

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Faculté de Technologie

Département Génie Civil

## Mémoire de fin d'étude

POUR L'OBTENTION DE DIPLOME MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Matériaux et Structures

### ***THÈME :***

***RENFORCEMENT DU SOL PAR DES COLONNES  
BALLASTÉES ET CONCEPTION SUR PIEUX POUR LA  
RÉALISATION DE BÂTIMENTS D'HABITATION R+10***

Présenté par :

M<sup>r</sup> : Fateh BOUBEGTITEN

M<sup>r</sup> : Makhlouf REMINI

Encadré par :

M<sup>r</sup> : M. CHERRARED, Maître de conférences, Université de Bejaia

Soutenu le 27/09/2011 Devant un jury composé de :

M<sup>me</sup> : L. BOUKEMOUCHE, Enseignante à l'université de Bejaia

M<sup>r</sup> : O. SADAOUI, enseignant à l'université de Bejaia

*Promotion 2010/2011*

# REMERCIEMENTS

*Tout d'abord nous remercions le Dieu tout puissant, qui nous a donné la force et le courage d'effectuer ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail et en particulier :*

*Notre promoteur Monsieur CHERRARED Marzouk (Maitre de conférences à l'université de Bejaia) pour ses conseils et orientations.*

*Monsieur SADAOUI Omar (Enseignant à l'université de Bejaia) pour ses aides et conseils.*

*Monsieur Madani ABDOUS chef de département étude technique au niveau de LHC Est.*

*Messieurs Amine BOUZIDI, Brahim AMIROUCHE, Kamel GANI, M<sup>e</sup> Saadi BAROUDI, Chaouarar BERRI, Bachir Haddad, Samir BACHIRI et tout le personnel de son établissement pour leurs précieuses contributions.*

*Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner notre travail.*

*Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et soutenus.*

*Merci à tous*

# DÉDICACE

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents qui m'ont beaucoup soutenu durant toute ma vie et qui m'ont transmis une éducation basée sur la rigueur, la simplicité et le respect, tout en leurs souhaitant une longue vie et une bonne santé*

*À ma sœur et son époux ainsi leurs fils Alexine*

*À mes frères Yazid, Amar, Fares et Adel*

*À ma très chère grand-mère l'ancêtre de la famille tout en la souhaitant une longue vie*

*A mes tantes et leurs époux*

*A mon oncle Arezki et sa famille*

*À mon binôme Makhlouf et sa famille*

*À tous mes amis(es)*

*À tous les membres du Club Scientifique de Génie Civil et toute ma promotion Génie Civil*

*À nos intellectuels victimes du terrorisme, ainsi qu'à tous ceux qui se sont battus pour que vive l'algerie.*

***F. BOUBEGTÏTEN***

# DÉDICACE

*Je dédie se modeste travail*

*À mon Très cher père El Hadi, ma très chère mère Khoukha*

*À ma sœur Khira et son époux Farid ainsi que leurs enfants*

*À ma sœur Meriem et son époux Aziz ainsi que leurs enfants*

*À Mes deux frères Mokhtar et Toufik*

*À la mémoire de mes deux frères partis à la fleur d'âge Khaled et Mahdi*

*À la mémoire de mes grandes mères.*

*À mon oncle, mes tentes et leurs enfants.*

*À Mes cousines et leurs enfants.*

*À mon binôme et sa famille.*

*À tous mes amis.*

*À tout les membres du club scientifique de génie civil*

*À tout les membres de l'association AAI*

*À toute la promotion maser génie civil*

*À tout les enfants de mon village natal IZOUGHLAMENE*

*À la mémoire des intellectuels victime de l'intégrisme*

**M.REMINI**

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE I : Etude Préliminaire - Généralités**

**Tableau I.1** : Résultats des sondages carottés

**Tableau I.2** : Compacité du sable en fonction du nombre de  $N_{SPT}$

**Tableau I.3** : Résultats SPT

**Tableau I.4** : Résultats d'essais PDL

**Tableau I.5** : Les caractéristiques physiques des sondages 1 et 4

**Tableau I.6** : Les résultats d'équivalent de sable

**Tableau I.7** : Interprétation des résultats d'essais d'équivalent de sable

**Tableau I.8** : Résultats d'essai de limite d'Atterberg

**Tableau I.9** : Quelques valeurs indicatives (d'après Boek cité par Filliat)

**Tableau I.10** : Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne

**Tableau I.11** : Résultats des analyses chimiques.

**Tableau I.13** : Récapitulation des résultats de charges transmises à chaque poteau.

**Tableau I.14** : Résultante de la capacité portante à partir de l'essai PDL.

### **CHAPITRE II : Amélioration des sols**

**Tableau II.1** : Fréquences d'essais.

### **CHAPITRE III : Dimensionnement des colonnes ballastées**

**Tableau III.1** : Le tassement du sol renforcé avec les colonnes ballastées

**Tableau III.2** : Calculs des capacités portantes du sol en utilisant les essais laboratoires

**Tableau III.3** : Calcul des valeurs de  $\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}}\right)_{corrigé}$  par la méthode de Priebe.

**Tableau III.4** : Calcul des valeurs de  $q_{cseil}$  par la méthode Priebe.

### **Chapitre IV : Dimensionnement des fondations profondes.**

**Tableau IV.1** Les valeurs de  $\rho_p$  et  $\rho_s$

**Tableau IV.2** : La capacité portante du pieu isolé par essai laboratoire.

**Tableau IV.3** : La capacité portante du pieu isolé par essai SPT ( $N^0 04$ ).

**Tableau IV.4.** Les moments en travées et en appuis dans la dalle du radier.

**Tableau IV.5** : Récapitulation des sections d'armature.

**Tableau IV.6.** Les moments en travées selon le sens (x).

**Tableau IV.7.** Les moments en travées selon le sens (y)

**Tableau IV.8.** Ferrailage dans le sens (x).

**Tableau IV.9 :** Ferrailage dans le sens (y).

**Chapitre V : Etude numérique des tassements après renforcement du sol.**

**Tableau V.1 :** Caractéristiques du sol avant l'amélioration par colonnes ballastées.

**Tableau V.2 :** Caractéristiques du sol après traitement avec les colonnes ballastées.

**Tableau V.3 :** Caractéristiques du sol et des pieux.

**Chapitre VI. Métré et étude économique.**

**Tableau VI.1 :** Prix unitaires des éléments :

**Tableau VI.2 :** Prix des pieux et des colonnes ballastées.

## **LISTE DES FIGURES**

### **CHAPITRE I : Etude Préliminaire - Généralités**

- Figure I.1** : Vue en plan du bloc B
- Figure I.2** : Relation entre  $N_{SPT}$  et l'angle de frottement  $\varphi$  dans les sables
- Figure I.3** : Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard
- Figure I.4 (a)** : Courbe pressiométrique brute en fin de palier
- Figure I.4 (b)** : Courbe pressiométrique corrigée en fin de palier
- Figure I.5.a** : Résultats d'essai pressiométrique,  $E_m = fct$  (Profondeur)
- Figure I.5.b** : Résultats d'essai pressiométrique,  $P_L = fct$  (Profondeur)
- Figure I.6** : Essai d'équivalent de sable
- Figure I.7** : dimensions d'une fondation
- Figure I.8** : Schéma statique de l'ouvrage
- Figure I.9** : Plan du RDC
- Figure I.10** : Schéma de rupture d'une fondation
- Figure I.11** : Vue en plan d'une semelle isolée
- Figure I.12** : Schéma statique de la semelle filante

### **CHAPITRE II : Amélioration des sol.**

- Figure II.1** : Principe du Préchargement pour le contrôle des tassements
- Figure II.2** : Techniques de préchargement
- Figure II.3** : Mode opératoire du Vibrocompactage
- Figure II.4** : Exemple d'un pilon
- Figure II.5** : Chantier de pilonnage
- Figure II.6** : Principe du compactage statique en profondeur
- Figure II.7** : Sol traité par congélation
- Figure II.8** : Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting
- Figure II.9** : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide
- Figure II.10** : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche
- Figure II.11** : Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolées chargée en tête exécutée dans une couche compressible (Datey, 1982)
- Figure II.12** : Analogie colonnes ballastées/ éprouvettes triaxial
- Figure II.13** : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement général
- Figure II.14** : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée (Brauns , 1980)

**Figure II.15** : Principe de la cellule unitaire dans un réseau de colonnes ballastées

**Figure II.16** : Domaines d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées (Ballam et Poulos, 1983)

**Figure II.17** : Essais de chargement (touf ben chelha)

### **CHAPITRE III : Dimensionnement des colonnes ballastées**

**Figure III.1** : Mécanisme de transfert de charge

**Figure III.2** : Détermination de  $\Delta$  ( $\frac{1}{a} = \frac{A}{Ac}$ ).

**Figure III.3** : Détermination de facteur d'influence

**Figure III.4** : L'abaque de dimensionnement de Priebe (1998)

**Figure III.5** : Disposition des colonnes ballastées

**Figure III.6** : Abaque exprimant le rapport  $\frac{\tau_h}{\sigma_{v0}}$  en fonction de la résistance de pointe corrigée

### **CHAPITRE IV : Dimensionnement des fondations profondes**

**Figure IV.1** : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De

**Figure IV.2** : Mécanisme du frottement latéral positif et négatif

**Figure IV.3** : Pieux à tube battu moulés dans le sol

**Figure IV.4** : Pieux forés simple

**Figure IV.5** : Disposition des pieux

**Figure IV.6** : Schéma de ferrailage des pieux

**Figure IV.7** : Coupe transversale d'un radier

**Figure IV.8** : Schéma statique des nervures

**Figure IV.9** : Schéma de ferrailage de la dalle

**Figure IV.10** : Plan de ferrailage en travée

**Figure IV.11** : Plan de ferrailage au niveau des appuis

### **Chapitre V: Etude Numérique des tassements après renforcement du sol.**

**Figure V.1** : Déformation du sol traité en colonne ballastées après tassement.

**Figure V.2** : Déformation du sol renforcé par pieux après tassement

# NOTATIONS UTILISEES

## Chapitre I

A : Aire de la section droite de la pointe d'un pénétromètre.

B : largeur de la fondation.

C' : Cohésion effective du sol.

C<sub>c</sub> : Coefficient de courbure.

C<sub>u</sub> : coefficient d'uniformité.

D : Ancrage d'une fondation.

D10, D30 et D60 : Respectivement Diamètre des éléments correspondant à 10, 30 et 60% de tamisas cumulés.

D<sub>e</sub> : Hauteur d'encastrement équivalent de la fondation.

e : Indice des vides.

e' : Pénétration moyenne par coup

E<sub>m</sub> : Module pressiométrique.

E.S : Equivalent de Sable.

F et F<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité.

G : Charge permanente.

H : Hauteur de chute écriété du mouton de pénétromètre dynamique.

I<sub>c</sub> : Indice de consistance

I<sub>p</sub> : Indice de plasticité.

K<sub>p</sub> : Facteur de portance des sols.

L : Langueur de la fondation.

m : Masse du mouton de pénétromètre.

m' : Masse enclume + masse guidage mouton.

N<sub>c</sub>(φ'), N<sub>q</sub>(φ') et N<sub>γ</sub>(φ') : Facteurs de portance adimensionnels, ils dépendent que de l'angle de frottement effective ( φ' ) du sol sous la base de la fondation.

# NOTATIONS UTILISEES

$Q$  : Charge d'exploitation.

$q_u$  ,  $q_l$  : Contrainte ultime.

$R_p$  : Résistance de pointe d'un pénétromètre.

$s_c$ ,  $s_q$  et  $s_\gamma$  : Facteurs de formes.

$S$ ,  $S_{bat}$  : Surface du bâtiment.

$S_r$  : Degré de saturation.

$S_{rad}$  : Surface du radier.

$W$  : Teneur en eau.

$W_L$  : Limite de liquidité.

$W_P$  : Limite de plasticité.

$q_{adm}$  : Capacité portante admissible du sol.

$\gamma$ : Masse volumique apparent

$\gamma'$  : Masse volumique déjaugé

$\gamma_h$  : Masse volumique humide.

$\gamma_d$  : Masse volumique sec.

$\gamma_w$  : Masse volumique de l'eau.

## Chapitre II, III et V

$A$ : Section du radier.

$A_s$  : Différence entre la surface de radier et la surface des colonnes.

$A_c$  : Section droite totale du domaine d'influence de la colonne.

# NOTATIONS UTILISEES

$a$  : Taux d'incorporation(ou coefficient de substitution).

$a^*$  : Coefficient rhéologique du sol.

$a_{col}$  : Surface d'une seule colonne.

$a_{max}$  : Accélération maximale.

$\Delta a$  : Accroissement de la section de la colonne ballastée.

$\beta$  : Facteur des réductions des tassements.

$C$  : Cohésion du sol.

$C_e$  : Coefficient du milieu homogénéisé.

$C_u$  : Cohésion non drainé du sol.

$D_c$  : Diamètre de la colonne ballastée.

$E_s$  : Module de déformation élastique du sol traité.

$E_c$  : Module de déformation élastique du matériau constitutif de la colonne ballastée.

$E_{eod}$  : Module de déformation oedométrique.

$E_{eq}$  : Module de déformation élastique équivalent du sol renforcé.

$E_m$  : Module de déformation pseudo élastique mesuré au pressiomètre.

$f_d$  : Facteur de profondeur pour la correction des tassements (Priebe).

$\varphi$  : Angle du frottement interne du sol.

$\varphi_c$  : Angle de frottement interne du ballast.

$\varphi_{eq}$  : Angle de frottement interne du sol homogénéisé.

$\gamma_s$  : Poids volumique du sol traité

$\gamma_c$  : Poids volumique du ballast.

$\gamma_{eq}$  : Poids volumique équivalent du sol homogénéisé.

# NOTATIONS UTILISEES

$H_i$  : Hauteur de la couche d'ancrage.

$g$  : L'accélération de la pesanteur.

$K_{ac}$  : Coefficient de butée du ballast.

$\psi$  : Angle de dilatance du sol.

$L_c$  : Longueur courante de la colonne ballastée.

$M$  : La magnitude de séisme.

$m$ : Facteur d'homogénéisation relié au facteur d'amélioration.

$n$  : Rapport de concentration des contraintes.

$n_0$  : Rapport d'amélioration (Pribe).

$n_1$ : Rapport d'amélioration avec prise en compte de la compressibilité.

$n_2$  : Rapport d'amélioration avec prise en compte de l'incidence de la profondeur.

$\nu_s$  : Coefficient de poisson du sol.

$q_{c1}$  = Résistance en pointe corrigé de l'essais CPT.

$r_d$  : Un coefficient réducteur dépendant de la profondeur  $Z$ .

$\sigma_0$  : Contrainte verticale apportée par l'ouvrage.

$\sigma_s$  : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_c$  : Contrainte verticale appliquée à la tête de la colonne.

$W_i$  : Tassements des couches du sol traité.

## Chapitre IV

$A_p$  : Section droite du pieu.

$A_s$  : Surface latéral du pieu.

$\alpha$ : Coefficient en fonction du type de pieux.

# NOTATIONS UTILISEES

B : Diamètre du pieu.

D : La Longueur du pieu.

$D_e$  : Hauteur d'encastrement du pieux.

$e_i$  : Epaisseur d'une couche du sol.

$f_p$  : Frottement latéral positif.

$f_n$  : Frottement latéral négatif.

N : Valeur moyenne mesurée sur la hauteur de la couche traversée.

$N_t$  : Poids total de la structure y compris le radier.

$Q_l$  : Charge limite que peut supporter le pieu.

$Q_p$  : Résistance limite du sol sous la pointe du pieu.

$Q_s$  : Résistance due frottement du sol sous la surface latérale.

