

**DIRECTION DES RESSOURCES HUMAINES.  
DEPARTEMENT FORMATION.**

« Les ateliers professionnels »

Le 14 MAI 2008

Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul  
de capacité portante des fondations en utilisant le  
pénétrömètre statique et le pressiomètre.

Animé par : Mr. O. Sadaoui : Magister GC, Ing. Agence de Bejaia.

## Sommaire

### Partie 1 : Rappels sur le CPT et le PRESSIOMETRE et les méthodes de dimensionnement des fondations:

1. Problématique :	p.1
2. Programme d'investigation géotechnique :	p.3
3. L'essai de pénétration statique :	p.4
3.1- Principe de l'essai :	p.5
3.2 - Avantages et inconvénients :	p.5
3.3 - Quelques corrélations pour la détermination des paramètres de comportement ( $E_s, C_u$ ) :	p.8
3.3.1- Mesure de la cohésion non drainée $C_u$ :	p.8
3.3.2 - Mesure du frottement latéral :	p.8
3.3.3 - Corrélation entre le module de déformation du sol $E$ et $q_c$ :	p.9
3.4 - Capacité portante d'une fondation superficielle :	p.9
3.5 - Capacité portante d'un pieu à partir du CPT :	p.11
4 - L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE :	p.15
4.1- Paramètres géomécaniques mesurés :	p.15
4.2- Classification des sols à partir des essais pressiométriques:	p.16
4.3 - Corrélation entre $E_m$ et $E_{oed}$ :	p.17
4.4 - Calcul de contrainte admissible (fondations superficielles) :	p.18
4.4.1- Pression nette équivalente :	p.18
4.4.2- Hauteur d'encastrement équivalente :	p.19
4.5 - Tassement d'une fondation superficielle :	p. 19
Partie 2 : Application et analyse des cas de projets réels.....	p.22
1. Equipement Public projeté sur une zone de remblai anthropique :	p.22
1.1- Calcul de contrainte admissible et de tassement en utilisant le pressiomètre:	p.24
1.2 - Calcul de contrainte admissible avec les résultats pénétromètre dynamique (PDL):	p.27
1.3 - Discussion des résultats et commentaires:	p.27
2. Equipement public à Boumerdes:	p.28
2.1 - Calcul de contrainte admissible avec le pénétromètre dynamique (PDL):	p.31
2.2 - Calcul de la contrainte admissible avec le PRESSIOMETRE :	p.32
2.3 - Calcul de tassement avec le Pressiomètre:	p.33
2.4 - Discussion des résultats et commentaires:	p.33
3- Equipement public au niveau plaine alluviale de Bejaia.....	p.34
3.1- Programme de reconnaissance:	p.34

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

3.2 - Calcul de contrainte admissible en utilisant la formule de Terzagui :.....	p.37
3.3 - Calcul de contrainte admissible et le tassement en utilisant le CPT :.....	p.37
3.4 - Calcul de tassement (méthode approchée) :.....	p.38
3.5 - Discussion et analyse des résultats : .....	p.39
4. Immeuble (R+9) en BA sur pieux forés .....	p.41
Conclusion générale.....	p.44
Références bibliographiques	

Analyse critique des résultats des essais in situ et  
Calcul de capacité portante des fondations en utilisant  
le pénétromètre statique et le pressiomètre.

Partie 1 : Rappels sur le CPT et le PRESSIOMETRE et les méthodes de  
dimensionnement des fondations:

**1. Problématique :**

L'étude de sol est le segment le plus complexe dans la concrétisation d'un projet de génie civil. La difficulté est fonction du type de site auquel le laboratoire est confronté (conditions géologiques et hydrogéologiques) et de la complexité de l'ouvrage à implanter.

L'expérience montre qu'il existe une panoplie de matériaux notamment de natures sédimentaires auxquels les essais classiques de la MDS ne s'adaptent pas. A titre d'exemple, les alluvions grossières, les argiles caillouteuses (colluvions), les limons vaseux ne peuvent pas être soumis à des essais mécaniques (cisaillement à la boîte, triaxial) à cause de l'existence de galets et du remaniement en cour du prélèvement. Les essais de caractérisation physico mécanique au laboratoire sur des carottes prélevées par sondages sont confrontés généralement aux contraintes suivantes :

- Le volume faible des échantillons peut mettre en doute leur représentativité.
- Probabilité élevée de remaniement depuis le prélèvement des échantillons jusqu'aux essais de laboratoire. Cela remet en cause la représentativité des paramètres géomécaniques mesurés.

Le programme de reconnaissance géotechnique doit permettre la mesure de l'ensemble de paramètres de comportement des sols afin d'aboutir à un dimensionnement optimal des fondations sans compromettre leurs stabilité à long terme et en cas de la survenue d'un événement accidentel (séisme). Le coût élevé des sondages carottés et la concurrence déloyale incite actuellement les laboratoires à faire recours aux essais in situ sans se soucier parfois de leur adaptabilité aux conditions géologiques de site. Cela engendre dans la plupart des cas des incohérences entre la nature du sol constatée après l'ouverture des fouilles et les paramètres géotechniques pris en compte dans la conception et le calcul des fondations.

Les caractéristiques mécaniques d'un sol se rattachent à deux catégories : les caractéristiques de cisaillement et les caractéristiques de déformation.

Les qualités mécaniques d'un sol sont caractérisées traditionnellement par deux (02) paramètres, l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et la cohésion (c). Ces deux paramètres ne peuvent être mesurés qu'en laboratoire sur des échantillons intacts, soit par de essais de cisaillement direct,

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

soit par des essais de compression triaxiale. Quant à la déformabilité, on la détermine également en laboratoire à l'oedomètre, ou à l'appareil triaxial.

A cause de certaines difficultés liées à l'opération de prélèvement d'échantillons intacts qui est toujours délicate, et le transport du chantier au laboratoire qui augmente encore le **remaniement** du sol, se sont développés les **essais in situ** qui permettent d'aller solliciter le milieu naturel en place et de s'affranchir en grande partie du remaniement inévitable avec les échantillons.

Certes les essais in situ ne sont pas exempts de critiques, mais ils présentent sur les essais de laboratoire des avantages certains dont le principal, outre celui que nous venons d'indiquer, et qu'ils sont rapides et bon marché, ce qui permet sur un même chantier, d'en réaliser un grand nombre. On peut ainsi apprécier l'hétérogénéité d'un site et soumettre, pour chaque couche rencontrée les résultats expérimentaux à une analyse statistique pour pouvoir choisir les valeurs des caractéristiques mécaniques dans un intervalle de confiance.

Comme pour les essais de laboratoire, les résultats des essais in situ sont fonction du mode opératoire, mais le seul paramètre qui intervient ici est le temps, car le drainage se fait naturellement. Objection que l'on fait souvent aux essais in situ est que leur interprétation ne s'appuie pas sur les bases théoriques sûres, mais c'est peut être ce qui fait la force et l'intérêt de ces essais, car leur interprétation est plus pragmatique que théorique et les règles d'application utilisées sont surtout basées sur des constatations expérimentales.

L'objectif de cette communication est d'exposer les méthodes de calcul des capacités portantes et des tassements en utilisant les résultats des essais aux pressiomètre et pénétromètre statique, des exemples numériques sur des cas traités réellement sont illustrés. Des exemples d'analyse critiques des résultats d'essais au pénétromètre statique, dynamique et pressiomètre réalisés au niveau de la plaine de Bejaia sont également exposés.

## **2. Programme d'investigation géotechnique :**

Il n'existe pas de méthode rationnelle ou de recette préétablie permettant de définir à priori la consistance quantitative et qualitative d'un programme géotechnique avant d'effectuer une visite de site et la collecte de l'ensemble de données géologiques et environnementales relatives à la zone d'étude. L'expérience du laboratoire de sol à travers les études antérieures, et proche du site en question peut contribuer à l'optimisation du programme d'essais. Sous réserves de conditions de site similaires en terme d'homogénéité, et d'un complément par sondages carottés, l'extrapolation des paramètres géotechniques d'un site à un autre pour des raisons économiques peut se faire uniquement pour des projets de moindre importance. Toutefois les projets importants requièrent un programme de reconnaissance spécifique qui est fonction des conditions locales de sites, des aléas mis en évidence (inondation, présence de cavités ou d'ancienne caves, sols sablonneux liquéfiables,

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

sols gonflants, ...etc.) de l'importance des charges apportées et de la sensibilité de la structure de l'ouvrage par rapport à la déformabilité du sol support. La démarche à suivre pendant les études de sol est la suivante :

- Collecte de données géologiques et hydrogéologiques et relevé pathologique éventuel sur le bâti existant et la stabilité des versants suite à la visite de site.
- Collecte de données auprès du BET sur les charges de l'ouvrage et éventuellement sur le phasages des travaux de terrassement.
- La consultation d'archives et des observations géologiques sur site permettent d'arrêter une stratégie d'intervention géotechnique et de définir les types d'essais.

Le choix des essais nécessite une bonne connaissance de leurs spécificités et performance qui sont largement exposés dans les ouvrages spécialisés de la MDS.

Le pénétromètre statique est le plus recommandé plutôt dans les terrains cohérents que dans les terrains pulvérulents, contrairement au pénétromètre dynamique qui représente surtout un test qualitatif et qu'il convient de le rattacher à des essais plus élaborés. Le pénétromètre dynamique ne s'applique pas dans les formations traversées par une nappe phréatique.

Le pressiomètre est l'essai in situ le plus évolué car c'est le seul essai qui permette d'obtenir les paramètres d'une loi de comportement effort- déformation. Cet essai s'adapte pratiquement à tous les types de terrains à condition d'utiliser les sondes appropriées aux sols rencontrés.

L'objectif des essais sur les sols est de :

- Identification et classement des sols rencontrés.
- Définir la sensibilité des sols vis-à-vis des agents externes.
- Définir l'agressivité des sols par rapport aux matériaux de fondations.
- Définir le comportement des sols à court, moyen et long terme.
- Définir les paramètres physico mécaniques pour le calcul de portance, tassement, et ligne de rupture pour les glissement de terrains.

### **3. L'essai de pénétration statique :**

L'essai de pénétration statique, appelé maintenant CPT d'après l'expression anglaise ; est très répandu en France, mais il l'est certainement davantage ailleurs. Son origine remonte à 1929 aux USA, mais c'est surtout aux pays bas à partir de 1932 qu'il s'est rapidement développé, grâce aux activités du laboratoire des sols Delft. Il existe plusieurs types d'appareils qui se caractérisent par plusieurs facteurs à savoir : leurs puissance qui permet de traverser les niveaux de sols les plus résistants, par le type de cône (cône mobile, cône fixe), par le mode de mesure des frottements latéraux.

Parmi les caractéristiques du pénétromètre statique normalisé, il convient de retenir :

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

- La vitesse de forage : 2 cm/s  $\pm$  0.50,
- Pas de saisie des données : 10 à 20 cm au maximum ou mieux mesures en continu,
- L'angle au sommet du cône : 60°,
- Diamètre de la pointe : 35,7 mm,
- Section de la pointe : 10 cm<sup>2</sup>,
- Surface latérale du manchon de frottement : 150 cm<sup>2</sup>,

### 3.1- Principe de l'essai :

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif approprié permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée.

Les résultats sont présentés sous forme de graphique appelé pénétrogramme donnant la variation de la résistance au cône ( $q_c$ ) appelée couramment résistance de pointe et le frottement latéral mesuré par le manchon ( $f_s$ ) en fonction de la profondeur. Le rapport de frottement ( $R_f = \frac{f_s}{q_c}$ ) est parfois donné dans le même diagramme, il permet la classification des couche traversées moyennant quelques corrélations.

### 3.2 - Avantages et inconvénients :

L'essai de pénétration statique présente de nombreux avantages. C'est un essai sensible dont les résultats sont très fiables. Il permet de :

- Dresser une coupe lithologique lorsque le contexte géologique est bien connu,
- D'apprécier le degrés d'homogénéité d'une formation et de détecter les couches de faibles résistance (molle) et les lentilles de sols de faible épaisseur,
- Détermination de la cohésion des sols purement cohérents : La résistance de pointe permet de déduire une valeur approximative de la cohésion non drainée ( $c_u$ ),
- Dimensionner les fondations et notamment les fondations profondes (pieux),
- Permet dans certaines formations cohérentes de faire une prévision approchée de tassement de consolidation des fondations superficielles moyennant des relations semi empiriques entre la résistance de pointe  $q_c$  et les caractéristiques de compressibilité du sol.

Les inconvénients sont généralement liés à la nature des sols testés auxquels le pénétromètre est moins fiable, certains repères de vigilance méritent d'être cités :

- La longueur totale traversée par la pointe ne peut généralement dépasser **40 mètres** en terrain peu résistant, eu égard à la flexibilité des tiges, (R. Bahar, 1997).

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

- Dans certaines couches épaisses et résistantes, même si le pénétromètre a atteint son refus, il faudra s'assurer par un autre moyen (sondage, géophysique...) de la persistance sur une certaine profondeur des caractéristiques mécaniques escomptées,
- La résistance en pointe est d'autant plus meilleure que le sol est à granulométrie fine (dimension maximale des grains sera de **20 mm**), donc que la courbe de pénétration est régulière. Dans le cas contraire (formations grenues), il y'a lieu de tracer une courbe moyenne de  $q_c$  comprise entre les **maxima et les minima**, ce qui augmente l'imprécision de l'interprétation.
- Par souci de sécurité, il est souvent conseillé dans le cas ou les pointes ( $q_c$ ) sont très rapprochées et très marquées (dents de scie) de ne considérer que **l'enveloppe des minima**, car les pointes rapprochées sont généralement représentatives d'un sol comportant des blocs hétérogènes.



	$q_c$ (bars)	Nature	Résistance de pointe ( $q_c$ )	Effort total ( $R_T$ )	Observations
Sols fins peu consistants	$q_c < 10$	Vase	$q_c$ augmente peu avec la profondeur (z)	$R_T$ varie peu avec (z).	Nécessité de mesures précises  ex. Emploi d'une pointe électrique.
		Tourbe		$R_T$ croît très légèrement avec (z).	
		Argile molle		$R_T$ croît avec (z).	
Sols fins consistants	$10 < q_c < 30$	Limon	$q_c$ varie peu avec (z).	$R_T$ croît légèrement avec (z).	En présence de graviers ou de cailloux, $q_c$ peut présenter une courbe en « dents de scie ».
		Argile	$q_c$ croît légèrement avec (z).	$R_T$ croît linéairement avec (z).	
Sols grenus	$30 < q_c < 200$	Sable lâche	$q_c$ croît légèrement avec (z).	$R_T$ varie légèrement avec (z).	$q_c$ et $R_T$ peuvent présenter des variations dues à l'hétérogénéité ou à la variation de compacité du sable, et à la présence de graviers.
		Sable compact.	$q_c$ pratiquement constant en fonction de z	$R_T$ reste constant en fonction de z	
Sols carbonatés	$10 < q_c < 60$	Craie	$q_c$ croît avec (z).	$R_T$ varie peu avec (z).	$R_T$ et $q_c$ sont très fortement influencés par la présence de modules dans les craies molles.
		Marne	$q_c$ croît avec z	$R_T$ croît avec z	$R_T$ sensible à l'augmentation de la compacité (forme parabolique).

