



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET**  
**POUPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA**  
**RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**FACULTE DE TECHNOLOGIE**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

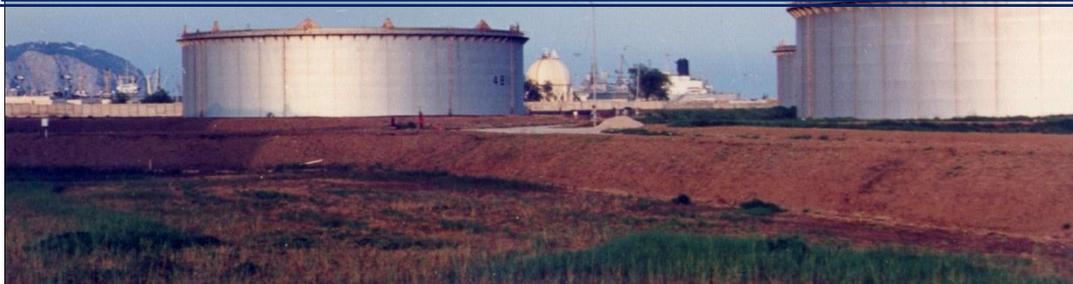
**Option : Géotechnique**

***MEMOIRE***

***En vue de l'obtention du diplôme Master***

**Thème**

**Simulation numérique d'une reprise en  
sous œuvre d'un bac d'hydrocarbure  
par micros pieux –TM de Bejaia**



**Réalisé par :**

M<sup>elle</sup> Mokrane kahina

M<sup>elle</sup> Moussa Souad

**Proposé et encadré par :**

Mr Sadaoui Omar

Soutenus le 24 juin 2013 devant le jury :

Le président : Mr. BENDADOUCHE

L'examineur : Mr. BRARA

Année 2012-2013

# remerciements

---

*En premier lieu, on tient à remercier le bon dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et qui nous a éclairer les chemins par la lumière de son immense savoir.*

*Nous adressons tous nous sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué de près et de loin à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à :*

*Notre promoteur **Mr O. SADAOUI**:(chargé de cours à l'université A. Mira de Bejaia). Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.*

***Mr Dj. AMZAL** : Merci de nous avoir permis d'élaborer notre projet au sein de Sonatrach, pour la confiance que vous nous avez témoigné et pour la documentation que vous avez mis à notre disposition. Ainsi qu'a tous le personnel du département des travaux neufs du Sonatrach Bejaia.*

*Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre formation, les membres du jury Mr Bendadouche et Mr Brara d'avoir accepté de juger notre modeste travail et de l'enrichir par leur propositions.*

*Kahina et Souad*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir  
réussir.*

*A mon très cher mari qui ma toujours guidé et soutenue  
pour en arriver à ce stade*

*A mes très chères sœurs Celia et Karima.*

*A mes très chers grands parents.*

*A tous mes oncles et tantes.*

*A toute ma grande famille.*

*A ma très chère collègue Souad.*

*A tous mes amis (es) et tous ce qui me connaisse et me sont  
chers,*

*et sans oublier toute la section géotechnique.*

*K.Mokrane*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail*

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir  
réussir, que Dieu les protèges et les gardes aussi très  
longtemps.*

*A mes très chers frères Samir, Hassane, et Dahmane.*

*A mes très chères sœurs tîma, soraya, et mîna.*

*A mes chers beaux frères Yazid et Mourad.*

*A la mémoire de mes très chers grands-parents.*

*A mes très chers grands-parents.*

*A mes adorables neveux Yanis, Fouad, Rayane, Anis, Rahim,  
Hakim et Amir.*

*Mes adorables nièces Chaïma, Asma et Ikram.*

*A toute ma grande famille.*

*A ma très chère collègue Kahina.*

*A tous mes amis (es) et tous ce qui me connaisse et me sont  
chers,*

*et sans oublier toute la section géotechnique.*

*S.Moussa*

## Sommaire

### INTRODUCTION GENERALE

#### CHAPITRE I : ETUDE ET ANALYSE GEOTECHNIQUE DU SOL

I.1. Introduction.....	1
I.2. Description et situation du site.....	1
I.3. Contexte géologique et hydrogéologique.....	1
I.4. Contexte géotechnique.....	2
I.5. Historique de pathologie d'affaissement des bacs.....	5
I.6. Analyse des données géotechniques du TMN de Bejaia.....	6
I.6.1. Paramètres physiques et mécaniques mesurés en laboratoire.....	6
I.6.2. Paramètres mesurés in situ.....	9
I.6.3. Analyse chimique du sol.....	11
I.7. Conclusion.....	12

#### CHAPITRE II : TECHNIQUE DE REPRISE EN SOUS ŒUVRE

II.1. Introduction.....	13
II.2. Technique de reprise en sous œuvre .....	13
II.2.1 Renforcement par puits.....	13
II.2.2 Renforcement par pieux.....	14
II.2.3 Renforcement par micros pieux .....	14
II.2.4 Autres techniques.....	15
II.3. Technique de micro pieu injecté.....	17
II.5. Conclusion.....	21

#### CHAPITRE III : CALCUL DES TASSEMETS

III.1. Introduction.....	22
III.2. Méthodes d'évaluation des tassements.....	22
III.2.1. Evaluation à partir des essais de laboratoire (essai oedométrique).....	23

III.2.1.1 Relation entre le module oedométrique et le module d'élasticité.....	25
III.2.2. Prévion de tassement à partir d'essais pressiométriques.....	25
III.3. Calcul des tassements.....	28
III.4.Discussion des résultats.....	30
III.5. Conclusion.....	30

## **CHAPITRE IV: ETUDE DE MICROS PIEUX INJECTES**

IV.1. Introduction.....	31
IV.2. Définition.....	31
IV.3.Domaine d'application.....	31
IV.4. Différents types de micros pieux.....	31
IV.5. Méthodes de scellement.....	40
IV.5.1. Scellement « gravitaire ».....	40
IV.5.2 Injection globale unitaire (IGU).....	40
IV.5.3 Injection répétitive et sélective (IRS).....	40
IV.5.4 Injection répétitive simultanée.....	41
IV.6. Principe de conception des fondations sur micros pieux.....	41
IV.7. Comportement des micros pieux.....	42
IV.7.1. Mobilisation de la résistance à la pointe.....	42
IV.7.2. Frottement latéral.....	42
IV.8. Calcul de la capacité portante des micros pieux .....	43
IV.8. Conclusion.....	48

## **CHAPITRE V : CALCUL DES TASSEMETS PAR LES METHODES NUMERIQUES**

V.1. Introduction.....	49
V.2. Présentation du logiciel.....	49
V.3. Modélisation du bac avant reprise en sous œuvre.....	52
V.4. Modélisation axisymétrique du bac avec micros pieux .....	54
V.5. Conclusion.....	59

**CONCLUSION GENERALE**

## Liste des indices

---

- I<sub>p</sub>** Indice de plasticité du sol.
- W<sub>L</sub>** Limite de liquidité du sol.
- $\gamma_d$**  Poids volumique sec du sol.
- $\gamma_h$**  Poids volumique humide du sol.
- $\gamma_s$**  Poids volumique sec du sol.
- $\gamma_{sat}$**  Poids volumique saturé du sol.
- $\gamma_{unsat}$**  Poids volumique non saturé du sol.
- SR** Le degrés de saturation du sol.
- Cc** Indice de compression.
- Cs** Indice de gonflement.
- $\phi_{uu}$**  Angle de frottement non drainé.
- C<sub>uu</sub>** Cohésion apparente non drainée.
- q<sub>c</sub>** Résistance à la pointe du sol.
- P<sub>l</sub>** Pression limite du sol.
- E<sub>m</sub>** module de Menard.
- S** Tassement du sol.
- S<sub>i</sub>** Tassement instantané ou immédiat du sol.
- S<sub>c</sub>** Tassement de consolidation du sol.
- S<sub>f</sub>** Tassement de fluage du sol.
- e<sub>0</sub>** Indice des vides initial.
- $\sigma_c$**  Contrainte de préconsolidation.
- $\sigma_{0i}$**  Contrainte effective initiale.
- H<sub>i</sub>** Epaisseur d'une couche du sol.
- r** Rayon de la semelle.
- q<sub>0</sub>** Charge uniforme.
- Z** Profondeur sous le centre de la semelle.
- De<sub>Zi</sub>** Diminution de l'indice des vides.
- E<sub>oed</sub>** Module oedométrique.

## Liste des indices

---

- E'** Module d'élasticité.
- v'** Module de poisson.
- S<sub>d</sub>** Tassement déviatorique.
- α** Coefficient rhéologique.
- P** Augmentation de la contrainte.
- λ<sub>c</sub>** Coefficient de forme de la semelle.
- λ<sub>d</sub>** Coefficient de forme de la semelle.
- B** Largeur de la fondation.
- B<sub>0</sub>** Diamètre de référence.
- q<sub>0</sub>** Contrainte vertical due au poids des terres.
- I<sub>Z</sub>** Coefficient d'influence de la charge sous la fondation.
- Δh** Tassement du sol.
- Q<sub>su</sub>** Capacité portante des micros pieux.
- D<sub>S</sub>** Diamètre moyen du bulbe de scellement du micro pieu injecté.
- q<sub>s</sub>** Frottement latéral unitaire limite.
- f<sub>s</sub>** Coefficient de sécurité.
- D<sub>d</sub>** Diamètre du forage.
- Ψ** La dilatance.
- E** Module de Young.
- C<sub>ref</sub>** Cohésion du sol.
- σ<sub>1</sub>'** Contrainte principale effective.
- σ<sub>2</sub>'** Contrainte principale effective.
- σ<sub>3</sub>'** Contrainte principale effective.
- E<sub>a</sub>** Module d'élasticité de l'acier.
- E<sub>c</sub>** Module d'élasticité du béton.
- A<sub>a</sub>** Section de tube en acier.
- A<sub>c</sub>** Section du coulis de ciment injectés.
- I** Moment d'inertie.

## Liste des indices

---

- $\eta$**  Coefficient d'équivalence acier-béton.
- EA** La rigidité axiale.
- EI** La rigidité flexionnelle.
- $E_e$**  Module élastique équivalent.
- N** Nombre de micros pieux.
- e** Epaisseur de l'anneau équivalent.
- D** Diamètre du bac jusqu'à l'axe des micros pieux.
- W** Poids propre de la couronne.

## Liste des figures

### Chapitre I :

Fig I.1: Plan d'implantation des essais géotechniques dans TMN de Bejaia.....	3
Fig I.2: Profil géotechnique du sol au niveau du bac C9(TMN).....	4
Fig I.3: Profil géotechnique du sol au niveau du bac C4(TMN).....	4
Fig I.4: Profil géotechnique du sol au niveau du bac A8(TMN).....	5
Fig I.5: Analyse granulométrique des sols du TMN de Bejaia auteur du bac C4.....	7
Fig I.6: Analyse granulométrique des sols du TMN de Bejaia auteur du bac A8.....	7
Fig I.7: Analyse granulométrique des sols du TMN de Bejaia auteur du bac C9.....	7
Fig I.8: Résultats des essais de compressibilité.....	8
Fig I.9: Courbes oedométriques.....	8
Fig I.10: Paramètres De Cisaillement (C et $\phi$ ) Mesurés Au Laboratoire.....	9
Fig I.11: Valeurs de $q_c$ à partir des essais CPT autour du bac A8.....	10
Fig I.12: Valeurs de $q_c$ à partir des essais CPT autour du bac C4.....	10
Fig I.13: Valeurs de $q_c$ à partir des essais CPT autour du bac C9.....	10
Fig I.14: Paramètres pressiométriques moyens du TMN de Bejaia.....	11

### Chapitre II :

Fig II.1: Phases de réalisation de micro pieu par injection [Becheur A, 2013].....	18
Fig II.2: Exemple d'application des micros pieux dans la reprise en sous œuvre [Alsaleh H, 2007].....	20

### Chapitre III :

Fig III.1: Découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique.....	26
Fig III.2 : Résultats de calcul du tassement sous différents points de la fondation.....	30

### Chapitre IV :

Fig III.1: Phases de réalisation d'un micro pieu type II.....	35
Fig III.2: Phases de réalisation d'un micro pieu type III.....	37
Fig III.3: Phases de réalisation d'un micro pieu type IV.....	38
Fig III.4: Schéma de disposition des micros pieux à la circonférence du bac.....	48

## Chapitre V :

Fig V.1 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	50
Fig V.2: Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales [RBJ.Brinkgreve et all, 2003].....	51
Fig V.3: Tassement du sol vierge (maillage déformé).....	53
Fig V.4: Carte des tassements du sol vierge.....	53
FigV.5: Schémas du modèle équivalent d'un bac renforcé par micros pieux injectés.....	54
Fig V.6: Tassement du bac après confortement avec micro pieu de 12m m de longueur (maillage déformé).....	57
Fig V.7: Carte des tassements du bac après confortement avec micro pieu de 12 m de longueur.....	57
Fig V.8: Tassement du bac après confortement avec micro pieu de 15m m de longueur (maillage déformé).....	58
Fig V.9: Carte des tassements du bac après confortement avec micro pieu de 15 m de longueur.....	58

## Liste des tableaux

### Chapitre I :

Tableau I.1. Résultats d'analyse chimique des échantillons prélevés.....	11
--	----

### Chapitre III :

Tableau III.1. Valeurs du coefficient $\alpha$ selon Menard.....	28
Tableau III.2. Valeurs du coefficient de forme.....	29
Tableau III.3. Valeurs des paramètres physiques du sol.....	30
Tableau III.4. Résultats de calcul du tassement à partir de l'oedomètre au centre de la fondation.....	30

### Chapitre IV :

Tableau IV.1. Classification des micros pieux selon leur méthode de leur mise en place.....	39
Tableau IV.2. Valeurs des coefficients $\alpha$ pour le calcul du diamètre moyen du scellement d'un micro pieu injecté.....	43
Tableau IV.3. Tableau pour le choix des abaques de calcul de frottement latéral unitaire limite $q_s$ ...	44
Tableau IV.4. Valeurs des coefficients de sécurité applicable au calcul des micros pieux injectés.....	45
Tableau IV.5. Valeurs de $q_s$ pour différentes valeurs de $pl^*$ .....	45
Tableau IV.6. Valeurs de la capacité portante à des essais pressiométrique.....	46
Tableau IV.7. Valeurs de $q_s$ pour les différentes valeurs de $q_c$ .....	46
Tableau IV.8. Valeurs de la capacité portante à partir des essais CPT.....	47

### Chapitre V :

Tableau V.1. Paramètres physiques et mécaniques du dépôt de sol .....	52
---	----

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le sol est généralement un matériau très hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols se manifestent, par une faible capacité portante, des déformations (tassement absolus ou différentiels) importantes sous charges statiques ou dynamique (séisme) surtout pour les sols sableux lâches et saturés. C'est ce comportement qui fait l'objet de nombreuses recherches et études géotechniques, dans le but de minimiser (réduire) ces déformations et d'améliorer ces caractéristiques mécaniques afin de l'utiliser comme matériau de support des ouvrages.

Les terrains de la zone portuaire de Bejaia présente de mauvaises caractéristiques géomécaniques (faible portance, compressibilité élevée) et la susceptibilité de liquéfaction et d'inondation de ces sols [Bahar R, Sadaoui O, Khiatine M ,2011]. Plusieurs bacs de stockage d'hydrocarbures du terminal marin situés dans cette zone ont subi des tassements très importants nécessitant un renforcement supplémentaire par une reprise en sous œuvre.

De très nombreuses techniques sont disponibles pour bien fonder un projet. Il faut effectuer un choix du regard d'arguments techniques (résistance du sol et caractéristiques du projet) et économiques (cout relatif des différentes solutions possibles). Les solutions de fondations les plus économiques demandent le plus souvent la mise en œuvre d'une combinaison de techniques d'amélioration de sol, adaptée aux charges et au sol. Ces solutions permettent de :

- Supporter les charges lourdes et uniformes (stockage du pétrole).
- Supporter les charges ponctuelles (équipements industriel, etc.).
- Réduire les tassements absolus et différentiels des ouvrages.

Le présent travail est présenté en cinq chapitres :

Le premier chapitre comporte le suivi des études géotechniques, la collecte, l'analyse et l'exploitation des données relatives aux sites des ouvrages réalisés dans la zone portuaire de la ville de Bejaia (Terminal marin de Bejaia).

Le deuxième chapitre est consacré aux différentes techniques de reprise en sous œuvre des fondations, leurs but, leurs principe ainsi que leurs avantages et inconvénients.

Le troisième chapitre est consacré à l'évaluation des tassements du sol à différents points sous le radier, par les méthodes analytiques et empirique à partir d'essai de laboratoire (essai oedométrique) et d'essais in situ (essai pressiométrique).

Le quatrième chapitre présente la méthode de micros pieux injectés comme une technique de reprise en sous œuvre ou le confortement de fondations d'ouvrage ayant subi de tassements pour les stabiliser et également pour augmenter sa capacité portante.

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude numérique des tassements du sol sous le radier, avec le logiciel Plaxis 2D, avant et après confortement.

Enfin nous terminerons par une conclusion générale.

## **I.1 Introduction**

Les terrains de la zone portuaire de Bejaia présentent de mauvaises caractéristiques géomécaniques (faible portance, compressibilité élevée) et une susceptibilité de liquéfaction et d'inondation [Bahar R, Sadaoui O, Khatine M, 2011]. L'importance des bacs de stockage d'hydrocarbures situés dans cette zone, requière un programme de reconnaissance spécifique dépendant des conditions locales de site, des aléas mis en évidence, de l'importance des charges apportées et de la sensibilité de la structure de l'ouvrage par rapport à la déformabilité du sol.

L'étude géotechnique doit permettre l'évaluation des paramètres mécaniques et la déformabilité du sol, par mesure des caractéristiques physiques et mécaniques à partir des essais sur des échantillons intacts au laboratoire ou par des essais in situ.

L'objectif de cette étude est la collecte et l'analyse de toutes les données géotechniques, afin de classer les sols rencontrés, de définir leur sensibilité vis-à-vis des agents externes et leurs comportement, et surtout de définir les paramètres physico-mécaniques pour le calcul de portance et des tassements.

## **I.2 Description et situation de site**

Le terminal marin Nord de Bejaia est constitué de 11 bacs de stockages cylindriques verticaux aériens en acier, de 56m de diamètre et de 16m de hauteur. Ces bacs sont munis de toits flottants. Le toit flottant est un disque flottant sur le liquide en suivant les mouvements de descente et de montée du produit.

Pour permettre ces déplacements, un espace annulaire libre existe entre le toit et la robe. Il est obturé par un système d'étanchéité déformable qui permet au toit de coulisser sans entraves à l'intérieur de la robe. Ces réservoirs ont une capacité de 35000m<sup>3</sup>.

Le site se trouve à l'extrémité Sud-ouest de la ville de Bejaia. Il est délimité au Nord par l'Oued Es-Sghir, au Sud par Oued Soummam, à l'Est par la voie de chemin de fer reliant Alger-Bejaia et la route nationale n°9 et enfin à l'Ouest par le Golf de Bejaia.

## **I.3 Contexte géologique et hydrogéologique**

Les formations rencontrées sur le site de terminal marin de Bejaia sont en général le résultat de dépôt de terrain sédimentaire d'âge quaternaire constitué par les formations suivantes : [Sonatrach ,1991].

- **Alluvions anciennes**

Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de sable de plage emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise.

Ces alluvions provenant du démantèlement de formations anciennes qui s'observent à l'embouchure de l'oued Soummam sur la rive droite. Ces terrasses s'étendent sur plusieurs centaines de mètres.

- **Alluvions marécageuses**

Elles sont constituées par des éléments fins limoneux et vaseux avec intercalation de sables fins. A cet effet, on retrouve à tous les niveaux des trainées, des filets finement sableux et des petits coquillages blancs. Il s'agit toujours de sols plus ou moins organiques brun-noirs d'aspect vaseux.

- **Alluvions récentes**

Ce sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant des oueds Soummam et Es-Sghir et couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia.

- **Remblais**

Ces remblais sont peu compacts, sauf dans le premier mètre, ils sont constitués de sols hétérogènes du type argilo caillouteux avec mélange de quelques blocs.

Il résulte de cette histoire géologique que la zone portuaire de Bejaia est constituée par une alternance de couches de matériaux fins plus ou moins vaseux (argiles-limons) et sables déposés sur un substratum rocheux assez profond de l'ordre de 40 à 50 m, de nature marno-calcaire. [Sonatrach, 1976].

La morphologie et le climat de cette zone avaient favorisé essentiellement la formation des cours d'eau et des ravinements à ruissellement irréguliers. Le régime d'écoulement est irrégulier, il connaît parfois de fortes crues en hiver à cause de la superficie des bassins versants qui s'y déversent et le plus souvent il est sec en été.

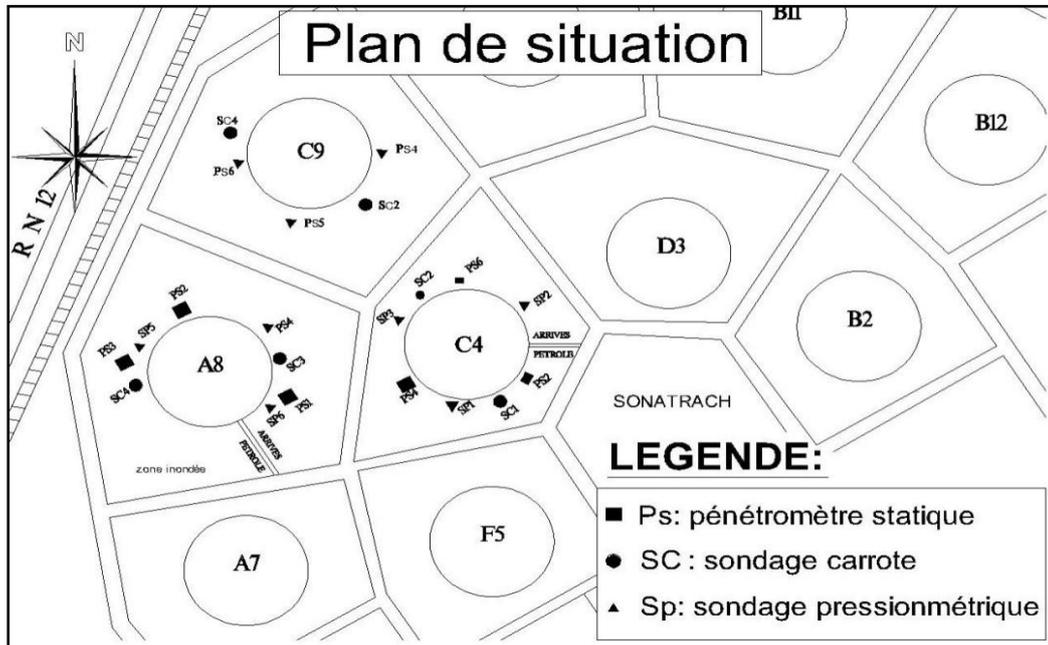
Ces cours d'eau débouchent en majorité dans l'oued Es-Sghir excepté ceux situés au sud de djebel Sidi Boudraham qui déversent directement dans l'oued Soummam.

Cette eau influe très fortement sur les caractéristiques mécaniques du sol donc modifie la stabilité du terrain.

#### **I.4 Contexte géotechnique**

Les formations rencontrées à proximité de ces ouvrages sont en général des terrains sédimentaires d'âge quaternaire constitués d'alluvions anciennes d'épaisseur de 25 à 30m. Cette formation géologique surmonte une couche de marne grise et marno calcaire compactes au delà de 30m de profondeur. [Bahar R et al, 2012]

Plusieurs essais géotechniques ont été exécutés dans le but de la reprise en sous œuvre des bacs affaissés (C9, A8, C4) comme le montre la figure I.1 ci-dessous.