$q_p$  : Résistance limite de pointe.

$Q_c$  : Charge de fluage du pieu.

$q_s$  : Frottement latéral unitaire limite dans la couche i du sol.

$\rho_p$  : Coefficient réducteur de section de l'effort de pointe.

$\rho_s$  : Coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral.

## Chapitre VI

B : Diamètre de pieu ou de colonne

e : Enrobage des armatures.

$\Phi$  : Diamètre des aciers.

$V_a, V_\phi$  : Volume des aciers.

$V_b$  : Volume du béton.

$V_{ba}$  : Volume du ballast.

$V_p$  : Volume du pieu.

# Introduction Générale

Ce travail a pour objectif d'améliorer nos connaissances sur le comportement du sol qui est un matériau très complexe, et de découvrir les différentes techniques d'amélioration des sols instables. Le présent travail est présenté en six chapitres :

Le premier chapitre traite la présentation du projet, reconnaissances géotechniques, prédimensionnement et choix des fondations.

Le deuxième chapitre est décomposé en deux parties. La première partie traite les techniques de renforcement des sols instables et leur domaine d'application. La deuxième partie de ce chapitre est consacrée aux techniques de mise en œuvre des colonnes ballastées (colonnes ballastées réalisées par voie humide, sèche, colonnes pilonnées), et leurs domaines d'applications. Ce chapitre traite aussi le comportement des colonnes isolées puis disposées en réseaux chargées en tête. Il rappelle ensuite les différents essais de contrôle en cours d'exécution des colonnes (essais d'information), et essais de réception (contrôle du diamètre, de la compacité, et de la continuité de la colonne).

Le troisième chapitre traite le dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe, une méthode qui s'avère la plus élaborée et la plus complète. Ce chapitre traite aussi les tassements du sol renforcé par colonnes ballastées ainsi que sa nouvelle capacité portante.

Le quatrième chapitre traite les différents types de fondations profondes, le dimensionnement des pieux choisis comme type de fondations, et à la fin on a ferrailé les pieux ainsi que le radier d'assise.

Afin de mieux comprendre les déformations et les tassements du sol renforcé par colonnes ballastées et l'adoption des pieux comme fondations, une étude numérique a été menée dans le cinquième chapitre avec le logiciel PLAXIS.

Le sixième chapitre présente une étude de comparaison économique et de fiabilité entre les pieux et les colonnes ballastées.

Notre objectif consiste à dimensionner et choisir la méthode de renforcement la plus fiable techniquement et économiquement pour un bâtiment R+10 à Sidi Aich, situé sur la rive de Oued Soummam, où les sols sont de qualité médiocre. En effet, nous avons comparé la solution de renforcement du sol avec des colonnes ballastées et celle d'adoption de fondations profondes sur pieux

# CHAPITRE I

## 1. Généralités :

### 1.1. Présentation du projet :

➤ Le projet s'intitule « RESIDENSIA d'ELRIO » c'est une promotion immobilière de 219 logements. Elle est constituée de huit (8) blocs destinés à l'usage d'habitation, et elle sera implantée à la Commune de SIDI AICH au sud de la wilaya de Bejaia.

➤ Les huit blocs se différencient selon leur hauteur, donc leur poids, on a :

- Quatre en R+8 ;
- Un en R+7 ;
- Un en R+6 ;
- Deux en R+10 qui sont identiques (figure I.1).

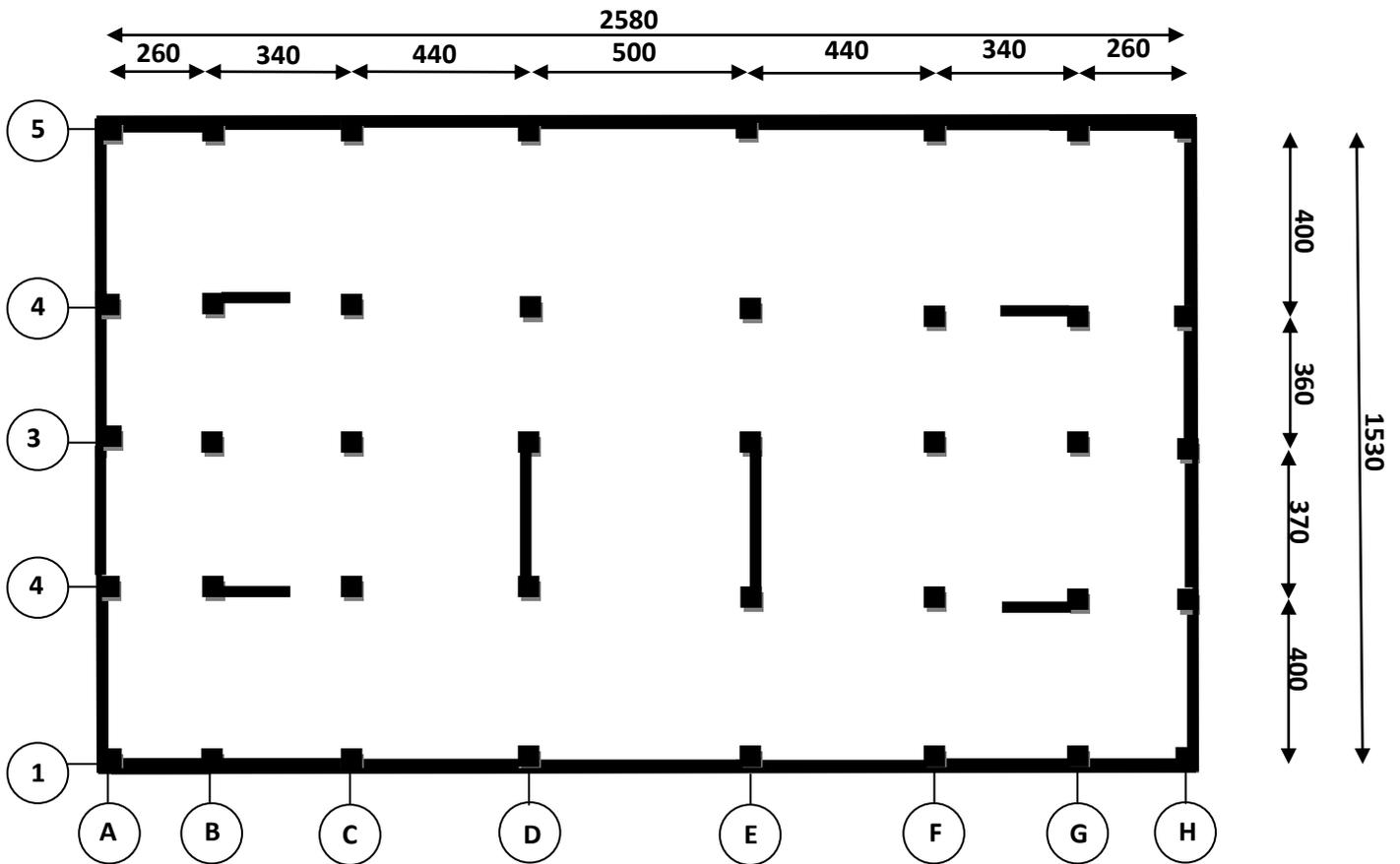


Figure I.1 : Vue en plan du bloc B

➤ Notre étude se réfère au procédé de renforcement du sol par des colonnes ballastées d'un côté, de l'autre côté au dimensionnement et au choix des fondations pour le bloc B de la résidence qui est le bloc le plus lourd (R+10), (plan de masse) joint en Annexe I.1.

En suite une étude comparative des méthodes de calcul et de choix du type de fondations et le renforcement du sol pour faire une synthèse sur l'économie engendrés par celle-ci.

➤ Notre projet comporte les chapitres suivants:

- Généralités et étude préliminaire;
- Amélioration du sol : techniques et choix;
- Dimensionnement des colonnes ballastées;
- Dimensionnement des fondations profondes ;
- Etude numérique des tassements ;
- Métré et Etude économique (fondations profondes, colonnes ballastées).

### **1.2. Situation du projet :**

- Le site d'implantation de notre projet est situé à l'entrée de la ville de Sidi Aich sur le site dit l'ex Souk El-Fellah.
- Le terrain est situé à droite de la RN26 suivant le sens qui relie Bejaia à Bouira.
- Le site se trouve sur un terrain plat à 10 mètres au Sud de l'Avenue du 1<sup>er</sup> Novembre et à 10 mètres au Nord de la berge de l'Oued Soummam (Annexe I.1).

### **1.3. Etude géologique de Sidi Aich :**

Du point de vue géologique et d'après la carte géologique 1/50000<sup>ème</sup> de Sidi Aich jointe en annexe I.2, le site est constitué d'alluvions anciennes et d'alluvions récentes du lit des oueds. Ces sols font partie des terrains sédimentaires.

### **1.4. Etude hydrologique :**

La commune de Sidi Aich est traversée par de nombreux ravins et oueds, la plus part d'entre eux sont temporaires et à sec pendant la période sèche, hormis oued Soummam qui possède un débit permanent non négligeable, il est le plus important de la région.

### **1.5. Stabilité du site :**

D'après le RPA 99/ version 2003 la région de Bejaia est classé en zone IIa de moyenne sismicité.

Les sols du site sont constitués par des sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface à des sables très fins vaseux en profondeur, ce type de sol peut être classé selon le RPA 99/ version 2003 dans la catégorie S3 (sol meuble).

### **1.6. Rapport géotechnique :**

Les données obtenues lors de la campagne de reconnaissance des sols, sont généralement présentées et analysées dans le rapport du sol. Ce rapport contient également les recommandations formulées pour le choix du système de fondation et les capacités portantes à retenir pour les calculs.

L'objectif de la reconnaissance des sols, est la caractérisation du site en termes géologique, géotechnique et hydrogéologique, donc il permet de définir :

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

Les moyens de reconnaissance des sols actuels sont très variés et plus modernes, de sorte que l'absence de reconnaissance géotechnique n'est plus acceptable de nos jours, d'ailleurs, les règlements imposent l'exécution de l'étude géotechnique.

L'étendue de la reconnaissance dépendra de la difficulté et de l'hétérogénéité du site, de la nature de l'ouvrage à construire et de son importance.

## **2. Reconnaissances géotechniques :**

Dans tout projet de construction, la reconnaissance géotechnique doit être réalisée avec soin afin de fournir les éléments nécessaires à la conception et au calcul des ouvrages.

Le laboratoire ou l'organisme chargé de la reconnaissance effectue des essais in situ (pressiométriques, pénétrométriques,...) ainsi que des sondages en des points précis sur le terrain avec extraction des échantillons de sol. Ces derniers sont soit remaniés et servent ainsi aux essais d'identification tels que l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg...etc, soit intacts et servent aux essais mécaniques de compressibilité ou de résistance au cisaillement tels que l'essai oedométrique, le cisaillement simple, la compression triaxiale ...etc.

### **2.1. Sondages :**

C'est l'exécution de trous dans le sol en vue de déterminer sa nature ; il ne faut jamais se contenter d'un sondage isolé afin de ne pas risquer de projeter toute la construction sur la base d'une anomalie très localisée.

La profondeur des sondages doit être telle que toutes les couches qui peuvent être influencées par la mise en charge des terrains soient atteintes et puissent être étudiées.

L'enfoncement du carottier dans le sol peut se faire soit :

- Par poinçonnement (percussion, battage ou pression).
- Par rotation, le fluide de forage peut être de l'air, de l'eau ou de la boue.

Les échantillons de sols, appelés carottes, sont présentés dans des caisses précisant leurs identité, notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés.

Les échantillons non remaniés ou remaniés destinés aux essais de laboratoire sont immédiatement conditionnés de manière à préserver leur intégrité, y compris pendant le transport.

Dans l'étude globale du site, quatre sondages carottés ont été réalisés sur des profondeurs de 15 m :

- Un sur le site du bloc B qui est de R+10 (SC 01) ;
- Trois autres au voisinage (SC 02, SC 03, SC 04).

Le tableau I.1 représente les différentes couches de sol rencontrées par les sondages effectués et leurs profondeurs [21].

Les points d'implantation des sondages sont représentés sur le plan de masse joint en annexe (I.1).

**Tableau I.1 : Résultats des sondages carottés**

Essai	Profondeur (m)	Description du sol
SC 01	0,00 – 11,00	Sables grossiers de différents diamètres, marneux, associés à de gros galets de différents diamètres, couleur grise.
	11,00- 15,00	Sables très fins vaseux, couleur bigarrée (grise et marron).
SC 02	0,00 – 06,00	Sables grossiers de différents diamètres, marneux, associés à de gros galets de différents diamètres, couleur grise.
	6,00 – 15,00	Sables très fins vaseux, couleur bigarrée (grise et marron).
SC 03	0,00 – 0,20	Remblai
	0,20 – 3,00	Sables grossiers de différents diamètres, marneux, associés à de gros galets de différents diamètres, couleur grise.
	3,00 – 15,00	Sables très fins vaseux, couleur bigarrée (grise et marron).

**Suite tableau I.1 :**

SC 04	0.00 – 0.40	Remblai
	0.40 – 2.00	Sables grossiers de différents diamètres, marneux, associés à de gros galets de différents diamètres, couleur grise.
	2.00 – 15.00	Sables très fins vaseux, couleur bigarrée (grise et marron).

**❖ Commentaire sur les résultats :**

D'après les résultats des essais réalisés sur le site, nous remarquons que le sol est composé essentiellement de sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface à des sables très fins vaseux en profondeur.

Les couches de sol ont des profondeurs variables, donc notre sol est un faciès hétérogène.

**2.2. Essais in situ :**

En pratique, toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in situ. Les essais in situ permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place (résistivité, perméabilité,...).

Les essais in situ sont élaborés en fonction du type d'ouvrage à réaliser et des conditions géologiques et morphologiques du site dans lequel il sera implanté.

La reconnaissance du terrain devra être poussée si l'on a des doutes sur la qualité des couches sous-jacentes et lorsque les contraintes transmises au terrain sont élevées.

**2.2.1. Essai de pénétration au carottier (SPT) :**

L'essai de pénétration au carottier SPT consiste [9], à enfoncer dans le sol par battage un carottier normalisé à partir du fond d'un forage aux parois stabilisées après la pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur et de l'enfoncement d'amorçage de 15 cm ;

- Noter le nombre de coups de mouton  $N_{SPT}$  nécessaire pour faire pénétrer le carottier dans le sol d'une hauteur de 30 cm.

Lors de l'essai de pénétration, le carottier est enfoncé par battage.  $N_0$  désigne le nombre de coups de mouton nécessaire pour un premier enfoncement du carottier de 15 cm appelé enfoncement d'amorçage. L'enfoncement d'essai succède à l'enfoncement d'amorçage. Le carottier est battu afin

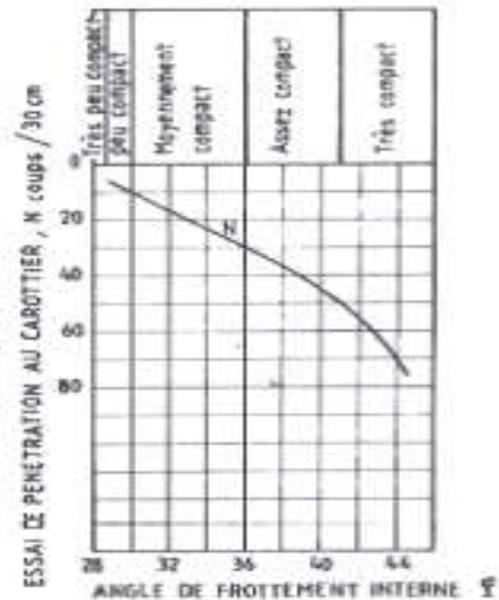
d'obtenir un enfoncement de 30 cm résultant de deux enfoncements successifs de 15 cm sous  $N_1$  puis  $N_2$  coups de mouton. Par convention la résistance à la pénétration est caractérisée par  $N_{SPT}$ , le nombre de coups de mouton correspondant à l'enfoncement d'essai :  $N_{SPT} = N_1 + N_2$ . Ce nombre de coups est à corriger pour prendre en compte l'effet de la présence de la nappe à partir de 8 m de profondeur.