Tableau 1 : Identification qualitative de la nature des sols à partir de la résistance de pointe et de l'effort total. (R. Bahar 1997).

### 3.3 - Quelques corrélations pour la détermination des paramètres de comportement ( $E'_s, C_u$ ) :

Plusieurs chercheurs ont déterminé des corrélations basées sur l'expérimentation en vue de déduire certains paramètres mécaniques du sol en se basant sur la résistance en pointe ( $q_c$ ).

#### 3.3.1- Mesure de la cohésion non drainée $C_u$ :

L'essai de pénétration statique étant un essai rapide au cours duquel la dissipation des pressions interstitielles n'a pas le temps de se faire notamment dans les argiles purement cohérentes, les valeurs de la cohésion qui peuvent en être déduites sont des valeurs non consolidées et non drainées, qu'on désignera par  $C_u$ .

Dans le cas des argiles purement cohérentes, la cohésion non drainée  $C_u$  est donnée par les expressions suivantes :

$$\text{Pointe conique : } C_u = \frac{q_c - p_o'}{10} \quad \text{à} \quad C_u = \frac{q_c - p_o'}{15}$$

$$\text{Pointe hollandaise : } C_u = \frac{q_c - p_o'}{15} \quad \text{à} \quad C_u = \frac{q_c - p_o'}{20}$$

$p_o'$  : Contrainte effective verticale au niveau de la pointe (essai).

#### 3.3.2- Mesure du frottement latéral:

La plupart des pénétromètres modernes sont munis de manchons qui permettent d'effectuer des mesures directes du frottement latéral que l'on désigne par  $q_s$ . Les résultats les plus intéressants sont ceux donnés par Sanglerat :

$$\text{- Tourbes et argiles molles : } \frac{q_c}{30} < q_s < \frac{q_c}{10}$$

$$\text{- Argiles : } \frac{q_c}{25} < q_s < \frac{2 \cdot q_c}{25}$$

$$\text{- Limons, argiles sableuses : } \frac{q_c}{100} < q_s < \frac{q_c}{25}$$

$$\text{- Sables : } \frac{q_c}{150} < q_s < \frac{q_c}{100}$$

$$\text{- Sables grossiers et graviers : } q_s < \frac{q_c}{150}$$

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

Cet auteur a également trouvé, que le frottement moyen mesuré sur toute la hauteur des tiges, dans

les argiles était de l'ordre de :  $q_s = \frac{q_c}{50}$

### 3.3.3- Corrélation entre le module de déformation du sol E et $q_c$ :

Plusieurs chercheurs ont essayé depuis longtemps de relier soit théoriquement ou statiquement le terme de pointe  $q_c$  aux modules de déformation usuels (oedométriques ou élastiques) ou au coefficient de compressibilité, mais ces tentatives ont été beaucoup critiquées du fait que les deux paramètres  $q_c$  et E représentent un domaine de comportement divergent allant de simples déformations de sol jusqu'à la rupture.

La première formule expérimentale reliant le terme de pointe  $q_c$  au module oedométrique est due à **Buisman** en 1940. Il est arrivé à une formule simple qui a été amélioré par la suite par Bachelier et Parez et Sanglerat, (Cassan, tome 2, 1978).

$$E_{oed} = \alpha' q_{cmoy} : \text{On utilise la moyenne écrêtée dans chaque couche.}$$

$\alpha'$  : est un coefficient rhéologique donné dans le tableau suivant :

Type de sols	Valeurs de $\alpha'$ données par <b>Bachelier et Parez</b>	Valeurs de $\alpha'$ données par <b>Sanglerat</b>
sables	$1 < \alpha' < 2$	1,5
Argile molle	-----	$5 < \alpha' < 10 : (q_c < 1 \text{ MPa})$
Sable argileux	$2 < \alpha' < 4$	$2 < \alpha' < 5 :$ $1,5 < q_c < 3 \text{ MPa}$
Limons argileux	$2,5 < \alpha' < 4$	-----
Argiles compactes et marnes	$3 < \alpha' < 5$	$2 < \alpha' < 5 :$ pour $q_c < 3 \text{ MPa}$
Tourbes	$\alpha' = 0,7 \text{ à } 0,8$	-----

Tableau 2 : Valeurs du coefficient rhéologique du sol  $\alpha'$  donnés par Bachelier § Parez et Sanglerat.

### 3.4- Capacité portante d'une fondation superficielle :

La formule générale traduisant la proportionnalité semi empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et la résistance en pointe du pénétromètre  $q_c$  est donnée par l'expression suivante :

$$q_u' = k_c \cdot q_{ce}' + q_o'$$

- $q_o'$  : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

-  $q_{ce}$  : Résistance de la pointe équivalente du sol, il s'agit de la moyenne sur une épaisseur de  $1,5 B$  sous la semelle, après avoir écrêté les valeurs de  $q_c$  supérieure à 1,3 fois la valeur moyenne.

-  $q_u'$  : Contrainte effective de rupture du sol sous la semelle.

-  $k_c$  : Coefficient de portance, donné dans le tableau 3.

La hauteur d'encastrement équivalente ( $D_e$ ), à ne pas confondre avec la hauteur d'ancrage contenue dans le rapport de sol  $D$ , est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celle de la couche d'assise. Cette grandeur est calculée par la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \cdot \int_0^D q_c(z) \cdot dz = \frac{1}{q_{ce}} \cdot \sum_0^n q_{c_i} \cdot \Delta z_i$$

-  $q_c(z)$  : résistance de pointe lissée à la profondeur  $z$ ,

-  $D$  : Profondeur d'ancrage de la semelle par rapport au terrain naturel.

Classe de sol	Valeur du coefficient $k_c$
Argiles et limons types A, B ou C	$0,32 \cdot \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables type A	$0,14 \cdot \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves type B	$0,11 \cdot \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves type C	$0,08 \cdot \left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Craies type B (1)	$0,17 \cdot \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
(1) : La formule valable pour la craie type B pourra être étendue aux marnes, marno- calcaires et les roches altérées.	

Tableau 3 : Valeur du coefficient de portance  $k_c$  (Fascicule n° 62 de 1993 pp. 81).

Classe de sol		Description	Pressiomètre $P_1$ (MPa)	Pénétromètre CPT $q_c$ (MPa)
Argiles- Limons	A	Argiles et limons mous.	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes.	1,2 - 2,0	3,0 - 6,0.
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables- Graves	A	Lâches.	< 0,5	< 5,0
	B	Moyennement compacts.	1,0 - 2,0	8,0 -15,0
	C	Compacts.	> 2,5	> 20
Craies	A	Molles.	< 0,7	< 5,0
	B	Altérées.	1,0 – 2,5	> 5,0
	C	Compactes.	> 3,0	--
Marnes	A	Tendres.	1,5 – 4,0	--
Marno- calcaires	B	Compacts.	> 4,5	--
Roches (1)	A	Altérées.	2,5 – 4,0	--
	B	Fragmentées.	> 4,5	--

(1) : L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer les limites précises avec des sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Tableau 4 : Catégories conventionnelles des sols à partir du pressiomètre et du CPT

(Fascicule n° 62 pp. 127).

### 3.5 - Capacité portante d'un pieu à partir du CPT :

La charge limite (ultime) d'un pieu est la somme de la résistance en pointe et au frottement pieu –sol. Elle est donnée comme suit :  $Q_u = Q_{Pu} + Q_{Su}$

- $Q_{Pu}$  : Charge limite de pointe,
- $Q_{Su}$  : Charge limite de frottement (pieu- sol).

Pour les pieux sollicités à un effort de traction, il est admis que le frottement latéral limite mobilisable en traction est identique à celui mobilisable en compression. La charge limite en traction  $Q_{tu}$  est donnée par (G. Philipponnat, p.412) :  $Q_{tu} = Q_{Su}$

La contrainte admissible est déduite par application de coefficients de sécurité qui sont fonction de la combinaison d'action considérée (tableau 5) :

Désignation des cas	DTR .BC.2.33.2	Fascicule n° 62 et (G. Philipponnat 2002 : p.413)
Charge de fluage (pieux forés)	$Q_c = 0,50 \cdot Q_{pu} + 0,66 \cdot Q_{Su}$ (p.5)	$Q_c = 0,50 \cdot Q_{pu} + 0,70 \cdot Q_{Su}$
Charge de fluage (pieux battus)	$Q_c = 0,66 \cdot Q_{pu} + 0,66 \cdot Q_{Su}$ (p.5)	$Q_c = 0,70 \cdot Q_{pu} + 0,70 \cdot Q_{Su}$
Charge de fluage en traction	$Q_{tu} = 0,66 \cdot Q_{Su}$ (p.5)	$Q_{tu} = 0,7 \cdot Q_{Su}$
Etats limites ultimes (ELU). (essais de sol en place).	$Q_{a\ ELU} = Q_u/1,4$ $= 0,714 \cdot Q_{pu} + 0,714 \cdot Q_{Su}$	$Q_{a\ ELU} = 0,50 \cdot Q_{pu} + 0,75 \cdot Q_{Su}$
Etats limites ultimes (ELS). (essais de sol en place).	$Q_{a\ ELS} = Q_c/1,10$ $= 0,35 \cdot Q_{pu} + 0,47 \cdot Q_{Su}$	$Q_{a\ ELS} = 0,33 \cdot Q_{pu} + 0,50 \cdot Q_{Su}$
Etats accidentel (séisme) : RPA 99/version 2003 : p.81	<b>Essai de sol en place :</b> <u>En compression</u> : ( $F_s = 1,25$ ) $Q_{a\ acc} = 0,80 \cdot (Q_{pu} + Q_{Su})$	-----
	<u>En traction</u> : ( $F_s = 1,50$ ) $Q_{a\ acc} = 0,66 \cdot Q_{Su}$	-----

Tableau 5 : Valeurs des coefficient de sécurité partiels suivant le DTR .BC.2.33.2 et le Fascicule n° 62.

Terme de pointe ( $Q_{pu}$ ) :

La contrainte limite de pointe  $q_{pu}$  est donnée par la formule :

$$q_{pu} = k_c \cdot q_{ce}$$

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot A_p$$

:  $A_p$  : section droite de la pointe du pieu :  $\pi \cdot B'^2/4$

- $k_c$  : Coefficient de portance (sans dimensions), (voir tableau 6).
- $q_{ce}$  : résistance de pointe corrigée après lissage de la courbe du pénétromètre à  $1,3 \cdot q_{c\ moy}$ .  $q_{ce}$  est obtenu comme suit :
  - calcul de la contrainte moyenne ( $q_{c\ moy}$ ) sur la hauteur  $(D - 0,5 \cdot B')$  à  $(D + 1,5 \cdot B')$ .
  - Plafonnement à  $1,3 \cdot q_{c\ moy}$  des résistances supérieures à cette valeur, soit  $q_{ce}(z)$  le diagramme lissé,
  - Calcul de la nouvelle  $q_{ce}$  avec prise en compte des valeurs plafonds.

D'après le DTR BC 2.33.2 (Fondations profondes), les valeurs de  $B'$  sont les suivantes :  $B' = B$  si  $B > 1,0$  m et  $B' = 1,0$  m si  $B \leq 1,0$  m.

Nature du sol et catégorie <sup>(1)</sup>		Pieux mis en œuvre Sans refoulement du sol	Pieux mis en œuvre Avec refoulement du sol
Argiles et limons	A	0,40	0,55
	B	<b>0,35 (DTR)</b>	<b>0,45 (DTR)</b>
	C		
Sables et graves	A	0,15	0,50
	B	<b>0,15 (DTR)</b>	<b>0,50 (DTR)</b>
	C		
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

<sup>(1)</sup> les catégories de sol : A, B et C sont définies au tableau n° 4.

Tableau 6 : Valeurs de kc selon le fascicule n° 62 et le DTR.BC 2.33.2

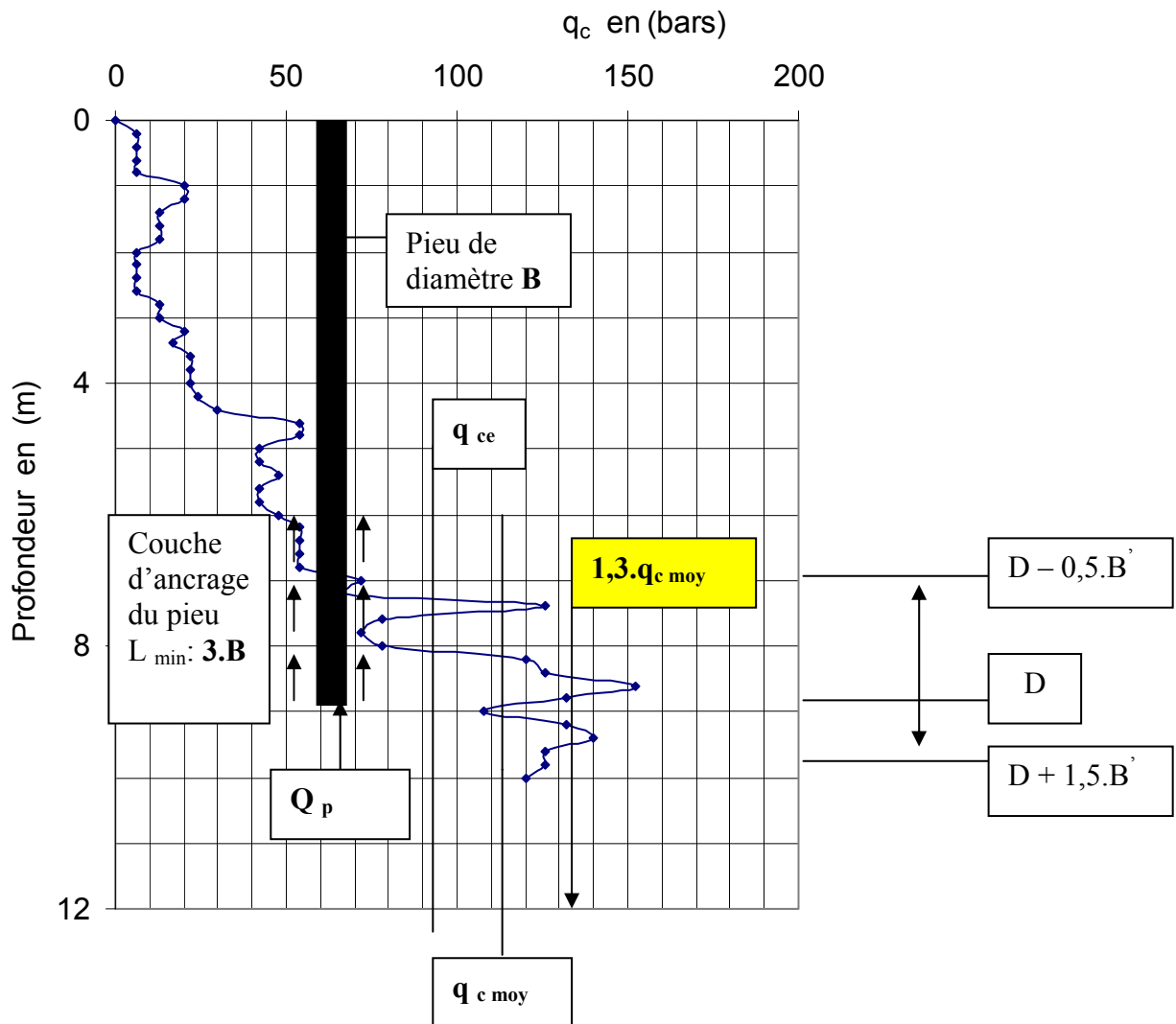


Figure 1: Résistance de pointe équivalente

Terme de frottement ( $Q_{su}$ ) :

Il est tentant de relier le frottement latéral unitaire ( $f_s$ ) mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite ( $q_{su}$ ) du pieu. Cependant à ce jour cette

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

approche n'a pas permis d'aboutir à une méthode pratique de détermination du frottement latéral mobilisable par les pieux. Les méthodes pratiques de dimensionnement s'appuient non pas sur la valeur de  $f_s$  mais font référence à la résistance de pointe  $q_c$ .