**Figure I.1 :** Plan d'implantation des essais géotechniques dans TMN de Bejaia.

- 06 sondages carottés de 26 à 40m de profondeur avec essais de laboratoire.
- 11 essais au pénétromètre statique(CPT) de 24à30m de profondeur.
- 06 sondages pressionométriques de 30m de profondeur.

Du point de vue géotechnique, le site d'implantation des bacs est constitué d'une stratification de couches alluvionnaires à dominance argilo-sableuse imprégnées de vases. L'ensemble de ces couches sédimentaires surmonte un substratum de marnes grises compactes dont le toit est détecté entre 25 et 30 m de profondeur (figures I.2 ; I.3 ; I.4)

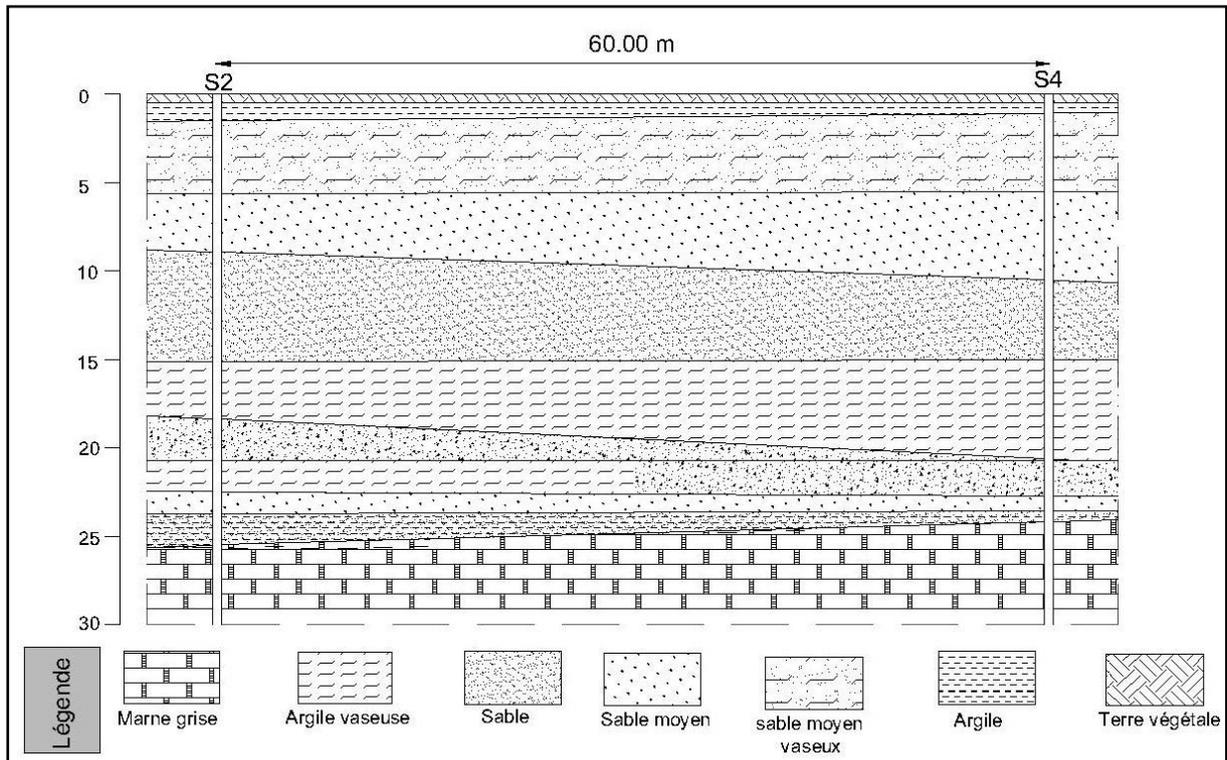


Figure I.2 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac C9(TMN) Bejaia.

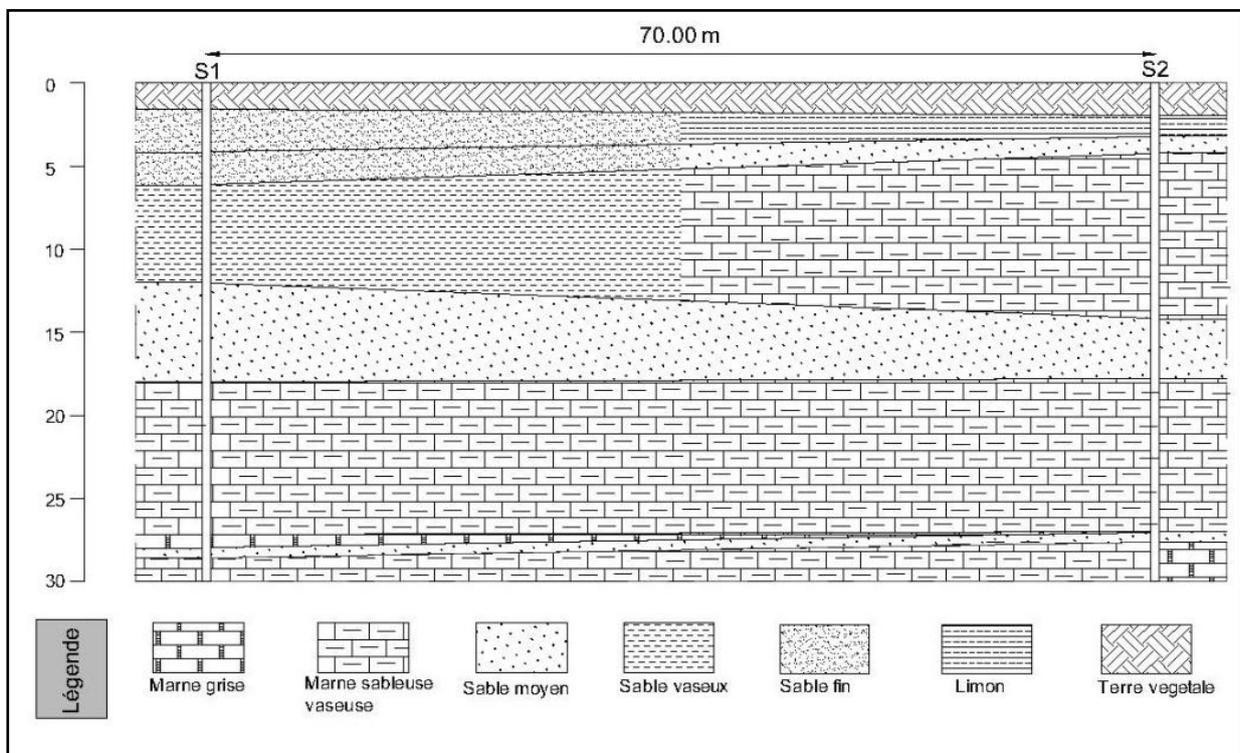
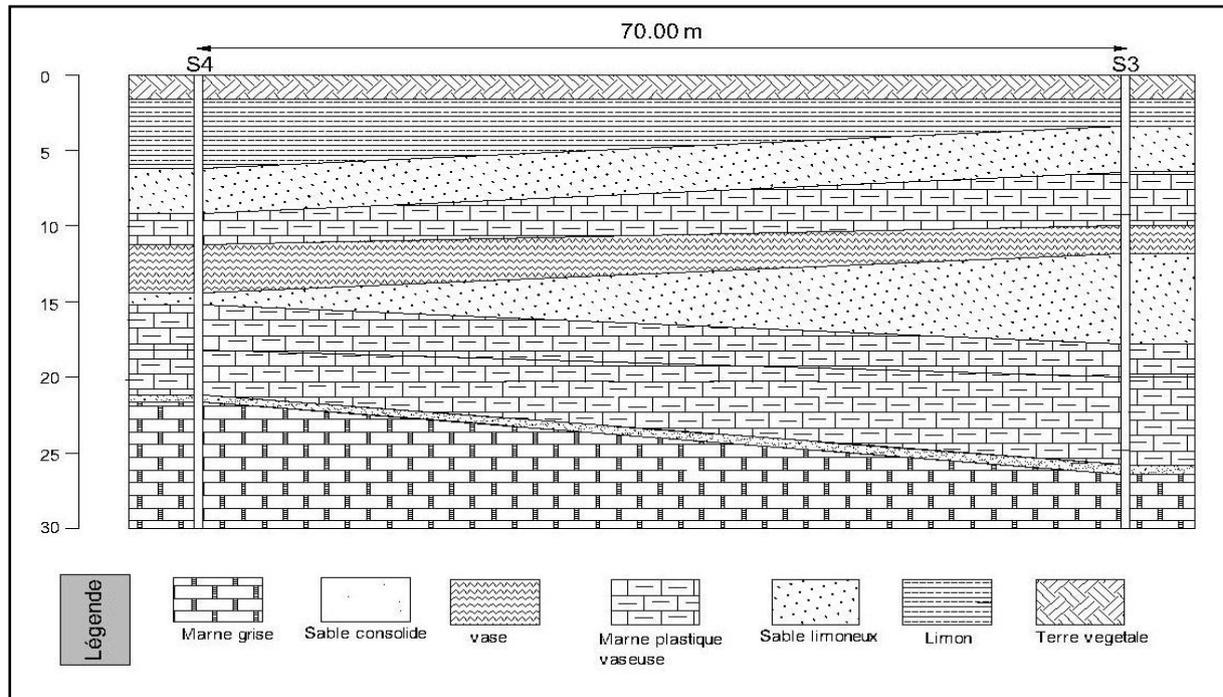


Figure I.3 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac C4(TMN) Bejaia.



*Figure I.4 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac A8(TMN) Bejaia.*

### I.5 Historique de la pathologie d'affaissement des bacs

Les bacs de stockage d'hydrocarbure de TMN de Bejaia ont été construits durant l'ère coloniale (1957) et ont été mis en exploitation en 1959. Leur structure est composée d'un assemblage de viroles métalliques d'épaisseur variables de 32mm à 8mm soudées sur une fondation souple en tôle de 12mm d'épaisseur.

Les premiers signes de tassements de ces bacs ont été apparus en 1971, ils atteignent par exemple 40cm pour la partie Nord Ouest du bac C9 en 1973.

C'est alors qu'en décembre 1974 ils ont tenté de redresser ces bacs par compactage d'une couche de gravier et d'une couche de sable sur la galette existante par soulèvement des bacs à l'aide de vérins. [Sonatrach, 1976]. Malgré cette opération ils ont détecté vers la fin des années 1980 de nouveaux tassements différentiels, l'ovalisation et la perte de verticalité, subis par les bacs C9, R13 et R21, étaient préjudiciables pour leurs structures (coincement du toit flottant, déformations excessives du fond et contraintes parasites), par conséquent leur mise hors service à été prononcée jusqu'à leur reprise en sous œuvre. Ces tassements différentiels atteignent les valeurs maximales de 28 cm, 22 cm et 18 cm respectivement pour les bacs C9, R13 et R21. [Bahar R, Sadaoui O, Khiatine M, 2011]

En 1992, ils ont procédé au confortement de ces bacs par la technique de micros pieux injectés, après une investigation géotechnique qui a montré que ces tassement sont dus à

l'hétérogénéité des couches de sol et à l'étendu des charges apportées par leur fondations, ayant une influence importante sur les couches compressibles en profondeur.

Par ailleurs, les bacs C4 et A8 ont subi respectivement des tassements différentiels de 16,60 et 19 cm, et comme la technique du confortement par micros pieux injecté est jugé satisfaisante, il opte pour le même procédé de confortement pour ces bacs, en 2004.

La reprise en sous œuvre est indispensable du fait que ces tassements différentiels présentent un danger car ils engendrent des frottements préjudiciables entre le toit flottant et la robe ovalisée qui peuvent provoquer des étincelles et en contact avec le brut cela produit une explosion.

## **I.6 Analyse des données géotechniques du TMN de Bejaia**

### **I.6.1 Paramètres physiques et mécaniques mesurés en laboratoire**

D'après les essais réalisées au laboratoire sur plusieurs échantillons plus au moins intacts prélevés des sondages à proximité des bacs C9, C4, A8, on constate une hétérogénéité des couches dans le sens vertical et horizontal.

- Les analyses granulométriques (figures I.5, I.6 et I.7) montrent que 93 à 100% des éléments constituant ce sol ont un diamètre inférieur à 0.2mm (sables fins, limons, argile), et les valeurs du coefficient d'uniformité de Hazan  $C_u$  calculé à partir de la figure I.5 ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ) varient de 2 à 10.
- Les valeurs des indices de plasticités  $27 \leq I_p \leq 42\%$  et les limites de liquidités  $53 \leq W_l \leq 88\%$  d'après le diagramme de plasticité de Casagrande montrent que l'échantillon de sol est une argile de forte plasticité.
- Les valeurs des teneurs en eau naturelles  $W$  sont élevées, elles varient de 13 à 89%.
- Les poids volumiques humides et sec varient respectivement ( $11,8 \leq \gamma_h \leq 17$ ), ( $17,5 \leq \gamma_d \leq 20,8$ )  $\text{KN/m}^3$ , ce qui indique que le sol du site étudié est lâche.
- Le degré de saturation  $SR$  varie de 85 à 100%, se qui montre que le sol est saturé d'eau.

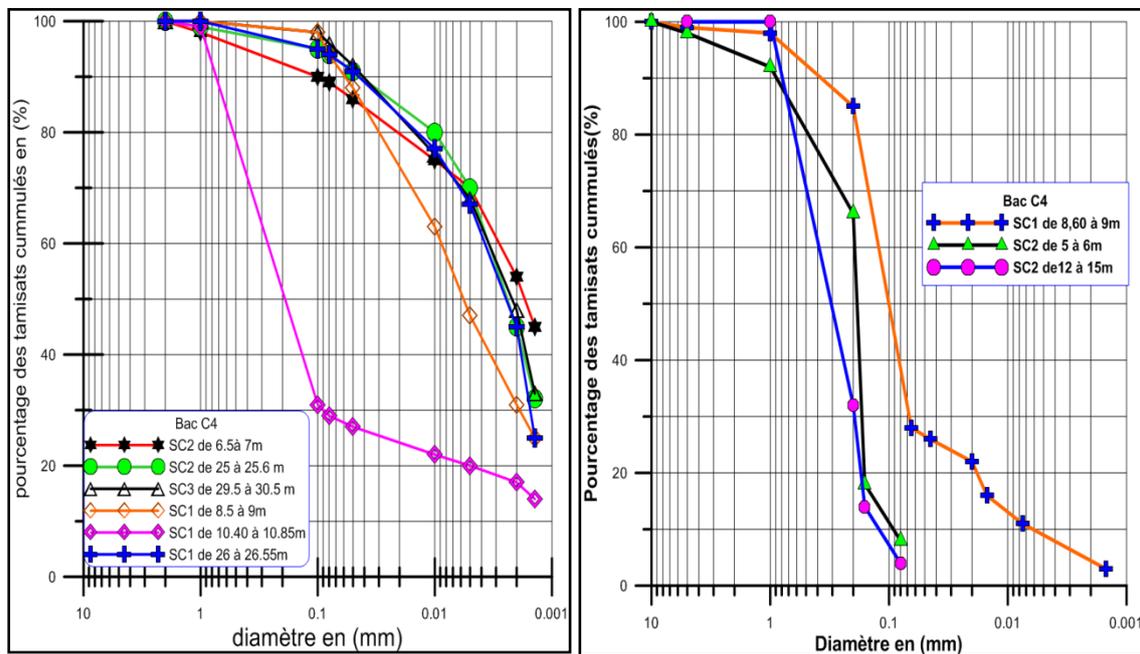


Figure I.5 : Analyse granulométrique des sols du TMN de Bejaia autour du C4.

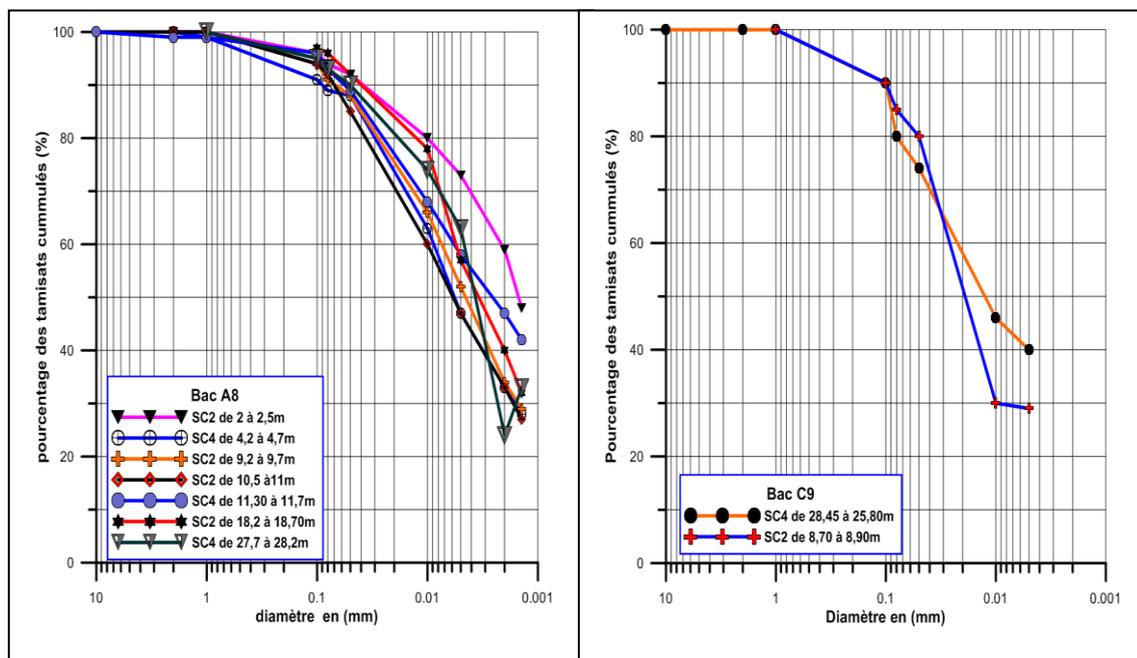


Figure I.6 : Analyse granulométrique des sols du TMN de Bejaia autour du bac A8.

Figure I.7 : Analyse granulométrique des sols du TMN de Bejaia autour du bac C9.

- Les essais œdométriques (figure I.8) montrent que le sol en place est sur consolidé sur les dix premiers mètres, puis normalement consolidé de 10 à 13 m, et sous consolidé au de-là de 13m

de profondeur. Ceci peut être vérifié par comparaison des contraintes effectives avec la pression de préconsolidation obtenue en laboratoire.

- Les coefficients de compression  $C_c$  sont très élevés et varient de 13 à 55% ce qui montre que le sol est très compressible.

Coefficients oedométriques ( $C_c$  et  $C_s$ )

$\sigma_c$ (bars)

$\sigma_c/\sigma_0$

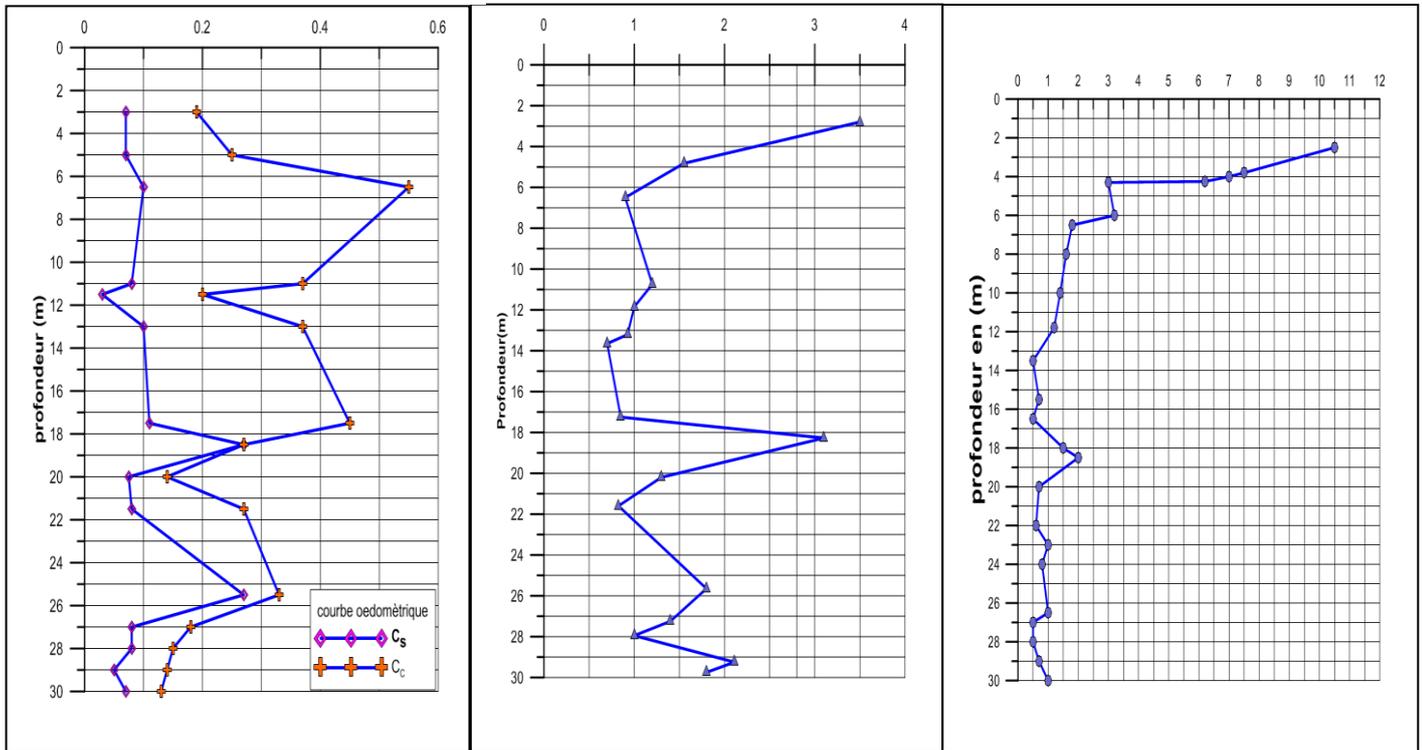


Figure I.8 : Résultats des essais de compressibilité.

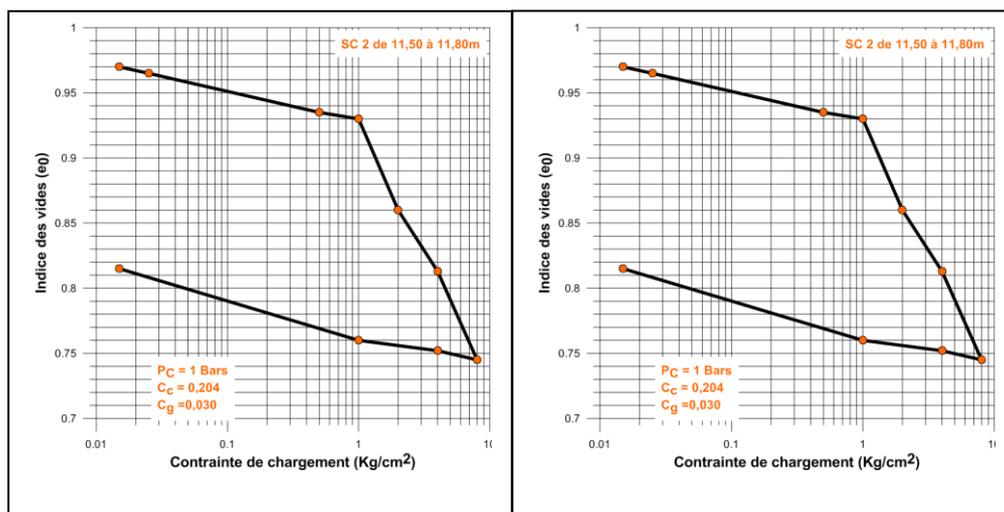


Figure I.9 : Courbes oedométriques.