A partir de milliers d'essais, des corrélations ont été établies entre le nombre de coups  $N_{SPT}$  et les caractéristiques suivantes : la compacité des sables et leur angle de frottement interne, la résistance des sols à la compression simple, le risque de liquéfaction, la capacité portante des fondations.

La figure I.1 montre la corrélation entre le nombre  $N_{SPT}$  et l'angle de frottement interne des sables. Le tableau I.2 présente une corrélation entre  $N_{SPT}$  et l'état de compacité des sables (Philipponnat et Hubert, 1997).

**Tableau I.2 :** Compacité du sable en fonction du nombre de  $N_{SPT}$

$N_{SPT}$	Compacité du sable
0 - 4	Très lâche
4 - 10	Lâche
10 - 30	Moyennement compacte
30 - 50	Dense
> 50	Très dense



**Figure I.2 :** Relation entre  $N_{SPT}$  et l'angle de frottement  $\phi$  dans les sables

D'après le RPA 99/ version 2003, et sur la base des résultats d'essais SPT, le site est classé dans la catégorie des sols meubles  $S_3$  ( $10 < N < 50$ ).

Les résultats des essais au carottier SPT réalisés sont donnés dans le tableau I.3.

**Tableau I.3 : Résultats SPT**

Sondage	Profondeur (m)	Nombre de coups			N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT</sub> corrigé	Compacité
		N <sub>0</sub> (15cm)	N <sub>1</sub> (30cm)	N <sub>2</sub> (45cm)			
S01	11,00 – 13,00	10	10	15	25	20	Moyennement compact
	14,00 – 15,00	14	17	17	34	25	Moyennement compact
S04	5,00 – 7,00	8	3	3	6	6	Lâche
	8,00 – 10,00	5	11	12	23	19	Moyennement compact
	11,00 – 13,00	15	14	17	31	23	Moyennement compact
	14,00 – 15,00	17	18	18	36	26	Moyennement compact

- Vu que la nappe phréatique est à 8 m de profondeur, alors on a procédé à la correction des valeurs brutes supérieures à 15 comme le recommande Terzagui et Peck, par :

$$N_{SPT \text{ corrigé}} = 15 + \left( \frac{N_{SPT} - 15}{2} \right)$$

- D'après l'abaque de Peck (figure I.2), cette formation est lâche à moyennement compacte.

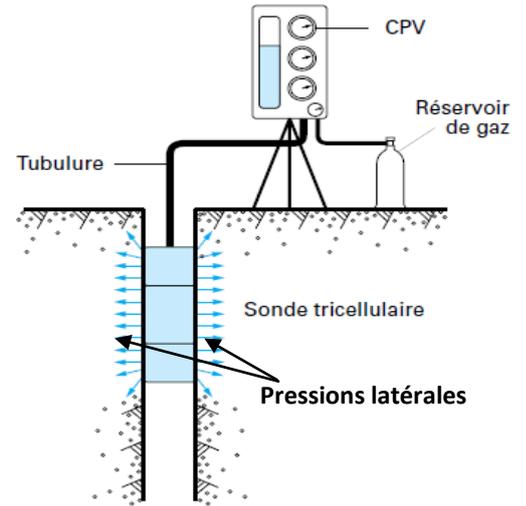
### 2.2.2. Essai pressiométrique Ménard (PMT) :

L'essai au pressiomètre consiste à charger rapidement le sol par expansion d'une cellule cylindrique mise en place dans le terrain par fonçage ou battage ou dans un avant trou.

L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans les remblais et le rocher (avec plus d'incertitude).

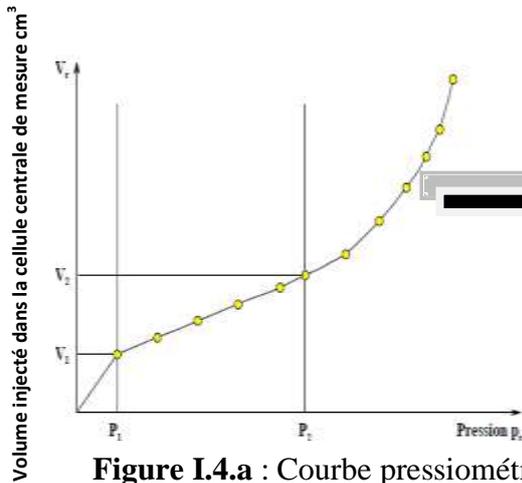
L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique [18] et à déterminer la relation entre la pression  $P$  appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (fig I.3).

L'essai comporte une phase de mise en place de la sonde [11] et une série d'essais de chargement réalisés tous les mètres.

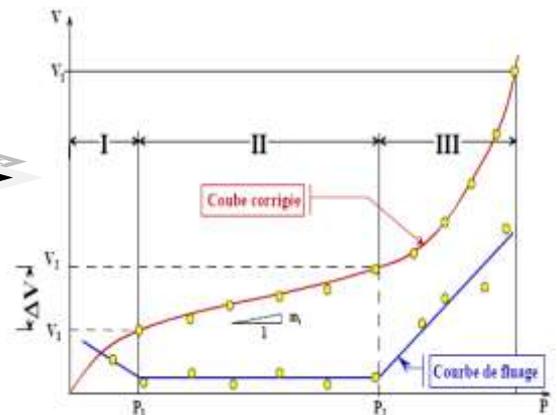


**Figure I.3 :** Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

Pour chaque essai à un niveau donné, les courbes pressiométriques  $V/P$  et  $\Delta P/\Delta V$  (fig I.4.a) permettent de déduire après correction (fig I.4.b), les valeurs des paramètres pressiométriques :



**Figure I.4.a :** Courbe pressiométrique brute en fin de palier



**Figure I.4.b :** Courbe pressiométrique corrigée en fin de palier

- Le module pressiométrique  $E_m$  défini comme la pente de la partie linéaire de la courbe corrigée ( $V = F(P)$ )

$$E_m = 2,66 (V_0 + V_m) \Delta P / \Delta V$$

Avec :

- $V_0$  : volume de la sonde au début de l'essai.
- $V_m$  : volume injecté au milieu de la partie linéaire de la courbe ( $\Delta V = F(P)$ ).
- $\Delta P/\Delta V$  : pente de la partie linéaire de la courbe  $V = F(P)$ .

Les éléments principaux constituant l'essai :

- L'ensemble manométrique et volumétrique
- Les tubulures coaxiales ou jumelées
- L'ensemble précédent à la sonde.
- La sonde (dilatante radialement par injection d'eau).

L'ordre de grandeur du volume injecté pour récompresser le sol et  $E_m/P_1$  permet de s'assurer de la validité de l'essai.

Les résultats d'essai pressiométrique sont représentés dans les graphes des figures suivantes.

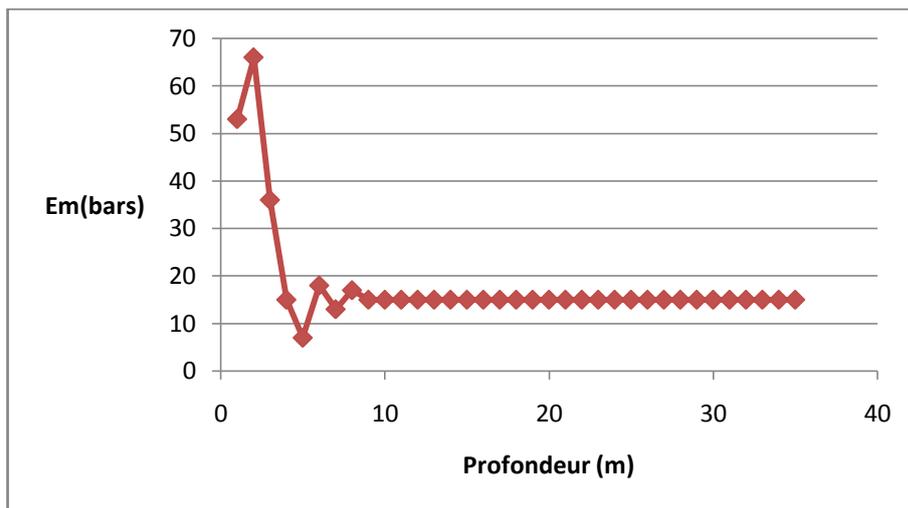


Figure I.5.a : Résultats d'essai pressiométrique,  $E_m = fct$  (Profondeur)

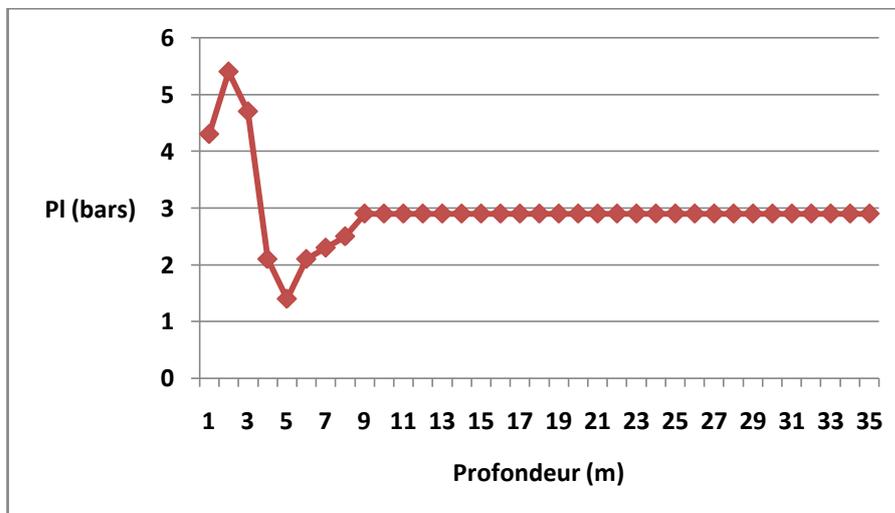


Figure I.5.b : Résultats d'essai pressiométrique,  $P_L = fct$  (Profondeur)

❖ **Remarque :**

Les essais pressiométriques ne sont pas tous réalisés à cause de l'éboulement des trous de forages, les résultats représentés sur les figures I.5.a et I.5.b sont obtenus d'un essai pressiométrique effectué sur le site du projet APC-CNEP situé à proximité de notre projet et qui est représenté sur le plan de masse.

❖ **Interprétation des résultats :**

- On remarque que le module pressiométrique  $E_m$  varie de 7 à 18 bars et la pression limite  $P_L$  varie de 1,4 à 2,9 bars entre 4 et 9 m de profondeur.

- Le rapport  $E_m/P_L$  nous renseigne sur le type de sol étudié. Les faibles valeurs obtenues du rapport, correspondent à des terrains alluvionnaires de faibles caractéristiques.

**2.2.3. Essai de pénétration dynamique :**

La résistance de la pointe du pénétromètre dynamique est obtenue par la formule dite des Hollandais suivante :

$$R_p = \frac{m^2.H}{A.e'.(m+\sum m')}$$

Où :

$m = 63 \text{ Kg}$  : Masse du mouton

$m' = 21,50 \text{ Kg}$  : Masse enclume + guidage mouton

$H = 76 \text{ cm}$  : Hauteur de chute écrêtée

$A = 15 \text{ cm}^2$  : Aire de la section droite de la pointe

$e' = 20 \text{ cm}$ /nombre de coups: enfoncement.

La contrainte ultime est calculée selon la formule suivante [7]:

Donc :  $q_u = R_p / (5 \text{ à } 7)$

Les résultats enregistrés par les essais PDL 4, PDL 5 et PDL 6 sont joints en annexe I.3.

Les résistances en pointe minimales et maximales enregistrées par les essais PDL 4, PDL 5 et PDL 6 sont représentées dans le tableau I.4.

**Tableau I.4 : Résultats d'essais PDL**

N° PDL	Valeurs minimales de Rp		Valeur maximales de Rp	
	Prof (m)	Rp (bars)	Prof (m)	Rp (bars)
PDL 4	4,50 – 6,00	24	9,50	270
PDL 5	6,00 – 7,50	7,50	9,50	224
PDL 6	6,00 – 7,50	7,50	9,50	278

❖ **Commentaires sur les résultats :**

- Les résistances en pointe enregistrées en surface sont élevées et cela est due à la consistance du sol par effet de dessiccation par évaporation.
- Les essais PDL 5 et PDL 6 enregistrement des valeurs faibles de Rp à partir de 1,5 m de profondeur.
- La résistance minimale Rp est de 7,5 bars enregistrée à partir de 6,00 m de profondeur.

**2.3. Essais de laboratoire :**

Sur la base des échantillons intacts à semi-remaniés prélevés des sondages carottés, le laboratoire a effectué une campagne d'essais servant à l'identification physique du sol et à l'étude de leurs propriétés mécaniques.

**2.3.1. Essais d'identification physique et de classification :**

Avant d'analyser le comportement mécanique d'un sol, il est nécessaire de définir certains paramètres :

$e$  : indice des vides.

$n$  : porosité.

$S_r$  : degré de saturation.

$V_s$  : volume des grains solides.

$V_v$  : volume des vides entre grains.

$V_w$  : volume de l'eau.

$V_a$  : volume de l'air.

$V$  : volume total.

$W_s$  : poids des grains solides.

$W_w$  : poids de l'eau.

$W$  : poids total du sol.

### a) Granulométrie :

Les essais d'identification physique et de classification des sols au laboratoire, ont pour objectif de confirmer et/ou de compléter l'identification et la dénomination provisoire des sols effectuées sur site.

Les résultats de l'interprétation des caractéristiques physiques sont insérés dans le tableau I.5:

**Tableau I.5** : les caractéristiques physiques des sondages 1 et 4.

Sondage		S 01	S 01	S 01	S 04	S 04
Profondeur (m)		3,00 / 3,30	5,30/5,80	11,20/12,00	4,00/5,00	10,00/11,00
Granulométrie	< 2 mm (%)	76	83	98	98	100
	< 80 μ (%)	11,40	9,20	26,20	44,40	43,20
	D60 (mm)	1,09	0,92	0,19	0,12	0,13
	D30 (mm)	0,29	0,27	0,11	0,11	0,13
	D10 (mm)	-	0,09	-	0,03	0,03
	C <sub>c</sub>	-	0,88	-	3,18	3,88
	C <sub>u</sub>	-	10,22	-	3,35	3,64
	Classification du sol	SA-Sm	SA-Sm	SA	SA	SA
	Susceptibilité a la liquéfaction	-	SL	-	SL	SL

#### ❖ Indication :

- SA : Sable argileux.
- Sm : Sable propre mal gradué.
- SL : Sol liquéfiable.

#### ❖ Commentaire sur les résultats :

- Les analyses granulométriques effectuées au laboratoire nous indiquent un pourcentage assez important d'éléments de diamètre inférieur à **2 mm**, il varie de 76 à 100%.
- D'après le tableau de classification des sols grenus en fonction de C<sub>c</sub> et C<sub>u</sub> (annexe I.4), on peut classer notre sol dans les catégories suivantes :

- Sable argileux.
- Sable propre mal gradué.

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$  et  $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$  : respectivement le coefficient d'uniformité et le coefficient de courbure des sols.

- On remarque que le coefficient d'uniformité C<sub>u</sub> est inférieur à 15, d'après le RPA 99/version 2003, notre sol est liquéfiable.