Le frottement latéral unitaire limité ( $q_{su}$ ) du pieu et la résistance à la pénétration statique  $q_c$  sont reliés par la formule suivante :

$$q_{su} = \min \left[ \frac{q_c}{\beta}; q_{s \max} \right] \quad \text{et} \quad q_{su} = \frac{q_c}{\beta}$$

$$Q_{su} = P \cdot \sum q_{su} \cdot h_i$$

P: périmètre du pieu :  $P = \pi \cdot B$

$h_i$  : hauteur de calcul de frottement latéral.

		ARGILES-LIMONS					SABLES-GRAVES			CRAIES	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	$\beta$	-	-	75 <sup>(1)</sup>	-	-	<b>200</b>	200	<b>200</b>	125	80
	$q_{s \max}$ (kpa)	15	40	80 <sup>(1)</sup>	<b>40</b>	80 <sup>(1)</sup>	-	-	<b>120</b>	40	120
Foré tubé (tube récupère)	$\beta$	-	100	100 <sup>(2)</sup>	-	100 <sup>(2)</sup>	<b>250</b>	250	<b>300</b>	125	100
	$q_{s \max}$ (kpa)	15	40	60 <sup>(2)</sup>	<b>40</b>	80 <sup>(2)</sup>	-	40	<b>120</b>	40	80
Métal battu fermé	$\beta$	-	120		150		<b>300</b>	300	<b>300</b>	(3)	
	$q_{s \max}$ (kpa)	15	<b>40</b>		80		-	-	<b>120</b>	(3)	
Battu à fût béton	$\beta$	-	75		-		150	150	150	(3)	
	$q_{s \max}$ (kpa)	15	80		80		-	-	120	(3)	

Remarques :

(1) pieux réalisés et rainurés en fin de forage, uniquement.  
 (2) forage à sec, tube non louvoyé  
 (3) le frottement latéral peut être très faible dans les craies avec ces types de pieux. A défaut d'essai de chargement statique. Sur le site, il convient de se référer à des essais de chargement exécutés dans des conditions similaires.

Tableau 7 : Valeur de  $\beta$  et  $q_{s \max}$  selon le fascicule n° 62  
 Et (G.Filipponnat 2002, p.407).

Pieu/sol		Foré	Foré avec tubage récupéré	Métal battu (tube fermé)
Argiles et limons	$\alpha$	100	100	100
	$q_{su \max}$ (kpa)	40	40	40
Sable	$\alpha$	250	250	300
	$q_{su \max}$ (kpa)	80	80	80

Tableau 8 : Valeur de  $\beta$  et  $q_{s \max}$  selon le DTR.BC 2.33.2 (p.16).



- Le frottement latéral est pris en compte uniquement dans les couches de bonne consistance et susceptible de mobiliser ce terme d'une manière pérenne,
- On ne prend pas en compte de frottement dans le calcul de capacité portante des pieux au niveau des couches meubles et compressibles dont le comportement est évolutif dans le temps.
- Les pieux traversant **des remblais** et travaillant en pointe doivent être vérifiés sous l'action du **frottement négatif**, si ces couches de remblais se trouvent chargées en surface.

#### 4 - L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE :

- L'essai pressiométrique Ménard est 'un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilater radialement au sein du sol, une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée, selon un programme de chargement imposé, et le déplacement de la paroi de la sonde. Il permet de déterminer une caractéristique de déformabilité ( $E_m$ ) et une caractéristique de rupture ( $P_L$ ).
- Un pressiomètre est l'ensemble de l'appareillage nécessaire à la réalisation de l'essai. Deux types de pressiomètres sont utilisés. Le pressiomètre type E qui permet d'appliquer au niveau de la sonde, des surpressions pouvant atteindre 30 bars, valeur suffisante pour l'étude de tous les ouvrages courants de génie civil. Le pressiomètre type G permet d'atteindre des pressions de l'ordre de 100 bars.

##### 4.1- Paramètres géomécaniques mesurés :

L'essai pressiométrique est le seul essai en place permettant de donner une loi de comportement en contraintes – déformations. Les paramètres déduits à cet effet sont les suivants :

- Le module pressiométrique  $E_m$  qui définit le comportement pseudo élastique du sol,
- La pression limite  $P_L$  qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- La pression de fluage  $P_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique.

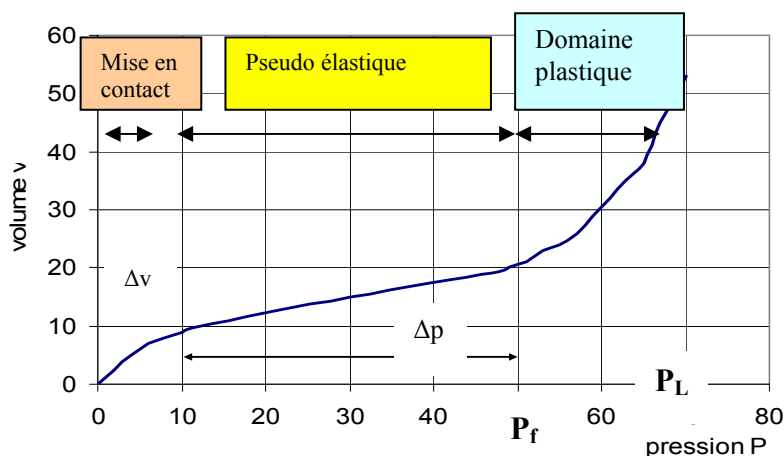


Figure 2 : Courbe de pressiomètre.

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

La courbe pressiométrique est composée des trois (03) phases suivantes :

- **Phase de recompactage** : Il s'agit de la mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol, elle est limitée par la pression horizontale totale des terres au repos ( $P_0$ ).

Si l'essai est réalisé à une profondeur H par rapport au niveau du terrain naturel, et si le niveau de la nappe phréatique est à la côte  $H_w$  par rapport au niveau où est réalisé l'essai,  $P_0$  peut être calculée par la relation suivante :

$$P_0 = K_0 \cdot [\gamma_d \cdot H_w + \gamma' \cdot (H - H_w)] + \gamma_w \cdot (H - H_w).$$

$K_0$  : Coefficient de poussées des terres au repos (0,50),

$\gamma_d$  : poids volumique du sol sec,

$\gamma'$  : poids volumique apparent immergé du sol,

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau (1 t/m<sup>3</sup>).

- **Phase pseudo élastique** : Elle est délimitée par la pression horizontale totale des terres au repos et la pression de fluage  $P_f$  qui caractérise l'apparition de déformations plastiques importantes au voisinage de la sonde (limite supérieure de la phase pseudo élastique). Cette phase est caractérisée par un module pressiométrique ( $E_m$ ) défini par l'expression suivante :

$$E_m = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot (V_0 + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

$\nu$  : Coefficient de poisson du sol,

$V_0$  : Volume initial de la sonde au repos,

$V_m$  : Variation de volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo élastique,

$\Delta P / \Delta V$  : L'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe.

- **Phase de grandes déformations** : Elle est délimitée par la pression de fluage  $P_f$  et l'asymptote verticale caractérisant la rupture du sol appelée pression limite  $P_L$ ; par convention, cette pression est enregistrée lorsque le volume de la sonde est égal au double de son volume initial.

#### 4.2- Classification des sols à partir des essais pressiométriques:

Menard a attiré depuis longtemps l'attention sur le fait que les valeurs du rapport ( $E_m / (P_L - P_0)$ ) sont en liaison avec **l'histoire du sol** en particulier avec sa raideur. Ce rapport représente donc un paramètre important sur lequel Menard s'est basé pour proposer une classification des sols. Dans les argiles purement cohérentes, on peut admettre selon Ménard :

Rapport ( $\frac{E_m}{P_L - P_0}$ )	Nature du sol
$\frac{E_m}{P_L - P_0} < 5$	argile remaniée et triturée
$5 < \frac{E_m}{P_L - P_0} < 8$	argiles sous consolidée ou légèrement remaniée
$8 < \frac{E_m}{P_L - P_0} < 12$	argile normalement consolidée
$12 < \frac{E_m}{P_L - P_0} < 15$	argile légèrement surconsolidée
$\frac{E_m}{P_L - P_0} > 15$	Argile fortement surconsolidée

Tableau 9 : Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265)

Nature du sol	$E_m$ (MPa)	$P_L$ (MPa)
Vases et tourbes	0,2 – 1,5	0,02 – 0,15
Argiles molles	0,5 – 3,0	0,05 – 0,30
Argiles plastiques	3 - 8	0,3 - 0,8
Argiles raides	8,0 - 40	0,6 - 2
Marnes	5 - 1000	0,6 - 6
Sables vaseux	0,5 - 2	0,1 - 0,5
Limon	2 – 10	0,2 - 1,5
Sable et gravier	8 - 100	1,2 - 5
Sables sédimentaires	7,5 - 40	1 - 5
Roches calcaires	80 - 20000	3 à (+) de 10
Remblais récents	0,5 - 1,0	0,05 – 0,3
Remblais anciens	4 -15	0,4 – 1
Remblais graveleux récents bien compacts	10 - 15	1 - 2,5

Tableau 10 : Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265)

#### 4.3 - Corrélation entre $E_m$ et $E_{oed}$ :

L'essai pressiométrique est un essai rapide non drainé et ne traduit pas directement le phénomène de consolidation de sol. Les applications de l'essai pressiométrique aux prévisions de déformation à long terme conduisent à se rattacher empiriquement à la théorie de la consolidation.

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

A cet effet, L. Ménard a défini, un coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) appelé coefficient de structure du sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et la module œdométrique.

$$E_m = \alpha \cdot E_{oed}$$

Les valeurs numériques du coefficient  $\alpha$  dépendent de la nature et de l'état du sol. Elles sont données dans le tableau 11.

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	$\alpha$	$\frac{E_m}{P_L}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{P_L}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{P_L}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{P_L}$	$\alpha$	Type	$\alpha$
Surconsolidé très serré.	----	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu Fracturé Normal	2/3 1/2
Normalement consolidé ou 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, altéré et remanié ou lâche.	----	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	----		Très Altéré	2/3

Tableau 11 : Valeurs du coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) du sol suivant L. Ménard

(DTR- BC 2.331 § G. Philipponnat 2002, p.192).

#### 4.4- Calcul de contrainte admissible (fondations superficielles) :

La contrainte de rupture du sol ( $q_u$ ) sous une fondation superficielle isolée soumise à une charge verticale à partir des résultats de l'essai pressiométrique L. Ménard est calculée par la relation suivante :

$$q_u = k_p \cdot P^* l_e + q'_0$$

- $q'_0$  : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation,
- $k_p$  : coefficient de portance donné dans le tableau 12.
- $P^* l_e$  : Pression limite nette équivalente du sol, elle est calculée comme la **valeur moyenne** des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à **1,5.B** située sous la semelle (DTR-BC 2.33.1).

##### 4.4.1- Pression nette équivalente ( $P^* l_e$ ):

- Dans le cas de sols hétérogènes, selon le fascicule n° 62,  $P^* l_e$  est égale à la **moyenne géométrique** des valeurs des pressions limites mesurées sur une profondeur de **1,5.B** sous la base de la fondation, B étant la largeur de la fondation.

$$P^* l_e = \sqrt[n]{p_{l1} \cdot p_{l2} \cdot p_{l3} \cdot \dots \cdot p_{ln}}$$

##### 4.4.2- Hauteur d'encastrement équivalente ( $D_e$ ) :

La hauteur d'encastrement équivalente est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur.  $D_e$  est donné par l'expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}} \cdot \int_0^D P^* l(z) \cdot dz = \frac{1}{p_{le}} \cdot \sum_{li} p^*_{li} \cdot \Delta z_i$$

Type de sol	Expression de $k_p$
Argiles et limons types A, craies A	$0,80 \cdot \left[ 1 + 0,25 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,80 \cdot \left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,80 \cdot \left[ 1 + 0,50 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[ 1 + 0,50 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[ 1 + 0,80 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,30 \cdot \left[ 1 + 0,27 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[ 1 + 0,27 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$

Tableau 12 : Valeurs du coefficient de portance  $k_p$ . (G. Philipponnat 2002, p.

#### 4.5- Tassement d'une fondation superficielle :

Ménard propose la formule empirique suivante pour le calcul de tassement final  $S_f$  d'une fondation de largeur B :

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha, \quad S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} \cdot (q' - \sigma'_{vo}) \cdot \lambda_c \cdot B, \quad S_f = S_c + S_d$$

- $S_c$  : Tassement sphérique,
- $S_d$  : Tassement déviatorique,
- $q'$  : contrainte effective appliquée par la semelle,

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

- $\sigma'_{v0}$  : contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation,
- $B_0$  : largeur de référence = **0,60 m**,
- $\alpha$  : coefficient rhéologique du sol donné par le tableau 11.
- $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficient de forme, fonction du rapport  $L/B$  (tableau 13).