- Les essais de cisaillements rectilignes et triaxiaux (figure I.10) montrent que les valeurs des angles de frottement  $\varphi_{uu}$  et les cohésions apparentes  $C_{uu}$  varient respectivement sur une profondeur de 15m, de 3 à 25° et 0.10 à 0.8 bars pour les essais de cisaillement et de 5 à 25° et 0.20 à 1 bars pour les essais triaxiaux. Cette variation est reliée directement à l'hétérogénéité de ces couches de sol.

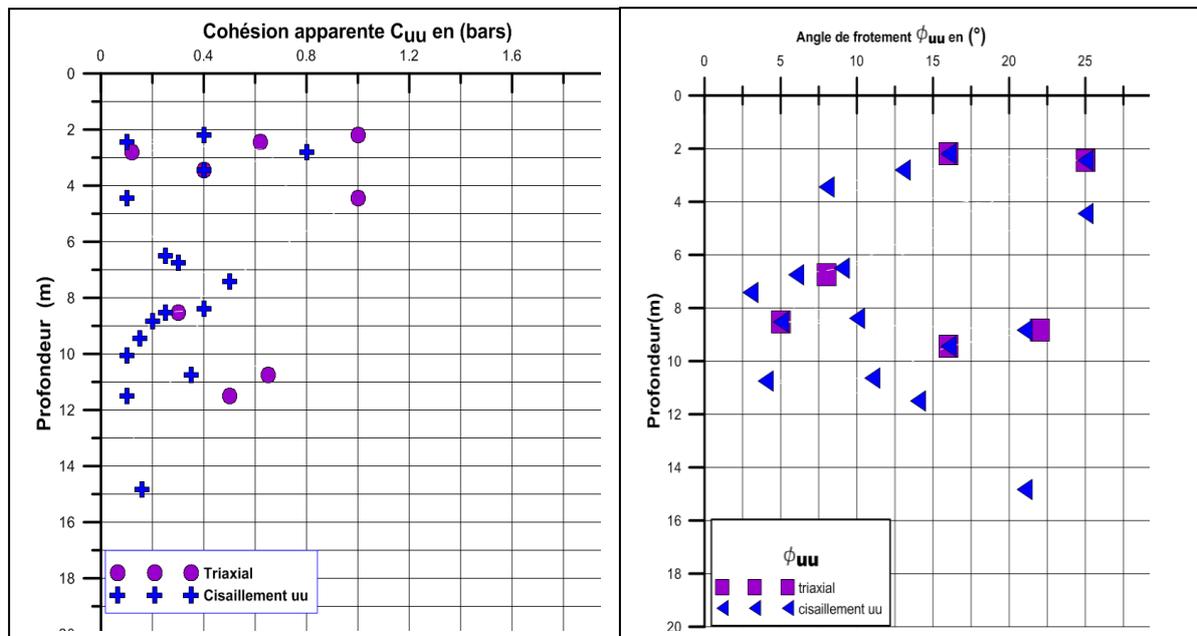


Figure I.10 : Paramètres de cisaillement ( $C$  et  $\varphi$ ) mesurés au laboratoire.

## I.6.2 Paramètres mesurés in situ :

La difficulté d'obtention d'échantillons intacts est l'un des problèmes les plus délicats en géotechnique, car il est souvent impossible de prélever des échantillons de sols sableux ou graveleux sans modifier leur état physique et mécanique et c'est l'inconvénient majeur des essais de laboratoire contrairement aux essais in situ qui sollicitent le sol en place.

Les résultats des essais au pénétromètre statique (CPT) réalisés autour des bacs A8, C4, C9 représentés en figures I.11, I.12 et I.13, montrent que les valeurs de la résistance en pointe  $q_c$  varient généralement de 10 à 20 bars pour les couches de sable limoneux et d'argile molle, et présente des pic de résistance de 100 à 200 bars avec le contact d'éléments grossiers dans les couches d'alluvions.

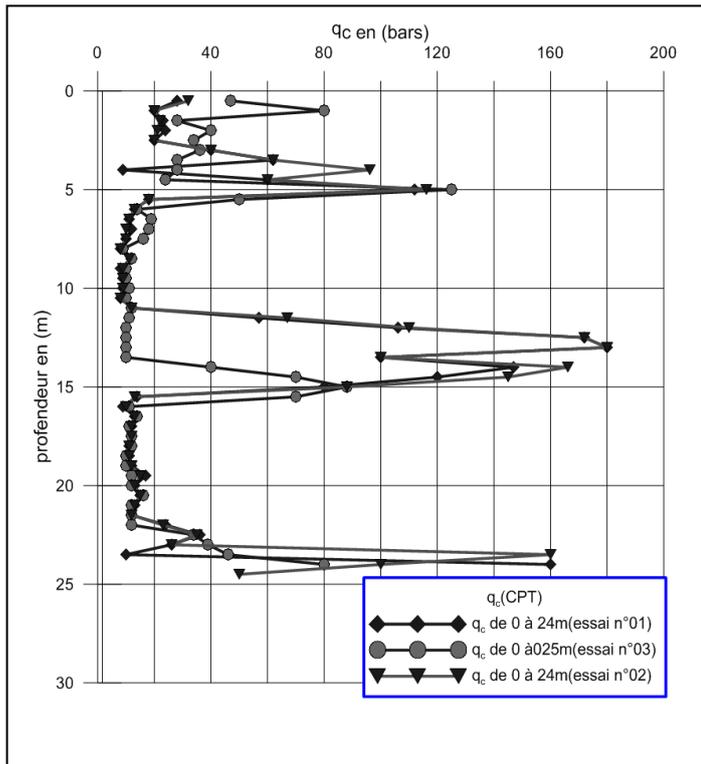


Figure I.11 : Valeurs de  $q_c$  à partir des essais CPT autour du bac A8.

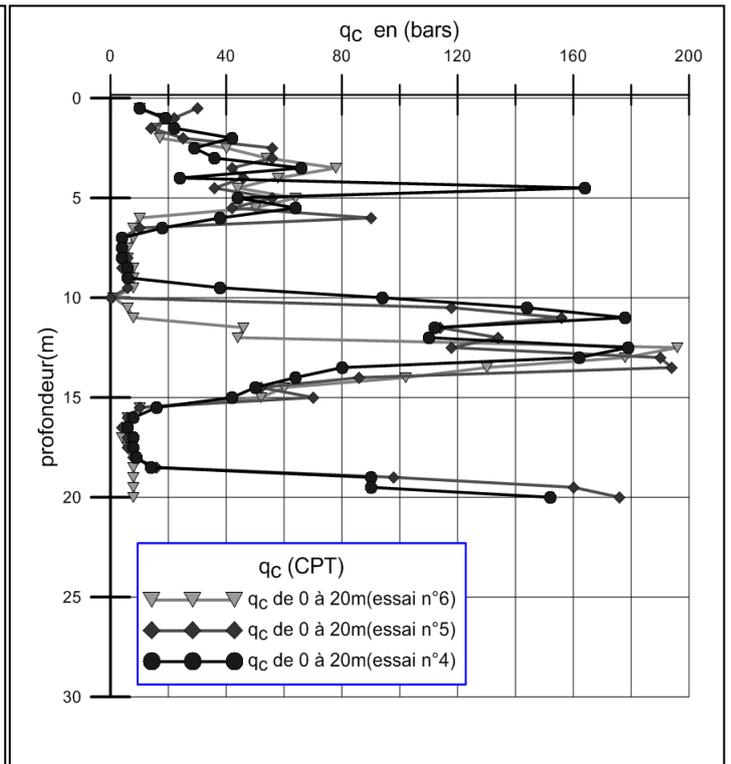


Figure I.12 : Valeurs de  $q_c$  à partir des essais CPT autour du bac C4.

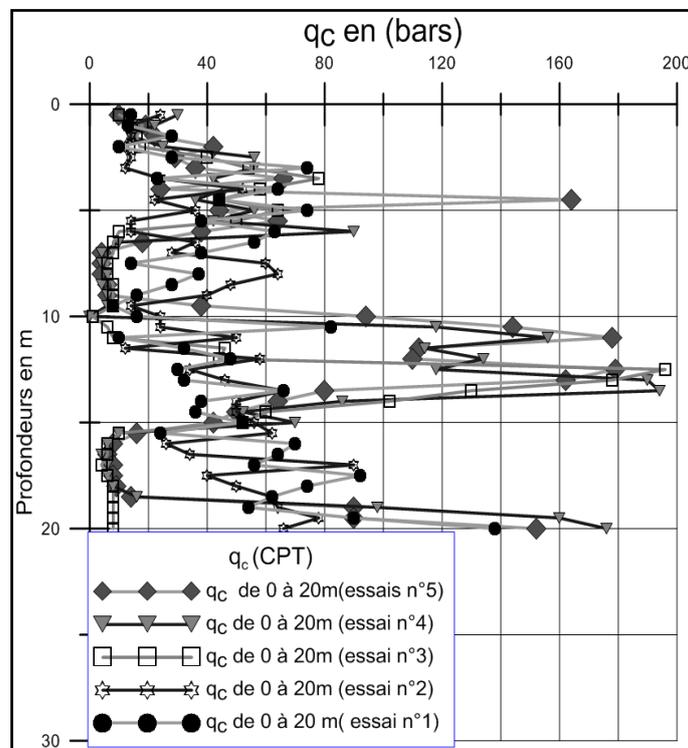


Figure I.13 : Valeurs de  $q_c$  à partir des essais CPT autour du bac C9

Les valeurs obtenues à partir des essais pressiométriques (figure I.14) montrent que les valeurs d' $E_{M\text{moyen}}$  et  $P_{l\text{moyenne}}$  varient respectivement de 10 à 50 bars et de 2 à 10 bars. D'après la classification de L. Menard [Cassan M, 1988], il s'agit de formations de faible résistance de la catégorie des argiles molles, argiles plastiques, sable vaseux et limons.

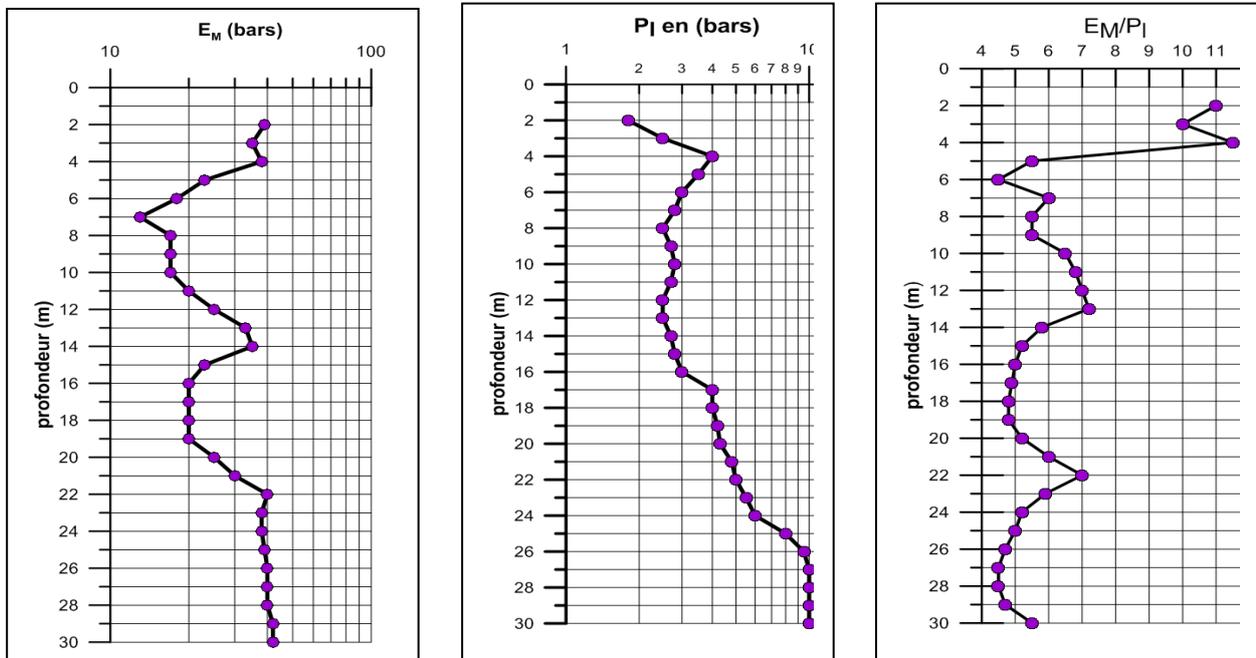


Figure I.14 : Paramètres pressiométriques moyens du TMN de Bejaia.

On remarque que les résultats des essais pressiométrique sont en concordance avec ceux de laboratoire et confirment que la formation alluvionnaire est composée d'une alternance de couches de sables lâches, sables vaseux et limons est dans état sous consolidée à normalement consolidée.

### I.6.3 Analyses chimiques du sol

Le but de cette analyse est d'évaluer l'agressivité du sol. Les résultats de cette analyse sont donnés par le tableau I.1 [Sonatrach, 1998].

Tableau I.1. Résultats d'analyses chimiques des échantillons prélevés.

Profondeur(m)	Sulfates $CaSO_4^{-2}$	Chlorures $Cl^-$	Carbonates $CaCo3$	Silice $SiO_2$	Alumine $AL_2 O_3$	Matières organiques
03,80 – 04,14	Traces	0,18	28,70	55,24	9,65	21,62
11,70 – 12,00	3,78	0,14	3,28	37,85	10,61	15,05
20,65 – 21,10	4,71	0,18	20,00	60,06	9,55	21,94
29,30 – 30,00	Traces	0,18	21,74	60,20	11,50	9,70

**Commentaires :****a) Le taux des sulfates**

Deux échantillons seulement présentent un taux de sulfate de 3,78% et 4,71% pour 12,00 et 21,00m de profondeurs. Pour les deux autres échantillons, ils sont sous forme de traces.

D'après la norme française NF P18 011 DU 06/92 le sol est moyennement agressif vis-à-vis des fondations en béton, cela est due à la proximité de oued Es –Sghir.

**b) Le taux des carbonates**

Le taux de carbonates  $\text{CaCO}_3$  varie entre 3,28% et 28,70% présentant ainsi un sol à dominance de marne. [Philipponat G, 2002]

**c) Le taux des matières organiques**

Les matières organiques sont toutes ou presque supérieures à 10% ce qui classe ce sol comme étant organique, la présence de cette matière en quantité notable modifie considérablement le comportement des sols est remet en cause leur stabilité volumique dans le temps. [Philipponat G, 2002]

**I.7 Conclusion**

La collecte et l'analyse des données géotechniques du TMN de Bejaia, nous a permis de constater que le sol est constitué d'une stratification de couches alluvionnaires à dominance argilo-sableuse imprégnée de vase très compressible et de faible capacité portante qui surmonte un substratum marneux dont le toit est rencontré entre 25 et 30m de profondeur. On montre aussi que le sol est saturé d'eau et présente une granulométrie relativement uniforme correspondante à un coefficient d'uniformité  $C_u$  inférieur à 15, d'après [RPA, 2003] notre site est sensible à la liquéfaction.

Vu que la zone portuaire de Bejaia possède des caractéristiques mécaniques médiocres, les bacs de stockage d'hydrocarbure ont connus des tassements différentiels importants. Donc la construction d'ouvrages industriels lourds dans cette zone nécessite des fondations profondes ou un traitement préalable des sols qui doit être adéquat avec l'objectif recherché (réduction des tassements, augmentation de la capacité portante du sol), en tenant compte de l'importance de l'ouvrage et de l'impact environnemental, le risque de liquéfaction des sols et du tassement.

## **II.1 Introduction**

Toute construction est exposée dans sa vie à des risques, résultant soit d'une mauvaise réalisation, d'un mauvais calcul « sous-estimation des chargements,... », ou d'un éventuel phénomène naturel tel que « tassement, séisme, glissement,... ». Ces derniers ne sont pas fatales (n'implique pas la destruction de l'ouvrage), car d'éventuelles réparations peuvent être envisagées et réalisées, rôle assuré par le domaine du confortement en sous œuvre en vu d'éviter les dépenses importantes qu'engendrerait leurs reconstruction. Dans ce chapitre nous avons exposé différentes techniques de reprise en sous œuvre, leurs but, leurs principe ainsi que leurs avantages et inconvénients.

## **II.2 Techniques de reprise en sous œuvre des fondations**

Ces techniques consistent à renforcer les fondations déjà existantes par report des charges qui leur sont appliquées aux terrains les plus profonds et les plus résistants selon les différentes techniques citées ci-après. [Bahar R, Kaoua F, Melbouci B, 2003]

### **II.2.1 Renforcement par puits**

C'est une technique très ancienne, elle n'est plus utilisée de nos jours. L'ouverture d'un puits sous un mur continu demande avant l'exécution une bonne connaissance des charges transmises sur ce mur. la nature de sol doit permettre l'exécution des puits et blindage.

Les travaux requièrent un calage entre la fondation et le puits. Cette solution est retenue que lorsqu'il existe un horizon résistant à une profondeur raisonnable de 2 à 4m généralement.

#### **Avantages**

- Exécution manuelle des travaux.
- Elle présente une grande souplesse pour un travail dans un environnement restreint.
- Pas d'utilisation d'équipements spécifiques.
- Elle ne nécessite pas de technicité particulière.

#### **Inconvénients**

- Risque d'écoulement accentué.
- La fondation originale non conservée, avec la création de longrines.
- Encombrement du coffrage et d'étaisements à utiliser pour la réalisation des longrines, à l'exception de prévoir un coffrage biodégradable, mais ce dernier va induire un surcout.
- Augmentation du taux de travail de sol, avec la diminution de la surface portante du fait de concentrer les descentes de charge sur des puits.
- Difficulté de la mise en œuvre de la jonction puits-longrines.
- Longrines qui travaillent comme offices de poutres porteuses, impliquant un bon ferrailage qui induit un surcout éventuel.

- Transfert de charges vers des couches de sol non sollicitées auparavant, égale consolidation impliquant tassement ultérieur.
- Durée de réalisation très importante.

### **II.2.2 Renforcement par pieux**

C'est une technique classique utilisée lorsque l'affaissement dépend du peu de résistance des couches profondes du terrain. Les pieux sont de type enfoncé par rotation, de façon que soient évités les trépidations dangereuses qui peuvent affecter les maçonneries anciennes. Inconvénient qui se produit, par contre, si l'on employait les pieux enfoncés par percussion. Les sous-œuvres des murs continus avec pieux peuvent être de trois sortes : à pieux adhérents « en béton armé », accolées au deux cotés du mur lorsque il est possible d'effectuer la perforation sur les deux cotés ; à pieux adhérents « en béton armé », d'un seul côté lorsque ce n'est pas possible, ou bien à pieux préfabriqués exécutés par vérinage.

#### **a) Pieux adhérents accolés aux cotés**

Les pieux sont coulés aux deux faces de la fondation, les extrémités de chaque paire de pieux sont reliées par une traversine coulée dans une cavité forée dans la fondation, et deux longrines longitudinales relient les extrémités des pieux, à gauche et à droite de la fondation, aux traversines. De la on aura une série de chevalets qui transfèrent la charge de la fondation au terrain.

#### **b) Pieux adhérents d'un seul côté**

Ce type de pieu est utilisé lorsque l'installation de l'équipement nécessaire au forage, s'avère difficile au quasiment impossible. Donc le pieu est coulé à une seule face de la fondation.

#### **c) Pieux vérinés**

Les procédés faisant appel au fonçage d'éléments de pieux préfabriqués par vérinage sont applicables et cela d'autant plus que la structure existante est suffisamment lourde et résistante pour que l'on puisse prendre appui sur elle.

Les pieux vérinés sont foncés par éléments successifs jusqu'au terrain de résistance suffisante. Le premier élément présente une forme pointue, renforcée pour faciliter la pénétration dans le sol. Ce système ne nécessite pas la mise en œuvre d'un matériel important.

### **II.2.3 Renforcement par micro pieux**

Le procédé le plus particulièrement adapté pour les confortements est celui des micro pieux. Il convient d'appeler micro pieu un élément porteur foré d'un diamètre inférieur ou égal à 250 mm avec une mise en œuvre « forcée » de mortier ou coulis. Le procédé présente donc des avantages, puisque la faible section droite minimise les désordres dans la structure traversée (rupture d'aciers), de même qu'au sein du massif de sol. Il faut néanmoins veiller à ce que les pressions d'injection, moyennes ou fortes, ne produisent pas de soulèvement de la superstructure. [Becheur A, 2013]

**Avantages**

- Réduit au minimum les perturbations des terrains traversés et permet de perforer les maçonneries sans affecter leurs stabilités.
- Déverses méthodes de mise en œuvre.
- Machineries compacts qui nous permet de travailler à l'extérieur comme à l'intérieure.
- Permet la préservation de la fondation originale.
- Permet également, de les renforcer en utilisant un réseau enchevêtré.
- Dimensions réduites, on peut les employer dans les locaux exigus.
- Offrent une portée importante, avec l'amélioration de la qualité des terrains incohérents autour des micros pieux, par l'injection sous pression du mortier de ciment.
- Micros pieux de diamètres petits pouvant être placés près de la fondation ou même à l'intérieure.
- Pas de support temporaire nécessaire.
- Crée une cohésion entre la construction et la fondation.

**Inconvénients**

- Nécessite une technicité particulière.
- Difficulté dans la réalisation de liaisons.
- Système nécessaire pour annuler les composantes horizontales.
- Maçonnerie qui doit pouvoir résister aux efforts transmis.
- Utilisation d'eau de forage.
- Problème de corrosion.

**II.2.4 Autres techniques****a) Traitement ou injection du sol**

C'est une technique classique dans le domaine de la reprise en sous œuvre, inventé par l'ingénieur français Charles Berigny en 1802. Elle est définie comme le procédé qui consiste à faire pénétrer dans un milieu naturel (roches, fissures, sols..) ou artificiel (maçonnerie, béton fissuré,..), un liquide appelé coulis susceptible de se solidifier dans le temps. Le but recherché est de réduire la perméabilité et/ou d'améliorer les caractéristiques mécaniques du milieu. Parmi les champs d'application de cette technique on cite :

- Les écrans d'étanchéité (voile d'étanchéité au pied d'un barrage, fond injectés raccordés à des parois moulées, etc.).
- Le renforcement des sols (amélioration de la stabilité du terrain lors de la construction d'un tunnel, amélioration de la qualité du terrain lors de la construction d'un tunnel, amélioration de la qualité du terrain afin de faire des travaux miniers, stockage souterrain, etc.).

- Le comblement des cavités souterraines (mines, carrières, etc.).
- La consolidation des sols situés sous des fondations(en phase de construction ou en reprise en sous œuvre.)
- Les injections de scellement (tirants d'encrage, micros pieux, etc.).

Et on trouve éventuellement son utilisation dans le domaine de la reprise en sous œuvre, dans le but essentielle est de remplir les vides dans les sols pulvérulent et d'améliorer leur portance.

**Avantages**

- Variation des techniques d'injections selon les conditions du site.
- Réalisation de travaux dans un temps record.
- Facilité de la réalisation.
- Absence de travaux manuels.

**Inconvénients**

- Risque liée à l'environnement (pollution de la nappe phréatique à cause de l'utilisation des coulis chimique).
  - Injection grâce à des pompes ou presse peut provoquer un soulèvement des maçonneries vétustes).
  - Matériels encombrant.
  - Machineries spécialisées et technicité avancées.
  - Problème de filtration (particules en écoulement qui ne parvient pas à passer à travers l'espace poreux du sol, bloquant l'injection).
  - Cout de l'opération élevée.

