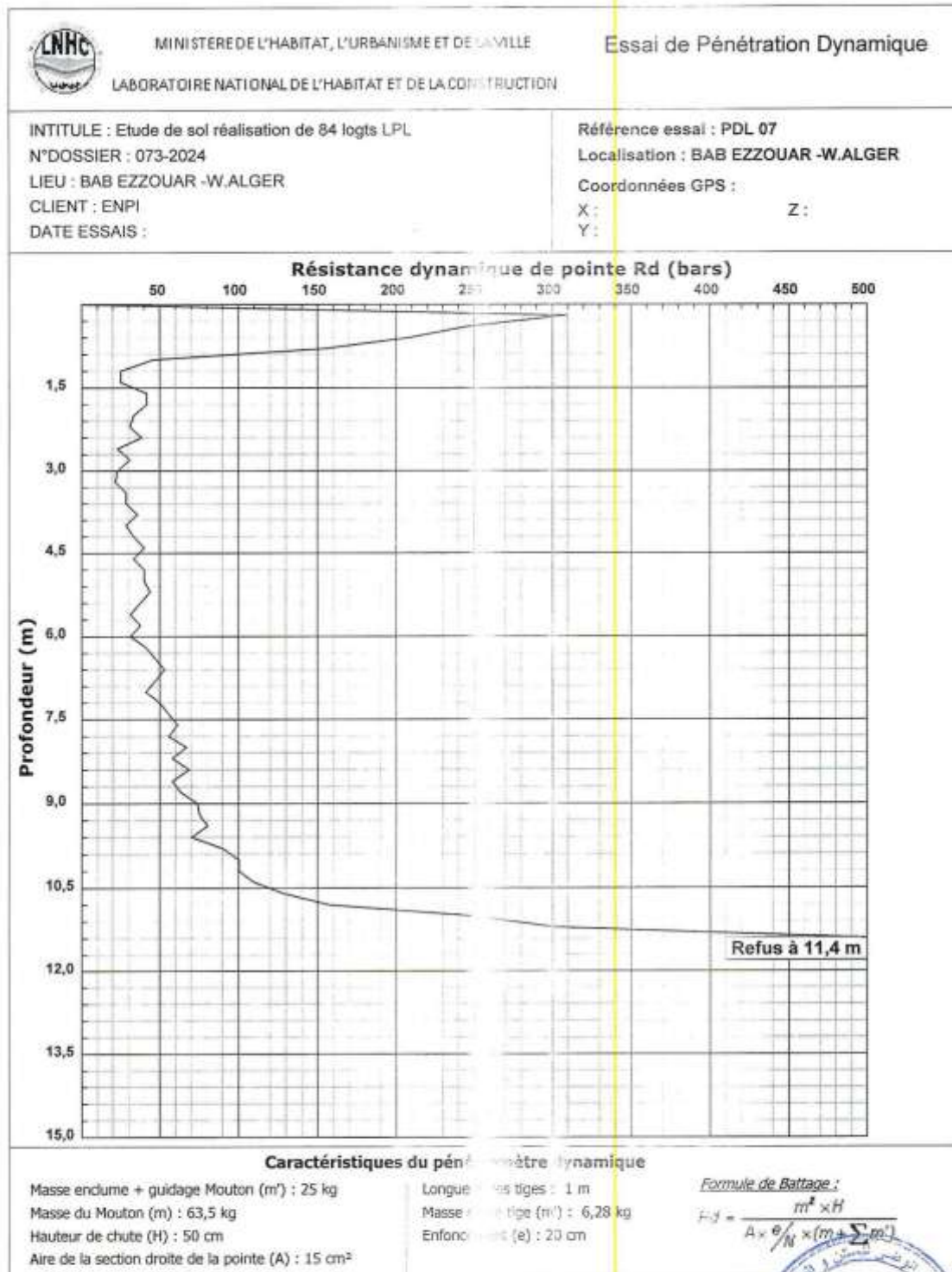