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

Tableau 13 : Valeurs numériques de  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$ .

Le calcul de tassement par la méthode pressiométrique nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation. Chaque tranche a une épaisseur  $B/2$  (voir figure 3).

$E_c$  : représente la valeur de  $E_1$  mesurée dans la tranche d'épaisseur  $B/2$  située immédiatement sous la fondation.

$$E_c = E_1$$

$E_d$  : est donné par formule suivante basée sur les moyennes harmoniques :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5.E_{6-8}} + \frac{1}{2,5.E_{9-16}}$$

$E_{i-j}$  : est la moyenne harmonique des modules pressiométrique mesurés dans les tranches  $i$  à  $j$ .

Ainsi par exemple  $E_{3,5}$  sera calculé comme suit :

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

Si les valeurs de  $E_9$  à  $E_{16}$  ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes,  $E_d$  se calcule comme suit :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5.E_{6-8}}$$

De la même façon, si les valeurs de  $E_6$  et  $E_8$  ne sont pas connues,  $E_d$  est donné par :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}}$$

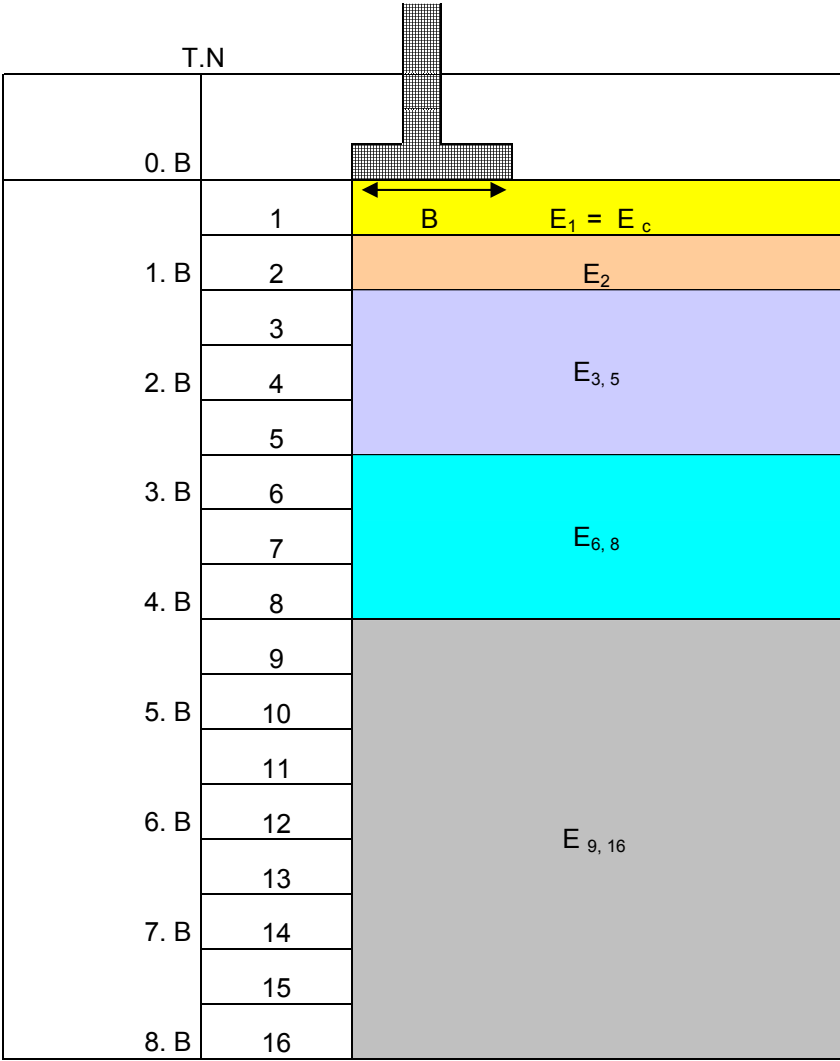


Figure 3 : Découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique.

Partie 2 : Application et analyse des cas de projets réels.

1. Equipement Public projeté sur une zone de remblai anthropique :

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

Il s'agit d'un équipement en structure mixte en béton armé en (R+4) + 2 sous sols de 16 m de hauteur d'emprise au sol de 350 m<sup>2</sup> à usage administratif prévue dans la ville d'El- kseur Bejaia.

Prof en (m)	Lithologie
0,0	Remblais récents $I_p = 16,17$ $W_L = 34,87\%$
2,5	Argile beige $I_p = 21,93$ $W_L = 46,33\%$
4,0	Argile marron plastique $I_p = 24,14$ $W_L = 49,34\%$
8,0	Argile beige très plastique $I_p = 11,36$ $W_L = 33,03\%$
12,0	

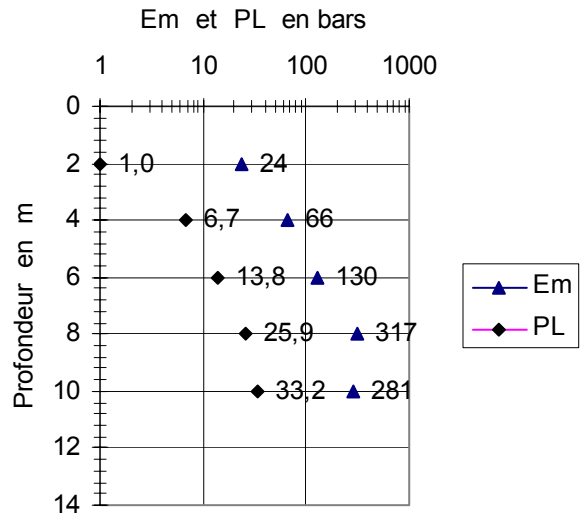


Figure 4 : Pressiomètre SP<sub>1</sub> (E<sub>m</sub> et P<sub>L</sub>)

Sondage pressiométrique SP<sub>1</sub>

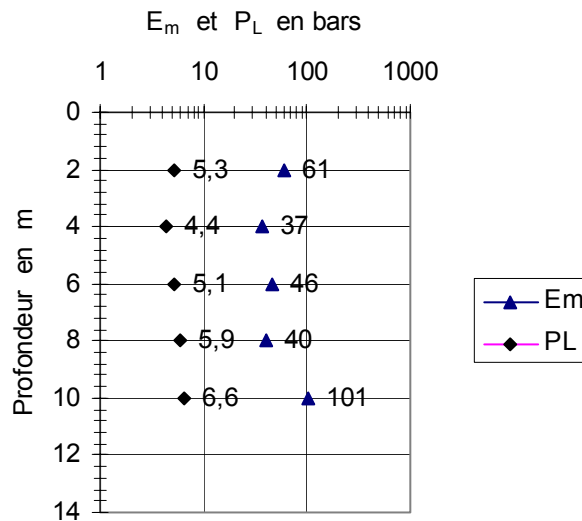


Figure 5 : Pressiomètre SP<sub>2</sub> (E<sub>m</sub> et P<sub>L</sub>)



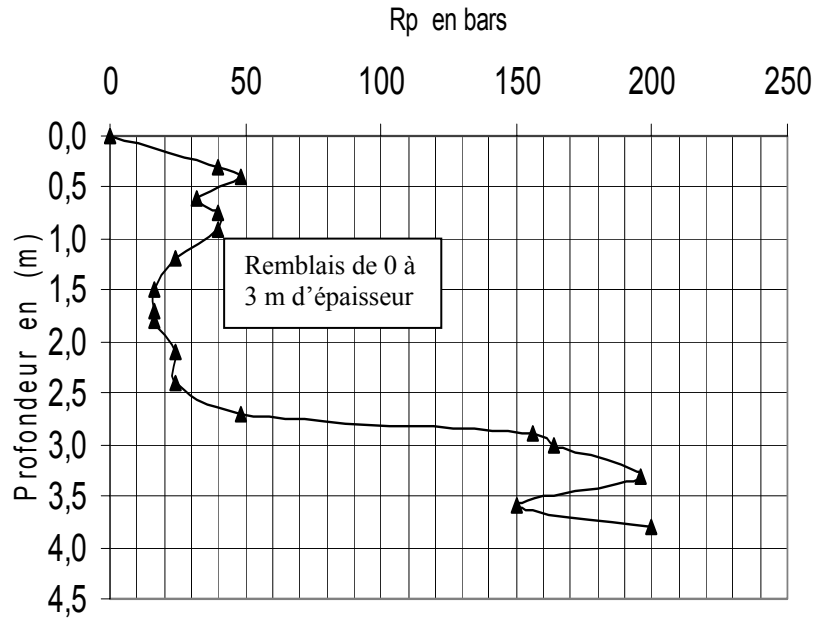


Figure 6 : Pénétromètre dynamique PDL1

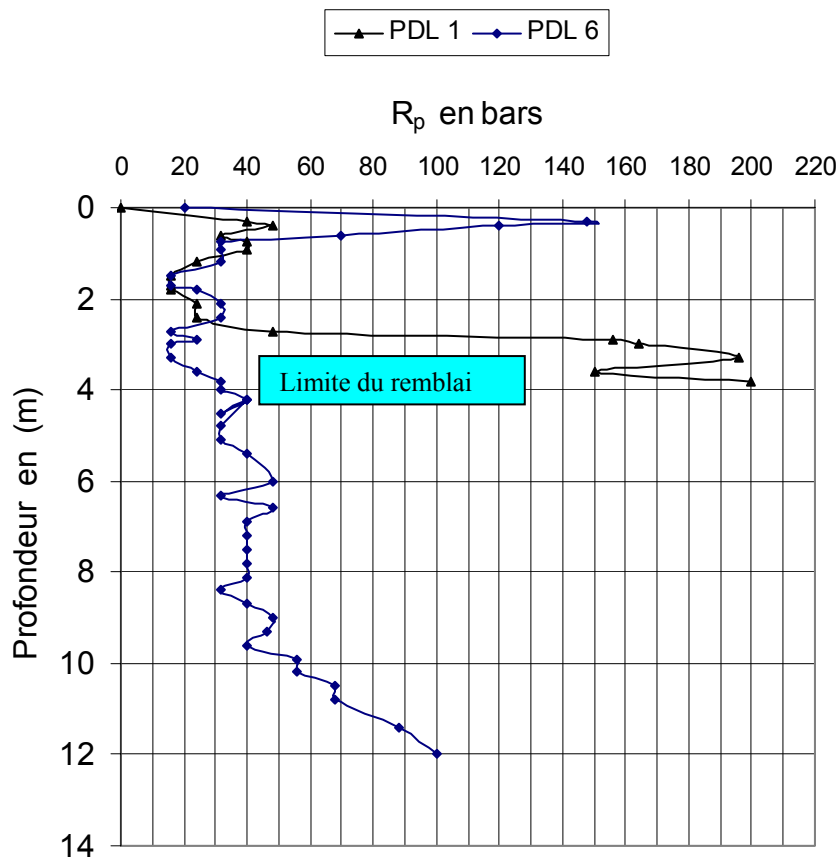


Figure 7 : Essais de pénétration dynamique superposés (PDL)

**Calcul de la contrainte admissible** : Le principe de base est édicté comme suit :

- Dépasser la couche de remblais et les anciennes terres végétales,

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

- La contrainte de calcul ne doit pas engendrer des tassements excessifs sous la fondation.

### 1.1 - Calcul de contrainte admissible et de tassement en utilisant le pressiomètre:

La fondation conçue est un radier nervuré rigide de 35 cm d'épaisseur, de dimensions 12.35 x 17 (m<sup>2</sup>).

- Contrainte transmise sous la fondation à l' ELS sans remblaiement du radier (Sous sol) :  $\sigma_{els} = 0.63 \text{ bars}$  pour un ancrage de : **D = 5.00m**

#### 1.1.1- Contrainte admissible :

Pressiomètre SP<sub>1</sub> :

$$q_u = q'_o + K_p \cdot P_{Le}$$

$$K_p = 0.80 \cdot \left[ 1 + 0.25 \left( 0.6 + 0.4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$$

$$P_{Le} = \sqrt[3]{13.80 \times 25.90} = 18.90 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{P_{Le}} \cdot \int_0^D p_l(z) \cdot dz = \frac{1}{P_{Le}} \cdot \sum_1^N P_{Li} \cdot xZ_i = \frac{(0.5 \times 2.00) + (6.70 \times 2) + (13.80 \times 1.00)}{18.80} = 1.49 \text{ m}$$

$$\left\langle B = 12.35 \text{ m}, L = 17.00 \text{ m} \Rightarrow \frac{D_e}{B} = 0.12; \frac{B}{L} = 0.726 \right\rangle :$$

$$K_p = 0.80 \cdot [1 + 0.25(0.6 + 0.4 \times 0.726) \cdot 0.12] = 0.82$$

$q'_o$  : représente la contrainte due au poids des terres à la profondeur d'ancrage de la fondation,

$$q'_o = \sum_1^n \gamma_i \cdot xh_i = 1.85 \times 5 = 9.25 \text{ t/m}^2 = 0.92 \text{ bars} \quad (\gamma_{h \text{ remblais}} = 1.85 \text{ t/m}^3).$$

Contrainte ultime (de rupture) :  $q_u = q'_o + K_p \cdot P_{Le} = 0.92 + 0.821 \times 18.90 = \mathbf{16.43 \text{ bars}}$ .

Pressiomètre SP<sub>3</sub> :

$$P_{Le} = \sqrt[5]{4.40 \times 4.40 \times 6.40 \times 7.50 \times 10.10} = 6.23 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{P_{Le}} \cdot \sum_1^N P_{Li} \cdot xZ_i = \frac{(4.40 \times 2.00) + (4.20 \times 2) + (6.40 \times 1.00)}{6.23} = 3.85 \text{ m}$$

$$\left\langle B = 12.35 \text{ m}, L = 17.00 \text{ m} \Rightarrow \frac{D_e}{B} = 0.311; \frac{B}{L} = 0.726 \right\rangle$$

$$K_p = 0.80 \cdot [1 + 0.25(0.6 + 0.4 \times 0.726) \cdot 0.311] = 0.929$$

Contrainte ultime (de rupture) :  $q_u = q'_o + K_p \cdot P_{Le} = 0.92 + 0.929 \times 6.23 = \mathbf{6.70 \text{ bars}}$ .