**b) Renforcement par jet-grouting**

Le procédé jet grouting est une technique récente, parmi les champs de son application on trouve :

- Traitement de terrain encombré par des réseaux ou des ouvrages enterrés.
- Fondations de bâtiment ou d'ouvrage,
- Préroute de tunnel.
- Reprises des fondations en sous œuvre.
- Travaux sous hauteur limitée.

Il s'applique aux terrains difficilement injectables par les procédés classiques. Il correspond à un traitement de sol dans la masse par mise en œuvre sous haute pression d'un jet de coulis à base de ciment réalisant in situ un mélange sol-ciment. Le terrain est déstructuré par la pression du jet et devient un mélange sol-coulis aux caractéristiques mécaniques et dimensionnelles recherchées. Il est réalisé par les trois étapes suivantes: [Philipponat G, Hubert B, 2002]

- réalisation d'un forage
- ouverture de la colonne de lançage
- injection en remontant

**Avantages**

- Forage de petits diamètres 15 cm environs.
- Opération propre.
- S'applique aux terrains difficilement injectables par les procédés classiques.

**Inconvénients**

- Technique récente, non maîtrisée.
- Cout très important.
- Utilisation de très hautes pressions qui peuvent induire des soulèvements.
- Machineries spécialisées et encombrante.

Aujourd'hui, la technique de reprise en sous œuvre par micros pieux, a pratiquement remplacé toutes les autres techniques que nous avons décrites précédemment. L'emploi des micros pieux réduit au minimum les perturbations des terrains traversés et permet de perforer les maçonneries sans affecter la stabilité. Les multitudes dispositions qu'offre cette technique, nécessite une analyse approfondie.

**II.3 Technique de micro pieu injecté**

Un micro pieu est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm, généralement entre 76 et 200 mm, qui comporte des armatures centrales scellées dans un coulis de ciment. Ils travaillent seulement en compression ou en traction. A l'origine ils étaient destinés à reprendre des charges de 150 à 250 KN, actuellement ils peuvent atteindre 1000 KN. L'emploi des micros pieux a été introduit en France par l'entreprise FONDEDILE (entreprise internationale italienne) dans les années 1960, puis repris et développé avec les techniques propres aux entreprises françaises et européennes.

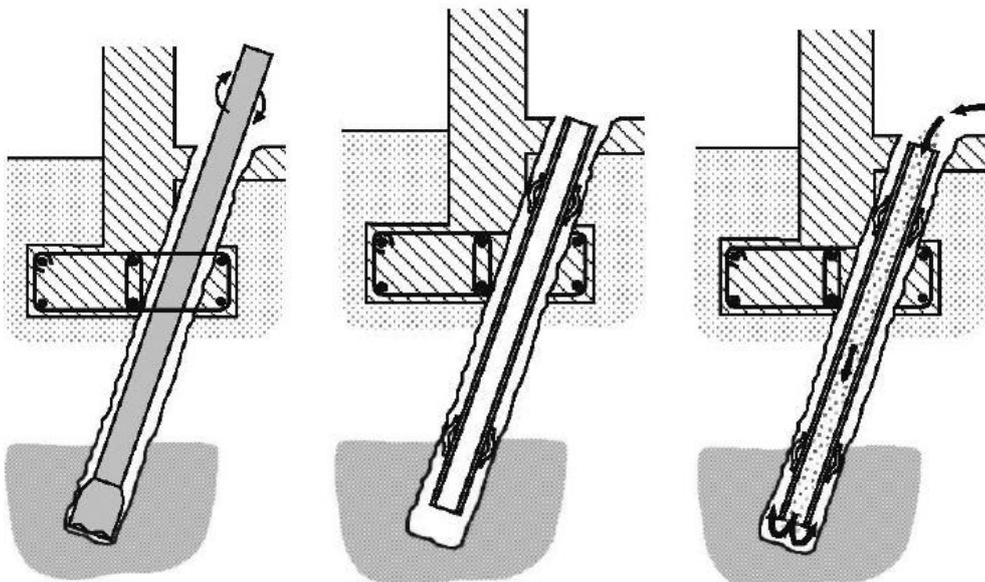
Le principe des pieux ou micro pieux est de reprendre les charges pour les transmettre à des couches compactes et profondes susceptibles de les supporter dans des conditions satisfaisantes de stabilité et de tassement.

Tous les types de fondations profondes peuvent être a priori utilisés pour réparer les fondations d'ouvrages existants. Cependant, en pratique, pour des raisons de stabilité et de sensibilité des ouvrages portés ou mitoyens, les procédés par battage, vibration, vibro fonçage ou lançage à l'eau seront le plus souvent à éviter. Ils sont susceptibles de produire des ébranlements néfastes ou de comprimer par tassement des terrains en place. Il sera plus préférable de faire appel aux techniques de

forage, où il importe d'éviter toute décompression, voire éboulement, et aux pieux refoulant en cours de forage.

Cette réalisation s'effectue en 3 phases comme l'indique la figure II.1:

- La perforation du micro pieu à l'aide d'une tarière (tricône) en utilisant la boue de forage (bentonite)
- Une fois le forage est bien nettoyé, on introduit la cage d'armature, on pourvoit à la chemise du micro pieu en injectant des coulis de ciment primaire entre le tuyau d'armature et le revêtement provisoire avec une inclinaison correspondante.
- L'injection secondaire qui se fait sous pression à partir de la manchette la plus profonde et en remontant.



c) **Figure 01** : Forage et découpage du béton

b) **Figure 02** : Mise en place du tube d'armature

a) **Figure 03** : injection du coulis

**Figure II.1** : Phases de réalisation des micro pieux par injection [Becheur A, 2013].

D'après le fascicule 62. Titre V et le DTU 13.2, les micros pieux sont classés en quatre types selon leur mode de mise en œuvre.

Cette technique a connu un grand succès dans divers domaines d'applications, elle s'étendu à la stabilisation des pentes, aux renforcements des sols et à la protection des ouvrages souterrains après avoir été limité uniquement pour la restauration des bâtiments anciens endommagés.

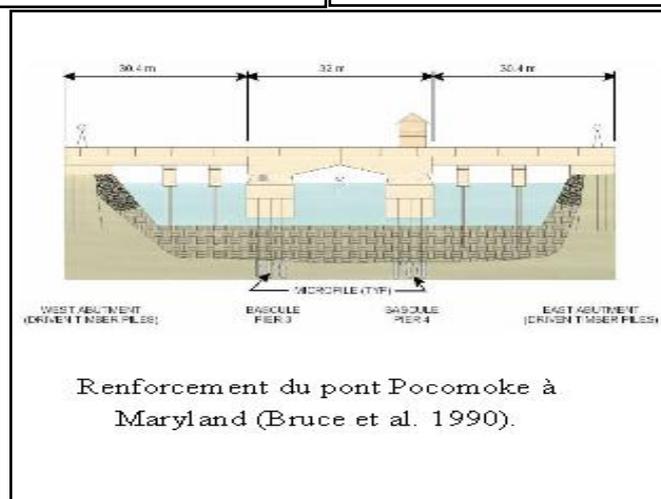
Les exemples d'utilisation des micros pieux sont multiples. La reprise partielle ou totale la charge de la structure et la limitation des tassements subits par l'ouvrage exige souvent le recours aux micros pieux comme solution. Pour arrêter les tassements constatés pour le casino de Mandalay de 43 étages à Las Vegas, 536 micros ont été installés entre les pieux existants.

Le renforcement des fondations de pont de Pocomoke à Maryland été réalisés par des micros pieux qui été installés entre les pieux existants sans causer de tassements additionnelles âgés de plus de 75 ans [Bruce et all, 1990]. Le renforcement des piles du pont pierre à bordeaux construit au 1819-1822 (Nadeau et Faure 1997). La reprise en sous œuvre par micros pieux de la gare d'Orsay pour l'aménagement du musée (SOLETANCHE). Les micros pieux ont été utilisé pour le reprise en sous œuvre et le confortement de plusieurs tours de grand hauteur, la cathédrale de Nicosie en Sicile et Notre Damme de Paris (Lizzi, 1982).

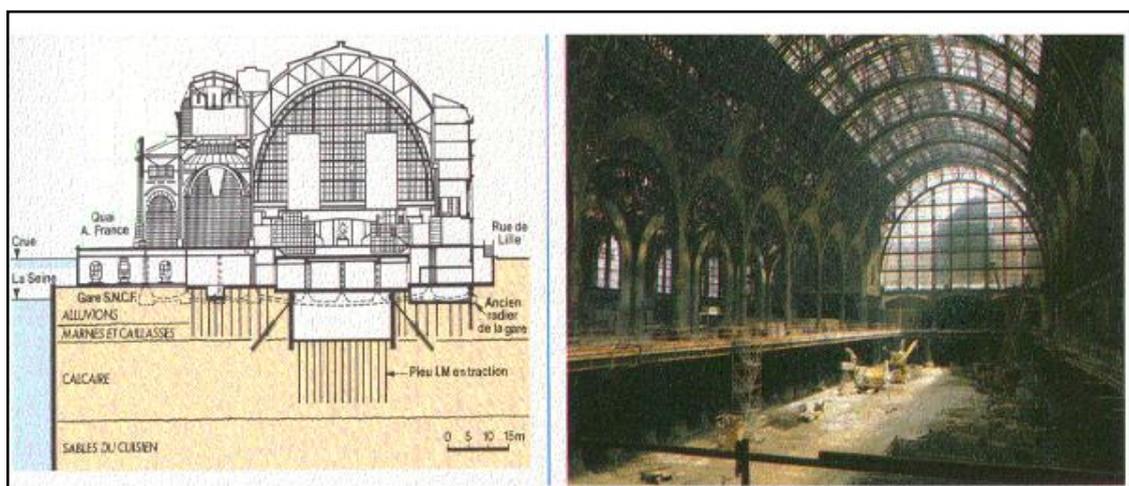


Renforcement du pont Pierre à Bordeaux  
(Nadeau et Faure 1997).

Renforcement par Micropieux du Casino  
Mandalay à Las Vegas  
(ASCE News 2001).



Renforcement du pont Pocomoke à  
Maryland (Bruce et al. 1990).



Rénovation de la gare du quai d'Orsay (SOLETANCHE)

Figure II.2 : Exemple d'application des micros pieux dans la reprise en sous œuvre [Alsaleh H, 2007].

## **II.5 Conclusion**

Aujourd'hui, la technique de confortement par micros pieux, à pratiquement remplacée toutes les autres techniques mentionnées dans ce chapitre, car elle présente ainsi une solution simple et avantageuse pour les travaux de reprise en sous œuvre grâce à sa légèreté et le faible encombrement des matériels utilisés, elle s'adapte bien aux conditions d'intervention. En outre, leur mise en place n'entraîne que de faibles et minimales perturbations à l'équilibre de la structure, du sol et de l'environnement

Les multitudes dispositions qu'offre cette technique, nécessite une analyse approfondie des caractéristiques mécaniques du sol et les charges qu'il lui sont appliquées, pour un éventuel choix, portant sur le type et la méthode de mise en œuvre des micros pieux.

### III.1. Introduction

Le tassement est le déplacement vertical descendant d'un ouvrage. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol-fondation qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises, soit à cause de l'action sol sur la fondation, comme si le cas de proximité d'un nouveau ouvrage.

Le tassement  $S$  d'une fondation est en général la résultante de trois composantes qui ne se manifeste pas simultanément, telles que :  $S = S_i + S_c + S_f$

Où  $S_i$  : est le tassement instantané ou immédiat, se manifeste au début du chargement suite à une déformation du sol à volume constant. Dans les sols fins saturés il s'agit d'un tassement correspondant à un comportement non drainé. Ce type de tassement est prépondérant dans les sols pulvérulents et non saturés.

$S_c$  : est dit tassement de consolidation est causé par une consolidation primaire de sol. il est prépondérant dans les sols fins saturés tels que les limons, les argiles saturées, l'argile sableuse, l'argile limoneuse, la marne... etc.

$S_f$  : est un tassement de fluage, est causé par la consolidation secondaire, ou de fluage, dans la quelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le temps.

Ce phénomène étant décrit comme un réarrangement des grains sous des contraintes stationnaires. Une des explications de ce phénomène et qu'il est causé par la déformation très lente de la couche d'eau adsorbée entourant les particules argileuses en contact. Ce tassement est prépondérant dans les sols organiques, les argiles molles, les vases et les tourbes.

### III.2. Méthodes d'évaluation des tassements

On peut déterminer les tassements par deux méthodes :

➤ A partir des essais de laboratoire, essentiellement à l'aide de l'essai oedométrique ; cette méthode est surtout utilisée pour les sols fins cohérents.

➤ A partir des essais en place (essai de pénétration statique CPT et essai pressiométrique Menard). très utilisés notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essais en laboratoire.

Pour le calcul des tassements le DTR-BC 2.331 préconise de ne considérer que les sollicitations dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

### II.2.1. Evaluation à partir des essais de laboratoire (essai oedométrique)

Les essais oedométriques consistent à appliquer sur un échantillon de sol saturé une contrainte verticale et à mesurer le tassement correspondant au cours du temps. Ils permettent de déterminer, pour chaque couche de sol située sous la fondation, les paramètres suivants :

- $e_0$  = indice des vides initial
- $C_c$  = indice de compression
- $C_s$  = indice de gonflement
- $\sigma'_c$  = pression de préconsolidation

Pour le calcul de tassement absolu sous la fondation on suit les étapes suivantes :

1. On décompose le sol sous la fondation en tranches d'épaisseurs  $H_i$

2. Pour chaque tranche  $i$ , on détermine :

2.1. la contrainte verticale  $\Delta\sigma'_{zi}$  apportée par la fondation en son axe à mi-épaisseur de la tranche  $z_i$  étant la profondeur du point considérée (point situé à mi-épaisseur de la tranche  $i$ ) ; d'après Boussinesq l'équation permettant de calculer l'effet d'un chargement uniforme sous le centre d'une

semelle circulaire est la suivante :

$$\Delta\sigma'_{zi} = q_0 \left[ 1 - \frac{1}{1 - \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2} = q_0 I$$

Où  $z$  : profondeur sous le centre de la semelle (m)

$r$  : rayon de la semelle

$q_0$  : charge uniforme

et pour un chargement uniforme sous différents points du radier la valeur de  $I$  est déterminée à partir de l'abaque de Whitman et Lambe (annexe III.1).

2.2. la contrainte  $\sigma^i_{0i}$  due au poids des terres situées au dessus du point considéré, éventuellement déjàugées ;

2.3. la contrainte résultante (des 2 contraintes de 2.1 et de 2.2) :  $\sigma'_{zi} = \sigma^i_{0i} + \Delta\sigma'_{zi}$

2.4. le tassement de la tranche considérée :  $S_i = H_i (\Delta e_{zi} / 1 + e_0)$

Avec :

$\Delta e_{zi}$  : diminution d'indice des vides due à  $\sigma'_{zi}$  ;  $\Delta e_{zi} = \Delta e_{1i} + \Delta e_{2i}$

➤ **Cas d' un dépôt de sol normalement consolidé** : c'est à dire que la contrainte effective initiale ( $\sigma^i_{0i}$ ) est égale à la pression de préconsolidation  $\sigma'_c$  toute augmentation de la pression produit un nouvel état de contrainte et entraîne ainsi d'importantes déformations sur la courbe de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte, les tassement alors associés à l'indice de compression

( $C_c$ ). on se sert donc de la relation suivante pour calculer le tassement de consolidation d'un dépôt ou d'une couche de hauteur H.

$$\Delta h = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

➤ **Cas d'un dépôt de sol surconsolidé** : c'est à dire que la contrainte effective initiale ( $\sigma'_{0i}$ ) est inférieure à la pression de préconsolidation  $\sigma'_{ci}$  toute augmentation de la pression produit un nouvel état de contrainte et entraîne ainsi d'importantes déformations sur la courbe de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte, les tassement alors associés à l'indice de compression ( $C_c$ ) lorsque la contrainte ( $\sigma'_{0i}$ ) est supérieure à la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_{ci}$ ) ou à l'indice de gonflement lorsque la contrainte ( $\sigma'_{0i}$ ) est inférieure de la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_{ci}$ ) on se sert donc des relations suivantes pour calculer le tassement d'un dépôt ou d'une couche de hauteur H.

$$S_i = H_i (\Delta e_{zi} / 1 + e_0)$$

$$\text{Si } \sigma'_{zi} < \sigma'_{ci} \quad \Delta e_{1i} = C_s \log (\sigma'_{zi} / \sigma'_{0i}) \text{ et } \Delta e_{2i} = 0$$

$$\text{Si } \sigma'_{zi} > \sigma'_{ci} \quad \Delta e_{1i} = C_s \log (\sigma'_{zi} / \sigma'_{0i}) \text{ et } \Delta e_{2i} = C_c \log (\sigma'_{zi} / \sigma'_{0i})$$

➤ **Cas d'un dépôt de sol sous consolidé** : c'est à dire que la contrainte effective initiale ( $\sigma'_{0i}$ ) est supérieure à la pression de préconsolidation  $\sigma'_{ci}$  toute augmentation de la pression produit un nouvel état de contrainte et entraîne ainsi d'importantes déformations sur la courbe de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte, les tassement alors associés à l'indice de compression ( $C_c$ ). on se sert donc de la relation suivante pour calculer le tassement d'un dépôt ou d'une couche de hauteur H.

$$\Delta h = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{z0}}$$

3. calculer le tassement total de consolidation  $S_t$  en faisant la somme arithmétique des tassements de toutes les couches :  $S_t = S_{\text{oedomètre}} = \sum_{i=1}^n S_i$

Remarque : En théorie on peut considérer que le tassement final d'une fondation superficielle est la somme de deux termes :  $S_t = S_i + S_c$

$S_i$  et  $S_c$  étant définis précédemment.

Selon le DTR-BC 2.331 le tassement immédiat peut être négligé en général, sauf dans les ouvrages particuliers dans lesquels la charge d'exploitation mise en place dans un délai très court et forte vis-à-vis des charges permanentes.

### III.2.1.1 Relation entre le module oedométrique et le module d'élasticité

Le module oedométrique  $E_{\text{oed}}$  traduit la relation entre la contrainte et la déformation. Lorsque le sol ne peut pas se déformer latéralement il est lié au module d'élasticité  $E'$  par la relation suivante : [Philipponat G et Hubert B, 2006]

$$E' = E_{\text{oed}} \frac{(1+\nu')(1-2\nu')}{(1-\nu')}$$

Avec :  $\nu' = 0,3$  (valeur admise généralement pour les sols meubles).

Donc  $E' = 0,74 E_{\text{oed}}$

Les valeurs habituellement retenus pour les coefficients de poisson sont d'après [Philipponat G et Hubert B, 2006] :

- $\nu' = 0,5$  pour les sols saturés (déformation à volume constant).
- $\nu' = 0,3$  dans les autres cas.

### III.2.2 Prédiction de tassement à partir d'essais pressiométriques

Après avoir exploité la solution classique du tassement d'une fondation circulaire posée en surface d'un massif élastique semi infini et homogène, Menard a proposé une méthode semi empirique de calcul du tassement d'une fondation.

Selon Menard, la réponse du sol à la pression de la fondation se traduit par la manifestation de deux champs de contrainte. Le premier est à tendance sphérique et est localisé dans un hémisphère en contact avec la base de la fondation circulaire. Ce champ de contraintes tend à déformer le sol avec variation du volume. Le deuxième champ, à tendance déviatorique, se manifeste dans le reste du sol et s'amortit au delà d'un espace de 8 diamètres. Comme le montre la figure III.1.

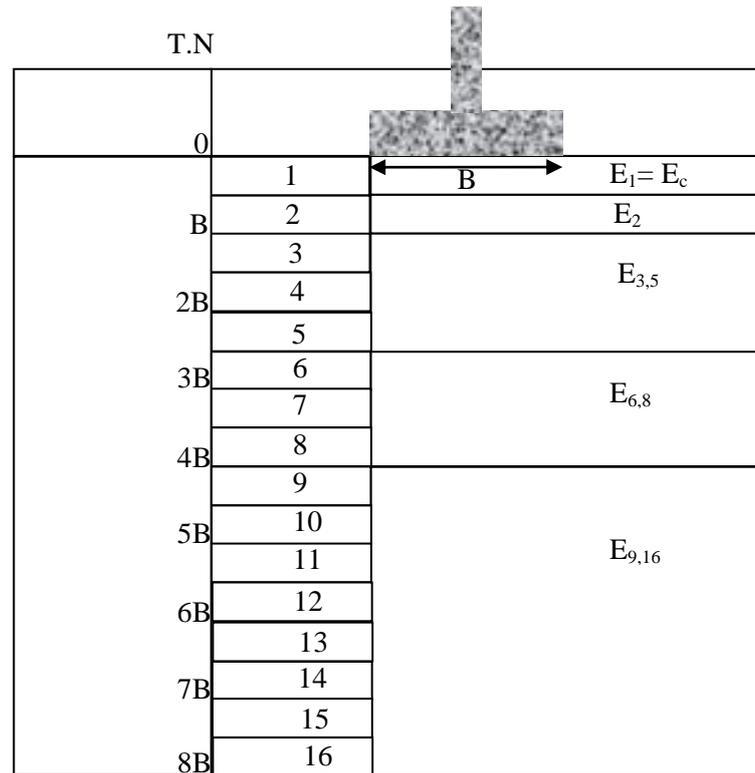


Figure III.1 : Découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique.

Un ouvrage de dimensions limitées charge le sol en deux domaines où ce dernier se comporte différemment : [Bouafia A, 2010]

- Un domaine sphérique où le sol tasse par consolidation (tassement de consolidation  $S_c$ ).
- Un domaine déviatorique, situé à la périphérie, où le sol se déforme sous l'effet de contraintes normales et de cisaillement (tassement déviatorique  $S_d$ ).

Le tassement total s'obtient par addition de ses deux tassements :  $S_t = S_c + S_d$

Dans le cas d'un terrain homogène, on a :

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_m} p \lambda_c B = \frac{\alpha}{9E_m} (\sigma - q_0) \lambda_c B = \frac{\alpha}{9E_m} (\sigma - \gamma h) \lambda_c B$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} (p \cdot B_0) \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha = \frac{1,2}{9E_m} (\sigma - \gamma \cdot h) \left( \lambda_d \frac{B}{0,6} \right)^\alpha$$

Avec :

$$B_0 = 0,6 \text{ m}$$

$P = \sigma - q_0$  : augmentation de la contrainte due à la surcharge à la base de la fondation (au lieu de  $\sigma$ ),

$q_0$  : contrainte verticale due au poids des terres à la base de la fondation avant travaux,

$$q_0 = \gamma h.$$

$E_M$  : Module pressiométrique du sol.

$\alpha$  : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol et du rapport  $E_M/P_l$  donné dans le tableau ci-dessous où  $p_l$  est la pression limite.

$\lambda_c, \lambda_d$  : Coefficients de forme de la semelle, fonction du rapport L/B, donnés ci-dessous

$E_c$  et  $E_d$  : modules équivalents donnés par les formules suivantes :

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

Si  $E_9$  à  $E_{16}$  ne sont pas connues il est calculé par :

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

Si  $E_6$  à  $E_8$  ne sont pas connues il est calculé par :

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

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

$E_c = E_1$  = moyenne harmonique des modules pressiométriques dans la tranche d'épaisseur B/2

Située immédiatement sous la fondation.

**Tableau III.1 : Valeurs du coefficient  $\alpha$  selon Menard.**

Type de matériaux	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	$E_M/P_l$	A	$E_M/P_l$	A	$E_M/P_l$	A	$E_M/P_l$	A	$E_M/P_l$	A
Surconsolidé très serré	-	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé	-	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré remanié ou lâche	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

Tableau III-2 : Valeurs des coefficients de forme.