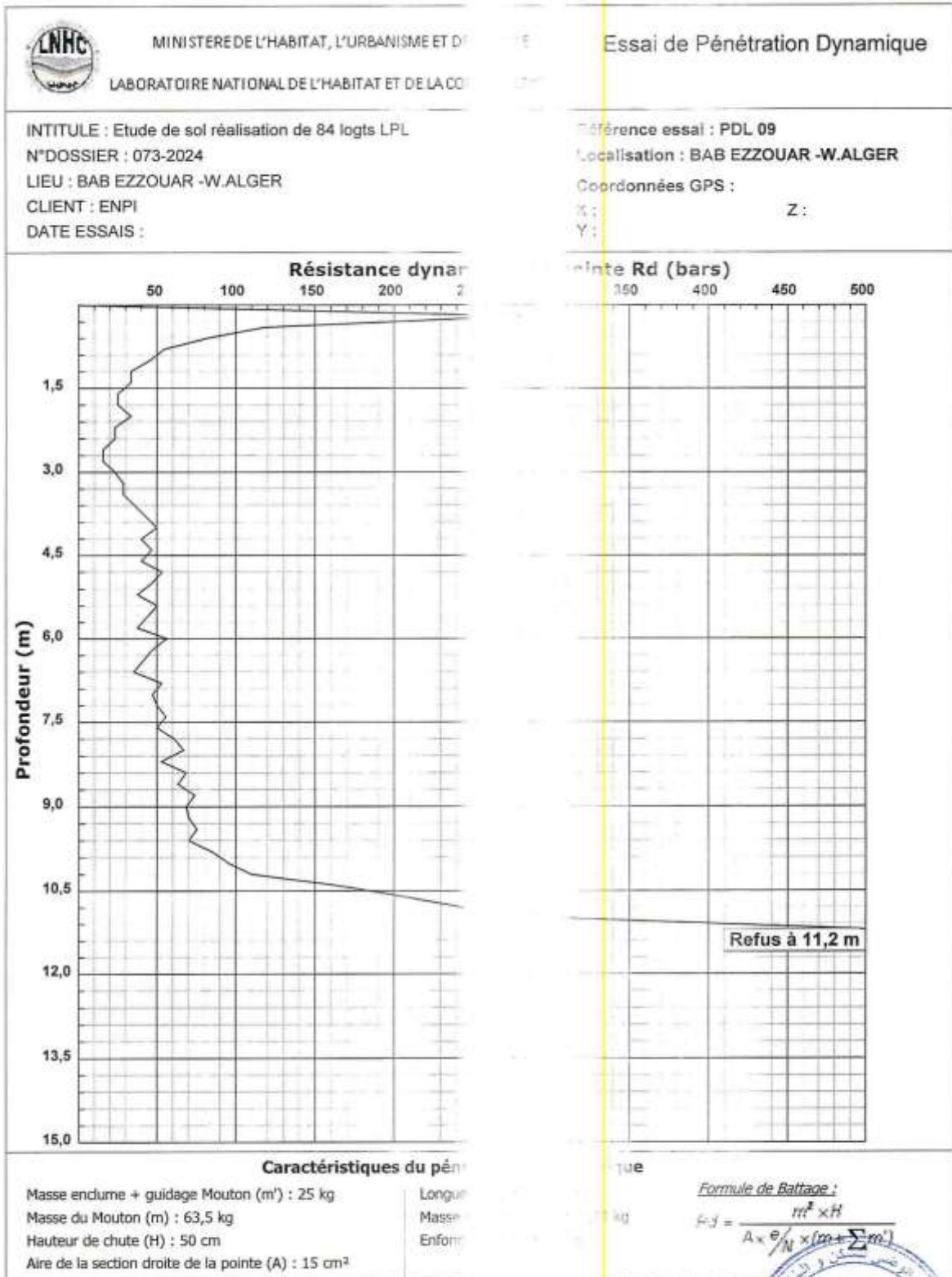




Programme : Soltest 2007 ©







.