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

Pressiomètre SP<sub>2</sub> :

$$P_{Le} = \sqrt[3]{5.10 \times 5.90 \times 6.60} = 5.83 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{(5.30 \times 2.00) + (4.40 \times 2) + (5.10 \times 1.00)}{5.83} = 4.20 \text{ m}$$

$$\left\langle B = 12.35 \text{ m}, L = 17.00 \text{ m} \Rightarrow \frac{D_e}{B} = 0.34; \frac{B}{L} = 0.726 \right\rangle.$$

$$K_p = 0.80 \cdot [1 + 0.25(0.6 + 0.4 \times 0.726) \cdot 0.34] = 0.86$$

$$q_u = q'_o + K_p \cdot P_{Le} = 0.92 + 0.86 \times 5.83 = \mathbf{5.93 \text{ bars}}$$

$$q_u = \min(16.43, 6.70, 5.93) = 5.93 \text{ bars}$$

En prenant un coefficient de sécurité de  $F_s = 4 \Rightarrow \sigma_{ad} = \frac{q_u}{F_s} = 1.48 \text{ bars}$

**CONTRAINTE ADMISSIBLE EST DE 1,40 bars à l' ELS**

**CONTRAINTE ADMISSIBLE A L' ETAT ACCIDENTEL 2,90 bars :**

On applique un coefficient de sécurité de 2 à la contrainte ultime  $q_u$  conformément au

RPA 99 /version 2003 partie 10.1.4.1 ( $F_s = 2$ ). Soit :  $q_{ad} (acc) = \frac{5.93}{2} = 2.96 \text{ bars} \rightarrow 2.90 \text{ bars}$

**CALCUL DE TASSEMENT :**

remblais		0,00 (TN) Profondeur
0. B	radier B = 12,35 m	-5,00
Argile	E <sub>1</sub> = 37 bars	-6,17
	E <sub>2</sub> = 52,96 bars	-12,35
1. B	E <sub>3,5</sub> = 101 bars	-18,52
1,5.B		-18,52
2. B		-24,70

Calcul des modules pressiométriques harmoniques :

Pressiomètre SP<sub>2</sub> :

$$E_1 = 37 \text{ bars}$$

$$E_c = E_1 = 37 \text{ bars} = 370 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{3}{E_2} = \frac{1}{46} + \frac{1}{40} + \frac{1}{101} = 0.0566 \Rightarrow E_2 = 52.96 \text{ bars}$$

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} = 3 \cdot \frac{1}{101} \Rightarrow E_{3,5} = 101,00 \text{ bars}$$

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} = \frac{1}{37} + \frac{1}{0,85 \times 52,96} + \frac{1}{101} = 0,0591 \Rightarrow E_d = 54,10 \text{ bars} = 541 \text{ t/m}^2$$

$$E_d = 541 \text{ t/m}^2$$

- Contrainte due au poids des terres :  $\sigma'_{vo} = \gamma \cdot h = 9,25 \text{ t/m}^2$ .
- Argile normalement consolidée (sol meuble de classe A)  $\Rightarrow \alpha = 2/3 = 0,66$ .
- $\frac{L}{B} = 1,37 \rightarrow$  Tableau :  $\lambda_c = 1,20$  ,  $\lambda_d = 1,53$

POUR UNE CONTRAINTE APPLIQUEE A L' ELS :  $q' = 1,5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2$

Le tassement prévisionnel sous le radier est de :

Tassement sphérique :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} \cdot (q' - \sigma'_{vo}) \cdot \lambda_c \cdot B = \frac{0,66}{9 \times 370} \times (15 - 9,25) \times 1,20 \times 12,35 = 16,88 \times 10^{-3} \text{ m} = 16,88 \text{ mm}$$

$$S_c = 16,88 \text{ mm}$$

Tassement déviatorique :

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha = \frac{2}{541} \times 5,75 \times 0,60 \times \left( 1,53 \times \frac{12,35}{0,60} \right)^{0,66} = 13,81 \times 10^{-3} \text{ m} = 13,81 \text{ mm}$$

$$S_d = 13,81 \text{ mm}$$

Tassement de consolidation prévisionnel donné par le pressiomètre :

$$\Delta H = S_d + S_c = 3,07 \text{ cm}$$

De la même manière, on calcul le tassement en utilisant le pressiomètre **SP** 3, les résultats sont récapitulés dans le tableau n° 14 suivant :

Valeurs harmoniques de $E_m$ en (bars)	$E_c$ en (bars)	$E_d$ en (bars)	$\alpha$	$\sigma'_{vo}$ en (bars)	$q'$ en (bars)	$S_c$ en (mm)	$S_d$ en (mm)	$\Delta H$ en (cm)
$E_1 = 61$								
$E_2 = 92$	61,00	84,70	0,66	0,925	1,50	10,24	9,13	<b>1,94</b>
$E_{3,5} = 120$								

Tableau 14 : valeur du tassement par le pressiomètre SP<sub>3</sub>

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

### 1.2 - Calcul de contrainte admissible avec les résultats pénétromètre dynamique (PDL):

- Les résistances en pointe enregistrées entre le terrain naturel et 4 m de profondeur sont faibles ( $12 < R_p < 20$  bars), il s'agit de la couche de remblais.
- Les  $R_p$  en surface (de 0 à 1 m) sont élevées ( $\geq 40$  bars) cela est due à la consistance du remblais par effet de dessiccation par évaporation (faible teneur en eau).
- La contrainte minimale  $R_p$  enregistrée à partir de 4 m à 12 m de profondeur est de 36 bars.
- La contrainte ultime :  $q_u = \frac{R_{p_{min}}}{7} = 5.14bars$
- La contrainte admissible ( $F_s = 3$ ) :  $\frac{q_u}{3} = 1.71bars \Rightarrow (\sigma_{ad})_{PDL} = 1.70 bars$

### 1.3 - Discussion des résultats et commentaires :

- La contrainte évaluée au PDL est proche de celle calculée au pressiomètre, néanmoins la contrainte évaluée avec la méthode pressiométrique ( $\sigma_{ad} = 1.40$  bars) est la plus fiable.
- Le tassement maximal calculé par le pressiomètre est de l'ordre de **3 cm**. Cette valeur est jugée très faible pour un radier RIGIDE en BA qui peut supporter d'après certains auteurs jusqu'à 30 cm, à condition de ne pas avoir de tassement différentiel et de tenir compte de cette déformation de sol dans la conception des réseaux de VRD (côte  $\pm 0.00$  du bâtiment, canalisations d'évacuation flexibles avec des Pentes d'écoulement importantes).
- D'après des publications scientifiques récentes (O. Combarieu, 2006), la méthode pressiométrique sous estime le tassement dans le cas des fondations de grandes dimensions. Dans ce cas, l'utilisation la méthode oedométrique qui se base sur les caractéristiques mécaniques déterminées au laboratoire ( $C_c, C_s, \sigma_c \dots$ ) est la plus recommandée.
- Dans le cas de présence des remblais hétérogènes, la réalisation des sondages pour reconnaissance des sols est obligatoire, les essais au pénétromètre dynamique seul peuvent fausser l'interprétation sur l'épaisseur des remblais.

## 2. Equipement public à Boumerdes :

Il s'agit d'un équipement public municipal en (R+1) implanté dans la wilaya de Boumerdes. Le terrain d'assise renferme une faible couche de remblais surmontant des argiles limoneuses. Les résultats des essais au pressiomètre sont récapitulés dans le tableau n° 15 suivant :

Profondeur d'essai (m)	Pressiomètre n° 1			Pressiomètre n° 2		
	$E_m$ en (bars)	$P_L$ en (bars)	$E_m/P_L$	$E_m$ en (bars)	$P_L$ en (bars)	$E_m/P_L$
1,00	68,27	7,89	8,66	69,97	7,92	8,84
2,00	20,57	2,72	7,56	21,88	2,97	7,37
3,00	24,72	1,79	13,79	12,71	1,86	6,82
4,00	10,59	1,25	8,49	9,74	1,48	6,60
5,00	7,73	1,01	7,66	8,08	1,33	6,07
6,00	7,68	1,23	6,25	8,08	1,44	5,61
7,00	6,93	2,50	2,77	8,06	1,05	7,69
8,00	9,33	1,85	5,04	7,19	1,17	6,15
9,00	20,51	2,56	8,01	11,38	1,75	6,51
10,00	16,28	2,65	6,15	8,43	1,76	4,78

Tableau 15 : valeurs de  $E_m$  et  $P_L$ .

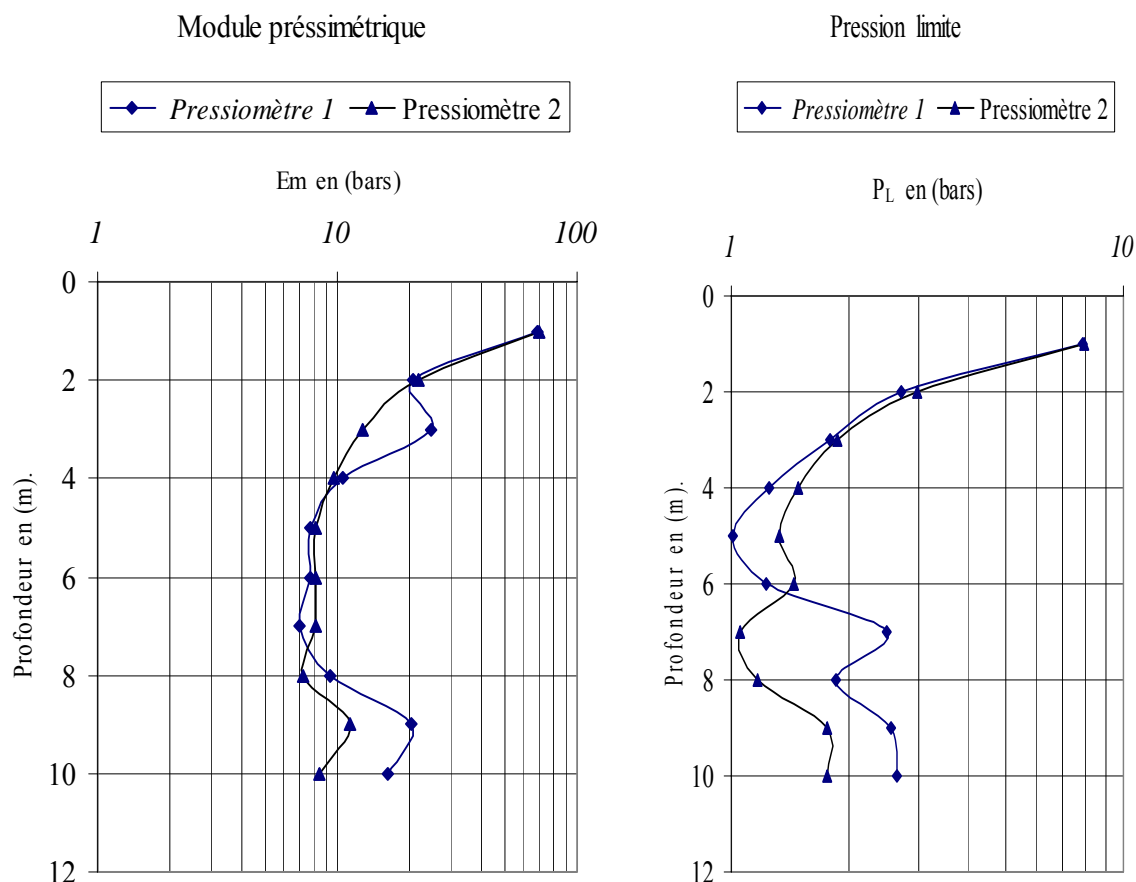


Figure 8 : Graphe semi logarithmique des valeurs de  $E_m$  et  $P_L$

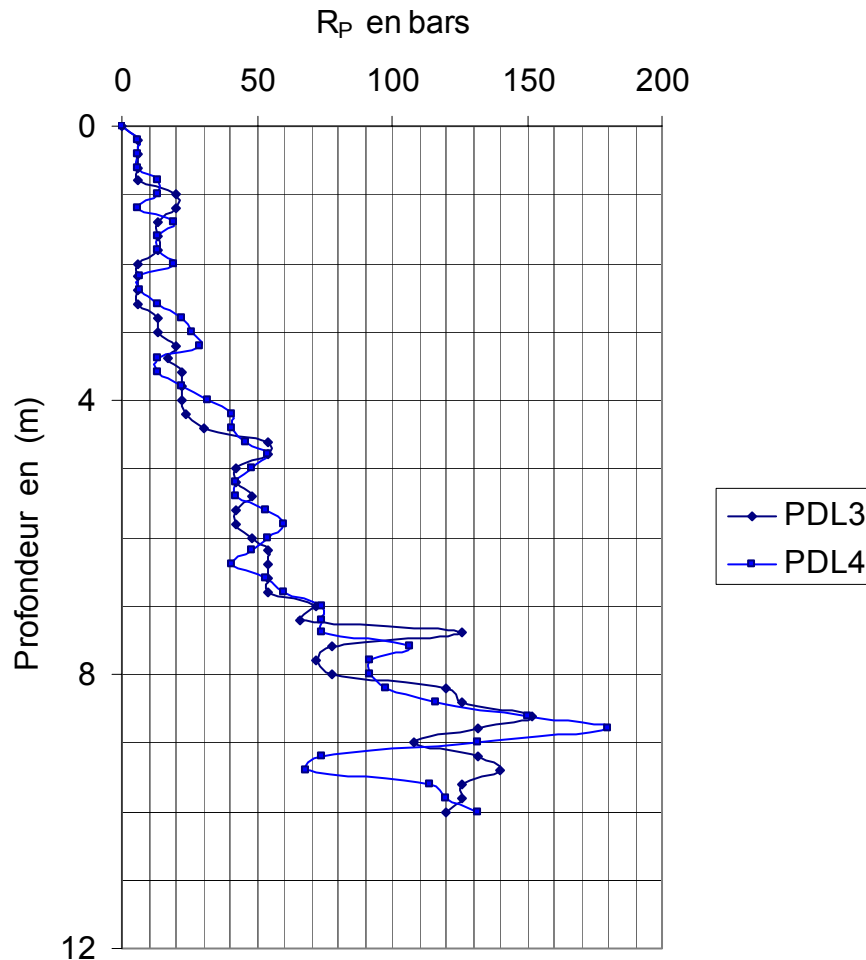


Figure 9 : Essais de pénétration dynamique jusqu'à 10 m.

La lithologie des sous sol est composée des couches suivantes, suite aux sondages à la tarière :

- **0.00 - 1.10 m : Remblais**
- **1.1 -10.5 m : Argile limoneuse peu sableuse verdâtre à odeur à partir de 8.5 m.**
- On remarque que ( $\frac{E_m}{P_L} < 8$ ) à partir de 3 m jusqu'à 10 m de profondeur, par conséquent la couche d'argile limoneuse est sous consolidée à normalement consolidée.
- D'après les résistances en pointe (PDL n° 4), l'amélioration n'est perceptible qu'à partir de 3,40 m pour atteindre des valeurs de l'ordre de l'ordre de 70 bars à partir de 9 m de profondeur.
- L'ancrage des fondations (D) doit dépasser les couches de faibles résistances au risque de rupture par poinçonnement de sol ou de tassement excessif.