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

### III.3 Calcul des tassements

Pour évaluer le tassement d'un dépôt de sol à partir de l'essai oedométrique on doit connaître en plus des paramètres oedométriques mentionnés précédemment, l'état de consolidation de ce dépôt afin de déterminer l'équation à partir de laquelle on calcul le tassement.

Les résultats des tassements au centre du bac C9 sous une charge de service d'une valeur de 1,20 bars évalués à partir des essais oedométriques sont donnés par le tableau III.4.

Le découpage de notre dépôt de sol en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique nous donne 03 couches, nous avons calculé ces tassements à partir des résultats d'essais sur site jusqu'à 30m de profondeur, et vu cette faible profondeur de ces essais nous avons pris les caractéristiques de la marne de quelque ouvrage voisins.

Couche 01 (0-28m) : alternance d'argile et sable vaseux

$E_1 = 28,24$  bars et pour  $\lambda_c = 1$  et  $\alpha = 2/3$ , nous avons le tassement de consolidation

$$S_c = \frac{0,66 \times 120 \times 1 \times 56}{9(28,4) \times 10^2} \Leftrightarrow S_c = 0,176 \text{ m}$$

Couche 02 (28-56m) : marne

$E_2 = 54,96$  bars

Couche 03 (56-84m) : marne compacte

$E_3 = 1000$  bars

$$\text{Alors } \frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{28,24} + \frac{1}{0,85(54,96)} + \frac{1}{1000} \Rightarrow E_d = 57,36 \text{ bars}$$

$$S_d = \frac{2}{9(57,36 \times 10^2)} 120 \times 0,6 \left(1 \times \frac{56}{0,6}\right) \Leftrightarrow S_d = 0,269 \text{ m} \quad \text{Avec } \lambda_c = 1$$

Donc le tassement total  $S_t = S_c + S_d = 0,445\text{m}$ .

**Tableau III.3** Valeurs des paramètres physique du sol.

Profondeur(m)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	W(%)	Sr (%)	$e_0$
2-6	1,9	33	100	0,83
6-10	1,75	64	100	1,20
10-14	1,80	98	100	0,98
14-18	1,83	55	100	0,81
18-21	1,83	52	98	0,81
21-25	1,9	57	100	0,81
25-27	1,9	22	100	0,83
27-30	2	22	100	0,65

Les valeurs du tassement oedométrique et pressiométrique sous différents points de la fondation sont illustrés par la figure III.2.

**Tableau III.4.** Résultat de calcul du tassement à partir de l'oedomètre au centre de la fondation.

Profondeur(m)	$\sigma'_0$ (bars)	$\sigma'_c$ (bars)	$c_c$	$c_s$	$I_z$	$D\sigma'_z$ (bars)	$\sigma'_z$ (bars)	$\Delta h$ (m)
2-6	1,14	1,55	0,254	0,068	0,997	1,196	2,336	0,22
6-10	1,84	1,00	0,545	0,088	0,979	1,175	3,015	0,21
10-14	2,56	1,00	0,377	0,100	0,938	1,126	3,686	0,12
14-18	3,29	0,70	0,268	0,110	0,877	1,053	4,343	0,07
18-21	3,84	1,30	0,275	0,260	0,813	0,976	4,816	0,04
21-25	4,6	1,80	0,166	0,057	0,744	0,893	5,493	0,06
25-27	4,98	1,40	0,147	0,147	0,684	0,821	5,801	0,01
27-30	5,58	2,00	0,128	0,047	0,637	0,764	6,344	0,01
<b>Tassement total</b>								<b>0,74</b>

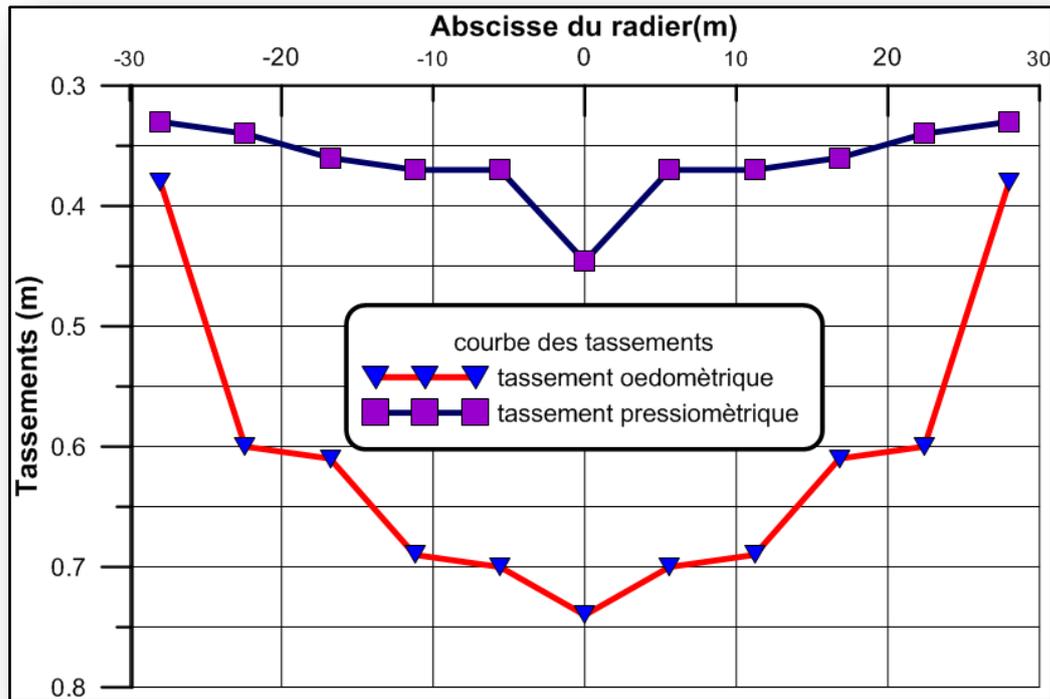


Figure III.2. Résultat de calcul du tassement sous différents points de la fondation.

#### III.4. Discussion des résultats

D'après la figure III.2, on remarque que les valeurs du tassement sont élevées sous le centre de la fondation, et diminuent progressivement en s'éloignant du centre. Ce qui montre que c'est un tassement différentiel.

Les tassements obtenus à partir de l'essai oedométrique sont plus excessifs que ceux mesurés par l'essai pressiométrique. L'essai oedométrique est plus fiable et plus représentatif lorsqu'il s'agit d'un dépôt de sol de nature et de propriétés très hétérogènes, tandis que l'essai pressiométrique s'adapte mieux aux fondations de faibles dimensions.

#### III.5. Conclusion

Les calculs effectués dans ce chapitre ont révélé de très importants tassements différentiels, sous la fondation du bac, ce qui a contribué à la mise hors service de ce dernier, d'où la nécessité de confortement par la technique de micro pieux injectés.

Les valeurs des tassements différentiels entre le centre et le bord de la fondation évaluées à partir des essais oedométriques et pressiométriques varient respectivement de 74 cm à 38 cm et de 44,5 cm à 33 cm.

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

Les micros pieux sont utilisés depuis longtemps dans le domaine du génie civil, dès les années 50 en Italie par Lizzi en tant que technique de renforcement des sols. Ce procédé peut être employé pour des travaux confortatifs de fondations défectueuses. Dans les cas courants on utilise ce type de fondation pour améliorer la couche porteuse située d'une fondation par radier, ou sous une dalle au sol destinée à reprendre des charges verticales importantes (dallages industriels).

La réalisation de réseaux de micros pieux dans un massif de sols lâches offre une alternative aux autres méthodes de renforcement des sols de ce type. Notamment quand les conditions d'exécution des travaux sont contraignantes et ne permettent pas d'utiliser des matériels encombrants ou des techniques qui perturbent l'environnement du chantier. Les micros pieux sont réalisés dans des forages de petit diamètre. Ils sont souvent associés à une injection du massif de sol.

Le développement de ce système de fondations profondes découle de ses multiples avantages pour la reprise en sous œuvre : la légèreté et le faible encombrement des matériels utilisés s'adaptent bien aux conditions d'intervention. En outre, leur mise en place n'entraîne que de faibles et minimales perturbations à l'équilibre de la structure, du sol et de l'environnement.

### **IV.2. Définition**

Les micros pieux sont des fondations profondes qui se caractérisent par un diamètre relativement faible inférieur à 250 mm, généralement entre 76 et 200 mm.

Leur intérêt est de permettre de transférer les charges aux couches de sol résistantes, sur des sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par l'inclusion sous forme de frottement latéral, mobilisé le long du fût du micro pieu, et de la résistance en pointe.

Les micros pieux se différencient essentiellement par leur faible diamètre ce qui fait qu'il est généralement considéré que l'effort est repris par le frottement latéral et on néglige la résistance en pointe contrairement au pieu. De plus les micros pieux sont utilisés en très grand nombre et positionnés très proches les uns des autres, ce qui nécessite la prise en compte d'interactions entre les inclusions (effet de groupe) différentes de celles considérées dans le cas des groupes de pieux classiques.

### **IV.3. Domaine d'application [Alsaleh H, 2007]**

Imaginé à l'origine pour la réalisation de reprises en sous œuvre (fondation existante de portance insuffisante), ils ont peu à peu trouvé d'autres applications comme :

- La réalisation de fondations neuves dans des espaces réduits non accessibles aux équipements pieux traditionnels :
- Les fondations de radiers soumis à des sous pressions (combinaison d'efforts traction /compression) ;
- Les fondations de pylônes électriques ou hertziens ;
- Les fondations d'éoliennes ;
- La réparation de glissements de terrain par frettage du sol ;

#### IV.4. Différents types de micros pieux

Les micros pieux sont classés en 4 types : [DTU 13.2, 1992]

##### - Caractéristiques des micros pieux type I

Un micro pieu de ce type ne permet que la transmission d'efforts de quelques dizaines de tonnes suivant son axe. Sa résistance à la flexion est faible.

Le micro pieu type I est un pieu foré tubé de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au tube plongeur. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au-dessus du mortier mis sous pression. Le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier. Ce procédé ne peut être employé dans les terrains comportant des cavités ou des fissures importantes sans remplissage préalable. Dans les sols mous, ce type de pieu doit être vérifié au flambement.

##### - Dispositions constructives

- Des armatures peuvent être disposées dans les micros pieux.
- Le tubage de forage peut être incomplètement récupéré. La partie restante fait partie du micro pieu type I. Lorsque le tubage est incomplètement récupéré dans les conditions préalablement arrêtées par le concepteur du projet, on peut en tenir compte dans les calculs de résistance du micro pieu.
- La composition et le dosage du mortier sont déterminés en fonction de la charge intrinsèque à obtenir.
- Le dosage minimal est de 500 kg de ciment par  $m^3$  de mortier.
- Le choix du liant tient compte des résultats d'analyse chimique des eaux prélevées dans le sol.

- Le forage une fois terminé est entièrement rempli de mortier au tube plongeur.
- La pression est maintenue en tête du tubage pendant sa remontée. Le maintien de la pression est nécessaire pour obtenir une qualité de mortier en place supérieure à celle du béton d'un pieu foré classique, et peut permettre une contrainte atteignant 8Mpa.
- Pendant la remontée du tubage, le niveau du mortier baisse du fait du remplissage des hors profils mais il ne doit jamais se trouver au-dessous du bas du tubage.
- Dans certains sols, par exemple, les couches épaisses d'alluvions très perméables sous la nappe, la mise en pression du mortier ne peut être appliquée qu'une seule fois. En effet, plusieurs mises en pression successives du mortier correspondraient à des périodes intermédiaires à moindre pression pendant lesquelles l'eau de la nappe peut pénétrer dans le micro pieu en délavant le mortier.

#### - **Caractéristiques des micros pieux type II**

Le micro pieu type II est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm.

Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur, (figure IV.1)

Dans les sols mous, ce type de pieux doit être calculé au flambement.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

Un micro pieu de ce type peut permettre la transmission d'effort important. L'armature est constituée :

- Soit par un tube à paroi épaisse ;
- Soit par des barres d'acier raccordées bout à bout ;
- Soit par un faisceau de barres en acier placées à l'intérieur d'un tube en acier de limite élastique comparable.

La limite élastique des aciers employés peut être très importante (jusqu'à 500 MPa pour les tubes, de 1 100 MPa pour les barres).

Il est recommandé de vérifier le flambement (méthode de Mandel par exemple), ainsi que le raccourcissement élastique des micros pieux.

#### - **Dispositions constructives**

- L'entrepreneur justifie par des essais préalables le système d'assemblage des armatures.

Si les micros pieux sont soumis à des efforts de traction, l'assemblage des barres doit être fait par manchons filetés et si les micros pieux sont soumis à des efforts de compression, l'aboutage des barres peut se faire par contact sur sections planes coupées d'équerre avec manchon de guidage fileté ou soudé.

- Le choix du liant tient compte des résultats d'analyse chimique de l'eau, du sol et de la nature des aciers. On tient compte des modifications de temps de prise et des pertes de résistance du mortier dues à l'agressivité éventuelle du terrain ou de l'eau de la nappe (présence de matières organiques, d'eau chargée en sels, de substances chimiques, de gaz, etc.).

En outre, en cas d'utilisation de barres à très haute limite élastique, on vérifie que les liants utilisés ne peuvent pas entraîner une corrosion fissurant de l'acier des barres.

- Le dosage minimal du coulis de scellement est de 1 200 kg de ciment par m<sup>3</sup> de coulis.

- Dans le cas d'un scellement au mortier, la résistance à la compression simple de ce mortier doit être au moins égale à celle d'un coulis de ciment de rapport pondéral C/E = 2. L'entrepreneur justifie que le mortier est compatible avec le système de mise en place utilisé.

- **Mise en œuvre**

En cas de rencontre de nappes phréatiques, des précautions spéciales doivent être prises dans la conduite et l'équipement du forage pour éviter tout éboulement et entraînement du terrain.

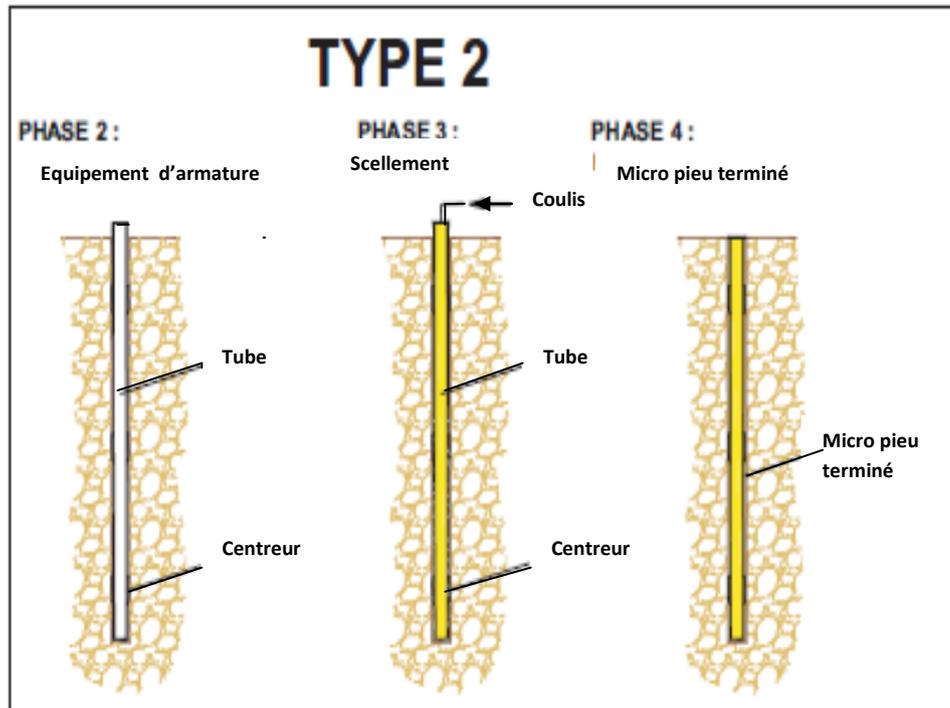
Ce type de micros pieu est interdit en cas de rencontre de nappes artésiennes.

En cas de rencontre de nappes phréatiques non artésiennes, les précautions sont classiques : boue de densité suffisante remplissant tout le forage, tubage provisoire, etc.

- Le coulis ou mortier de scellement est mis en place au tube plongeur ou par le train de tige immédiatement après la fin du forage.

Si l'ouvrabilité du coulis ou mortier le permet, les armatures peuvent être mises en place après le remplissage du forage.

- Les armatures doivent être munies de centreurs en nombre suffisant.



*Figure IV.1. Phases de réalisation d'un micro pieu de type II.*

### - Caractéristiques des micros pieux type III

Le micro pieu type III est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. (Figure IV.2)

L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire (IGU). Dans les sols mous, ce type de pieu doit être calculé au flambement.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

### - Dispositions constructives

L'entrepreneur justifie par des essais préalables le système d'assemblage des armatures.

- Si les micros pieux sont soumis à des tractions, l'assemblage doit être fait par manchons filetés. Si les micros pieux ne sont soumis qu'à des compressions, l'aboutage peut se faire par contact sur sections planes coupées d'équerre avec manchon de guidage fileté ou soudé.

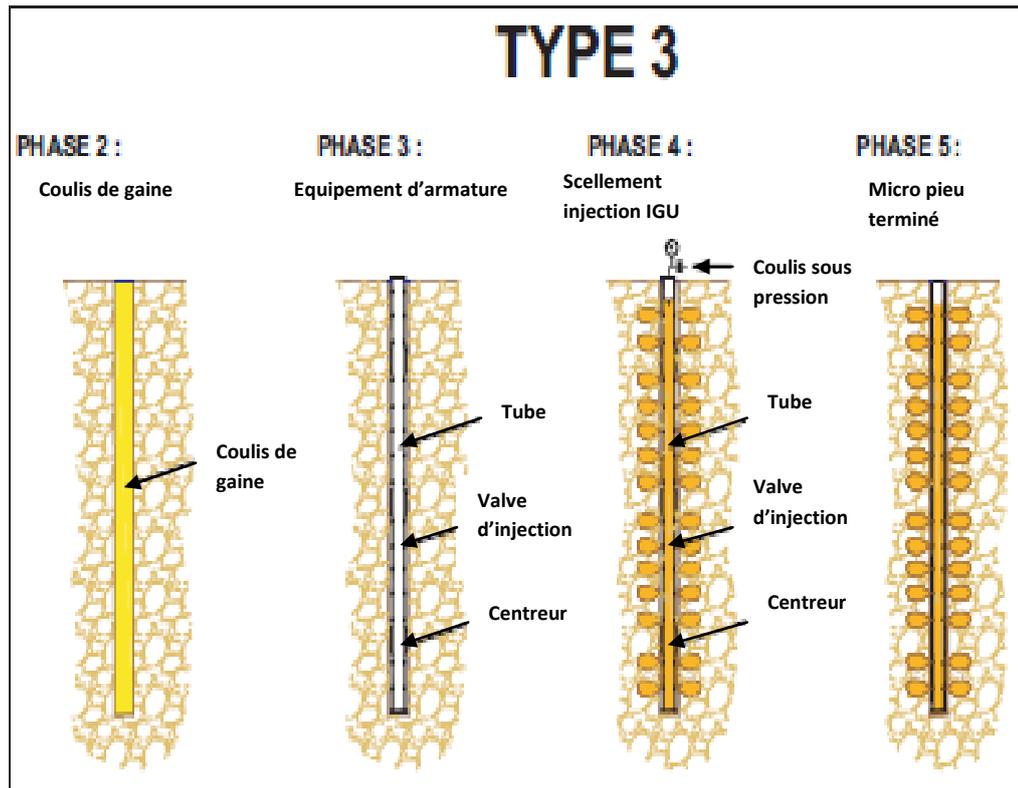
- Le choix des liants utilisés dans les différents coulis ou mortiers tient compte des résultats d'analyse chimique de l'eau, du sol et de la nature des aciers.
- Le dosage minimal du coulis de scellement est de 1 200 kg de ciment par m<sup>3</sup> de coulis.
- Dans le cas d'un scellement au mortier, la résistance à la compression simple de ce mortier doit être au moins égale à celle d'un coulis de ciment de rapport pondéral C/E = 2. L'entrepreneur justifie que le mortier est compatible avec le système d'injection utilisé.

- **Mise en œuvre**

En cas de rencontre de nappes phréatiques, des précautions spéciales doivent être prises dans la conduite et l'équipement du forage pour éviter tout écoulement et entraînement du terrain. En cas de rencontre de nappes phréatiques non artésiennes, les précautions sont classiques : boue de densité suffisante remplissant tout le forage, tubage provisoire, etc.

En cas de rencontre de nappes artésiennes, les procédés de protection sont très délicats à mettre en œuvre (boue alourdie, surélévation de la plate-forme, etc.) et il est rare que l'on puisse totalement éviter des entraînements à la réalisation du micro pieu, l'équilibre du tube à manchettes permettant de traiter toutes les zones décomprimées.

- Le coulis de gaine est mis en place par un procédé convenable au tube plongeur, tube d'injection, etc., immédiatement après la fin du forage.
- Les armatures doivent être munies de centreurs en nombre suffisant.



*Figure IV.2. Phases de réalisation d'un micro pieu de type III.*

#### - Caractéristiques des micro pieux type IV

Le micro pieu type IV est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS). Dans les sols mous, ce type de pieu doit être calculé au flambement, (figure IV.3)

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

#### Dispositions constructives

L'entrepreneur justifie par des essais préalables le système d'assemblage des armatures.

- Si les micro pieux sont soumis à des tractions, l'assemblage doit être fait par manchons filetés. Si les micro pieux ne sont soumis qu'à des compressions, l'aboutage peut se faire par contact sur sections planes coupées d'équerre avec manchon de guidage fileté ou soudé.
- Le choix des liants utilisés dans les différents coulis ou mortiers tient compte des résultats d'analyse chimique de l'eau, du sol et de la nature des aciers.

- Le dosage minimal du coulis de scellement est de 1 200 kg de ciment par m<sup>3</sup> de coulis.

- Dans le cas d'un scellement au mortier, la résistance à la compression simple de ce mortier doit être au moins égale à celle d'un coulis de ciment de rapport pondéral C/E = 2. L'entrepreneur justifie que le mortier est compatible avec le système d'injection utilisé.

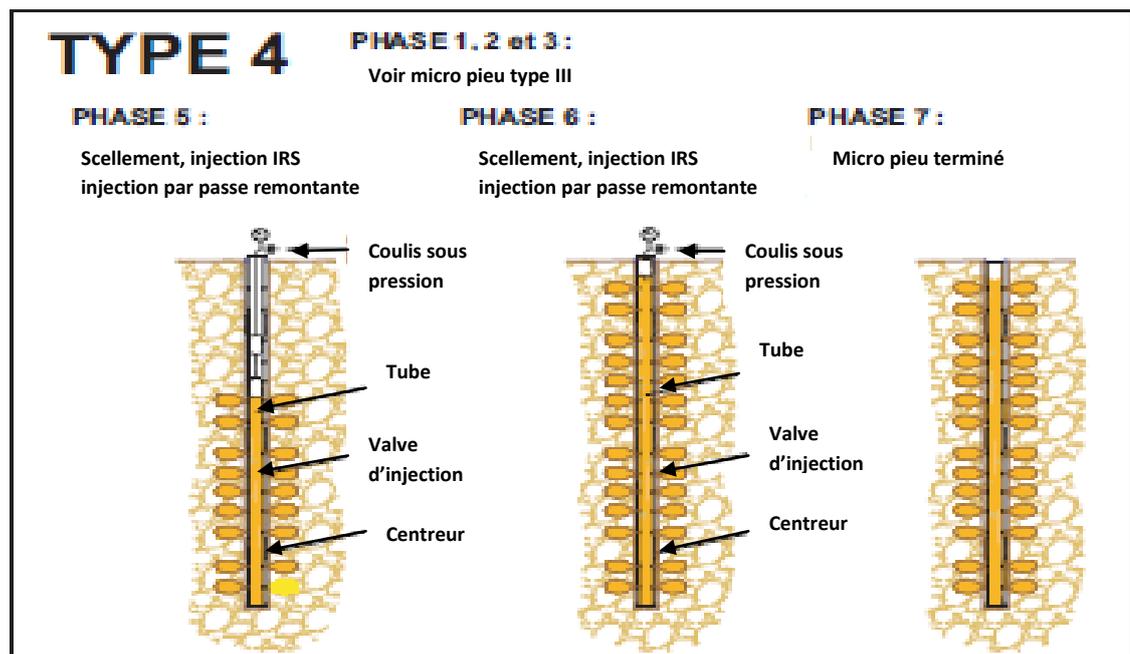
- **Mise en œuvre**

En cas de rencontre de nappes phréatiques, des précautions spéciales doivent être prises dans la conduite et l'équipement du forage pour éviter tout éboulement et entraînement du terrain.