Tables des matières

Remerciements

Dédicaces

Liste d'abréviation

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction Générale..... 1

Chapitre I

Méthode de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

I.1. Introduction	3
I.2. Définition de fondation superficielles	3
I.3. Types de fondation superficielle	4
I.3.1. Les fondations filantes ou continues	4
I.3.2. Les fondations isolées	5
I.3.3. Les radiers ou dallages	5
I.4. Avantage et inconvénient des fondations superficielles	6
I.4.1. Avantages	6
I.4.2. Inconvénients	6
I.5. Modes de ruptures du sol sous une fondation superficielle	6
I.6. Théorie de la capacité portante.....	8
I.6.1. Principe de superposition de terzaghi (1943).....	8
I.6.2. Influence de la forme de la fondation.....	11
I.6.3. Influence de l'excentrement de la charge.....	12
I.6.4. Influence de l'inclinaison de la charge.....	13
I.7. Justification de la fondation en fonction du type de sol.....	14
I.7.1. Cas des sols fins ou cohérent.....	14
I.8. Justification d'une fondation superficielle aux états limites	15
I.8.1. Vérification de la stabilité de la fondation	15
I.8.2. Calcul réglementaire de la capacité portante.....	17
I.9. Capacité portante des fondations superficielles à partir des essais in situ	17
I.9.1. Capacité portante du sol à partir de l'essai pressiométrique	18
I.9.2. Capacité portante du sol à partir de l'essai CPT	20
I.10. Classification du sol à partir de l'essai pressiométrique	22
I.10.1. Méthode pressiométrique	22
I.10.2. Présentation de l'essai CPT.....	24

Table des matières

I.11. Applications géotechniques de l'essai CPT	26
I.11.1. Identification et classification des sols	26
I.11.2. Estimation des caractéristiques mécaniques du sol.....	26
I.11.3. Études de portance et de fondations	26
I.11.4. Évaluation du risque de liquéfaction.....	26
I.11.5. Suivi et contrôle de compactage.....	26
I.12. Types d'essais CPT	27
I.12.1. Le pénétromètre à cône électrique	28
I.12.2. Présentation de l'essai CPT mécanique	29
I.12.3. Méthode basé sur le pénétromètre dynamique	30

Chapitre II

Présentation des projets étudiés

Introduction	34
II.1. Présentation du site étudié	34
II.2. Cadre géologique	35
II.3. Sismicité de la région d'Alger	35
II.4. Reconnaissance géotechnique (projet 54 logement).....	36
II.4.1. Résultats des essais in situ	36
II.4.2. Résultats des essais Pressiométriques.....	38
II.4.2.1. Principe de l'essai	38
II.4.2.2. Caractéristiques pressiométriques.....	38
II.4.2.3. Interprétation des résultats	42
II.4.2.4. Essais au pénétromètre dynamique.....	42
II.5. Résultats des essais de laboratoire	49
II.5.1. Estimation de la cohésion et l'angle de frottement.....	49
II.5.2. Reconnaissance géotechnique (projet 84 logements)	49
II.5.3. Résultats des essais in situ	52
II.6. Conclusion	59

Chapitre III

Classification du site résidentiel (54 et 84 logements) d'après le RPA 2024 et calcul de la contrainte admissible du sol

III.1. Introduction	61
III.2. Classification du site d'après le RPA 2024	61
III.3. Classification du site étudié d'après le RPA 2024	62

Table des matières

III.3.1. Projet 1 (54 logements).....	63
III.3.2. Projet 2 (84 logements).....	63
III.4. Calcul de la contrainte admissible du sol sous un radier à partir de l'essai pressiométrique.....	64
III.4.1. Projet 1 (54 logements).....	66
III.4.2. Projet 2 (84 logements).....	67
III.5. Conclusion	70
IV. Chapitre IV	71
Tassement.....	71
IV.1. Introduction	72
IV.2. Définition du tassement.....	72
IV.3. Méthodes de calcul du tassement	73
IV.4. Calcul des tassements à partir des essais de laboratoire (l'essai œdométrique).....	74
IV.4.1. Principe du calcul du tassement à partir d'essai œdométrique.....	74
IV.4.2. Correction de Skempton – Bjerrum	77
IV.5. Calcul des tassements à partir de l'essai pressiométrique.....	78
IV.6. Evaluation du tassement avec l'essai pressiométriqu	79
Conclusion Générale	83
Références bibliographiques.....	85
Annexes.....	87
Tables des matières.....	102