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

En vertu du RPA 99/ version 2003, la classification du site est donnée en fonction des valeurs harmoniques des modules pressiométriques et des pressions limites :

$$\frac{H}{E_m} = \sum_i^n \frac{1}{E_i} \Rightarrow \frac{10}{E_m} = \frac{1}{69.97} + \frac{1}{21.88} + \frac{1}{12.71} + \frac{1}{9.74} + \frac{2}{8.08} + \frac{1}{8.06} + \frac{1}{7.19} + \frac{1}{11.38} + \frac{1}{8.43} = 0.9585$$

$$H = 10 \text{ m} \Rightarrow E_m = 10.43 \text{ bars} = 1 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}$$

$$\frac{H}{P_L} = \sum_i^n \frac{1}{P_{Li}} \Rightarrow \frac{10}{P_L} = 6.07 \Rightarrow P_L = 1.64 \text{ bars} = 0.16 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa}$$

Site de type **S<sub>4</sub> (très meuble)**, suivant la classification du RPA 99 version 2003.

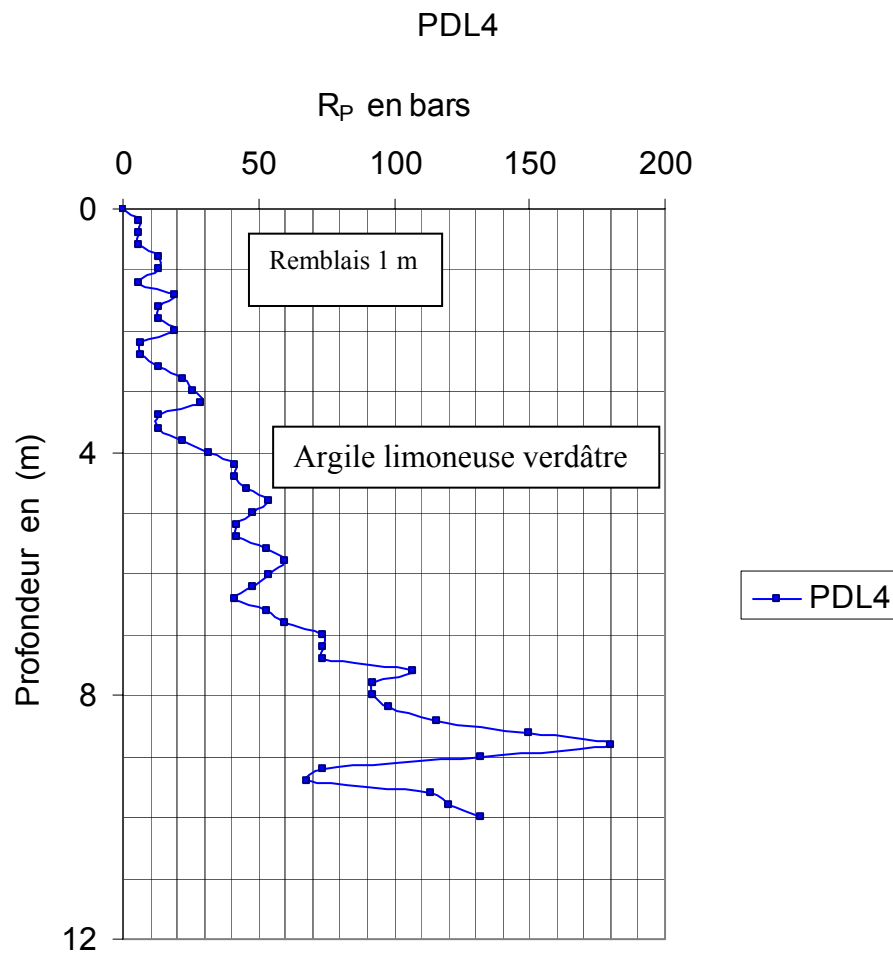


Figure 10 : Essai au PDL n°4 (le plus défavorable).



Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

### 2.1 - Calcul de contrainte admissible avec le pénétromètre dynamique (PDL):

- l'exploitation du pénétrogramme n° 4 montre que :
- $R_p = 13$  bars entre 3,20 m et 3,60 m  $\Rightarrow q_u = \frac{R_{p \min}}{k_d} = \frac{13}{7} = 1.86 \text{ bars}$  ( $k_d = 5$  à 7).

(Référence : Phillipponat 2002, pp.343).

- Contrainte admissible :  $\sigma_{ad} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{1.86}{3} = 0.62 \text{ bars}$ . ( $F_s = 3$ ),  $(\sigma_{ad})_{PDL} = 0,62$
- Dans le cas des argiles molles saturées (présence de nappe phréatique), le coefficient de sécurité à prendre est de ( $F_s = 4$ ).

### 2.2 - Calcul de la contrainte admissible avec le PRESSIOMETRE :

**Cas d'une semelle filante ou isolée de 1,50 m de largeur :**

$$q_u = q'_o + K_p \cdot P_{Le}.$$

Les caractéristiques physiques ( $\gamma_h, \gamma_d, \dots$ ) non mesurées au laboratoire, on prend :  $\gamma_h = 1.80 \text{ t/m}^3$

$$q'_o = \sum_1^n \gamma_i x h_i = 1.80 \times 3.40 = 6.12 \text{ t/m}^2 = 0.61 \text{ bars}$$

On calcule la pression nette équivalente sur une profondeur de 1.5 B sous la sous face de la semelle, soit la côte par rapport au TN de, ( $3.4 + 1.5 \times 1.50 = 5.65 \text{ m}$ )

Pressiomètre SP1 :

$$P_{Le} = \sqrt[n]{p_{11} \times p_{12} \times p_{13} \times \dots \times p_{1n}} = \sqrt[5]{1.25 \times 1.01 \times 1.23 \times 2.50 \times 1.85} = 1.48 \text{ bars}, \quad (\text{moyenne géométrique}).$$

$$\text{DTR-BC. 2.331: } P_{Le} = \frac{\sum_1^N P_{Li}}{N} = \frac{1.25 + 1.01 + 1.23 + 2.50 + 1.85}{5} = 1.57 \text{ bars}, \quad (\text{moyenne arithmétique}).$$

On prend :  $P_{Le} = 1,48 \text{ bars}$

$$q_u = q'_o + K_p \cdot P_{Le} = 0.80 \times 1.48 + 0.61 = 1.796 \text{ bars} \Rightarrow \sigma_{ad} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{1.796}{3} = 0.59 \text{ bars}.$$

$\sigma_{ad} = 0,59 \text{ bars}$

Pressiomètre SP2 :

$$P_{Le} = \sqrt[5]{1.48 \times 1.33 \times 1.44 \times 1.05 \times 1.17} = 1.283 \text{ bars}, \quad P_{Le \text{ moy}} = 1.293 \text{ bars}$$

$$q_u = q'_o + K_p \cdot P_{Le} = 0.80 \times 1.283 + 0.61 = 1.64 \text{ bars} \Rightarrow \sigma_{ad} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{1.796}{3} = 0.54 \text{ bars}.$$

$\sigma_{ad} = 0,54 \text{ bars}$

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

Le pressiomètre n° 2 donne la valeur de la contrainte admissible la plus défavorable, on retient donc :  $\sigma_{ad} = 0,50 \text{ bars}$ .

### 2.3 - Calcul de tassement avec le Pressiomètre :

Pour une semelle filante de 1,5 m de largeur ancrée à 3,40 m de profondeur, le tassement prévisionnel est donné par les formules suivantes :

$$\Delta h = S_c + S_d$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_c} \cdot (q' - \sigma'_{vo}) \cdot \lambda_c \cdot B.$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_d} \cdot (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B_o \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_o} \right)^\alpha$$

Argile limoneuse NC :  $\alpha = 0,50$ ,

$$\frac{L}{B} = 5 \rightarrow \lambda_c = 1.40, \quad \frac{L}{B} = 20 \rightarrow \lambda_c = 1.50 \Rightarrow \lambda_c = 1.40 \text{ et } \lambda_d = 2.14$$

$\sigma_o = 0,54 \text{ bars} = 5,40 \text{ t/m}^2$ , on calcule le tassement d'une couche d'épaisseur de 3.B sous la semelle,

$$\sigma'_{vo} = \sum_1^n \gamma_i x h_i = 3.40 \times 1,80 = 6.12 \text{ t/m}^2 = 0.61 \text{ bars}$$

$q' - \sigma'_{vo} < 0$ , Tassement nul,

En négligeant la contrainte effective subie par le sol de par le poids des terres, et on considère uniquement la contrainte apportée par la fondation, on calcule le tassement avec le Pressiomètre SP<sub>2</sub> :

#### Pressiomètre SP<sub>2</sub> :

- Les modules pressiométriques sont quasi identiques à partir de 3 à 9 m de profondeur, ce qui témoigne de l'homogénéité verticale de la couche la plus sollicitée sous la semelle,

- $E_1 = E(-4,15) = 9.74 \text{ bars}$ ,
- $E_2 = E(-4,90) = 8.08 \text{ bars}$ ,
- $E_3 = E(-5,40) = 8.08 \text{ bars}$ ,
- $E_4 = E(-5,90) = 8.08 \text{ bars}$ ,
- $E_5 = E(-6,40) = 8.06 \text{ bars}$ ,

$$E_c = E_1 = 9,74 \text{ bars} = 97,40 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5.E_{6,8}} + \frac{1}{2,5.E_{9,16}}$$

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}, \quad \frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{8.08} + \frac{1}{8.08} + \frac{1}{8.06} = 0.3722 \Rightarrow E_{3,5} = 8.06 \text{ bars}$$

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} = \frac{1}{9.74} + \frac{1}{0.85 \times 8,08} + \frac{1}{8.06} = 0.3723 \Rightarrow E_d = 8.59$$

$$E_d = 8,59 \text{ bars} = 85,90 \text{ t/m}^2$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_C} \cdot (q' - \sigma'_{vo}) \cdot \lambda_c \cdot B = \frac{0.50}{9 \times 97,40} \times (5,40 - 0) \times 1.40 \times 1.5 = 6.47 \times 10^{-3} \text{ m} = 6,47 \text{ mm.}$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_d} \cdot (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B_O \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_O} \right)^\alpha = \frac{2}{9 \times 85,90} \times 5.40 \times 0.60 \times \left( 2.14 \times \frac{1.50}{0.60} \right)^{0,50} = 19.39 \times 10^{-3} \text{ m} = 19,39 \text{ mm}$$

$$\text{Tassement total : } \Delta h = 6,47 + 19,39 = 25,86 \text{ mm} = 2,59 \text{ cm}$$

$$\Delta h = 2,59 \text{ cm}$$

Le tassement calculé par le laboratoire de sol est de **1,80 cm**.

#### 2.4 - Discussion des résultats et commentaires :

- Pressiomètre :  $\sigma_{ad} = 0,54 \text{ bars}$ .
- Pénétromètre (PDL) :  $\sigma_{ad} = 0,62 \text{ bars}$ .
- On remarque que les valeurs des contraintes admissibles données par le pressiomètre et le PDL sont très proches. La valeur à retenir est celle donnée par l'essai pressiométrique, car il s'agit de l'essai in situ le plus fiable et performant.
- Le tassement est faible ( $\Delta h = 2,59 \text{ cm}$ ), il rentre dans le domaine des petites déformations (élastique linéaire).

### 3- Equipement public au niveau plaine alluviale de Bejaia

#### 3.1- Programme de reconnaissance :

- (08) sondages carottés jusqu'à 18 m de profondeur avec analyse physico- mécanique au laboratoire.
- (20) CPT jusqu'à 18 m labo(x)
- (02) CPT jusqu'à 17.40 m labo(y)
- (32) PDL jusqu'à 12 m labo(x)

Tableau 16: Lithologie et caractères géomècaniques

Profondeur (m)	Description géotechnique des couches	Paramètres géo- mécanique
0.00 – 1.00 m	Terre végétale limon graveleux	$\gamma_d = 16.00 \text{ à } 16.7 \text{ Kn/m}^3$ (moy = 16.3 Kn/ m <sup>3</sup> ) $\gamma_h = 19.9 \text{ à } 20.2 \text{ Kn/m}^3$ (moy = 20.0 Kn/ m <sup>3</sup> ) $e_o = 0.675 \text{ à } 0.772$ $C_c = 0.188 \text{ à } 0.273$ (sol très compressible) $W = (16.5\% \text{ à } 49.4\%)$ $S_r \approx 100\%$ a partir de 2.00 m de profondeur. $C_u, \phi$ : non mesurés au labo.
1.00 – 4.00 m	Limon marno- graveleux, plastique de couleur sombre	
4.00 – 5.00 m	Marne limoneuse peu plastique coquillée, beige a grise	
5.00 – 5.60 m	Sable gravier avec coquillage	
5.60 – 15.0 m	Marne plastique coquillée légèrement graveleuse, beige	
15.0- 15.40 m	Sables marneux coquillés	
15.40- 18.0 m	Marne plastique avec passage de gravier, couleur beige à grise.	

- les essais de cisaillement a la boite n'ont pas été réalisés à cause du remaniement des échantillons et du caractère très meuble du sol.
- Les résistances en pointe sont significatives sur le 1<sup>er</sup> mètre (**63 à 140 bars**) pour le statique et de dynamique réalisés en été, cela est du à la dessiccation de la couche superficielle (faible teneur en eau) et augmentation du frottement intergranulaire.
- Les essais CPT montrent des résistances en pointe ( $q_c$ ) ne dépassant pas **30 bars** à partir de 2 m de profondeur, contrairement aux essais PDL qui affichent une augmentation progressive de  $R_p$  à partir de 4 m en **dépassant 100 bars** au delà de 6 m de profondeur.