- Le coulis de gaine est mis en place par un procédé convenable au tube plongeur, tube d'injection, etc., immédiatement après la fin du forage.

- Les armatures doivent être munies de centreurs en nombre suffisant.

- La longueur maximale de passe d'injection sera de 1 m.



**Figure IV.3.** Phases de réalisation d'un micro pieu de type IV.

Le tableau IV.1. Résume les définitions des 4 types (I, II, III et IV) de cette classification qui distingue la méthode de mise en place du micro pieu dans le sol.

Tableau IV.1. Classification des micros pieux selon leur méthode de mise en place. [Fascicule 62-titre V]

Type de micro pieu et mise en place du mortier ou du coulis	Sous type	Tubage du forage	Ferrailage	Mortier/ coulis
<b>Type I</b> Mise en place gravitaire	<b>I.1</b>	Temporaire ou non continu	Aucun, mono tige, cage, tube, section de profilé	Mortier de ciment/ sable ou coulis de ciment mis en place gravitaire ment
	<b>I.2</b>	Permanent continu le long du fût	Tubage	
	<b>I.3</b>	Permanent partie supérieure du fût	Tubage dans la partie supérieure, cage ou tube dans la partie inférieure	
<b>Type II</b> Injection sous pression	<b>II.1</b>	Temporaire ou non continu	Mono tige ou tube (rarement des cages dues à leurs faibles portances)	Mise en place gravitaire de coulis de ciment injection sous pression (<1MPa) lors du retrait du tubage
	<b>II.2</b>	Permanent, partiel	Tubage	
	<b>II.3</b>	Permanent, partie supérieure fût	Tubage dans la partie supérieure, tige ou tube dans la partie inférieure	
<b>Type III</b>	<b>III.1</b>	Temporaire ou non	Mono tige ou tube (rarement des cages dues à leurs faibles capacités)	Coulis de ciment primaire gravitaire 15 à 25 min plus tard, un coulis similaire est injecté dans les tubes (ou tuyau de ferrailage sous pression supérieur à 1 MPa)
	<b>III.2</b>	-	-	
	<b>III.3</b>	-	-	
<b>Type IV</b> Coulis primaire mis en place par gravité (type A) ou injecté (type B), suivi d'une ou plusieurs injections globales sous pression	<b>IV.1</b>	Temporaire ou non	Mono tige ou tube (rarement des cages dues à leurs faibles capacités)	Coulis primaire mis en place par gravité (type A) ou injecté (type B), quelque heures plus tard, du coulis similaire est injecté sous pression à travers le tubage (ou le tube de ferrailage à plusieurs reprises)
	<b>IV.2</b>	Possible uniquement si le tue est placé le long du fût hors du tubage	Tubage	
	<b>IV.3</b>	Permanent, partie supérieure du fût	Tubage dans la partie supérieure, tubage ou tube dans la partie inférieure.	

## IV.5.Méthodes de scellement

### IV.5.1. Scellement « gravitaire »

L'expression « scellement gravitaire » désigne plusieurs méthodes, qui ont en commun le fait que le coulis, après mise en œuvre et avant prise du ciment, présente une surface libre. En revanche, les performances disponibles en matière de frottement latéral, pour un contexte géotechnique donné, ne sont pas les mêmes avec toutes ces méthodes.

### IV.5.2 Injection globale unitaire (IGU)

Dans cette méthode, le coulis de remplissage du forage, appelé « coulis de gaine » est mis en place selon une méthode gravitaire. Le micro pieu est équipé d'un tube à manchette (ou autre clapets) comportant un petit nombre de manchettes (généralement 3 ou 4) noyé dans le coulis de gaine.

Après prise de coulis de gaine, et sans atteindre une grande résistance en traction (soit, dans des conditions courantes, le lendemain), on injecte un coulis complémentaire en tête du tube à manchette ; la pression d'injection fait « claquer » le coulis de gaine durci (si les pertes de charges sont assez élevées pour compromettre le claquage du coulis de gaine, il peut être utile d'injecter dans un premier temps un faible volume d'eau) et le coulis d'injection pénètre « en force » dans le sol. En général, on vise, après ouverture des manchettes, l'application d'une pression comparable à la pression limite pressiométrique des sols d'ancrage et on limite la quantité de coulis à 50% du volume du forage, évalué sans tenir compte des 4 à 6m supérieurs (voir à propos de l'IRS les indications relatives à l'épaisseur nécessaire de couverture).

### IV.5.3 Injection répétitive et sélective (IRS)

Cette méthode s'inspire directement des technologies d'injection des sols meubles. Le micro pieu est équipé d'un tube à manchettes et scellé dans les coulis de gaine.

Un obturateur double permet de sélectionner une manchette pour procéder à l'injection à un niveau choisi. Après prise du coulis de gaine, le coulis est injecté sous forte pression par cette manchette : le coulis de gaine est alors « claqué » (rompu), puis le coulis complémentaire pénètre dans le sol. Après avoir « traité » une manchette on passe à une autre en principe, on réutilise à volonté les manchettes pour procéder à plusieurs injections successives.

L'IRS conduit à l'obtention d'un frottement latéral généralement élevé par rapport aux caractéristiques mécaniques des sols d'ancrage.

Dans les sols fins, cette amélioration s'explique par le mode de progression du coulis dans le sol, le long des claquages (fissures induites par la pression d'injection), qui génère une « étreinte » du sol autour du micro pieu. Lorsque  $K_0$  est inférieur à 1, les claquages sont verticaux et à peu près rayant ; lorsque  $K_0$  est supérieur à 1, les claquages sont horizontaux. Quand on procède à plusieurs

phases de réinjection, dans un sol où  $K_0$  est inférieur à 1, la valeur de celle-ci augmente à chaque réinjection au voisinage immédiat du micro pieu, et on peut passer après des claquages verticaux à des claquages horizontaux.

On peut constater, dans les sols grossiers, la formation d'un bulbe autour du micro pieu : le diamètre du coulis durci est supérieur à celui du forage. Cette « augmentation » du diamètre du micro pieu est prise en compte par un coefficient empirique dépendant de la nature du sol, pour l'évaluation de la résistance au frottement latéral.

#### **IV.5.4 Injection répétitive simultanée**

Le principe de cette injection consiste à équiper le micro pieu d'un tube de petit diamètre (centimétrique), muni de manchettes, et se retournant à la base du micro pieux de telle sorte que les deux extrémités sortent du forage. Après durcissement du coulis de gaine, mis en place à l'aide d'un autre tube débouchant à la base, on injecte du coulis par le tube en boucle jusqu'à constater la purge de l'air dans le tube, puis on obture l'extrémité de sortie de l'air, puis on injecte le coulis par les manchettes.

Pour que la plupart des manchettes soient le siège d'un passage de coulis, il faut que la réinjection ait lieu assez tôt afin que la résistance en traction du coulis de gaine soit sensiblement inférieure à la plus petite valeur de la pression limite pressiométrique des sols de la zone de scellement.

Le coulis de gaine doit en outre avoir été l'objet d'une compensation d'essorage par le fond du forage pour prévenir la formation d'un passage préférentiel. Si on souhaite procéder à une deuxième réinjection, le tube à manchettes doit être lavé par une circulation d'eau, et on procède alors à la nouvelle réinjection après le début de prise du coulis de gaine, sans attendre qu'il ait acquis une résistance notable (soit 2 heures plus tard).

#### **IV.6. Principe de conception des fondations sur micros pieux [Plumelle C, 2005]**

La spécificité des micros pieux impose certaines précautions dans la conception de ce type de fondations. Les micros pieux ne peuvent pas reprendre de moment fléchissant on placera 03 micros pieux sous les charges isolées (poteau) et 02 micros pieux sous les charges linéairement répartis (voile, mur). Pour les mêmes raisons on limitera la tolérance d'implantation à 4 cm au lieu de 15cm habituels pour les pieux. Pour éviter les interactions entre micros pieux on réservera une distance minimale de 0,50m entre fûts. On vérifiera le déplacement de la tête du micro pieu, spécialement pour les micros pieux de fort élancement équipés de barre à très haute limite élastique, qui devra rester compatible avec fonctionnement de la structure portée. La liaison de la superstructure est faite par des connecteurs ou plus généralement par des platines scellées dans la semelle qui coiffe les micros pieux.

#### **IV.7. Comportement des micros pieux**

Les micros pieux se différencient des pieux par leur petit diamètre et un élancement bien plus grand, de l'ordre de 100. Il en résulte que, sous charge axiale, le comportement d'un micro pieu est, sauf cas particuliers, principalement régi par le frottement latéral qui se développe le long du fût. La résistance de pointe reste en général négligeable et lorsqu'elle ne l'est pas, elle n'est mobilisée que tardivement, après le frottement latéral.

Le mécanisme de développement du frottement latéral, dans un essai de chargement axial d'un micro pieu, peut être mis en évidence expérimentalement en mesurant la diffusion du raccourcissement du pieu à partir de la tête et jusqu'à la pointe.

##### **IV.7.1 Mobilisation de la résistance à la pointe**

Dans certains cas le terme pointe calculé par les méthodes habituelles pour les pieux courants peut atteindre des valeurs non négligeables. Par exemple pour un micro pieu de type II, constitué d'un tube métallique 178/157, mis en place dans un forage de 200mm et encastré dans un substratum marneux, la charge limite en pointe peut atteindre 350 à 400 KN. Toute fois ce terme est souvent négligé compte tenu notamment des tassements nécessaires à sa mobilisation (en particulier en cas d'utilisation des micros pieux pour des reprises en sous œuvre).

##### **IV.7.2 Frottement latéral**

Vu la faible longueur des micros pieux, la charge appliquée est donc transmise au sol par frottement latéral et cela est lié à l'injection sous pression c'est-à-dire :

D'une part il y a formation d'un bulbe de scellement lié au pieu qui entraîne une augmentation de la surface latérale par laquelle ces charges sont transmises au terrain, par ailleurs des observations de bulbes de scellement ont montré que leurs états de surface est très inégal ce qui améliore l'adhérence du terrain.

D'autre part, l'injection entraîne généralement par imprégnation ou serrage, suivant la perméabilité du terrain au coulis de ciment, une amélioration des caractéristiques du sol au voisinage du bulbe.

Enfin l'essorage du coulis dans les terrains perméables ou sa décantation dans les terrains peu perméables entraîne une augmentation de la rigidité du coulis et donc de sa résistance, l'adhérence du coulis à l'acier est donc très importante.

Et c'est à partir des essais de chargement effectués par M GOUVENOT on calcule le frottement latéral unitaire sur la base du diamètre du bulbe fictif de scellement.

## IV.8. Calcul de la capacité portante des micros pieux

### a) A partir des essais pressiométriques

Les micros pieux utilisés pour le confortement des ces bacs endommagés sont des micros pieux injectés, ils sont forés tubés de type IV. Ils travaillent essentiellement au frottement latéral.

D'après [Bustamante M et Doix B ,1985] la capacité portante  $Q_{su}$  dans ce cas est calculé par la relation suivante :

$$Q_{su} = [\pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s] / f_s$$

Avec :

$D_s$  : Diamètre moyen du bulbe de scellement.

$L_s$  : Longueur de scellement.

$q_s$  : Frottement latéral unitaire limite s'exerçant le long de la surface latérale du bulbe.

$f_s$  : Coefficient de sécurité.

La valeur  $D_s$  dépend en premier lieu du diamètre de forage  $D_d$ , de la nature de compacité des sols et du mode de scellement, IRS ou IGU. Cette valeur est prise égale à  $D_s = \alpha \cdot D_d$ , on introduisant un coefficient majorateur  $\alpha$  dont les valeurs sont donnée par le tableau IV.2.

**Tableau IV.2 :** Valeurs des coefficients  $\alpha$  pour le calcul du diamètre moyen du scellement d'un micro pieu injecté [Bustamante M et Doix B ,1985].

Sols	Coefficient $\alpha$	
	IRS*	IGU**
Grave	1,8	1,3 à 1,4
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2
Argile	1,8 à 2	1,2
Marne	1,8	1,1 à 1,2
Marno-calcaire	1,8	1,1 à 1,2
Craie altéré ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2
IRS : volume du bulbe de scellement.		* : avec $p_i \geq p_1$
IGU : injection globale en pression unifiée.		** : $0,5p_1 < p_i < p_1$

Les valeurs du frottement latéral limite unitaire  $q_s$  dépendant pareillement de la nature du sol, de sa consistance ou compacité et bien évidemment du mode de scellement choisi (IRS ou IGU) pour la réalisation des micros pieux. Ces valeurs sont données par les abaques (annexe IV.1), auxquels il y a lieu d'associer le tableau IV.3 pour effectuer les choix qui s'imposent.

**Tableau IV.3 :** Tableau pour le choix des abaques de calcul de frottement latéral unitaire limite  $q_s$  [Bustamante M et Doix B, 1985].

Sols	Mode d'injection	
	IRS*	IGU**
Grave Grave sableuse Sable graveleux Sable grossier Sable moyen Sable fin Sable limoneux	SG.1	SG.2
Limon Argile	AL.1	AL.2
Marne Marno-calcaire Craie altéré ou fragmenté	MC.1	MC.2
* : avec $p_i \geq p_l$ ** : avec $0,5 p_i < p_l < p_i$		

Les valeurs du coefficient de sécurité  $f_s$  sont préconisées pour des charges de type statiques. Pour les projets où l'on s'attend à des sollicitations de caractère cyclique, les valeurs figurent dans le tableau IV.4.

Les valeurs de  $q_s$  pour les différentes valeurs de  $P_l^*$  d'après le tableau IV.2 et les abaques (annexe IV.1) des classes du sol sont données par les tableaux IV.5.

**Tableau IV.4 :** valeurs des coefficients de sécurité applicables au calcul des micros pieux injectés [Bustamante M et Doix B, 1985].

Type de fondation injectée	Durée d'utilisation	Valeur du coefficient de sécurité $f_s$ suivant le mode sollicitation	
		Arrachement	Compression
Micro pieu	Provisoire	2,0	1,8
	Permanent	2,2	2,0

**Tableau IV.5.** Valeurs de  $q_s$  pour différentes valeurs de  $P_l^*$

Profondeurs (m)	type de sol	Essai N°1		Essai N°2		Essai N°3	
		$P_l^*$ (bars)	$q_{s1}$ (bars)	$P_l^*$ (bars)	$q_{s2}$ (bars)	$P_l^*$ (bars)	$q_{s3}$ (bars)
0,5 – 1	AL.1	-	-	-	-	-	-
1 -3,5	SG.1	4,43	0,96	4,05	0,92	1,75	0,75
3,5 – 6	SG.1	3,62	0,92	3,85	0,91	1,62	0,66
6 -11,5	AL.1	2,5	0,92	3,82	1,25	2,71	0,95
11,5 – 15,5	SG.1	5,27	1,16	4,07	0,92	5,42	1,125

- Pour un micro pieu de 12m de longueur

$$Q_{su1} = [(2,5 \times 96 + 2,5 \times 92 + 5,5 \times 92 + 116 \times 50) \times 0,15 \times 3, 14] / 2$$

$$Q_{su1} = 243,50 \text{ Kg} = 24,35 \text{ t}$$

- Pour un micro pieu de 15m de longueur

$$Q_{su1} = [(2,5 \times 96 + 2,5 \times 92 + 5,5 \times 92 + 3,50 \times 116) \times 0,15 \times 3, 14] / 2$$

$$Q_{su1} = 325,5 \text{ KN} = 32,55 \text{ t}$$

On suit la même procédure pour les autres essais pressiométriques.

Les valeurs de la capacité portante à partir des essais pressiométriques sont données par le tableau IV.6.

Tableau IV.6. Valeurs de la capacité portante à partir des essais pressiométrique.

N ° de l'essai	Capacité portante du micro pieu (t)	
	Pour un micro pieu de 12 m de longueur	Pour un micro pieu de 15m de longueur
1	24,35	32,55
2	28,04	34,54
3	21,93	29,88
<b>Capacité portante moyenne</b>	<b>24.73</b>	<b>31.99</b>

## b) A partir des essais CPT

Pour le calcul de la capacité portante à partir des essais CPT, on suit les mêmes étapes prescrites pour le calcul à partir des essais pressiométriques. Les résultats des valeurs de  $q_c$  et des capacités portantes sont données respectivement par les tableaux IV.7 et IV.8.

Tableau IV.7. Valeurs de  $q_s$  pour différentes valeurs de  $q_c$ .

Profondeurs (m)	type de sol	CPT <sub>1</sub>		CPT <sub>2</sub>		CPT <sub>3</sub>		CPT <sub>4</sub>		CPT <sub>5</sub>	
		$q_{c1}$ (bars)	$q_{s1}$ (bars)	$q_{c1}$ (bars)	$q_{s2}$ (bars)	$q_{c3}$ (bars)	$q_{s3}$ (bars)	$q_{c4}$ (bars)	$q_{s4}$ (bars)	$q_{c5}$ (bars)	$q_{s5}$ (bars)
0,5 – 1	C V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 -3,5	SG.1	32,00	0,87	33,28	0,89	33,28	0,89	16,28	0,75	27,14	0,80
3,5 – 6	SG.1	66,66	1,43	52,00	1,12	50,56	1,12	27,00	0,87	51,00	1,12
6 -11,5	AL.1	45,50	2,30	45,66	2,25	10,22	0,90	34,50	1,90	33,33	2,00
11,5 – 15,5	SG.1	90,55	1,68	107,55	1,87	68,50	1,37	88,66	1,62	39,77	0,90

- Pour un micro pieu de 12m de longueur

$$Q_{su1} = [(2,5 \times 87 + 2,5 \times 143 + 5,5 \times 230 + 0,50 \times 168) \times 0,15 \times 3, 14] / 2$$

$$Q_{su1} = 453,1 \text{ KN} = 45,31 \text{ t}$$

- Pour un micro pieu de 15m de longueur

$$Q_{su1} = [(2,5 \times 87 + 2,5 \times 143 + 5,5 \times 230 + 3,5 \times 168) \times 0,15 \times 3, 14] / 2$$

$$Q_{su1} = 571,79 \text{ KN} = 57,18 \text{ t}$$

On suit la même procédure pour les autres essais

Les valeurs de la capacité portante à partir des essais pressiométriques sont données par le tableau IV.8 ci-dessous.

**Tableau IV.8.** Valeurs de la capacité portante à partir des essais CPT.

N ° de l'essai	Capacité portante du micro pieu (t)	
	Pour un micro pieu de 12 m de longueur	Pour un micro pieu de 15m de longueur
<b>1</b>	45,31	51,18
<b>2</b>	43,17	56,39
<b>3</b>	25,10	34,78
<b>4</b>	36,05	47,50
<b>5</b>	38,26	44,62
<b>Capacité moyenne</b>	<b>37,57</b>	<b>46,89</b>

**c) Calcul du nombre des micros pieux nécessaires pour la reprise en sous œuvre de la robe du bac C9**

- Le poids des viroles = 489t
- Poids du pétrole =  $(2461,76 - 2374,63) \times 14,4 \times 0,82 = 1028,83t$
- La capacité portante du micro pieu = 21,93t
- Le nombre des paire de micros pieux utilisés  $N = \frac{(489+1028,83)}{2 \times 21,93} = 35$
- La distante entre deux couple de micros pieux = 5m

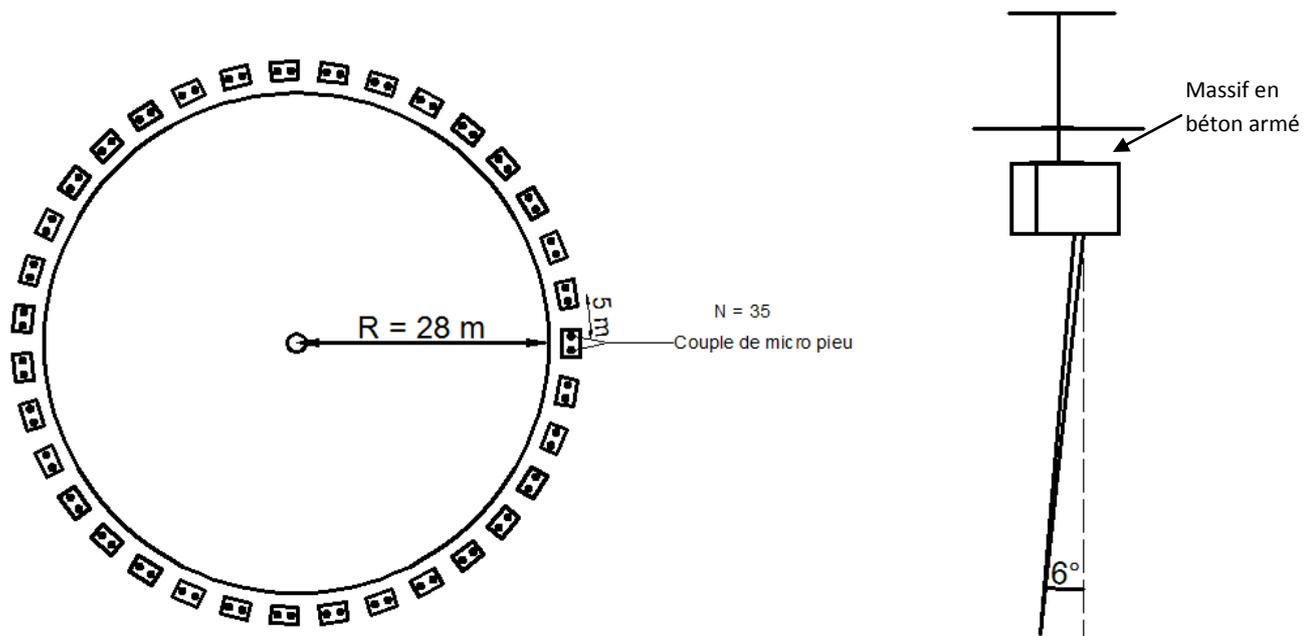


Figure IV.4 : Schéma de disposition des micros pieux à la circonférence du bac.

#### IV.8. Conclusion

Les micros pieux ont connu un grand succès dans divers domaines d'application, leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Ce système de fondation est caractérisé par de bonnes flexibilités et ductilité, des procédés très appréciés par les ouvrages exposés à des risques sismiques.

La performance de micros pieux injectés et inclinés de  $6^\circ$  comme technique de reprise en sous-œuvre, est justifiée non seulement par son importante capacité mais, aussi par sa souplesse de mise en œuvre.

Les résultats obtenus montrent que les micros pieux révèlent une capacité portante suffisamment importante pour reprendre une partie des charges d'exploitation reprises par les bacs et de garder leur stabilité et leur verticalité, en minimisant leurs tassements différentiels.

## V.1 Introduction

Le développement de la technologie et de l'informatique, permet aux praticiens de traiter les problèmes des structures de génie civil et de prévoir les déformations et les désordres qui peuvent nuire à l'ouvrage, et de prévoir une solution au problème.