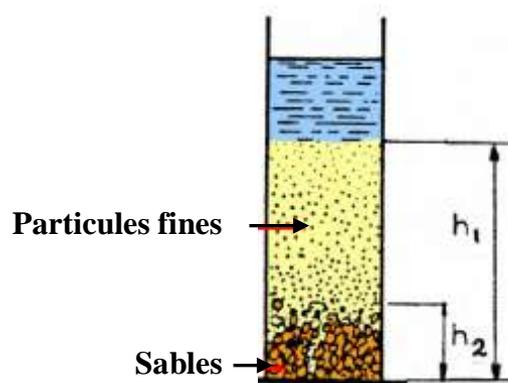
**b) Essai d'équivalent de sable :**

L'essai d'équivalent de sable permet de caractériser la propreté des sables et les types des sols analysés.

E.S est calculé par la formule suivante :  $E.S = \frac{h_2}{h_1} * 100$

$h_1$  et  $h_2$  sont représentés sur la figure I.6.

Les résultats d'essais d'équivalent de sable sont récapitulés dans le tableau I.6.



**Figure I.6 :** Essai d'équivalent de sable

**Tableau I.6 :** les résultats d'équivalent de sable

Sondage	S 01	S 01	S 01	S 04	S 04
Profondeur (m)	3,00 / 3,30	5,30/5,80	11,20/12,00	4,00/5,00	10,00/11,00
Equivalent de sable E.S (%)	56	62	44	47	58
Classification du sol	Sol non plastique				

❖ **Remarque :**

- L'équivalent de sable E.S varie entre 44 et 62% à des profondeurs différentes.
- Les résultats de l'essai d'équivalent de sable sont interprétés de la manière suivante (tableau I.7) :

**Tableau I. 7 :** Interprétation des résultats d'essais d'équivalent de sable.

E.S (%)	0	20	40	100
Nature du sol	Argile pure	Sol plastique	Sol non plastique	Sable pur et propre

❖ **Commentaire sur les résultats :**

Les pourcentages de l'E.S varient entre 44 et 62 % a des profondeurs différentes ce qui nous permis de dire que notre sol est un sol non plastique.

**c) Limites d'ATTERBERG :**

Les résultats de cet essai sont représentés dans le tableau (I.8) ci-dessous.

**Tableau I.8 :** résultats d'essai de limite d'Atterberg

Sondage		SP 01	SP 01	SP 01
Profondeur (m)		0,00 / 3,00	3,00 / 6,00	6,00 / 9,00
Teneur en eau (%)	W	14,35	14,65	14,08
Limite de liquidité (%)	W <sub>L</sub>	25,38	30,36	24,69
Limite de plasticité (%)	W <sub>P</sub>	14,47	15,30	12,50
Indice de plasticité (%)	I <sub>P</sub>	10,91	15,06	12,19
Indice de consistance	I <sub>c</sub>	1,01	1,04	0,87
Masse volumique du sol (KN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>h</sub>	-	19,31	17,57
Masse volumique déjaugé (KN/m <sup>3</sup> )	γ'	-	10,68	9,80
Classification du sol par l'abaque de Casagrande		A P	A P	A P

❖ **Indication :**

- Cette classification est faite en ce basant sur l'abaque de Casagrande.
- AP : Argile Peu Plastique.

❖ **Commentaire sur les résultats :**

- La limite de liquidité W<sub>L</sub> oscille entre 24,69 et 30,36 % pour une valeur moyenne de 27,52 %.

- La limite de plasticité  $W_p$  est supérieure à la teneur en eau naturel  $W$ , d'après la figure jointe en annexe (I.5.a) le sol est en état solide avec retrait (déformations élastiques).
- Le sol peut être classé comme argiles peu plastique selon le diagramme de Casagrande joint en annexe (I.5.b).
- Les valeurs de l'indice de consistance indiquent que le sol est très consistant (annexe I.5.c).
- Les valeurs mesurées de  $W_p$ ,  $W_L$  et  $I_p$  au laboratoire indiquent que le sol est un limon (d'après Boeck cité par Filliat) (tableau I.9).

**Tableau I.9 :** Quelques valeurs indicatives (d'après Boeck cité par Filliat)

Matériau	Limite de liquidité $W_L$ (%)	Limite de plasticité $W_p$ (%)	Indice de plasticité $I_p$ (%)
Sable	10 à 25	-	-
Limon	20 à 35	10 à 30	5 à 15
argile	40 à 150	15 à 50	20 à 100
Colloïdes	150	50	100

### 2. 3.2. Propriétés mécaniques des sols (Résistance au cisaillement):

Concernant la détermination des propriétés mécaniques du sol, le laboratoire LHC a réalisé un seul type d'essai qui est l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

Le tableau I.10 ci-dessous résume les résultats des essais de cisaillement rectiligne effectués sur des échantillons remaniés.

**Tableau I.10 :** Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne

Sondage	S 01	S 01	S 04	S 04
Profondeur (m)	5,30 – 5,80	11,20 – 12,00	4,00 – 5,00	10,00 – 11,00
$C'$ (bars)	0,01	0,07	0,01	0,01
$\phi'$ (°)	34,47	30,88	40,62	40,58
Type d'essai	CD	CD	CD	CD

#### ❖ Commentaires sur les résultats :

- Les essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type consolidé drainé (CD) effectués sur les échantillons, nous donnent un angle de frottement interne effectif  $\phi'$  compris

entre  $34,47^\circ$  et  $40,62^\circ$  et une cohésion effective  $C'$  faible variant entre 0,01 et 0,07 bars, ce qui nous permet de dire que le sol est pulvérulent, vu que  $C' \approx 0$ .

### 2.3.3. Analyse chimique :

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés, sont représentées dans le tableau I.11.

**Tableau I.11 : Résultats des analyses chimiques.**

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates $SO_4^{--}$	Carbonates $CaCO_3$ (%)	Matières Organiques (%)
SC 01	3.00 - 3.30	Traces	23.20	0.28
	5.30 - 5.80	Traces	26.08	0.69
	11.20 - 12.00	Traces	25.76	0.51
SC 04	4.00 - 5.00	Traces	29.43	0.87
	10.00 - 11.00	Traces	28,58	1.07
SP 01	0.00 - 3.00	Traces	25.76	0.51
	3.00 - 6.00	Traces	23.36	0.72
	6.00 - 9.00	Traces	26.40	0.92

#### ❖ Commentaires sur les résultats :

- Les résultats de laboratoire montrent que le sol contient un pourcentage de carbonate ( $CaCO_3$ ) qui varie de 23,20 à 29,43 %, donc le sol peut être classé dans la catégorie des sols faiblement marneux.
- La teneur en sulfate d'un sol nous indique le degré d'agressivité de ce dernier, les résultats de laboratoire montrent des traces de  $SO_4^{--}$ , d'après les normes NF P 18 011 du 06/92, le sol à une agressivité moyenne ce qui peu causé la corrosion des armatures des fondations.
- La teneur en matière organique est faible ( $< 3\%$ ) [2], donc le sol est non organique.

#### ❖ Remarque :

Lorsqu' on détermine les caractéristiques du sol par des essais de laboratoire, les propriétés du sol ainsi identifiées peuvent être modifiées du fait qu'elles sont mesurées sur des échantillons remaniés lors de prélèvements. C'est notamment le cas des sols ayant une cohésion insuffisante (sols fins). L'état peut être modifié au cours du transport et du fait que l'environnement de l'échantillon est différent de celui existant à l'état naturel (contraintes, humidités,

température...). De plus, la variabilité du terrain et l'hétérogénéité du sol impliquent la réalisation d'un grand nombre d'essais en laboratoire pour avoir des valeurs représentatives.

#### ❖ Conclusion :

Le terrain devant servir d'assise au bâtiment R+10 est constitué essentiellement de sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface à des sables très fins vaseux en profondeur.

D'après les résultats obtenus, on peut noter que nous sommes en présence de terrains alluvionnaires de faibles caractéristiques géomécaniques.

La capacité portante mesurée à partir d'essais PDL montre que le sol a une très faible portance (0,36 bars).

La nappe phréatique est localisée à 8 m de profondeur.

### 3. Pré-dimensionnement et choix des fondations :

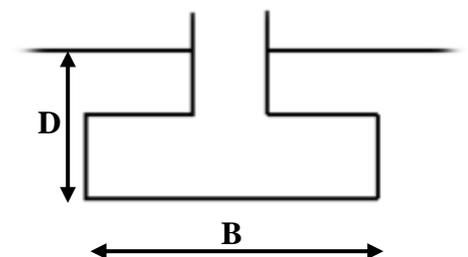
#### 3.1. Définition des fondations :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales (séismes).

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la stabilité de l'ensemble de la structure.

Les éléments géométriques qui définissent la fondation (figure I.7) sont :

- **B** : Largeur de la semelle de la fondation ;
  - **L** : Longueur de la fondation ;
  - **D** : Encastrement, qui est la profondeur de la base de la fondation, qui tient compte des propriétés mécaniques des sols traversés par la fondation.
- La fondation dite superficielle si :  $D < 1,5*B$ .
  - La fondation dite semi profonde si :  $1,5*B < D < 5*B$ .
  - La fondation dite profonde si :  $D > 5*B$ .



**Figure I.7** : dimensions d'une fondation

### 3.1.1. Fondation superficielle :

Deux types d'éléments sont à analyser pour une fondation superficielle :

- La capacité portante de la fondation, c'est-à-dire vérifier que les terrains (et éventuellement le matériau de fondation) peuvent effectivement supporter la charge transmise.
- Le tassement sous les charges de fonctionnement.
  - La fondation superficielle est dite :
    - **Radier** : si la surface totale du bâtiment est la fondation.
    - **Semelle** : si seule une partie de la surface du bâtiment correspond à la fondation.  
De plus, pour une semelle si :
      - \*  $L/B > 10$ , il s'agit d'une semelle filante.
      - \*  $L$  et  $B$  sont de l'ordre de quelque mètre, il s'agit d'une semelle isolée.
  - **Dallage** : Cas particulier du radier général où l'ensemble de la structure repose sur une semelle unique.

### 3.1.2. Fondation profonde :

Les fondations profondes permettent de reporter les charges d'un ouvrage au niveau des couches situées en profondeurs, elles sont en général utilisées quand la résistance des couches des terrains superficielles n'est pas suffisante pour supporter les charges transmises par une fondation superficielle ou, les tassements induits par ce type de fondation sont très importants.

Une fondation est dite profonde quand son encastrement est supérieur à 5 fois sa longueur. On emploie souvent le terme de **pieu** pour désigner une fondation profonde, on distingue :

- Pieu façonné à l'avance.
- Pieu à tube battu exécuté en place.
- Pieu foré.
- Puits.
- Pieu foncé.
- Micropieux de diamètre inférieur à 250 mm.

### 3.1.3. Fondation semi-profonde :

Les fondations semi-profondes assument la transition entre les deux grands types de fondation, selon leur mode d'exécution et la nature de sol, leur justification peut être identique soit à celle d'une fondation superficielle, soit à celle d'une fondation profonde.

### 3.2. Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation à adapter dépend des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le poids de la structure.
- La distance entre axes des poteaux.

### 3.3. Modélisation de la structure :

#### 3.3.1. Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage est régulier en plan et en élévation (figure I.8 et I.9):

- Hauteur total du bâtiment : 35,10 m ;
- Hauteur du sous sol : 3,5 m ;
- Hauteur du RDC : 4m ;
- Hauteur d'étage courant : 3,06 m ;
- Largeur du bâtiment : 15,80 m ;
- Longueur du bâtiment : 26,30 m.

#### 3.3.2. Choix de la structure :

##### - Ossature :

D'après la RPA 99/version 2003, toute structure en béton armé, implantée en zone IIa, dépassant 14 m de hauteur, doit être contreventée par voiles, ce qui nous amène à opter pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

##### - Plancher :

Les planchers sont tous constitués de planchers en corps creux et d'une table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, sauf au niveau des balcons et au niveau des paliers de repos où on a opté pour des dalles pleines.

##### - Escalier :

La structure est composée d'un seul type d'escalier, escalier à deux volés et un palier intermédiaire.

##### - Maçonnerie :

- Les murs extérieurs seront à double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, avec une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs seront en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Le schéma statique de l'ouvrage est représenté sur la figure I.8.