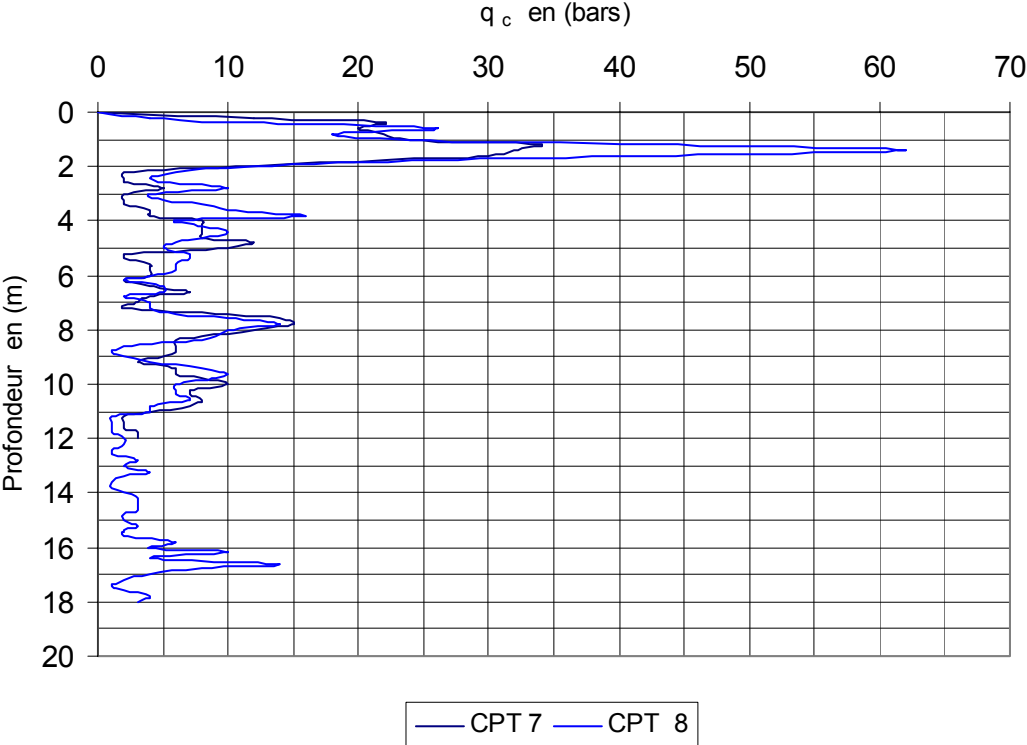


Figure 11 : CPT du (labo x), essai en été.

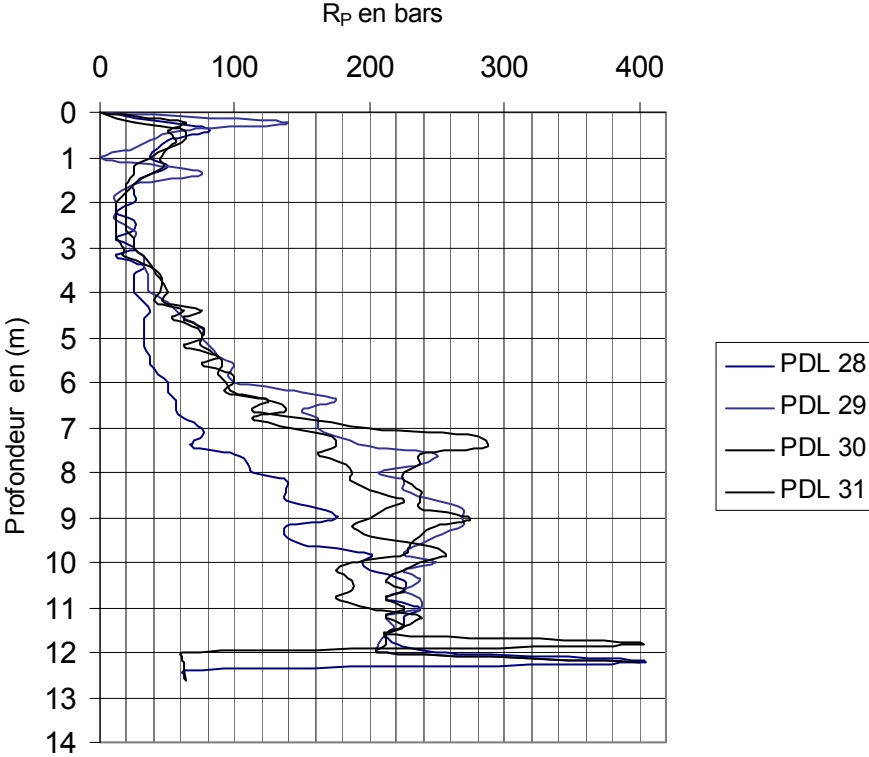


Figure 12 : CPT du (labo x)

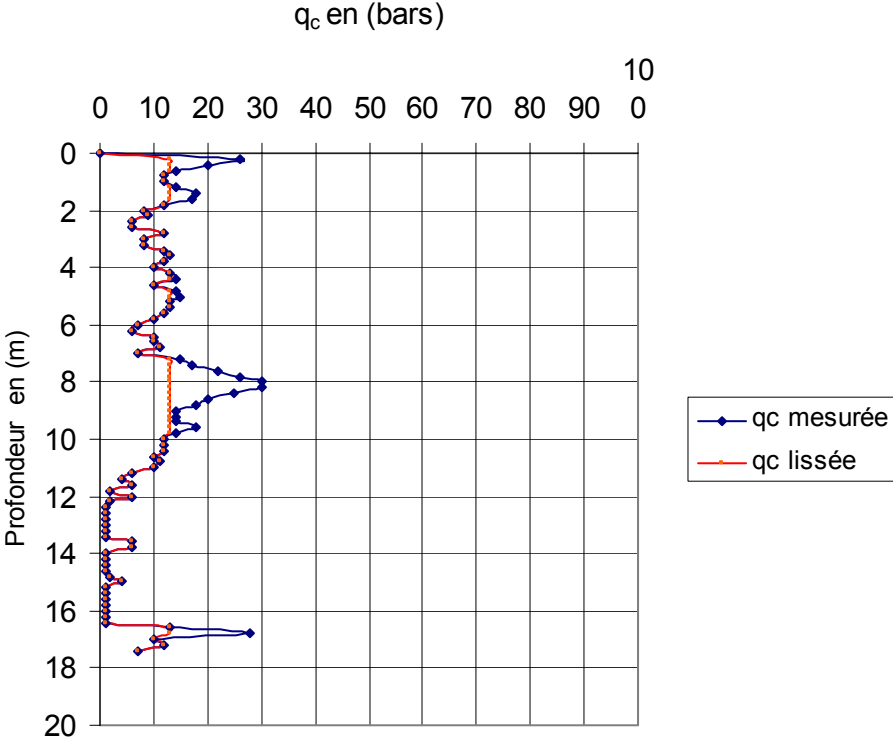


Figure 13 : CPT (Labo y), essai en hiver.

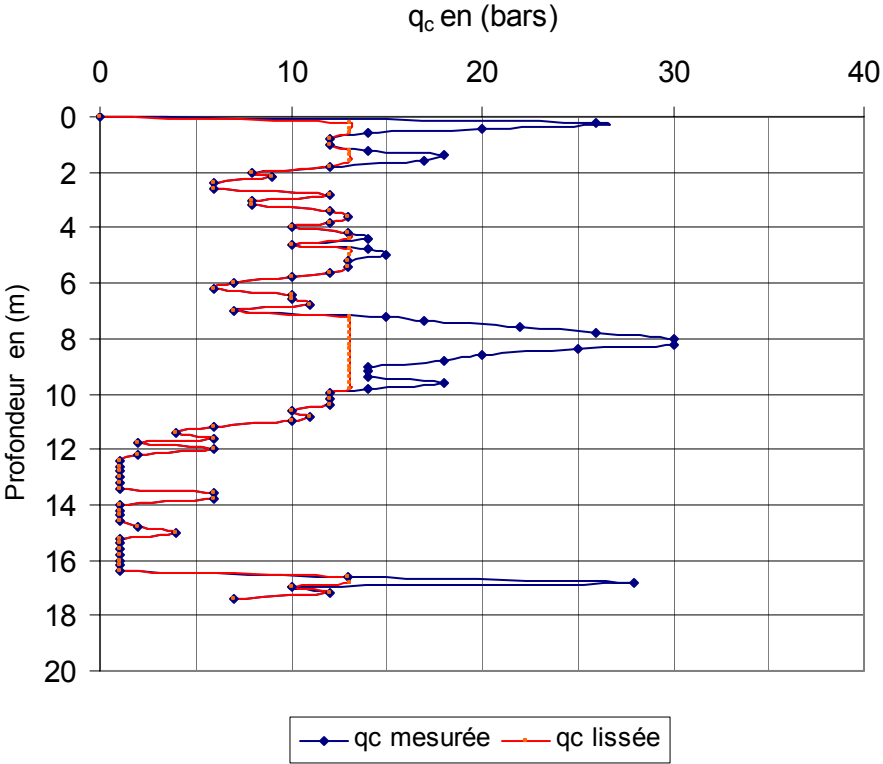


Figure 14 : CPT (Labo y).

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

### 3.2 - Calcul de contrainte admissible en utilisant la formule de Terzagui :

$$\sigma_{ad} = \gamma \cdot D + (q_u - \gamma \cdot D) / F_s, \quad F_s = 3 \text{ à } 4.$$

$$q_U = 0 \Rightarrow N_\gamma = 0.00, \quad N_q = 1.00, \quad N_c = 5.14.$$

$$q_u = N_c \cdot S_c \cdot C_u, \quad C_u : \text{cohésion non drainée déterminée par l'essai CPT.}$$

$$S_c = 1 + 0.20 \cdot B/L. \text{ (coefficient de forme).}$$

Pour un radier de 10 x 15 (m<sup>2</sup>) ancré à 2,5 m par rapport au TN : B = 10, L = 15, D = 2.5 m.

$$S_c = 1,13$$

$$C_U = \frac{q_{cmoy} - p'_0}{15} \quad q_{cmoy} = q_c(2.5) = 6bars$$

$p'_0$  : contrainte effective au niveau d'assise de la fondation,

Niveau de la nappe phréatique  $d_0 = -2.00/TN$  ( $\gamma_d = 1.63 \text{ t/m}^3$ ,  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 1.00 \text{ t/m}^3$ )

$$p'_0 = \gamma_d \cdot d_0 + (D - d_0) \cdot \gamma' = 1.63 \times 2 + 0.50 \times 1.00 = 3.76 \text{ t/m}^2 = 0.37 \text{ bars.}$$

$$C_U = \frac{6 - 0.37}{15} = 0.375bars = 3.75t/m^2.$$

$$C_u = 3.75 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = 5.14 \times 1.13 \times 3.75 = 21.78 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{ad} = 3.76 + (21.78 - 3.76) / 3 = 9.76 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{ad} = 0.97 \text{ bars}$$

### 3.3 - Calcul de contrainte admissible et le tassement en utilisant le CPT :

$$q_u = k_c \cdot q_{ce} + q'_0, \quad q'_0 = \gamma \cdot D$$

Pour un ancrage du radier  $D = 2.5 \text{ m}$ ,

$$q'_0 = 0.37 \text{ bars}$$

$q_{ce}$  (sur 1.5. B sous la fondation)

$$k_c = \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$$

$$k_{c \text{ min}} = 0.32$$

D'après le pénétrogramme de  $q_c$  mesurées (valeurs réelles) :

$$q_{c \text{ max}} = 30 \text{ bars,}$$

$$q_{c \text{ min}} = 0 \text{ bars,}$$

$$q_{c \text{ moy}} = \sum_1^{17,4m} \frac{q_{ci}}{N} = 10,40bars$$

$$\text{Ecartype } (q_c) = 7.33 \text{ bars,}$$

$$1,3 \times q_{c \text{ moy}} = 13,13 \text{ bars.}$$

Après lissage de la courbe de  $q_c$  (voir figure 14) :

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

$q_{c \text{ min}}$ en (bars)	$q_{c \text{ max}}$ en (bars)	$q_{c \text{ moy}}$ en (bars)	Ecartype ( $q_c$ ) en (bars)
0.00	13,13	$q_{ce} = 8,49$	4.84

$$q_u = k_c \cdot q_{ce} + q'_0 = 0.32 \times 8,49 + 0,37 = 3,086 \text{ bars}$$

$$q_u = 3,086 \text{ bars}$$

**Contrainte admissible:**

	$F_s = 3$	$F_s = 4$
$\sigma_{ad}$ en (bars)	<b>1,03 # 1,00</b>	<b>0,77</b>

### 3.4 - Calcul de tassement (méthode approchée) :

Pour un radier général de dimensions **20 x 20 (m<sup>2</sup>)** et un ancrage de **2,0 m** par rapport TN, le **tassement calculé** par la laboratoire (X) jusqu'à une profondeur de **(-6,5 m)** sous le radier, en utilisant la méthode des tranches (**oedométrique**) a donné une valeur de **5,0 cm**. Mais ce tassement ne représente qu'une portion du tassement total qui peut concerner une profondeur jusqu'à (- 30 m) sous le radier.

Calcul approché en utilisant le pénétromètre statique (CPT) :

$\pm 0.00$	Contraintes (bars) (Boussinesq)	
		Ancrage 2,5m
- 2.50	<b><math>\sigma_0 = 0.80</math> bars</b>	radier B=20m
-9.00	0,598	Marne limoneuse plastique couleur beige à grise  $\Delta\sigma = 4 \cdot i \cdot \sigma_0 = 0,60$ bars
-18.00	0,32	$q_{moy} = 10,0$ bars.
-30.00	0,14	Les essais CPT sont arrêtés à 18 m de profondeur

Calcul du tassement sur 18 m sous le centre du radier de  $B = 20$  m,

$$Z = 9 \text{ m}, L/B = 1 \text{ au centre du radier } (B_1 = 10 \text{ m}) \rightarrow Z / B_1 = 0,9 : I = 0,187$$

$$\Delta\sigma' = 4 \cdot I \cdot \sigma_0 = 4 \times 0,187 \times 0,80 = 0,598 \text{ bars.}$$

$$\Delta\sigma' = 0,60 \text{ bars}$$



Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'}{\frac{\Delta h}{h}} \Rightarrow \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta\sigma'}{E_{oed}} \Rightarrow \Delta h = h \cdot \frac{\Delta\sigma'}{E_{oed}} \quad (\text{G. Philipponnat 2002, p.80}).$$

**Formule empirique de Buisman :**  $E_{oed} = \alpha' \cdot q_{cmoy}$  : q<sub>cmoy</sub> = 10 bars

On est en présence de sols de type argiles molles ( $q_c < 10$  bars) :

$5 < \alpha' < 10$  (d'après Sanglerat), On prend :  $\alpha' = 7,50 \rightarrow$

E<sub>oed</sub> = 75,0 bars

Tassement :  $\Delta h = h \cdot \frac{\Delta\sigma'}{E_{oed}} \Rightarrow 18x \frac{0.60}{75} = 0,144m.$

Δh<sub>CPT</sub> = 14,40 cm

### 3.5 - Discussion et analyse des résultats :

- L'utilisation des PDL seuls pour le calcul de contraintes admissibles dans ce type de sol meuble et marécageux peut conduire à des erreurs graves, vu l'influence des pressions interstitielles et du frottement sur les valeurs de  $R_p$ . Dans ce cas, le pénétromètre dynamique donne une information qualitative sur le degré d'homogénéité du sol.
- On remarque une convergence des résultats de calcul de  $\sigma_{ad}$  entre le CPT et la formule analytique (TERZAGUI).
- Le tassement de consolidation doit être calculé en tenant compte des dimensions réelles de la fondation (distribution des contraintes sur la profondeur d'influence) et des caractéristiques géomécaniques du sol ( $E, q_c, \sigma'_c, \dots$ ).
- Dans le cas de radier rigide pour ouvrage courant, le tassement absolu de **14,40 cm** peut être considéré comme admissible à condition qu'il soit **Uniforme** sur toute l'assise (tassement différentiel nul) ; cela est valable dans le cas d'une structure régulière dont la résultante des charges verticales à l'ELS coïncide avec le centre de gravité du radier.
- Dans le cas des sols compressible, le raccordement des réseaux d'évacuation (assainissement) doit être conçu en conduites souples (PEHD par exemple) pour supporter les déformations et éviter toute fuite d'eau sous les fondations.