Parmi ces programmes les plus utilisés, on trouve Plaxis, qui est un logiciel d'élément fini de référence en géotechnique dont l'objectif est de donner aux géotechniciens un outil permettant des analyses pratiques de la géotechnique.

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation du logiciel, et la modélisation bidimensionnelle du sol à fin de calculer les tassements différentiels sous différentes phases.

## V.2. Présentation du logiciel [RBJ. Brinkgreve et al, 2003]

### a- Fonction et domaine d'application

PLAXIS 2D est un programme d'élément finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

### b- Les modèles du matériau

Plaxis propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Parmi ces modèles on peut citer :

#### b.1 Modèle élastique linéaire :

Ce modèle présente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope :  $\sigma_{ij} = D_{ijkl} \cdot \epsilon_{kl}$

Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young (E) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ). Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (fondation).

#### b.2 Modèle de Mohr- Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module de Young (E), le coefficient de poisson ( $\nu$ ), l'angle de frottement ( $\varphi$ ), la cohésion C et l'angle de dilatance ( $\psi$ ).

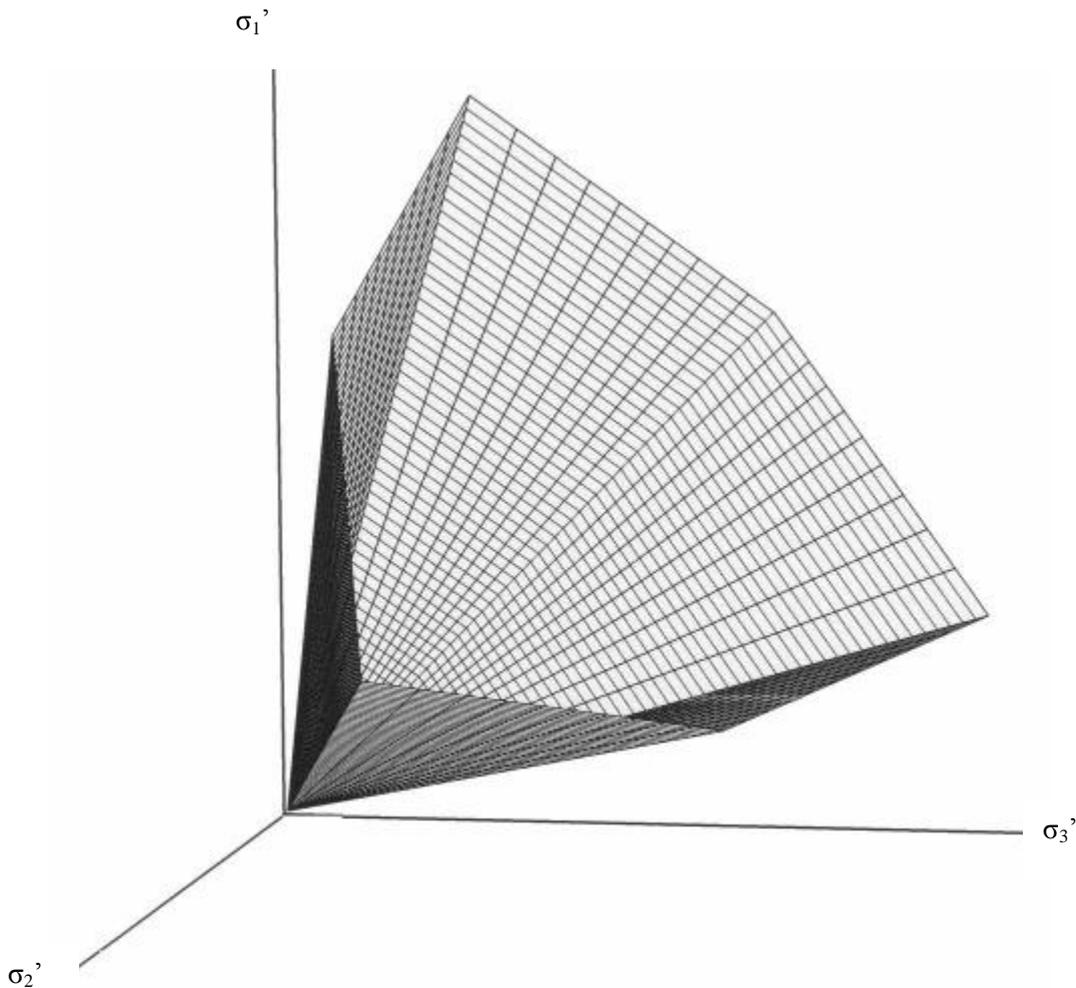
**Figure V.1 :** Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins (argile et limon).

Dans l'espace des contraintes principales effectives  $\sigma_1'$ ,  $\sigma_2'$  et  $\sigma_3'$  la surface de charges est définie par une fonction de charge F, qui est une pyramide de section hexagonale montrée dans la figure V.2, ayant pour axe  $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$ . La fonction de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1' - \sigma_3'| - (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi - 2C \cos \varphi$$

$\sigma_1'$ ,  $\sigma_2'$  représentent les contraintes principales extrêmes, telle que :  $\sigma_1' \geq \sigma_2' \geq \sigma_3'$



**Figure V.2 :** Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales. [RBJ. Brinkgreve et al, 2003]

### c. Type de comportement des matériaux

En principe, dans Plaxis, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide - eau dans la réponse du sol, Plaxis offre le choix entre trois types de comportement pour chaque modèle de sol.

Comportement drainé (drained) : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité

Comportement non drainé (undrained) : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité

Comportement non poreux (no-porous) : c'est le cas des bétons et des roches

#### d. Etape de modélisation

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

- a) **Le programme d'entrée de données input :** l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.
- b) **Le programme calculations :** permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.
- c) **Le programme output :** nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).
- d) **Le programme curves :** nous permet d'avoir les interfaces courbes.

#### V.3. Modélisation du bac avant reprise en sous œuvre

D'après les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire qui ont été réalisés dans le site d'implantation du bac C9, nous avons utilisé dans la modélisation les paramètres donnés dans le tableau V.1 suivant avec le modèle de Mohr coulomb et un comportement drainé :

*Tableau V.1 Paramètres physiques et mécaniques du dépôt de sol.*

la nature du sol	Epaisseur de la couche (m)	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{unsat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$E_{ref}$ (KPa)	$C_{ref}$ (KPa)	$\varphi$ (°)	$\psi$ (°)
TVO	0-1	19	19	0,33	20000	1	35	5
Alternance sable et argile vaseux	1-6	19	19	0,33	7000	21	11	0
Argile vaseuse	6-10	17,5	17,5	0,33	8000	21	13	0
Sable vaseux	10-14	18	18	0,33	9000	21	14	0
Alternance sable et argile vaseux	14-27	18,5	18,5	0,33	10000	65	15	0
Marne	27-30	20	20	0,33	12000	100	14	0
Marne peu compacte	30-50	20	20	0,25	30000	100	30	0

La charge du radier est estimée à 0,034 bars (phase1) ce qui nous donne une surcharge de 1,48bars (phase2). Les résultats obtenus sont donnés dans les figures V.3 et V.4.

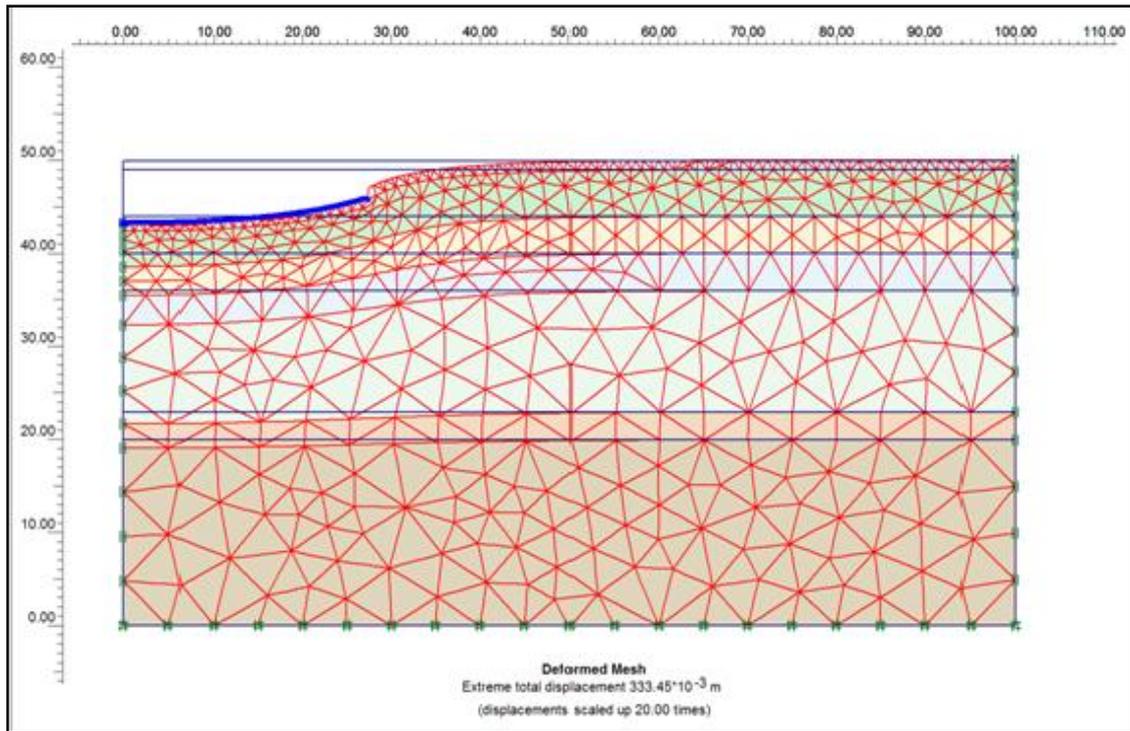


Figure V.3 : Tassement du sol vierge (maillage déformé).

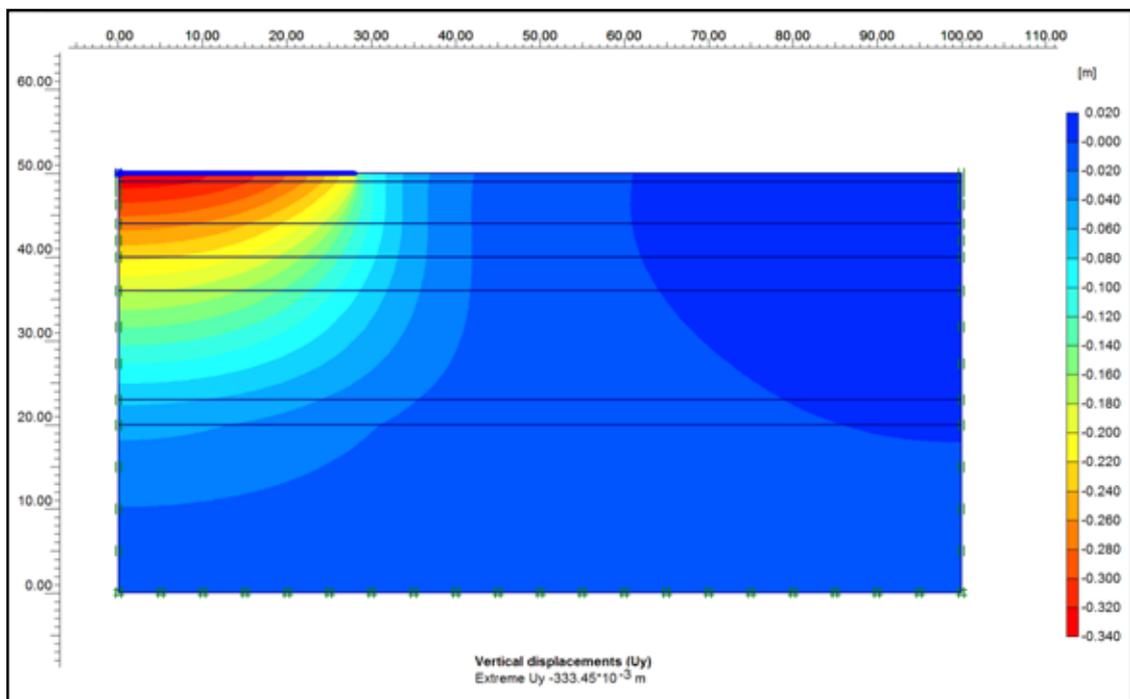


Figure V.4 : Carte des tassements du sol vierge.

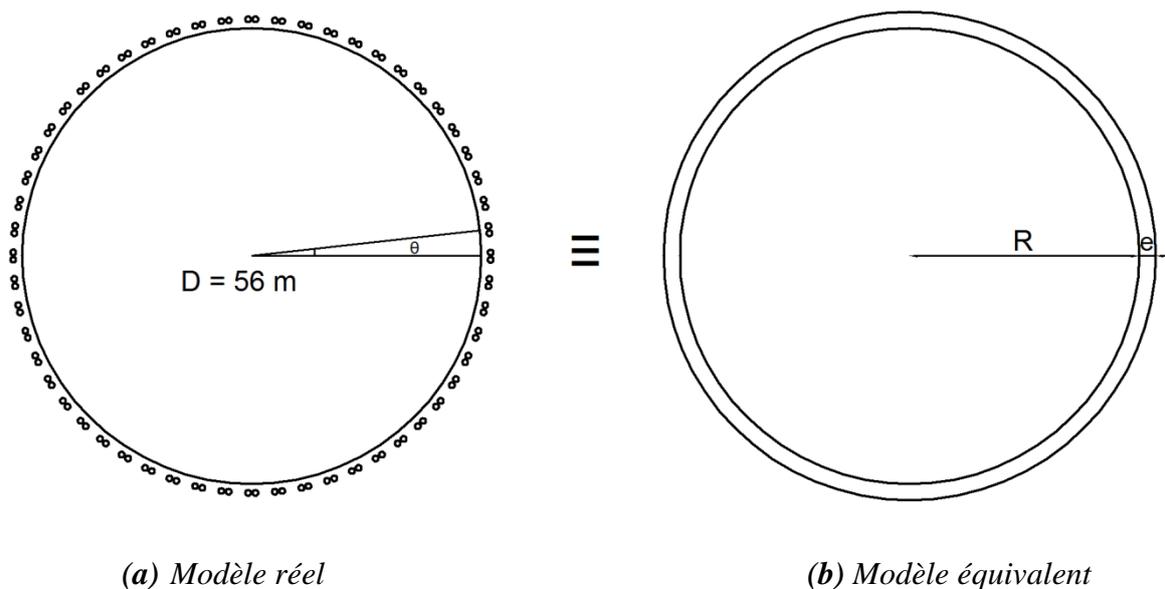
**Commentaire :**

D'après les deux figures, nous remarquons que la quasi-totalité des tassements se produise dans les couches superficielles, qui sont de très forte compressibilité. En comparant la valeur du tassement trouvée (33,34cm) avec celle calculée analytiquement (74cm) au chapitre trois, on constate que ces dernières sont très différentes mais le tassement se produit dans les mêmes couches.

**V.4. Modélisation axisymétrique du bac avec micros pieux**

Le confortement de ce bac est réalisé par la réalisation de 56 couples de micros pieux tout le long du périmètre du bac.

La modélisation du bac après confortement avec Plaxis 2D, en axisymétrie, avec un modèle équivalent, dont nous avons assimilé le système (bac, micros pieux) à une couronne telle que c'est montré sur la figure V.5, dont l'épaisseur est de 10.5 cm calculé comme suit :



**Figure V.5 :** Schémas du modèle équivalent d'un bac renforcé par micros pieux injecté.

### Calcul de l'épaisseur de la couronne

Le micro pieu injecté est composé par un tube en acier de 90 mm de diamètre et 4mm d'épaisseur enveloppé par une injection de coulis de ciment, le diamètre final du micro pieu est donc de 150mm. Donc le micro pieu est composé d'une partie d'acier avec un module d'élasticité  $E_a$ , et une partie de béton(coulis de ciment) avec un module d'élasticité  $E_c$ .

$$\text{Avec : } E_a = 21.10^7 \text{ KPa.}$$

$$E_c = 30.10^6 \text{ KPa.}$$

$$\text{Et un coefficient d'équivalence Acier-béton } \eta = \frac{E_a}{E_c} = 7$$

$$A_a = \pi \cdot D_a \cdot e_a = 3,14 \times 90 \times 10^{-3} \times 4 \times 10^{-3} = 1130,76 \times 10^{-6} \text{ m}^2.$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot D_c^2}{4} = \frac{3,14 \times (0,15)^2}{4} = 17,67 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$(E.A)_r$  : est la rigidité axiale du système réel pour un micro pieu injecté,

D'après [APK, 2002] ;  $(E.A)_r = E_a A_a + E_c A_c$  ;

$$(E.A)_r = 21 \times 10^7 \times 1130,76 \times 10^{-6} + 3 \times 10^7 \times 17,67 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow (E.A)_r = 767559,60 \text{ KN.}$$

La rigidité axiale au mètre linéaire de circonférence :

$$EA = \frac{N(EA)_r}{\pi \cdot D} \quad \text{tel que N est le nombre de micros pieux utilisés, } N = 118.$$

On calcul alors la rigidité au mètre linéaire équivalent en assimilant un arc de cercle d'unité (1m) à un rectangle (1xe).

$$\Rightarrow \text{D'après l'équivalence des rigidités axiales } \frac{N(EA)_r}{\pi \cdot D} = (EA)_e = E_e A_e = E_e \cdot 1 \cdot e$$

$$\Rightarrow E_e = \frac{N(EA)_r}{\pi \cdot D e} ;$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N = 118 \\ e : \text{épaisseur de l'anneau équivalent.} \\ D : \text{diamètre du bac jusqu'à l'axe des micros pieux, } D = 56,30 \text{ ml} \end{cases}$$

De la même façon les rigidités flexionnelles sont égales :

$$\frac{N(EI)_1}{\pi \cdot D} = (EI)_e = E_e \cdot 1 \cdot \frac{e^3}{12}$$

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,85 E_a \frac{I_c}{\eta} ; (\eta = 1.35) \text{ d'après [APK, 2002].}$$

$$I_a = \frac{\pi \cdot e_a \cdot D_a^2}{8} (D + 3e_a) = \frac{3,14(90 \cdot 10^{-3})^2 \times 4 \times 10^{-3}}{8} (102 \times 10^{-3}) = 1,298 \cdot 10^{-6} m^4.$$

$$E_a I_a = 21 \cdot 10^7 \times 1,298 \cdot 10^{-6} = 272,485 \text{ KN} \cdot m^2$$

$$I_c = \frac{\pi \cdot D_c^4}{64} = \frac{3,14(0,15)^4}{64} = 2,485 \cdot 10^{-5} m^4.$$

$$\Rightarrow (EI)_1 = 272,485 + 0,80 \times 3 \times 10^7 \frac{2,485}{1,35} \times 10^{-5} = 272,485 + 441,78$$

$$\Rightarrow (EI)_1 = 714,26 \text{ KN} \cdot m^2$$

$$\frac{N(EI)_1}{\pi \cdot D} = E_e \frac{e^3}{12} = \frac{N(EA)_r}{\pi \cdot D \cdot e} \cdot \frac{e^3}{12}$$

$$\Rightarrow (EI)_1 = \frac{N(EA)_r}{12} e^2$$

$$\Rightarrow e = \sqrt{\frac{12(EI)_1}{(EA)_r}} = \sqrt{\frac{12714,26}{767559,60}}$$

$$\Rightarrow e = 10,5 \text{ cm.}$$

$$E_e = \frac{N(EA)_r}{\pi \cdot D \cdot e} = \frac{118 \times 767559,60}{3,141 \times 56,30 \times 0,105}$$

$$\Rightarrow E_e = 4877850,5 \text{ KPa} \approx 4878 \text{ MPa}$$

Donc les valeurs de rigidités axiale et flexionnelle du système équivalent (couronne) représentant le bac et les micros pieux sont données ci-dessous.

$$\begin{cases} EA = 512174,30 \text{ KN} \\ EI = 470,56 \text{ KN} \cdot m^2 \end{cases}$$

Les caractéristiques de la couronne sont :

$$\begin{aligned} EA &= 512174,30 \text{ KN} \\ EI &= 470,56 \text{ KN} \cdot m^2 \end{aligned}$$

$$v = 0,25 \text{ et } W = 5,43 \text{ KN}$$

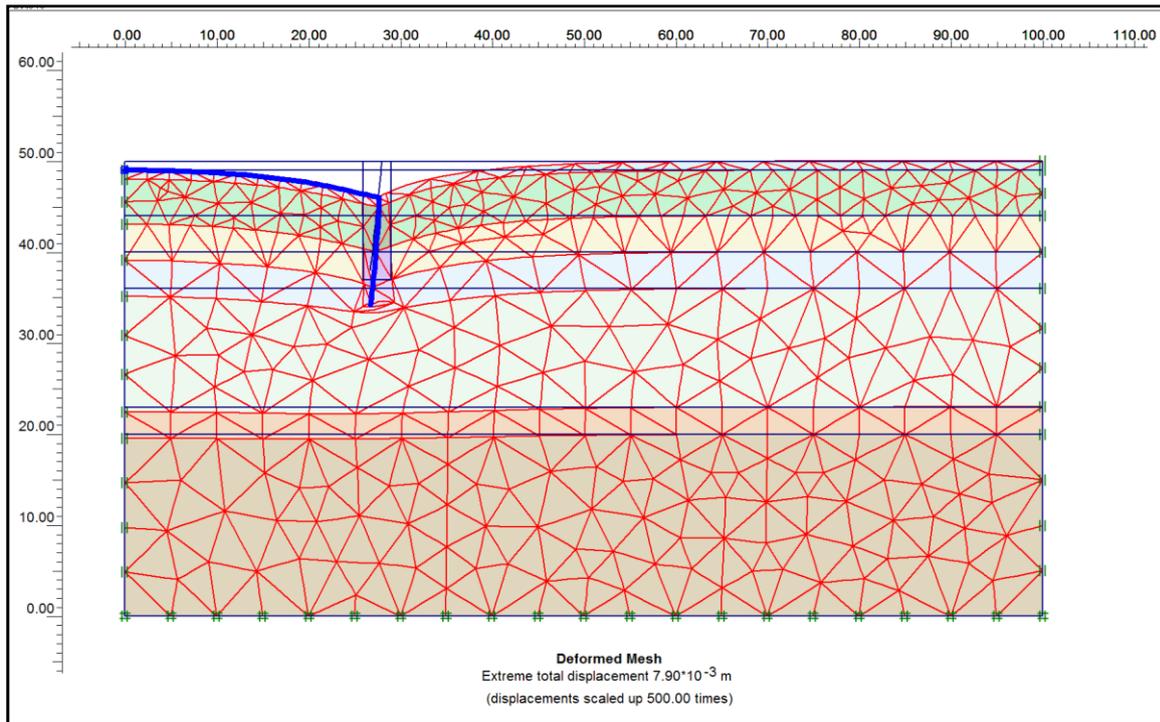


Figure V.6: Tassement du bac après confortement avec micro pieu de 12 m de longueur (maillage déformé).