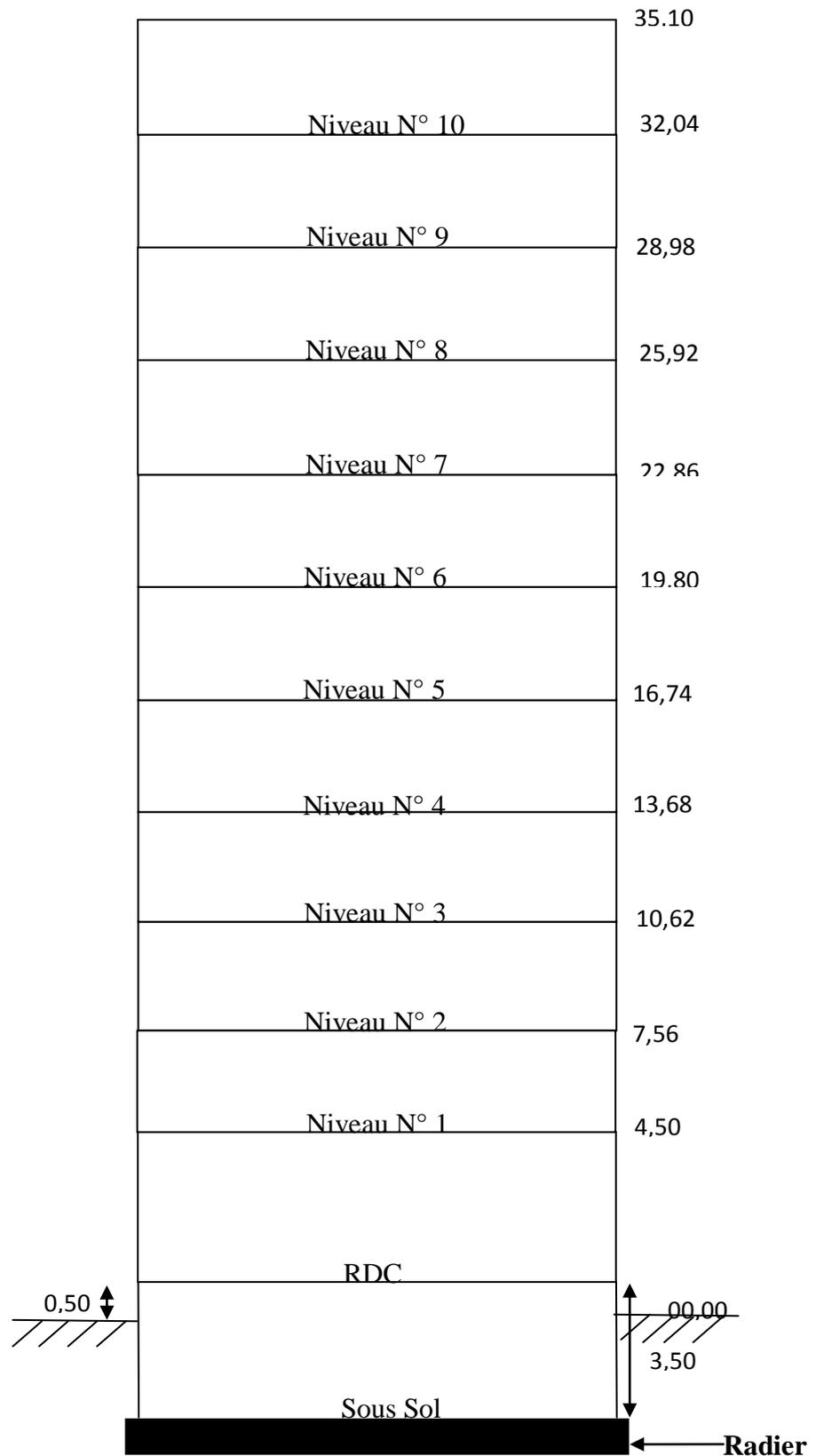
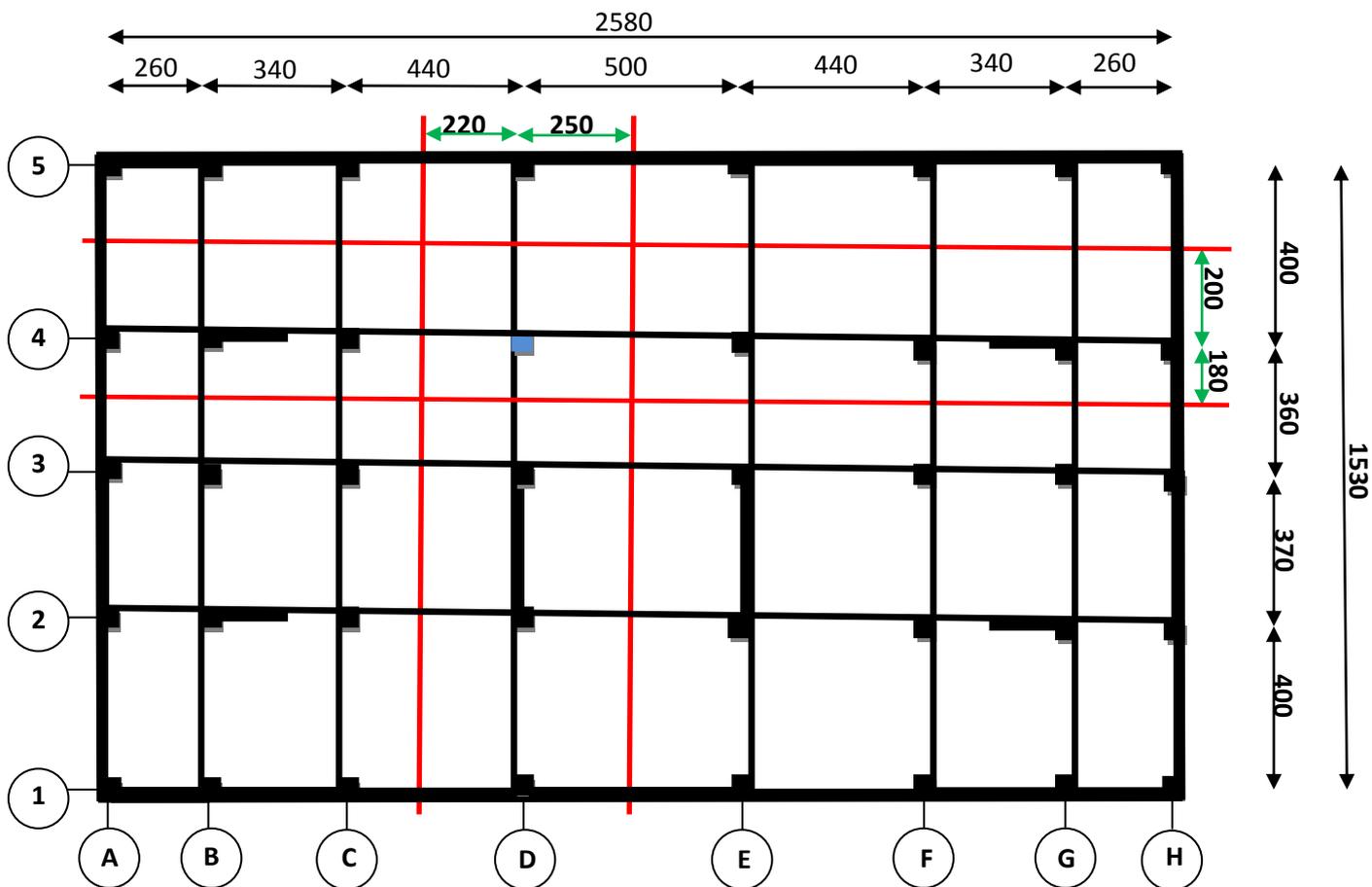


Figure I.8 : Schéma statique de l'ouvrage

Le tableau suivant résume les poids propres et les charges d'exploitations de l'ouvrage :

**Tableau I.12 : Les charges G et Q.**

Charge	G (daN/m <sup>2</sup> )	Q (daN/m <sup>2</sup> )
Etage courant	550	150
Plancher terrasse	650	100
Murs de façades	280	-
Acrotère	1,90	100
Balcon	410	350



**Figure I.9 : Plan du RDC**

### 3.3.3. Descente de charge :

Les résultats obtenus de la modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000.V11.08 sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau I.13** : Récapitulation des résultats de charges transmises à chaque poteau.

N° Poteau	ELU (t)	ELS (t)	N° Poteau	ELU (t)	ELS (t)
1-A	77,780	59,991	3-E	253,840	185,435
1-B	100,456	77,429	3-F	159,454	116,079
1-C	119,770	91,447	3-G	131,991	100,226
1-D	109,327	84,106	3-H	186,751	136,667
1-E	109,303	84,088	4-A	105,861	81,357
1-F	119,743	91,427	4-B	269,468	139,621
1-G	100,449	77,423	4-C	149,697	109,039
1-H	77,777	60,989	4-D	192,002	197,508
2-A	175,705	133,04	4-E	191,980	139,605
2-B	254,880	185,960	4-F	149,684	109,029
2-C	140,390	102,314	4-G	269,450	196,497
2-D	242,061	176,975	4-H	105,861	81,356
2-E	242,052	176,969	5-A	85,516	66,572
2-F	140,390	102,314	5-B	106,661	81,902
2-G	254,923	185,991	5-C	129,716	98,604
2-H	175,723	128,753	5-D	156,740	114,176
3-A	186,737	136,657	5-E	156,738	114,174
3-B	131,994	100,228	5-F	129,714	98,603
3-C	159,455	116,080	5-G	106,660	81,901
3-D	253,849	185,441	5-E	85,513	66,570

- La charge totale du bâtiment est :  $N_{ELS} = N_1 = 4672,30 \text{ t}$
- La charge du poteau le plus sollicité (4-D) :  $N_{(4-D)} = 197,508 \text{ t}$ .

### 3.4. Calcul de la capacité portante :

La capacité portante d'un sol représente la susceptibilité de celui-ci (le sol) à reprendre les charges sans risque de rupture et/ou sans risque de tassement excessif, elle est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques du terrain mesurées soit au laboratoire, soit en place.

#### 3.4.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (conditions drainés):

La contrainte de rupture sous charge verticale centrée pour une semelle rectangulaire où la nappe est située à une grande profondeur est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzagui) [17] :

$$q_l = \underbrace{\left[ \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma'_1 \cdot N'_\gamma(\varphi') \cdot s_\gamma \right]}_{\textcircled{1}} + \underbrace{\left[ C' \cdot N'_c(\varphi') \cdot s_c \right]}_{\textcircled{2}} + \underbrace{\left[ \gamma'_2 \cdot D \cdot N'_q(\varphi') \cdot s_q \right]}_{\textcircled{3}} \quad (*)$$

Avec:

$q_l$  : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

$B$  : Largeur de la semelle (figure I.10);

$D$  : Ancrage de la fondation ;

$C'$  : Cohésion effective du sol ;

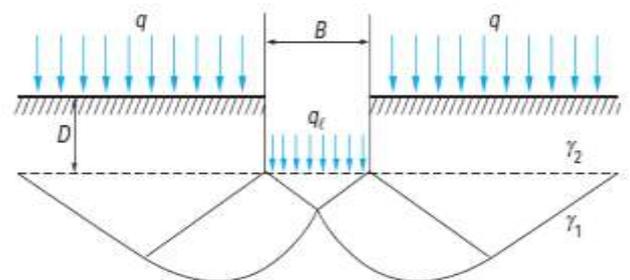
$\varphi'$  : Angle de frottement interne;

$\gamma_1$  : Poids volumique du sol sous la base de la fondation;

$\gamma_2$  : Poids volumique du sol latéralement à la fondation;

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

$s_c$ ,  $s_q$  et  $s_\gamma$  : Facteurs adimensionnels qui dépendent de l'angle de frottement et de la forme de la semelle (facteurs de forme).



**Figure I.10** : Schéma de rupture d'une fondation

Les valeurs des facteurs de portance sans dimension sont calculées soit par la solution classique de Prandtl (solution exacte), soit déterminées à partir de l'abaque de Terzagui et Peck (Annexe I.6.a).

$$\text{➤ Solution exacte : } \begin{cases} N_q = (e^{\pi \cdot tg\varphi'}) * tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \\ N_c = (N_q - 1) * cotg\varphi' \\ N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * tg\varphi' \end{cases}$$

- Les valeurs des facteurs de portance proposés par le DTU 13.12 sont données dans le tableau joint en annexe (Annexe I.6.b)
- Les facteurs de formes pour une semelle rectangulaire sous les conditions drainées sont donnés dans le tableau de l'Eurocode 7-1 pour les conditions drainées (Annexe I.6.c).

$$\begin{cases} s_\gamma = 1 - \left( 0,3 \frac{B}{L} \right) \\ s_c = \frac{\left( 1 + \frac{B}{L} \sin\varphi' \right) * (N_q - 1)}{N_q - 1} \\ s_q = 1 + \left( \frac{B}{L} * \sin\varphi' \right) \end{cases}$$

Les différents termes de l'équation (\*) sont définis comme suit:

- ① **Terme de surface** : Car il est fonction de la largeur de la fondation et du poids volumique de sol sous la fondation.
- ② **Terme de cohésion** : C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent.
- ③ **Terme de surcharge ou de profondeur** : C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement.

❖ **Remarque :**

On verra plus loin (chapitre IV, paragraphe 14.3) que le type de fondation prévu sera un radier général nervuré de 15,80 m de largeur et de 26,30 m de longueur vu la surface d'emprise du bâtiment (Annexe I.1).

On faisant un calcul simple de la capacité portant.

On a :

➤ **Sondage N°1 :**

$D = 3,5 \text{ m}$ ,  $\gamma'_1 = \gamma'_2 = 1,068 \text{ t/m}^3$ ,  $\varphi' = 34,47^\circ \Rightarrow 2/3 \varphi' = 22,98^\circ$ ,  $C' = 0,01 \text{ bars} \approx 0$ ,

$B = 15,80 \text{ m}$ ,  $L = 26,30 \text{ m}$ .

A partir de l'abaque de la figure jointe en annexe I.6-a, on aura :

$$\begin{cases} N'_q = 2,20 \\ N'_c = 10,78 \\ N'_\gamma = 0,68 \end{cases} ; \text{ en remplaçant ces valeurs dans } (*), \text{ on obtient : } \begin{cases} s_q = 1,23 \\ s_c = 0,82 \\ s_\gamma = 1,33 \end{cases}$$

- **Application numérique :**

$$q_p = [0,5 * 15,80 * 1,068 * 0,68 * 1,33] + [1,068 * 3,5 * 2,2 * 1,23] = 1,76 \text{ bars}$$

La contrainte admissible est la pression maximale que le sol peut supporter avant sa rupture, elle est donnée à partir de la formule de Terzagui :

$$q_{adm} = \gamma' * D + \frac{q_p - \gamma' * D}{F} = 1,068 * 3,5 + \frac{1,76 - 1,068 * 3,5}{3} = 0,84 \text{ bars}$$

Avec :

$F$  : coefficient de sécurité.

### 3.4.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ :

#### 3.4.2.1. Essais pressiométrique (PMT) :

La contrainte ultime est calculée par la formule suivante :

$$q_p = q'_0 + K_p * P_{le}^*$$

Avec :

$q'_0$  : Contrainte verticale effective unitaire du sol au niveau de la fondation ;

$$q'_0 = \sum_{i=1}^n \gamma_i * h_i$$

$K_p$  : coefficient de portance donné par le tableau joint en annexe (I.7) ;

$$K_p = \left[ 1 + 0,5 * \left( 0,60 + 0,4 \frac{B}{L} \right) * \frac{D_e}{B} \right], \text{ pour les Sables et graves B.}$$

$D_e$  : hauteur d'encastrement équivalente destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur.  $D_e$  est calculé par l'équation suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \cdot \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz = \frac{1}{p_{le}} \cdot \sum_0^n P_{li}^* \cdot \Delta z_i.$$

$P_{le}$  : pression limite nette équivalente du sol, elle est calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à  $(1,5 * B)$  situé » sous la semelle [DTR-BC 2.331].

$$P_{le} = \sqrt[n]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3} \dots (P_{ln-1}) \cdot P_{ln}}$$

**NB :** On utilise la moyenne géométrique car notre sol est hétérogène.

- **Application numérique :**

**PMT 1 :**

$$P_{le} = \sqrt[3]{1,45 * 2,21 * 2,08} = 1,88 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{1,88} * [(1,45 * 1) + (2,21 * 1) + (2,08 * 1)] = 3,05 \text{ m} .$$

$$K_p = \left[ 1 + 0,35 * \left( 0,60 + \left( 0,4 * \frac{15,80}{26,30} \right) \right) * \frac{3,05}{15,80} \right] = 1,05$$

$$q'_0 = \sum_{i=1}^n \gamma_i * h_i = [(0,1068 * 3) + (0,098 * 3)] = 0,61 \text{ bars}$$

$$q_p = 0,61 + (1,05 * 1,88) = 2,58 \text{ bars}.$$

D'où :  $q_{adm} = \gamma' . h + \frac{q_p - \gamma' . h}{F} = 0,86 \text{ bars} ;$

Avec : F = (3 à 4) : coefficient de sécurité.

### 3.4.2.2. Essai pénétromètre dynamique (PDL) :

➤ **PDL 4 :**

- La résistance minimale  $R_p$  enregistrée à partir de 4,5 m par le PDL 4 est de 24 bars.
- La contrainte ultime donnée par le D.T.U.13.12. est :  $q_p = \frac{R_{p \text{ min}}}{5 \text{ à } 7}$
- La contrainte admissible du sol est obtenue par la formule suivante :

$$q_{adm} = \gamma' . h + \frac{q_p - \gamma' . h}{F}$$

$F_s$  : coefficient de sécurité ; avec :  $F_s = \begin{cases} 3 & \text{en absence de l'eau} \\ 4 & \text{en présence de l'eau} \end{cases}$

➤ **PDL 5 :**

La résistance minimale  $R_p$  enregistrée à partir de 6 m de profondeur par le PDL 5 est de 7,5 bars.

➤ **PDL 6 :**

La résistance minimale  $R_p$  enregistrée à partir de 6 m de profondeur par le PDL 6 est de 7,5 bars.