Classification d'un site résidentiel sis à BAB EZZOUAR d'après le RPA 2024 et détermination de la capacité portante du sol à partir des essais in situ

Résumé

L'étude porte sur la classification d'un site résidentiel à Bab Ezzouar selon les prescriptions du RPA 2024 afin de déterminer la catégorie de sol et son influence sur la réponse sismique. Les investigations menées reposent principalement sur les essais in situ, tels que les tests pénétrométriques, permettant d'identifier la compacité, la résistance et la nature des différentes couches rencontrées. Les résultats révèlent une stratigraphie composée de dépôts meubles à localement plus denses.

À partir des données recueillies, la capacité portante du sol a été déterminée selon les méthodes réglementaires, montrant des valeurs indiquant une portance moyenne à satisfaisante. Toutefois, au regard du contexte sismique propre à Bab Ezzouar, certaines mesures constructives spécifiques demeurent nécessaires pour garantir la stabilité globale des ouvrages. Cette classification contribue ainsi à une conception structurelle plus sûre et conforme aux exigences du RPA 2024.

Mots clés : Classification du sol. Bab Ezzouar. RPA 2024. Essais in situ. Pénétromètre. Capacité portante. Géotechnique.

Abstract

The study focuses on the classification of a residential site in Bab Ezzouar according to the requirements of the RPA 2024, with the aim of determining the soil category and its influence on seismic response. The investigations carried out are mainly based on in-situ tests, such as penetrometer tests, which make it possible to identify the compaction, strength, and nature of the various layers encountered. The results reveal a stratigraphy composed of loose to locally denser deposits.

Based on the data collected, the bearing capacity of the soil was determined according to regulatory methods, showing values indicating medium to satisfactory strength. However, given the seismic context specific to Bab Ezzouar, certain specific construction measures remain necessary to ensure the overall stability of structures. This classification thus contributes to a safer structural design in compliance with the RPA 2024 standards.

Keywords : Soil classification. Bab Ezzouar. RPA 2024. In-situ tests. Penetrometer. Bearing capacity. Geotechnics.

المخلص

تركز هذه الدراسة على تصنيف موقع سكني في باب الزوار وفقاً لمتطلبات (RPA 2024) بهدف تحديد فئة التربة وتأثيرها على الاستجابة الزلزالية، وتعتمد التحريات المنجزة أساساً على الاختبارات الميدانية مثل اختبارات الاختراق، التي تسمح بتحديد درجة الانضغاط ومقاومة التربة وطبيعة الطبقات المختلفة، وتُظهر النتائج وجود طبقات جيولوجية مكونة من رواسب رخوة إلى متوسطة الكثافة في بعض المناطق.

وانطلاقاً من المعطيات المجمعة، تم تحديد قدرة تحمل التربة وفق الطرق التنظيمية المعتمدة، حيث أظهرت القيم المسجلة قدرة تحمل تتراوح بين المتوسطة والمقبولة، غير أنه وبالنظر إلى الخصوصية الزلزالية لمنطقة باب الزوار، تظل بعض الإجراءات الإنشائية الخاصة ضرورية لضمان الاستقرار العام للمنشآت، ويساهم هذا التصنيف بالتالي في تحقيق تصميم إنشائي أكثر أماناً ومتوافقاً مع متطلبات (RPA 2024).

الكلمات المفتاحية: تصنيف التربة، باب الزوار، (RPA 2024)، التجارب الميدانية، اختبار الاختراق، قدرة التحمل، الجيوتقنية.