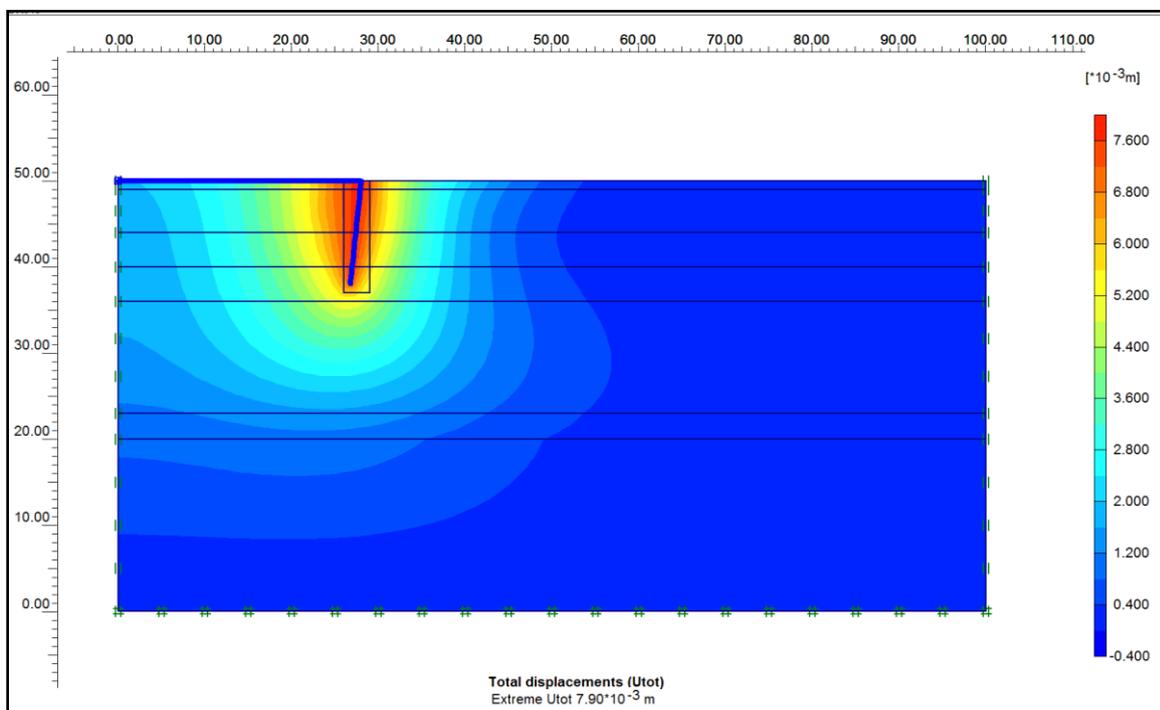


Figure V.7 : Carte de tassement du bac après confortement avec micro pieu de 12 m de longueur.

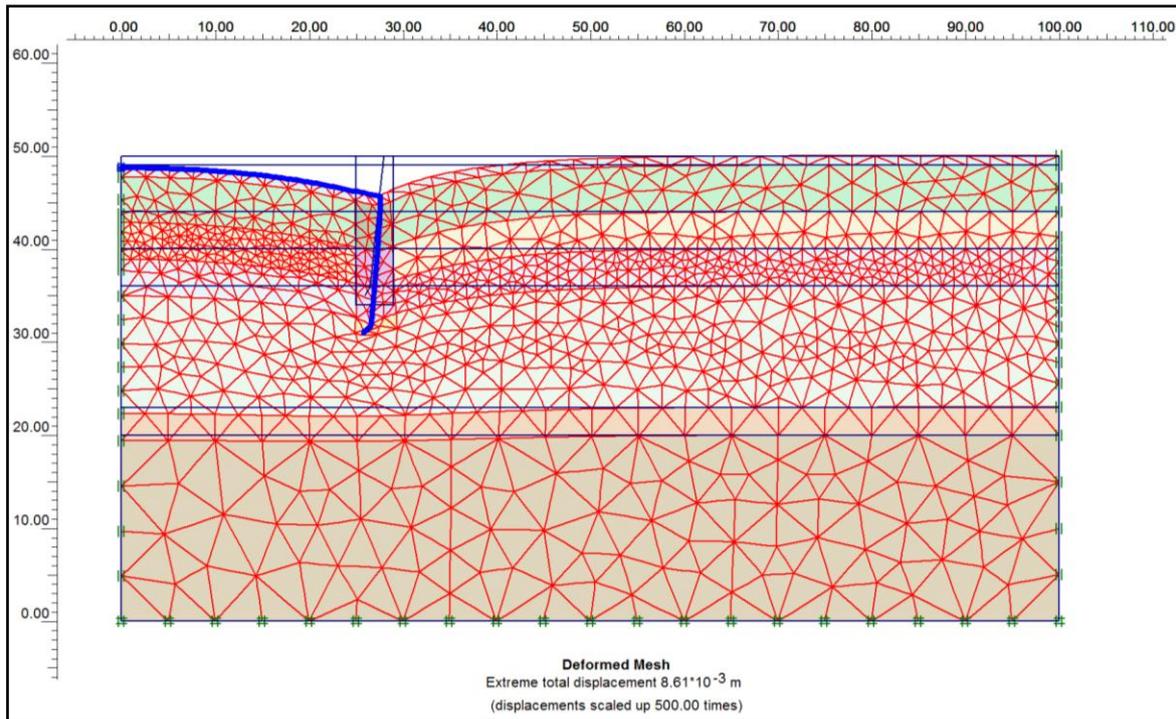


Figure V.8: Tassement du bac après confortement avec micro pieu de 15 m de longueur (maillage déformé).

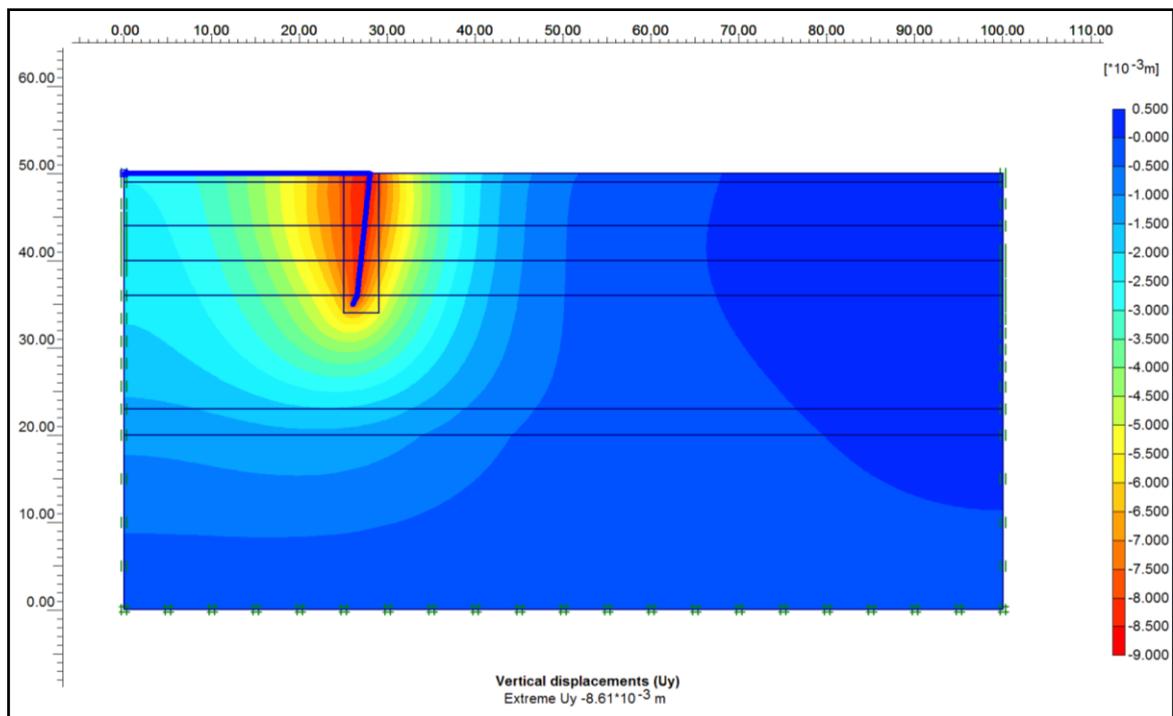


Figure V.9 : Carte de tassement du bac après confortement avec micro pieu de 15 m de longueur.

**Commentaire :**

Le confortement du bac par micros pieux injectés a contribué à la diminution des tassements de 76% environ. A signaler un tassement de 7,90 mm pour un micro pieu de 12 m de longueur et 8.61 mm pour un micro pieu de 15 m longueur, mais ces tassements restent admissibles.

**V.5. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons modélisé le bac avec différentes solutions (sol vierge, sol renforcé avec micro pieu injecté de 12 et 15 m de longueur).

On les compare avec les résultats obtenus par les méthodes empiriques et analytiques, les résultats sont très différents, la différence est due à plusieurs facteurs :

- Les caractéristiques estimées pour la marne dans le calcul numérique.
- Les paramètres utilisés dans le calcul analytique sont déterminés à partir des essais de laboratoire qui ne sont pas de grande fiabilité et cela est du au remaniement des échantillons.

Donc la solution envisagée est les micros pieux injectés de 12 m de longueur pour atteindre la stabilité du bac.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude de ce projet nous a permis de constater que les méthodes d'améliorations des caractéristiques mécaniques des sols compressibles sont très vastes, afin d'augmenter leur capacité portante et de réduire leur tassements. Chacune de ces méthodes a son domaine d'application approprié, mais le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.

Les études géotechniques nous ont permis de conclure que le site d'implantation des bacs de stockage d'hydrocarbures est composé essentiellement des alluvions anciennes à caractéristiques mécaniques médiocre et à forte compressibilité et susceptibilité de se liquéfier en cas d'un séisme. Compte tenu de ces mauvaises caractéristiques et l'importance de ces ouvrages, des tassements importants sont prévisibles.

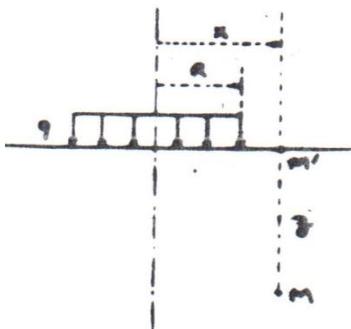
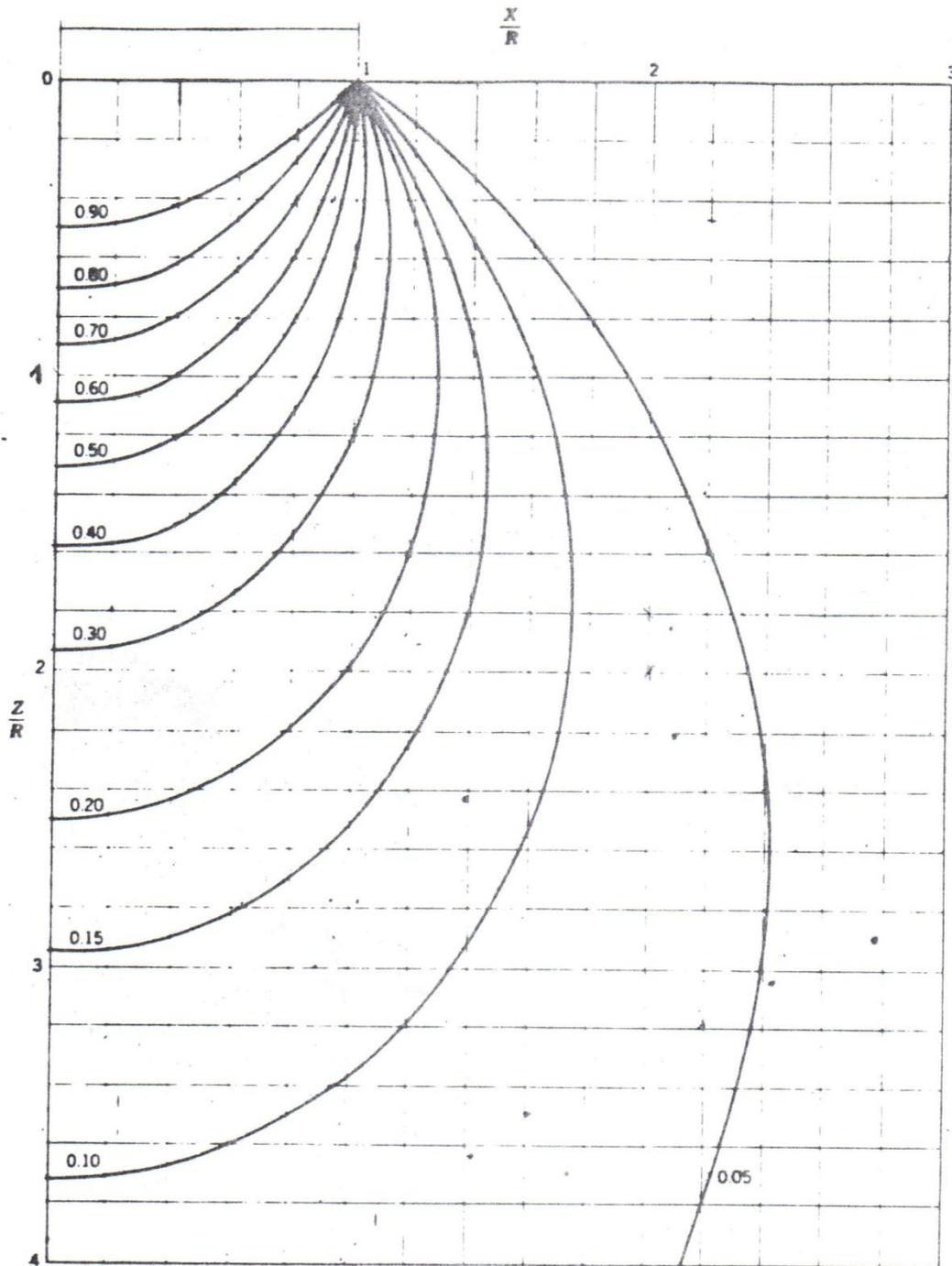
L'évaluation des tassements par des méthodes analytiques et numériques révèle des tassements différentiels très importants. L'importance des ouvrages précités sur les plans économique et environnemental et les risques encourus en cas de déformation inadmissible ; incitent les concepteurs de ce genre de projet à étudier de manière approfondie le système de fondation préconisé pour limiter les tassements à des valeurs admissibles.

En conclusion, l'importance des charges transmises par le bac par rapport à la résistance admissible du sol et le tassement important du radier qui est de 74 cm qui se produit au niveau des couches alluvionnaire et compressibles jusqu' à 30 m de profondeur. Cela nous conduit à écarter toute solution de fondations superficielles sans la réalisation d'un renforcement préalable du sol.

La technique des micros pieux injectés qui a été appliquée pour la reprise en sous œuvre des bacs endommagés, est justifiée par rapport aux autres techniques de confortement des fondations citées au deuxième chapitre par sa souplesse, son importante capacité portante et le faible encombrement des matériels utilisés, en plus elle s'adapte bien aux conditions d'intervention. En outre, leur mise en place n'entraîne que de faibles et minimales perturbations à l'équilibre de la structure, du sol et de l'environnement.

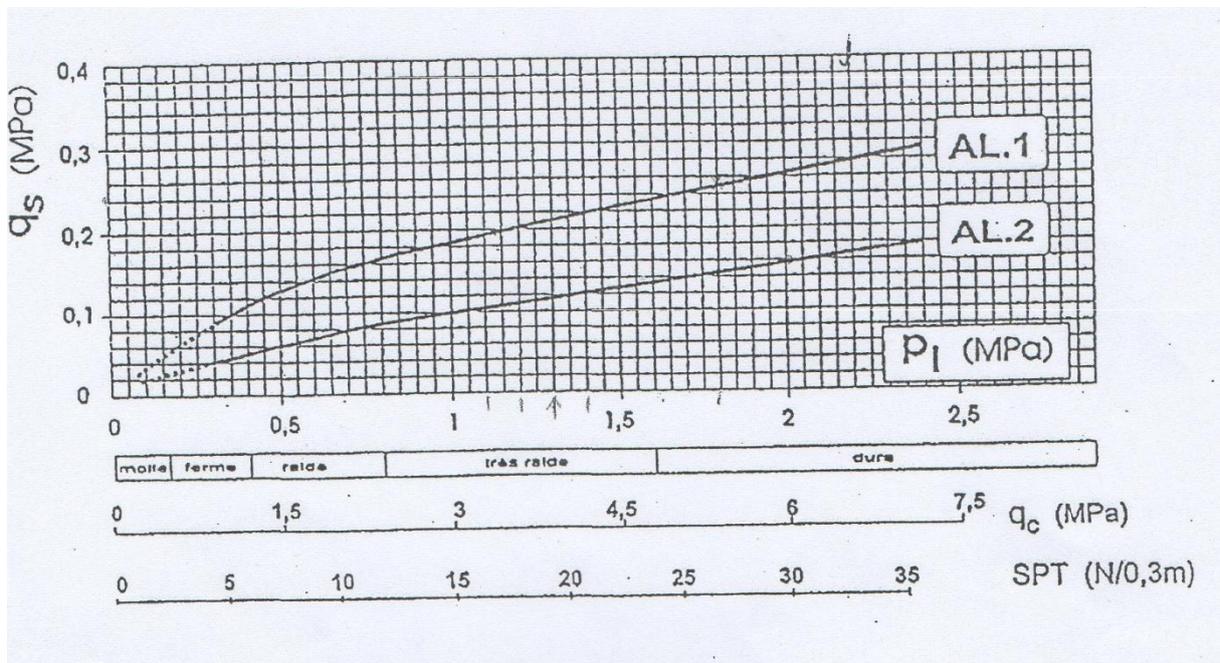
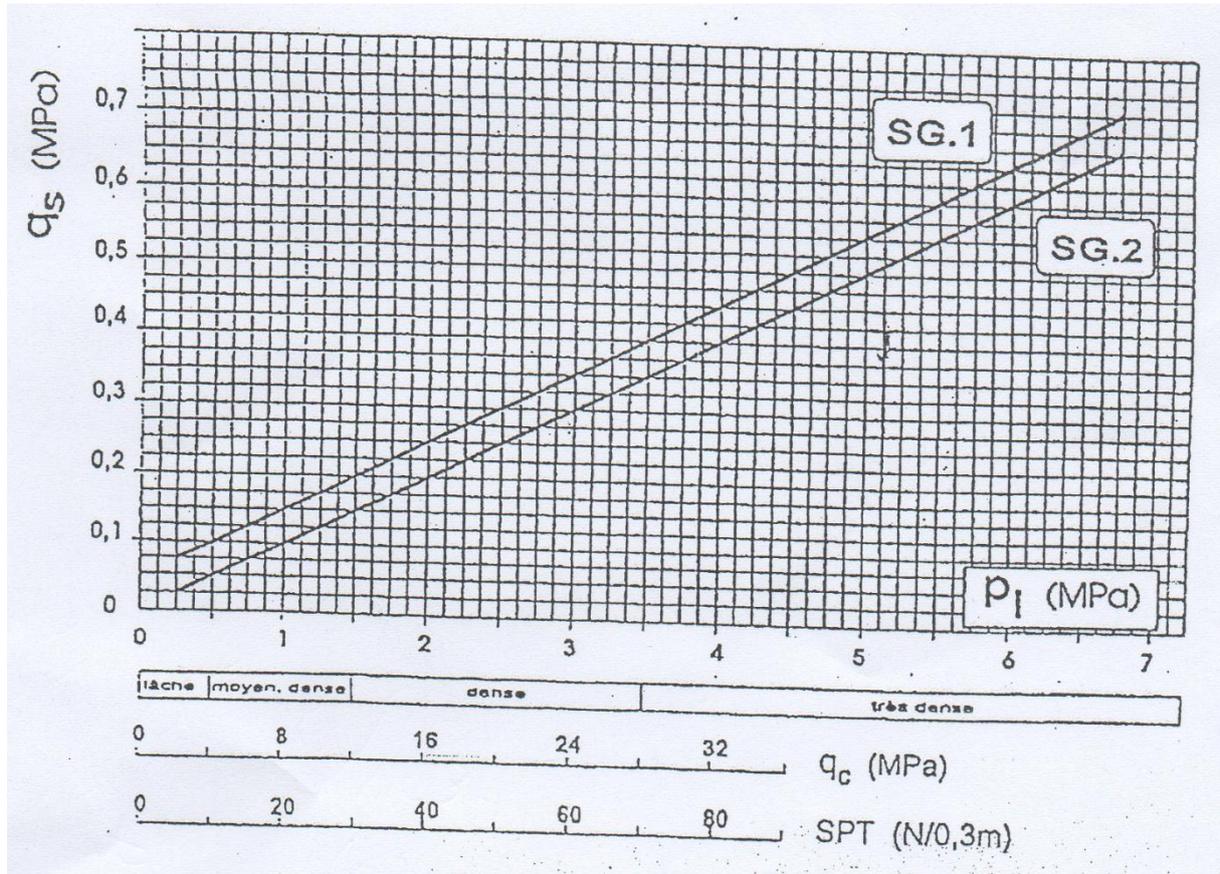
La modélisation du bac de stockage C9 après confortement, par le logiciel Plaxis 2D effectuée dans le cinquième chapitre, montre une diminution de tassement de 33.34 cm (avant confortement) à un tassement admissible de l'ordre de 7,9 mm pour un renforcement par des micros pieux de 12 m de longueur et de 8,61 mm pour des micros pieux de longueur 15 m. ce qui met en évidence l'efficacité et la fiabilité de cette technique.

Enfin vu que les bacs de stockage de pétrole brut ont connu des tassements différentiels importants des le passé, ce qui avait nécessité leurs reprise en sous œuvre par des micros pieux injectés, Par conséquent, la construction de nouveaux bacs nécessitera certainement un renforcement ou un traitement préalable du sol afin de préserver leur stabilité et d'augmenter leur durabilité.



Membrane à contour circulaire de rayon  $R$ , uniformément chargée : contrainte verticale  $\sigma_z$  en un point  $M$  - Courbes  $\sigma_z/q$

(réf. : WHITMAN et LAMBE)



## Références bibliographiques

---

1. Ali Bouafia, 2006 « Les essais in situ dans les projets de fondations ». Office des publications universitaires(OPU).
2. Alsaleh, H, 2007. L'interaction non-linéaire en trois dimensions sol-micros pieux- pont sous chargements sismiques. Thèse doctorat de l'université des sciences et technologie de Lille.
3. APK, 2002, construction métallique et mixte acier-béton.
4. Bahar R , Kaoua F, Melbouci B, 2003 GEOTEC formation continue.
5. Bahar R, Sadaoui O, Khiatine M, 2011. Comportement des fondations d'ouvrages mous de Bejaia renforcés par des colonnes ballastées, séminaire international INVACO2-Rabat. Maroc.
6. Bahar R et all, 2012. Analyse des tassements différentiels des bacs de stockage d'hydrocarbure du TM de Bejaia.
7. Becheur A, 2013 « Cours de pathologie des constructions ». Université d'AbderrahmaneMIRA de BEJAIA.
8. Bustmante M et Doix B, 1985. Une méthode de calcul des tirants et des micros pieux injectés. Bulletin de liaison du LCPC n° 140.Nov-Dec 1985.
9. Document technique règlementaire D.T.R BC 2.33.2.
10. Cassan Maurice, 1988. Les essais in situ en mécanique de sol-réalisation et interprétation. Tome1, Edition Eyrolles.
11. Documents techniques de Sonatrach, 1976
12. Documents techniques de Sonatrach, 1991.
13. Documents techniques de Sonatrach, 1998.
14. Document technique unifié (DTU 13-2).
15. Fascicule 62 titre V, 1993« Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en génie civil ».Ministère de l'équipement, du logement et des transports.
16. Frank R, 2010 « fondations profondes ».techniques de l'ingénieur (C248).
17. Philipponnat G et Hubert B, 2002.« Fondations et ouvrages en terre ».Edition Eyrolles.
18. Philipponnat G et Hubert B, 2006.« Fondations et ouvrages en terre ».EditionEyrolles.
19. Plumelle C, « Cours de fondation profonde » C.N.A.M. Geotechnique 2004-2005.
20. RBJ. Brinkgreve et all, 2003. « Plaxis, version8, manuel de référence». Delft université de technologie et Plaxis bv.
21. Règles parasismiques Algériennes. RPA99, Version 2003.