- **Application numérique :**

Les résultats obtenus par le PDL 4, 5 et 6 sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau I.14** : Résultats de la capacité portante à partir d'essai PDL

Essai	$R_p$ min (bars)	$q_u$ (bars)	$q_{adm}$ (bars)
<b>PDL 4</b>	24	3,43	1,14
<b>PDL 5</b>	7,5	1,07	0,36
<b>PDL 6</b>	7,5	1,07	0,36

La valeur minimale de la contrainte admissible obtenue à partir de l'essai PDL est :

$$q_{adm} = 0,36 \text{ bars.}$$

#### ❖ Conclusion :

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

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

La contrainte la plus défavorable est celle du PDL 5 et PDL 6 :  $q_{adm} = 0,36 \text{ bars.}$

### 3.5.Vérification des semelles isolées :

$$\text{La vérification à faire est : } \frac{N}{S} \leq q_{adm}$$

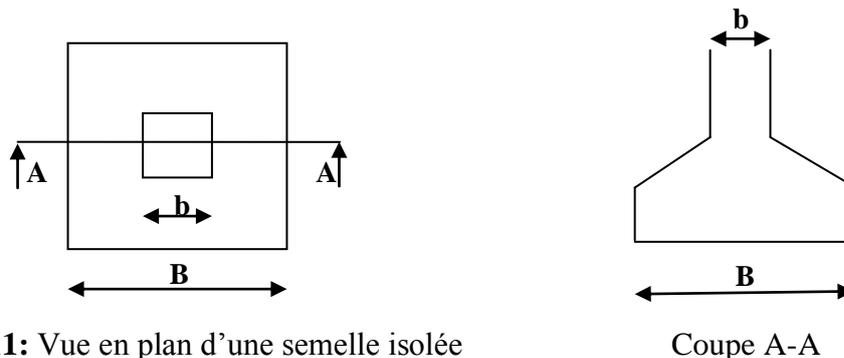
Avec :

N : Effort normal agissant sur la semelle la plus sollicitée calculée selon la combinaison G+Q ;

S : Surface d'appuis de la semelle ;

$q_{adm}$  : Contrainte admissible du sol.

La semelle la plus sollicitée et celle qui se situe sous le poteau D-4 (figure I.11).



**Figure I.11:** Vue en plan d'une semelle isolée

Coupe A-A

Le poteau le plus sollicitée à une section carrée, ( $b * b$ ),  $N_{D-4} = 197,508 \text{ t.}$

$$\frac{N}{S} \leq q_{adm} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{q_{adm}}} \Rightarrow B \geq 7,41 \text{ m.}$$

On remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car l'entre axes minimal des poteaux dans le sens (y) et de 3,6 m.

Donc le choix des semelles isolées, dans ce cas, ne convient pas.

### 3.6. Vérification des semelles filantes :

On procédera au calcul de la semelle sous poteaux comme suit :

$$\frac{N}{S} = \frac{N}{B*L} \leq q_{adm} \Rightarrow B \geq \frac{N}{q_{adm} * L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

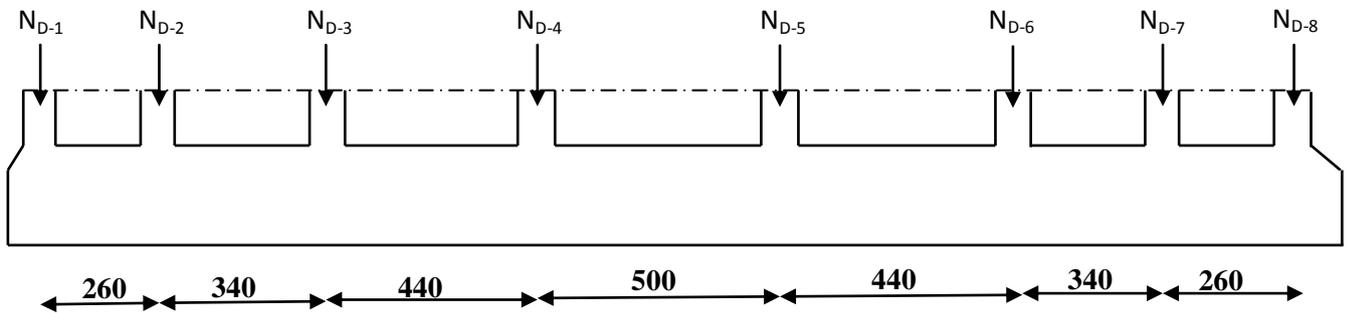


Figure I.12 : Schéma statique de la semelle filante

D'après les résultats obtenus par le SAP2000, le portique le plus sollicité est le portique D :

$$L = 26,30 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{N_D}{q_{adm} * L} = \frac{1046}{3,6 * 26,30} = 11,04 \text{ m.}$$

Avec :

$N_D$  : effort qui sera transmis par le portique D.

On remarque que la largeur de notre semelle égale à 11,04 m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique D (fig I.9) et son adjacent est de 3,60 m.

**3.7. Vérification du radier général :**

L'effort normal transmis par la structure est :  $N_t = 4672,30$  tonnes.

$$S_{rad} \geq \frac{N_t}{q_{adm}} = \frac{4672,30}{3,6} = 1297,86 \text{ m}^2.$$

On remarque que la surface du radier est très grande par rapport à la surface du bâtiment qui égale à  $(15,80 * 26,30) \text{ m}^2$ .

**Conclusion :**

Les caractéristiques du sol données par les différents essais réalisés ne répondent pas aux conditions de stabilité de l'ouvrage projeté.

Dans ce cas il est indispensable de recourir à un autre type de fondation qui permet de réduire l'ampleur des tassements et d'assurer la stabilité de la structure ou bien d'améliorer les caractéristiques du sol.

A cet effet, l'adoption de fondation par des pieux s'avère nécessaire pour transmettre directement les charges et efforts de la structure sans trop remanier le sol en place, ou bien de renforcer le sol par des colonnes ballastées en augmentant sa capacité portante.

# CHAPITRE II

**Introduction:**

Depuis l'antiquité, l'homme a été confronté aux dangers de la nature qui se manifestent d'une manière violente et imprévisible : Séisme, glissements des terrains, inondations, poinçonnement,..., Ce qui le conduit à choisir un bon sol pour bâtir sa maison. Le terme « bon sol » signifie que le sol d'assise d'un ouvrage peut supporter les charges transmises par la fondation sans subir de tassements excessifs ou de poinçonnement.

Aujourd'hui, la croissance démographique a conduit à une rareté des sites convenant à des projets industriels ou à des habitations, ce qui a incité les entreprises spécialisées dans la construction des ouvrages géotechniques à innover dans les techniques de traitement des sols pour exploiter des terrains qu'on considérait antérieurement comme inconstructible à cause des risques de tassements.

Les premiers usages des méthodes de traitement des sols furent mis au point à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle et au début du XX<sup>e</sup> comme remède ultime. Face à des problèmes imprévus de sol, aujourd'hui, elles sont considérées comme des méthodes de constructions dont on peut, dès le départ, envisager normalement l'usage.

Certaines de ces méthodes sont anciennes, comme l'utilisation des pieux pour supporter les charges appliquées par l'ouvrage et les transmettre vers le substratum. Mais il arrive que ce dernier soit très profond ou lorsqu'on a affaire à un sol liquéfiable en zone sismique. Dans ce cas, leur utilisation impose un financement onéreux. Aujourd'hui, on a pu confronter ces difficultés grâce à des nouvelles méthodes comme : la substitution des sols, le compactage statique et dynamique ; le préchargement, la vibroflottation, les colonnes de sol traitées à la chaux, les colonnes ballastées.

Le traitement des sols a pour but d'augmenter leur capacité portante en améliorant ses caractéristiques mécaniques.

**1. Différentes techniques d'amélioration des sols :****1.1. Substitutions des sols :**

Cette méthode consiste à retirer les couches médiocres de faibles caractéristiques mécaniques [15] et à les substituer par un matériau d'apport de meilleures qualités.

Le matériau de substitution est choisit d'une façon à se qu'il ne subit pas des tassements excessifs et ne contient pas une fraction argileuse. Généralement, on utilise des matériaux d'une nature pulvérulente (TVO, Tuf,...).

La réalisation de ce procédé débute par l'excavation des mauvais terrains, puis on étend un géotextile qui permet une meilleure répartition des contraintes et évite la contamination du remblai. Ensuite la mise en place d'un remblai sablo-argileux s'effectue par couches successives (20 cm) fortement compactées.

La substitution peut être totale ou partielle selon le cas : lorsqu'il s'agit d'une couche médiocre de faible épaisseur (4 à 5m) la substitution est totale. Si la couche est profonde (supérieur à 6m), on procède à une substitution partielle, dans ce cas, l'ouvrage doit être léger et la couche de substitution doit couvrir une étendue supérieure à l'emprise de construction, faute de quoi, le sol de substitution risque de se comporter plutôt comme une surcharge plus importante que le sol enlevé et également comme un drain facilitant la remontée des eaux modifiant ainsi le comportement intrinsèque du site.

Les facteurs qui interviennent dans le choix de la méthode de substitution sont : La nature de l'ouvrage, la profondeur du traitement.

### 1.2. Préchargement :

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive  $p_f$  augmentée éventuellement d'une surcharge  $p_s$  qui assure tout ou une partie des effets suivants [16].

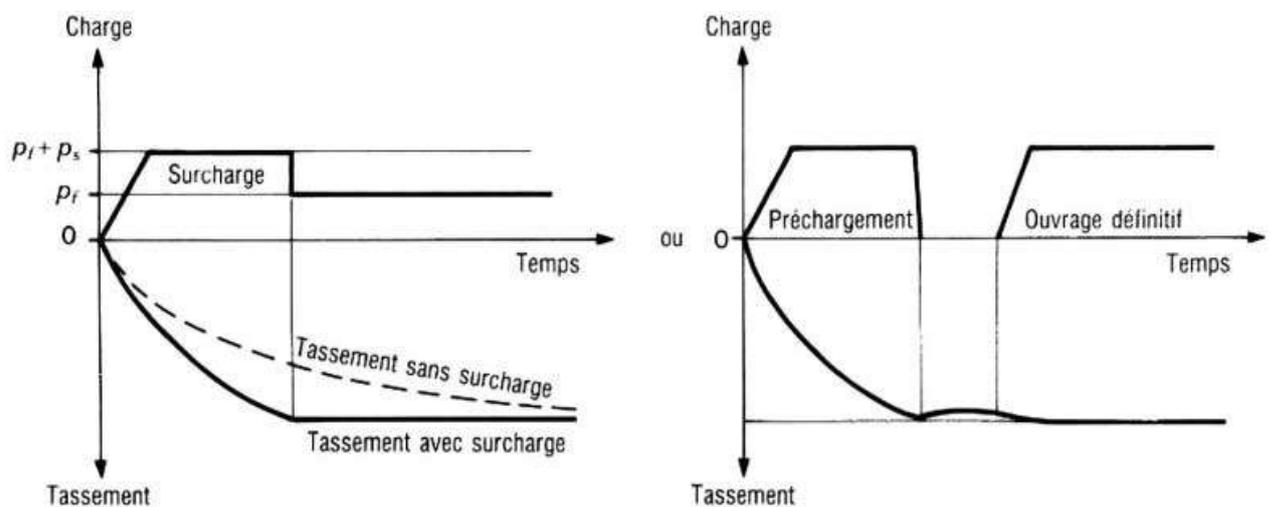


Fig II.1. Principe du Préchargement pour le contrôle des tassements

➤ Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;

➤ Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.

Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :

- La méthode la plus courante (figure II.2-a) consiste à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau); on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible; en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur;

- Une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (figure II.2-b), on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes; l'utilisation de cette technique a été limitée pendant longtemps par la mauvaise qualité des membranes disponibles; cet obstacle est désormais levé et le recours à l'application du vide devrait se développer.

On peut aussi diminuer les pressions interstitielles, et donc précharger le sol, en rabattant la nappe dans la zone à consolider (figure II.2-c), les effets de cet abaissement de la nappe sur le voisinage doivent être soigneusement étudiés dans ce cas.

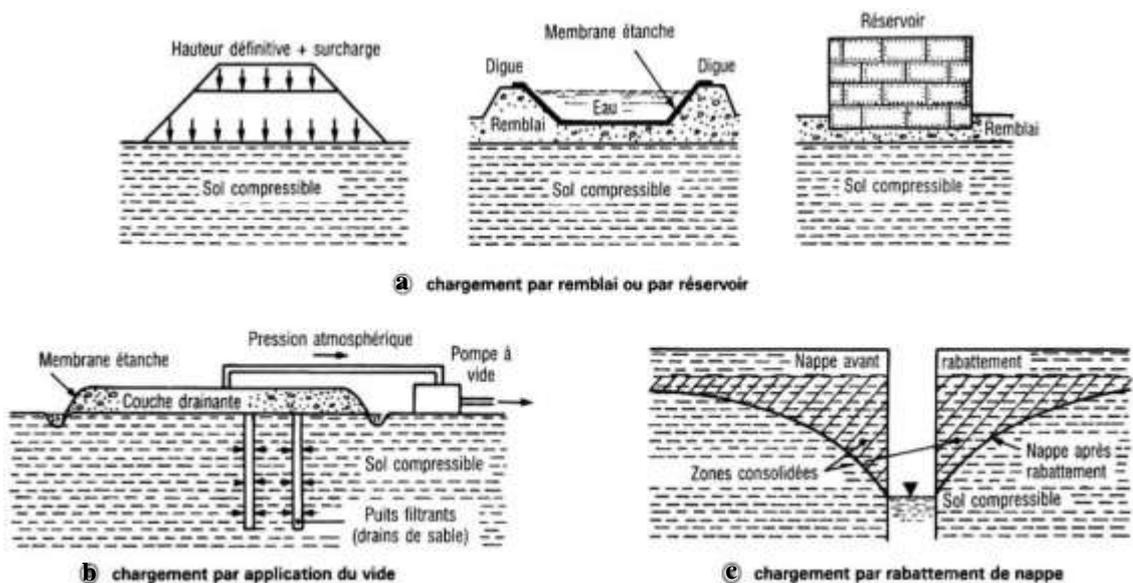


Fig II.2. Techniques de préchargement

### 1.3. Vibrocompactage :

**Principe :** Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents [10] tels que les sables et les graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible.

**Mode opératoire :** Le vibreur, manipulé par une grue, est mis en station au-dessus du point de compactage.

**Phase 1 :** Sous l'influence de son propre poids, du lancement et des vibrations, le vibreur atteint rapidement la profondeur désirée. Les jets d'eau à la pointe sont alors coupés.

**Phase 2 :** L'eau arrive désormais uniquement par les orifices du haut du vibreur. Le cône obtenu facilite la mise en place de matériau d'apport, sable ou gravier, dans la cavité créée. Le flux d'eau, le long du vibreur, aide au transport du sable jusqu'à la zone de compactage à la base du vibreur.

**Phase 3 :** Le vibreur est retiré par étapes et produit, de cette manière, un cylindre de terrain densifié de 2 à 4 m de diamètre.

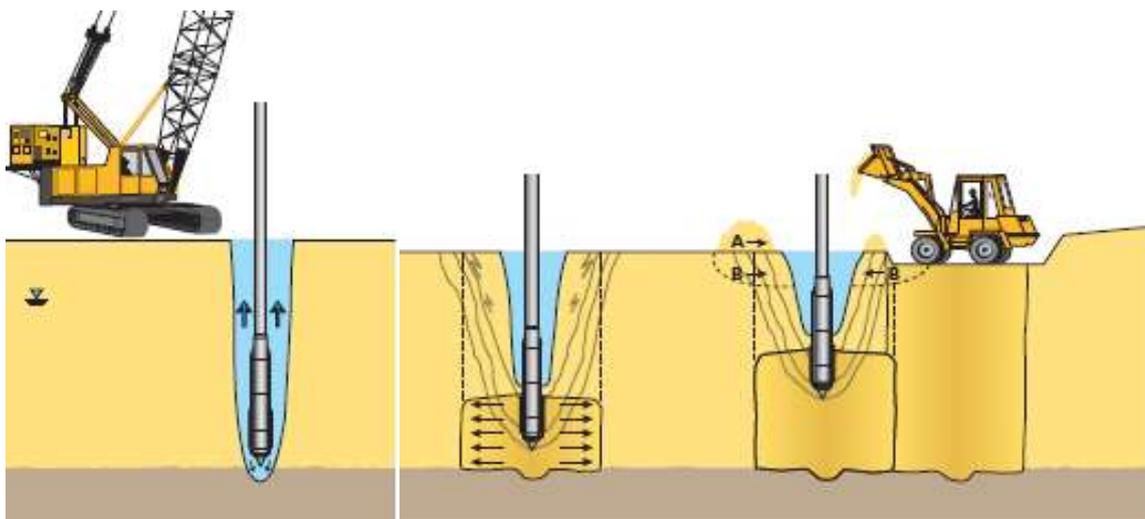


Fig II.3. Mode opératoire du Vibrocompactage

### 1.4. Compactage dynamique et compactage à haute énergie :

Le compactage dynamique permet de densifier les sols à grande profondeur [10] grâce à la création d'ondes de choc de très haute énergie.