#### 4. Immeuble (R+9) en BA sur pieux forés

Il s'agit d'un bâtiment de dix niveaux en structure mixte en BA destiné pour un usage de bureaux implanté dans la ville de Bejaia. Le programme de reconnaissance géotechnique est le suivant :

- Un (01) sondage carotté,
- Deux (02) essais au pénétromètre statique jusqu'à 12 m de profondeur,
- Quatre (04) essais au pénétromètre dynamique lourd de 6 à 9 m de profondeur.

Profondeur en (m)	Description du sondage	$q_{c \text{ moy}}$ en (bars)	Paramètres mécaniques
0,00 - 3,70	Remblais récents	6	----
3,70 – 5,40	Schistes argileux altérés avec passage de galets, de couleur verdâtre	20	----
5,40 – 7,80	Argiles schisteuses marneuses peu graveleuses, peu plastique avec passage de sables fins plus ou moins vaseux.	15	----
7,80 - 12,00	Schistes marneux compacts avec passage de galets dans une matrice argileuse marneuse assez graveleuse.	> 76	$C_{cu} = 0,56$ bars $\varphi = 23^\circ$

Charges totales verticales :

$$\text{ELS : } N = 4289,5 \text{ t,}$$

$$\text{ELU : } N = 5886,94 \text{ t.}$$

Effort de compression maximal (pieu défavorable) :  $N_{acc} = 278 \text{ t}$  (G + Q + E<sub>y</sub>).

Effort tranchant à la base (séisme) :  $V = 197,63 \text{ t.}$

Calcul de capacité portante des pieux :

On considère des pieux forés de 80 cm de diamètre de 10 m de longueur ancrés dans la couche de schistes marneux compacts :

Caractéristiques géométriques et mécaniques de la section du pieu :

$$A_p = 0,502 \text{ m}^2.$$

$$I = 2,01 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_b = 32000 \text{ MPa}$$

$$G = 13700 \text{ MPa}$$

$$B = 0,80 \text{ m}$$

$$B' = 1,0 \text{ m}$$

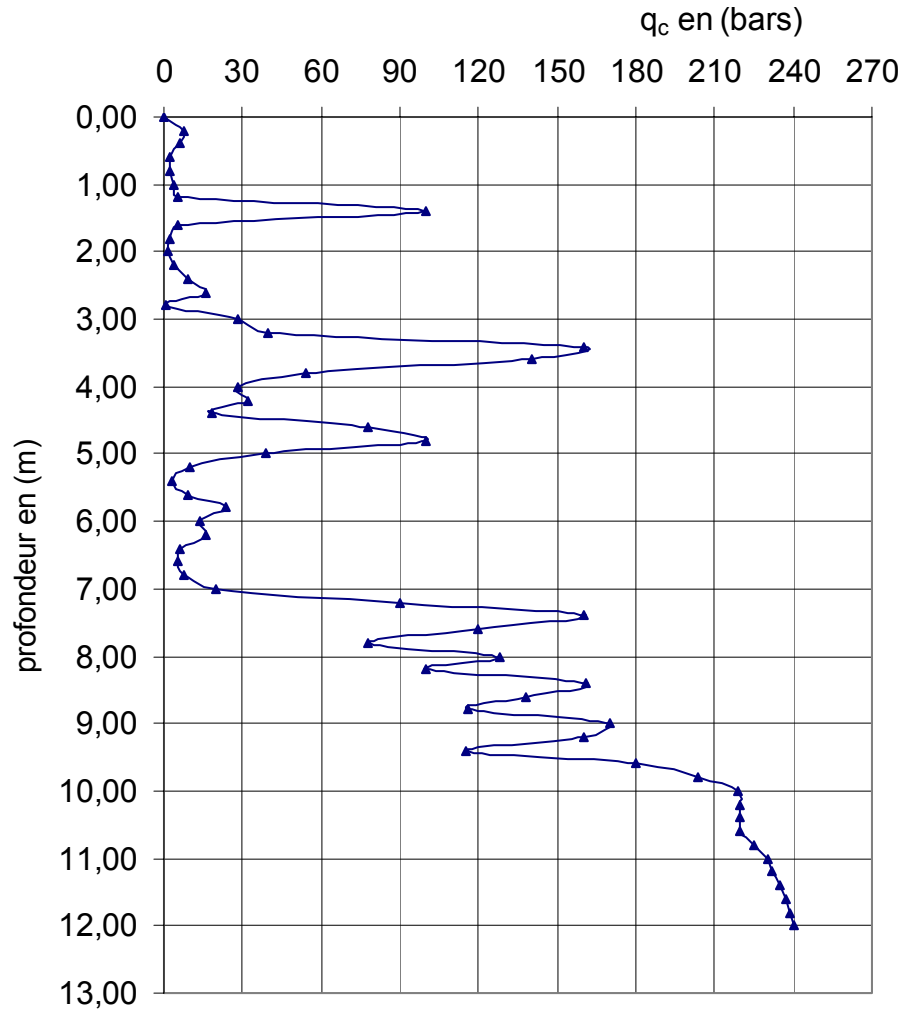


Figure 15 : Pénétrromètre statique CPT 2 :

**Méthode du Fascicule n° 62 :**

$q_{cmoy}$  de (9 à 11,5 m) :  $q_{cmoy} = 204,79$  bars

Lissage de la courbe : 1,3.  $q_{cmoy} = 266,23$  bars (la courbe lissée est superposée à  $q_c$  réelle

Donc  $q_{ce} = 204,79$  bars

Tableau 6 : Argile et limons classe C →  $k_c = 0,40$

$$q_{pu} = k_c \cdot q_{ce} = 0,4 \times 204,79 = 81,92 \text{ bars} = \mathbf{819,20 \text{ t/m}^2}.$$

$$Q_{pu} = A_p \times q_{pu} = 0,502 \times 819,20 = \mathbf{411,24 \text{ t}}$$

Frottement latéral pieu – sol :

- On ne prend pas en compte de frottement au niveau des remblais et des couches meubles et altérées. Par sécurité, on prend le frottement uniquement dans la couche de schiste marneux compacte.

$$Q_{su} : q_{c \min} = 78 \text{ bars entre } 7,80 \text{ et } 12 \text{ m. Sol ferme de classe C, } : q_{c \max} = 40 \text{ kpa} = 4 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{su} = 4 \text{ t/m}^2 : Q_{su} = q_{su} \cdot \pi \cdot B \cdot h = 4 \times 3,141 \times 0,80 \times 2,20 = 22,11 \text{ t}$$

$$Q_{su} = 22,11 \text{ t}$$

Charges admissibles (voir tableau 5):

- $Q_c = 0,50 \cdot Q_{pu} + 0,70 \cdot Q_{su} = 0,5 \times 411,24 + 0,7 \times 22,11 = \mathbf{221,09 \text{ t}}$
- $Q_{a \text{ ELU}} = 0,50 \cdot Q_{pu} + 0,75 \cdot Q_{su} = 0,5 \times 411,24 + 0,75 \times 22,11 = \mathbf{222,20 \text{ t}}$
- $Q_{a \text{ ELS}} = 0,33 \cdot Q_{pu} + 0,50 \cdot Q_{su} = 0,33 \times 411,24 + 0,50 \times 22,11 = \mathbf{146,76 \text{ t}}$
- $Q_{a \text{ acc}} = 0,80 \cdot (Q_{pu} + Q_{su}) = 0,80 \times (411,24 + 22,11) = \mathbf{346,68 \text{ t}}$  : Séisme  $F_s = 1,25$ .

#### DTR.BC.2.33.2 Fondation profondes :

$$q_{ce} = 204,79 \text{ bars} \quad k_c = \mathbf{0,35} \text{ (Tableau 6)}$$

$$q_{pu} = k_c \cdot q_{ce} = 0,35 \times 204,79 = 71,67 \text{ bars} = \mathbf{716,70 \text{ t/m}^2}$$

$$Q_{pu} = A_p \times q_{pu} = 0,502 \times 716,70 = \mathbf{359,78 \text{ t}}$$

Frottement latéral pieu – sol : Tableau n°8 :  $\alpha = 100$ ,  $q_{cmax} = 40 \text{ kpa} = 0,40 \text{ bars} = 4 \text{ t/m}^2$ .

$$q_{su} = \min(78/100, 0,40) = 0,40 \text{ bars}$$

$$Q_{su} = q_{su} \cdot \pi \cdot B \cdot h = 4 \times 3,141 \times 0,80 \times 2,20 = 22,11 \text{ t}$$

- $Q_c = 0,50 \cdot Q_{pu} + 0,66 \cdot Q_{su} = 0,50 \times 359,78 + 0,66 \times 22,11 = \mathbf{194,48 \text{ t}}$
- $Q_{a \text{ ELU}} = 0,714 \cdot Q_{pu} + 0,714 \cdot Q_{su} = 0,714 \times (359,78 + 22,11) = \mathbf{272,66 \text{ t}}$
- $Q_{a \text{ ELS}} = 0,35 \cdot Q_{pu} + 0,47 \cdot Q_{su} = 0,35 \times 359,78 + 0,47 \times 22,11 = \mathbf{136,31 \text{ t}}$

Méthodes	$Q_{pu}$ (bars)	$Q_c$ (bars)	$Q_{a \text{ ELU}}$ (bars)	$Q_{a \text{ ELS}}$ (bars)	$Q_{a \text{ acc}}$ (bars)
DTR.BC2.33.2	359,78	194,48	<b>272,66</b>	<b>136,31</b>	-----
Fascicule n° 62	411,24	221,09	<b>222,20</b>	<b>146,76</b>	-----
RPA 99/v 2000	-----	-----	-----	-----	346,48

Tableau 16 : Récapitulatif des résultats.

- L'écart des valeurs à l' ELS est faible, contrairement à l' ELU, le DTR donne des charges admissibles plus importantes (supérieure par rapport à la méthode du fascicule n° 62 de l'ordre de 18,5 %).
- Le nombre de pieux conçu est de 33 pieux, surmontés par des nervures de tête et un radier rigide. Les charges sont admissibles.

**Conclusion générale :**

L'exploitation d'un rapport de sol dans le cadre de l'approbation de plans de fondation ne doit pas se limiter uniquement à la prise en compte de la contrainte admissible et de l'ancrage arrêtés par le laboratoire de sol. Cette vision restreinte qui a prévalu dans l'esprit de certains ingénieurs de structure doit être bannie à l'avenir pour permettre la concrétisation des programmes de construction en prenant en considération tous les risques liés au vice de sol qui est matériau complexe loin d'être maîtrisé au stade de nos connaissances actuelles.

Pour ce faire, la concertation étroite entre le BET, laboratoire de sol et le contrôleur technique s'avère nécessaire depuis le programme de reconnaissance jusqu'à la détermination des paramètres géomécaniques nécessaires pour la conception et le calcul des fondations. Le programme de reconnaissance de sol ne peut pas être tracé arbitrairement sans cerner préalablement le contexte géotechnique du site d'implantation et la connaissance de l'importance des charges à transmettre. Il est utile de signaler que le contrôleur technique de la construction est rarement associé à priori dans la phase des études de sol, son avis est requis après la conception des plans d'exécution de génie civil. Par conséquent, l'exploitation et l'analyse de toutes les données du rapport de sol et la vérification des calculs géotechniques en vue de valider les données de base sont des opérations primordiales auxquelles l'ingénieur contrôleur doit s'atteler.

Le recours aux essais in situ classiques tels que les essais pénétrométriques et pressiométriques permet généralement de se prémunir contre les incertitudes liées au risque de remaniement des échantillons notamment dans les formations alluvionnaires. Néanmoins, une grande vigilance doit être de mise dans l'exploitation des résultats. Des corrélations et des coupes entre les différents essais doivent être établies pour bien cerner le degré d'homogénéité des couches. Dans tous les cas, la réalisation de sondages carottés ou destructifs est toujours préconisée pour évaluer qualitativement la nature et la consistance des couches traversées sur tout le domaine d'influence des fondations.

Analyse critique des résultats des essais in situ, par : Sadaoui Omar, CTC- centre A/ Bejaia.

### Références bibliographiques

(Les références suivantes ont été utilisées pour établir ce rapport)

- [1] Fascicule n° 62 titre V (1993).règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (équipement -logement) ministère de l'équipement et du logement, France
- [2] G. Philipponnat et B. Hubert (2002).Fondation et ouvrage en terres (troisième tirage) éditions Eyrolles (p.548)
- [3] Bahar Ramdane (1998) : les essais in situ, programme de formation continue dans le cadre du GECOTEC programme 1997-1998.
- [4] M. Cassan T1, 1988 : les essais in situ en mécanique des sols : réalisation et interprétation. Deuxième édition.
- [5] M. Cassan T2, 1978: les essais in situ en mécanique des sols : Application et méthodes de calcul.
- [6] G. Filliat (1981) sols et fondations, édition Dunod.
- [7] O. Sadaoui, Analyse expérimentale et numérique du comportement des sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées, thèse de magistère génie civil.
- [8] DTR-BC 2.331 (1991), Règles de calcul des fondations superficielles.
- [9] DTR-BC 2.332 (1991), Méthode de calcul des fondations profondes.
- [10] DTR-BC 2.48 (2003) Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003.
- [11] B. Benzai et I. Hildebrandt, 2008 : Etude géotechnique –approche et méthodologie, stabilisation des sols ; les ateliers professionnels des 04 et 05 mars 2008.
- [12] A. Bouafia, 2000 : Mécanique des sols appliquée, problèmes résolus.
- [13] R. Bahar et B. Cambou, 1993 : contribution à l'identification des paramètres de comportement des sols à partir de l'essai pressiométrique, revue Algérie équipement n° 8, Avril 1993.
- [14] O. Combarieu, 2006 : L'usage des modules de déformation en géotechnique, revue française de géotechnique n°14, 1<sup>er</sup> trimestre 2006.