Elle nécessite l'emploi de masses de 15 à 40 tonnes, en chute libre, d'une hauteur de 10 à 40 mètres. La disposition des points d'impact et les autres paramètres du traitement : énergies, phasages, périodes de repos, dépendent des caractéristiques du terrain à traiter et des résultats des planches d'essai initiales.

Ce procédé de traitement des sols est utilisé pour fonder des bâtiments ou des ouvrages ou stabiliser de grandes surfaces de remblais ou de sols lâches.



**Fig II.4 :** Exemple d'un pilon [10]

### 1.5. Pilonnage :

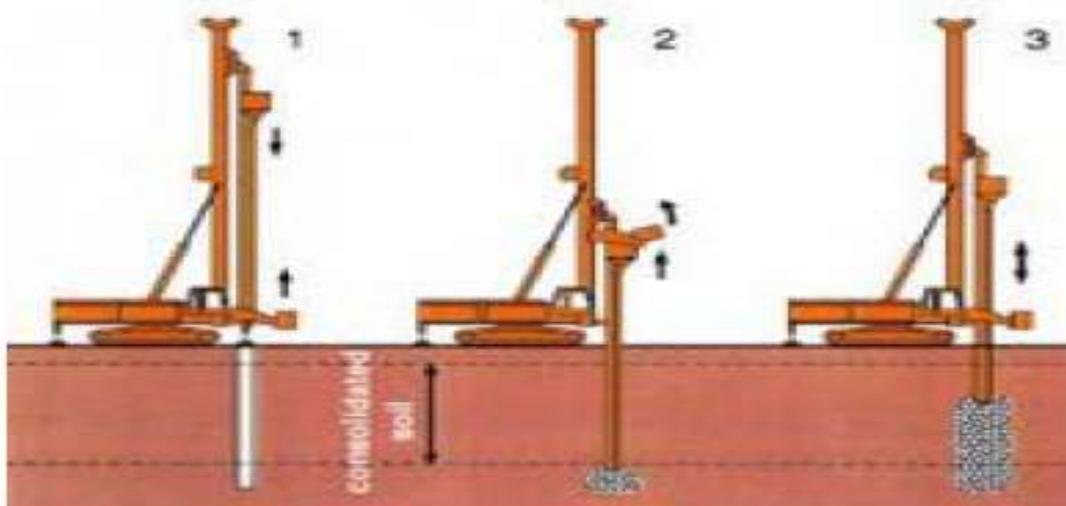
L'application de chocs à la surface d'un massif de sol grenu est un moyen efficace de compactage. Avant le pilonnage, le sol est recouvert d'une couche de matériaux grossiers d'un mètre d'épaisseur au minimum, destinée à éviter un enfoncement trop important du pilon [10]. Le pilon est lâché d'une grue, plusieurs impacts étant réalisés au même endroit. Cette opération est répétée sur toute la surface à traiter, selon un maillage défini au préalable (figure II.5). Entre les phases de pilonnage, un temps de repos permet la dissipation des surpressions interstitielles créées par les chocs. En fin de chantier, une dernière phase, dite de tapotage, est réalisée pour compacter la surface du sol, désorganisée par les chocs. Les traitements courants sont réalisés avec des pilons de 10 à 20 tonnes tombant de 15 à 20 m de hauteur. Les impacts du pilon induisent des vibrations dont l'effet sur l'environnement doit être pris en compte.



**Fig II.5.** Chantier de pilonnage

### 1.6. Compactage statique en profondeur :

L'introduction en force de mortier ou de béton spécial (micro-béton) dans un massif de sol meuble, à partir de forages, permet de provoquer la densification du sol naturel sans détruire sa structure (figure II.6). Outre la densification de la masse du sol entre les forages, on obtient en plus des colonnes de matériau plus résistant [10], qui reprennent une partie des charges appliquées au massif de sol. L'injection s'effectue à partir de forages primaires, secondaires et éventuellement tertiaires, selon un maillage adapté au problème à résoudre. Le tube d'injection est descendu dans un forage de diamètre voisin de 10 cm.



**Fig II.6.** Principe du compactage statique en profondeur

### 1.7 Amélioration temporaire par congélation :

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue [10]. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé.

La congélation est réalisée par circulation de saumure ou d'un gaz réfrigérant (azote liquide, habituellement) dans des tubes mis en place dans le sol à traiter (figure II.7). L'utilisation d'azote liquide permet une progression rapide du front de gel et une plus grande souplesse dans le maintien de la zone gelée.

L'augmentation de volume de l'eau lors de sa transformation en glace peut provoquer des désordres dans le voisinage de la zone traitée et doit être prise en compte lors de l'élaboration du projet de traitement.



Fig II.7. Sol traité par congélation

### 1.8. Micropieux :

La réalisation de réseaux de micropieux 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 perturbant l'environnement du chantier [10]. Les micropieux sont réalisés dans des forages de petit diamètre. Ils sont souvent associés à une injection du massif de sol.

### 1.9. Colonnes ballastées :

L'utilisation des colonnes ballastées pour résoudre certains problèmes de construction d'ouvrages sur sols compressibles est maintenant suffisamment répondue.

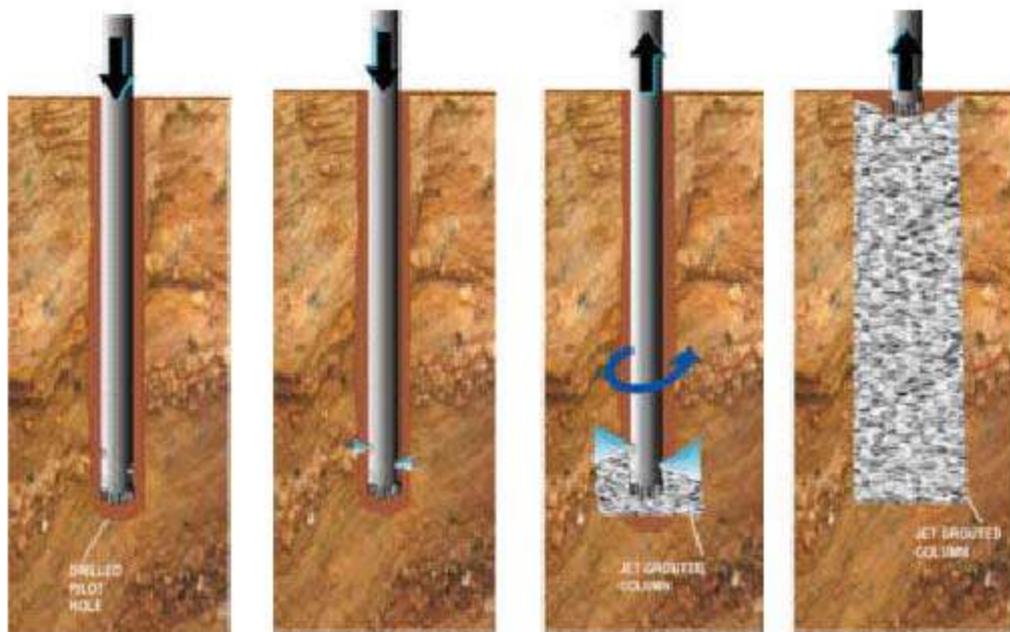
C'est un procédé d'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol (portance des sols, réduction des tassements). Il est apparu dans les années 30 et est utilisé dans le traitement des sols qu'étaient jadis inconstructibles [10].

Le but de toute réalisation de colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques générales sous l'ouvrage à construire afin que ses différents éléments d'infrastructure (semelles isolées, filantes, radiers, ouvrages en terre...) aient un comportement prévisible et compatible avec les règlements et les tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

### 1.10. Jet Grouting :

La réalisation d'une colonne de Jet Grouting passe par trois étapes (Figure II.8) :

- Réalisation d'un forage par une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricône par exemple) et d'un dispositif de lançage,
- Ouverture de la colonne de lançage, la colonne est équipée soit d'une buse (mono-jet), soit de deux ou trois buses d'injection (double ou triple jets),
- Injection en remontant : dans la technique mon-objet, un coulis de ciment à haute pression est injecté, le coulis assure à la fois la déstructuration du terrain et la consolidation par introduction du ciment ; dans les techniques à double ou triple jets, le sol est d'abord déstructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau avant d'être injecté séparément par du coulis à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage [16].



**Figure II.8.** Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting

## 2. Technique de renforcement des sols par colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées constituent une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles. Un matériau granulaire est introduit dans le sol, puis compacté, pour constituer des colonnes verticales. Ce traitement permet d'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol, d'augmenter la capacité portante du site, de réduire les tassements sous charges appliquées, de diminuer le temps de consolidation en accélérant le drainage, de participer à la stabilité générale des remblais et de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

La technique de colonnes ballastées remonte au milieu du XX<sup>ème</sup> siècle mais c'est depuis 1970 environ qu'elle a connu, avec le développement technologique des procédés de réalisation, un essor significatif pour la réalisation des projets de fondations d'ouvrages divers. .

Les colonnes ballastées ont généralement un diamètre compris entre 0,6 m et 1,2 m. Elles portent les charges vers les couches les plus résistantes grâce à l'effet de l'étreinte latérale exercé par le sol environnant. Dans les sols organiques (tourbe, loess,...), cette technique n'est pas utilisée en raison de la diminution de l'étreinte à cause de déformation du sol dans le temps par fluage.

En Algérie, la méconnaissance de cette technique et le manque de méthodes réglementaires pour le dimensionnement des colonnes ballastées sous divers types de fondation superficielles excepté les prescriptions du DTU 13-2 et les recommandations récentes COPREC (version 2004), ont fait que les bureaux d'études rencontrent des difficultés pour la justification et la validation des projets de fondations sur sols traités par des colonnes ballastées auprès des organismes de contrôle technique notamment dans le secteur de l'habitat et de l'industrie. Cela avait constitué un frein au développement de ce procédé notamment dans les ouvrages relevant de domaine public. Dans les terrains présentant des contraintes géotechniques de portance et de forte compressibilité et/ou présence de remblai, les maîtres d'ouvrages préfèrent en général recourir aux fondations profondes classiques au prix de surcoûts substantiels, que de s'aventurer dans l'application d'un procédé n'ayant pas encore fait l'épreuve de retour d'expérience sur le terrain.

### 2.1. Domaines d'application : [5]

#### 2.1.1. Types des terrains:

- dépôts sédimentaires récents (quaternaire) très épais, de faible portance et compressibles,
- formation fluviale constituée de tourbe, sols évolutifs → colonnes ballastées injectées,

substratum très profond tel que la solution de pieux flottants est inadaptée,

- terrains argileux vasards sous consolidés, ce qui provoquera l'accélération de la consolidation primaire, et ensuite une augmentation de la portance, en surface et réduction de la compressibilité.

**Remarque :** Ce procédé est non applicable dans les terrains présentant des risques de perte de caractéristiques volumétriques et mécaniques tels que les terrains organiques d'épaisseur supérieure au rayon de la colonne.

### 2.1.2. Types d'ouvrages:

- halls de stockage ;
- bâtiments industriels et commerciaux ;
- silos et réservoirs de toute nature ;
- ouvrages hydrauliques étanches (station d'épuration) ;
- remblais, routes et ouvrages d'art ;
- renforcements de fonds marins, lacustres ou fluviaux ;
- bureaux, logements collectifs et maisons individuelles.

### 2.1.3. Utilisation en zone sismique:

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.

## 2.2. Mode opératoire:

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit [14]:

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

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

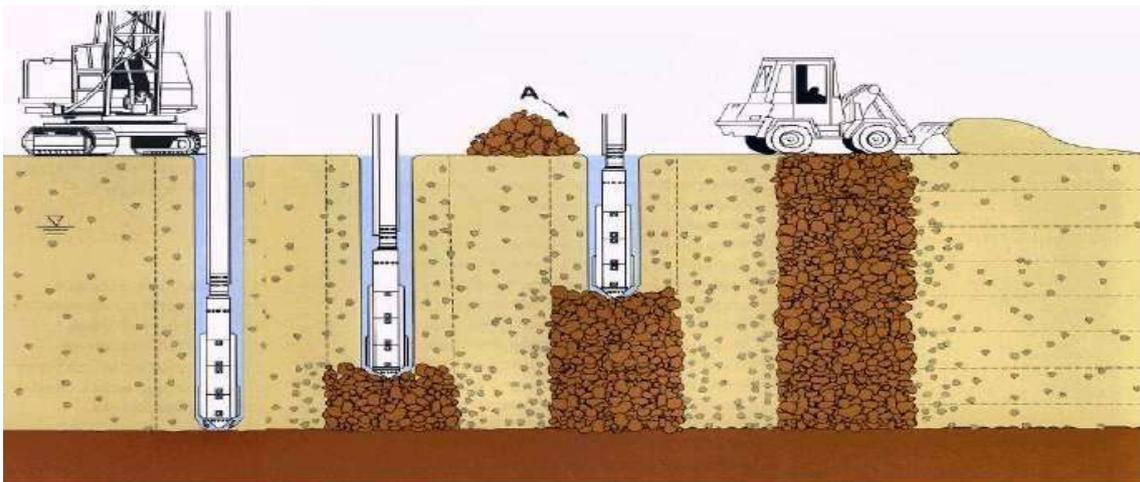
- De la nature et de l'état de saturation du sol.
- Du but recherché.
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

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

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

### 2.2.1. Colonnes ballastées par voie humide :

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

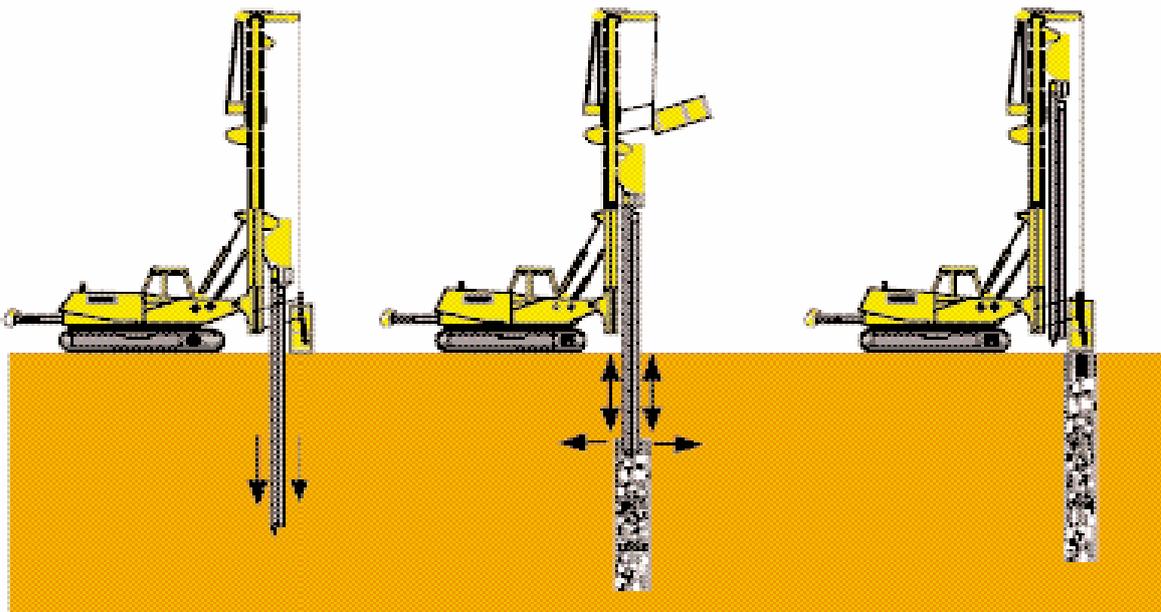


**Fig II.9.** Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide

### 2.2.2 Colonnes ballastées par voie sèche :

- La machine est mise en station au dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

- Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expansive le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.



**Fig II.10.** Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche

### 2.2.3. Colonnes ballastées pilonnées :

Cette technique est connue aussi sous le nom de « pieux de gravier Franki ».

Leurs réalisation nécessite les étapes suivantes [15] :

- Confection du bouchon de battage « Franki » à l'aide de gravier ;
- Battage au fond du tube avec dameur intérieur ;
- Expulsion du bouchon de gravier ;
- Réalisation de la colonne par damage de charges de gravier et extraction du tube ;
- Finition de la colonne.

### 3. Objectif de traitement:

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage » de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues des fondations [19].

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes:

- Augmenter la capacité portante du sol;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels;
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

### 4. Technologie d'exécution des colonnes ballastées:

#### 4.1. Matériel utilisé:

Dans l'état actuel de la technique, tous les vibreurs utilisés comme source de vibration sont construits sur le même principe [5]. Un ou plusieurs masselottes, en général hémicylindriques, sont montés sur paliers et entraînés par un moteur électrique. Les vibrations produites sont horizontales et circulaires.

Les vibreurs sont susceptibles de développer dans le terrain une puissance de 100 à 150 chevaux, la fréquence de vibration étant de 10 à 40 Hz. Le vibreur faisant environs 3 à 4 m, on doit lui adjoindre des tubes allongés de façon à pouvoir atteindre la pénétration requise :

- Diamètre standard du vibreur : 40 à 70cm.
- Diamètre de l'avant trou réalisé : jusqu'à 80cm.

#### 4.2. Principe de réalisation :

Il consiste en la réalisation d'un avant trou à l'aide d'une aiguille vibrante suspendue à une grue. Les diamètres habituels varient de 0,25 m à 0,50 m. Le forage est effectué en vibration, sous le propre poids de l'aiguille, aidé d'une injection d'eau à la base qui permet de réaliser plus rapidement le forage et de le débarrasser de tous les éléments fins [5]. Lorsque le vibreur est arrivé à la profondeur désirée, on introduit le matériau d'apport (ballast), qui est compacté par vibration au fur et à mesure de la remontée de l'aiguille.

Le compactage est suffisamment intense pour faire pénétrer le ballast dans le terrain. Il se forme ainsi une colonne ballastée de 0,6 m à 1,2 m de diamètre suivant la résistance du sol (étreinte latérale).

La mise en œuvre des colonnes ballastées peut s'effectuer par voie humide, voie sèche, et par pilonnage. Elles sont exécutées à partir d'une plate forme carrossable généralement pour engins sur chenilles de charges variant de 300 KN à 400 KN (grues, ateliers à mât vertical fixe). Une colonne ballastée est caractérisée est caractérisée par les quatre phases successives suivantes :

- Pénétration par vibro-fonçage jusqu'à la bonne profondeur : cette phase consiste à descendre le vibreur en provoquant une liquéfaction local du sol et les sédiments sont refoulés par l'espace annulaire jusqu'à la surface. Le forage ainsi obtenu devrait être droit et réaliser d'une manière continue avec injection d'eau sans interruption.

- Remontée du vibreur jusqu'à la surface, pour permettre le nettoyage du forage obtenu ;
- Descendre du vibreur dans le forage : cette étape doit être effectuée très rapidement afin de regagner le fond de la colonne, dès lors commence l'alimentation de ballast ;

- Compactage du ballast par passes remontantes : la remontée se fait par passe de 0,50 à 1,0 m et le ballast est vibrocompacté jusqu'à l'obtention d'une intensité de référence maximale de l'ordre de 250 ampères, [Zaghouani et al, 2004]. Lorsque cette valeur est dépassée, on risque souvent une inclinaison du vibreur (rotation des câbles sur eux-mêmes) et par conséquent l'arrêt de la vibration, alors les zones non compactées peuvent subsister.

#### 4.3. Différentes étapes de réalisation des travaux:

##### Etape 1 : [14]

- Le vibreur est placé au dessus du point projeté ;
- Lançage à eau en cours.



**Etape 2 :**

Le vibreur descend sous l'effet de son poids propre et génère un phénomène temporaire de liquéfaction de sol.

**Etape 3 :**

- Evacuation des particules fines du sol en place ;
- Introduction des matériaux d'apport qui seront compactés par passes successives pour former la colonne ballastée.

**4.4. Matériaux d'apport :**

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles [5].

La caractéristique principale de ballast réside dans son potentiel de drainage élevé et son rôle porteur qui est accru par le fort pourcentage de cailloux. Le pourcentage de fines particules est limité pour que la colonne reste drainante et insensible à l'érosion interne.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

▪ **voie sèche :**

$$d_5 > 0.1 \text{ mm}$$

$$d_{30} > 10 \text{ mm}$$

$$d_{100} > 100 \text{ mm}$$

▪ **voie humide :**

$$d_5 > 0.1 \text{ mm}$$

$$d_{30} > 40 \text{ mm}$$

$$d_{100} < 160 \text{ mm}$$

- diamètre : variable entre 0.6 m et 1.2 m, en fonction des sols traversés.
- Profondeurs : variables de 2 m à plus de 30 m.
- Module de Young :  $E = 60$  à  $100$  MPa selon la résistance du sol.
- Angle de frottement :  $\varphi = 38^\circ$  (matériaux roulés).

$$\varphi = 40^\circ \text{ à } 42^\circ \text{ (matériaux concassés).}$$

• Dureté des matériaux :

- $LA < 35$
- $MDE < 30$
- $LA + MDE < 60$

LA : Essai Los Angeles, norme NF P 18573 ; il permet de définir la résistance aux chocs

MDE : Essai Micro Deval, norme NF P 18572 ; il permet de déterminer la résistance à l'usure.

- Maille : variable de  $1.5 \text{ m}^2$  à  $10 \text{ m}^2$ .
- Résistance à la compression :  $R_c \geq 25$  MPa.
- Le critère de propreté : le passant inférieur à  $80\mu\text{m} < 5 \%$

## 5. Avantages et Inconvénients des colonnes ballastées: [5]

### 5.1. Avantages :

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

### 5.2. Inconvénients :

- Non adaptées dans les cas où il y'a des charges ponctuelles de plus de  $500\text{t/m}^2$  ;
- Non recommandées dans des sols organiques (absence de contraintes latérales), plus la matière organique se décompose plus la colonne perd ses caractéristiques intrinsèques.

## 6. Colonnes ballastées isolées chargées en tête :

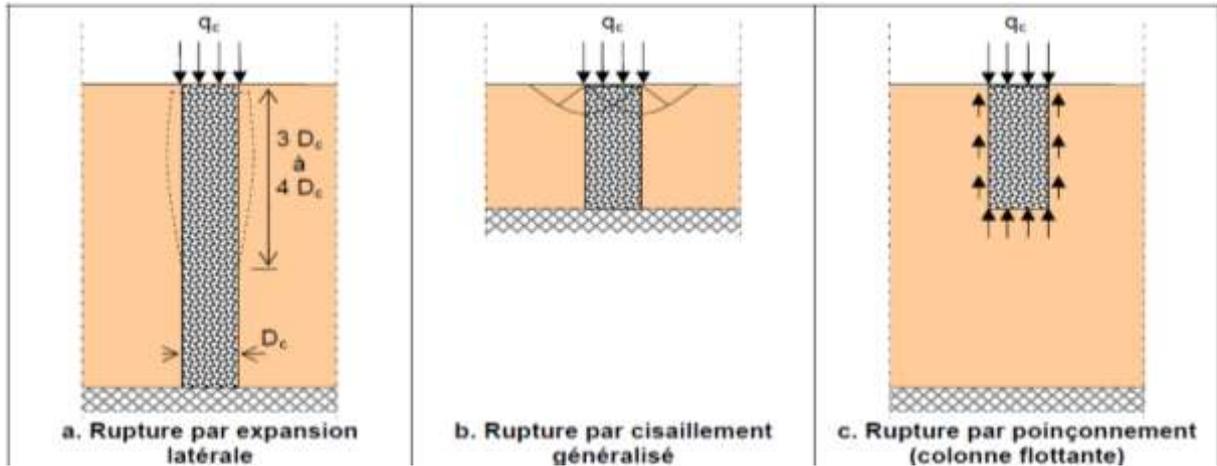
Le dimensionnement des colonnes ballastées nécessitent une connaissance parfaite des caractéristiques géotechniques du sol, du matériel de mise en œuvre [19], des charges transmises par l'ouvrage.

## 7. Mécanisme de rupture :

D'après Datye (1982), la capacité portante ultime ( $q_c$ ) d'une colonne isolée est fonction de la configuration géométrique et permet d'aboutir comme indiqué la figure (II.11) à trois modes de ruptures :

- Rupture par expansion de latérale de la colonne.
- Rupture par cisaillement généralisé.
- Rupture par poinçonnement.

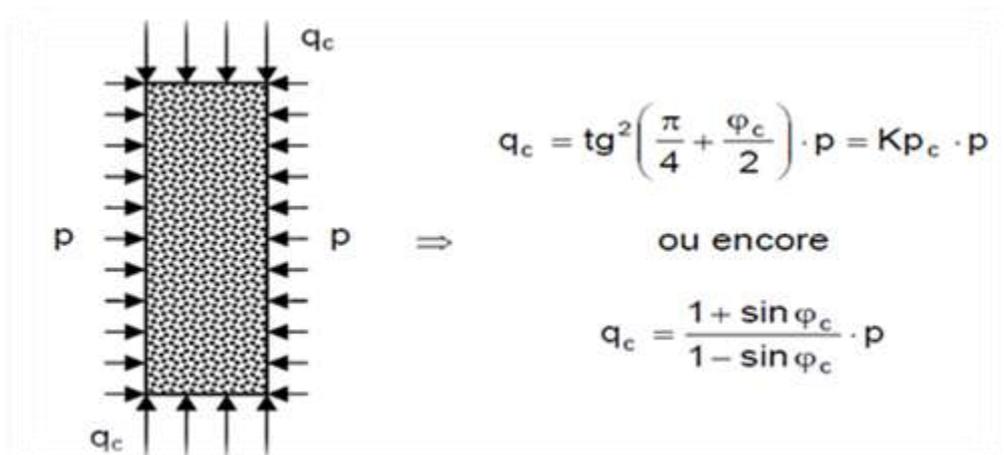
On distingue les colonnes reposant sur un horizon raide (figures II.11-a et II.11-b) et les colonnes dites "flottantes" (figure II.11-c).



**Fig II.11.** Mécanisme de rupture d’une colonne ballastée isolées chargée en tête exécutée dans une couche compressible (Datey, 1982) [4]

**7.1. Rupture par expansion latérale :**

L’analyse de la rupture par expansion latérale repose sur la théorie développée initialement par Greenwood en 1970. La colonne est assimilée à une éprouvette composée du même matériau granulaire subissant une compression axiale  $q_c$  sous une contrainte de confinement  $p$  égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant (figure II.12), à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales [19]. Le caractère drainant du ballast permet de considérer que la colonne est en état de rupture triaxial drainée. Ainsi,  $q_c$ ,  $kp_c$ ,  $p$ , sont respectivement la contrainte verticale agissant sur la colonne à l’instant de la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale que le sol peut supporter autour de la colonne.

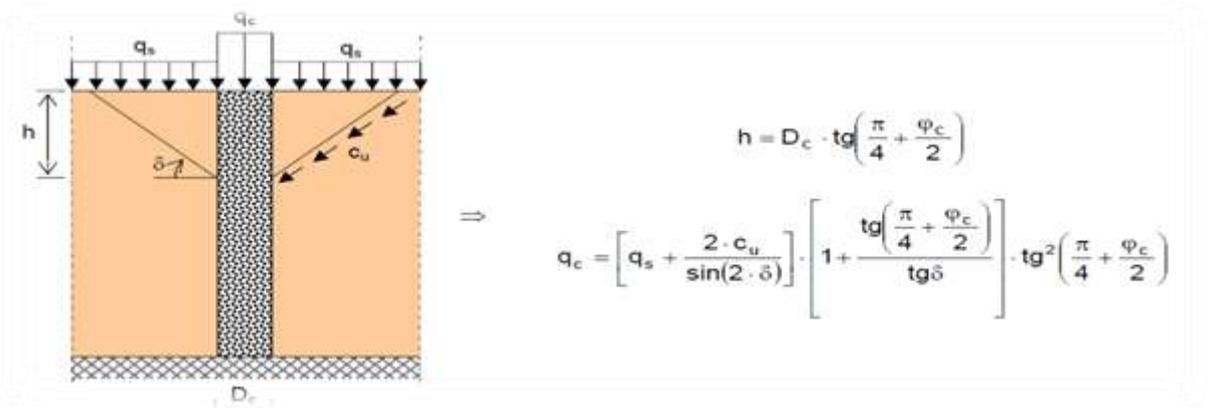


**Fig II.12.** Analogie colonnes ballastées/ éprouvettes triaxial [6]

**7.2 Rupture par cisaillement généralisé :**

La rupture de la colonne ballastée par cisaillement généralisé doit être vérifiée pour les colonnes courtes. Brauns (1978) a introduit une hypothèse d'une rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle avec l'horizontale, centré sur l'axe de colonne et développé sur une profondeur h.

La contrainte verticale limite  $q_c$  en tête de la colonne est donnée sur la figure (II.13) suivante :

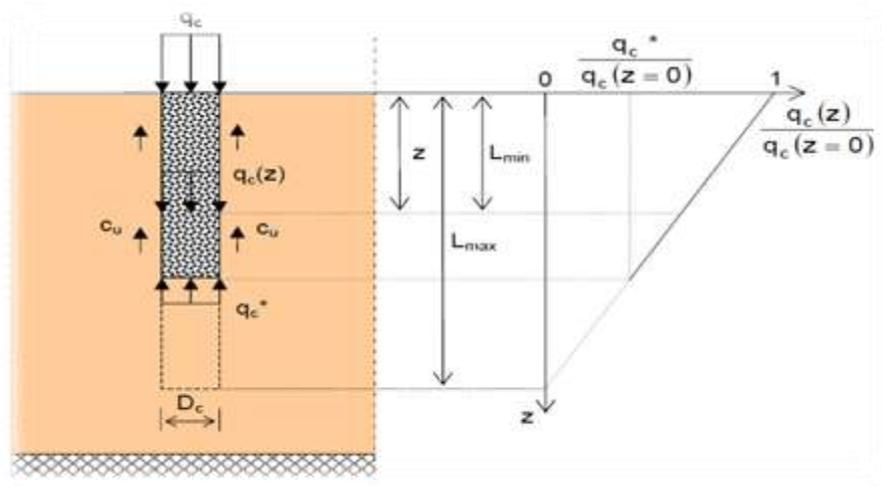


**Fig II.13.** Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement général

**7.3 Rupture par poinçonnement :**

La rupture par poinçonnement concernent les colonnes flottantes, la rupture aura lieu lorsque la résistance de pointe de la colonne ne peut pas équilibrer l'effort axial  $q_c$  transmis par colonne.

La figure (II.14) illustre le mécanisme de rupture par poinçonnement d'une colonne flottante et l'évolution de la contrainte verticale dans la colonne en fonction de la profondeur  $z$  (Braus, 1980).



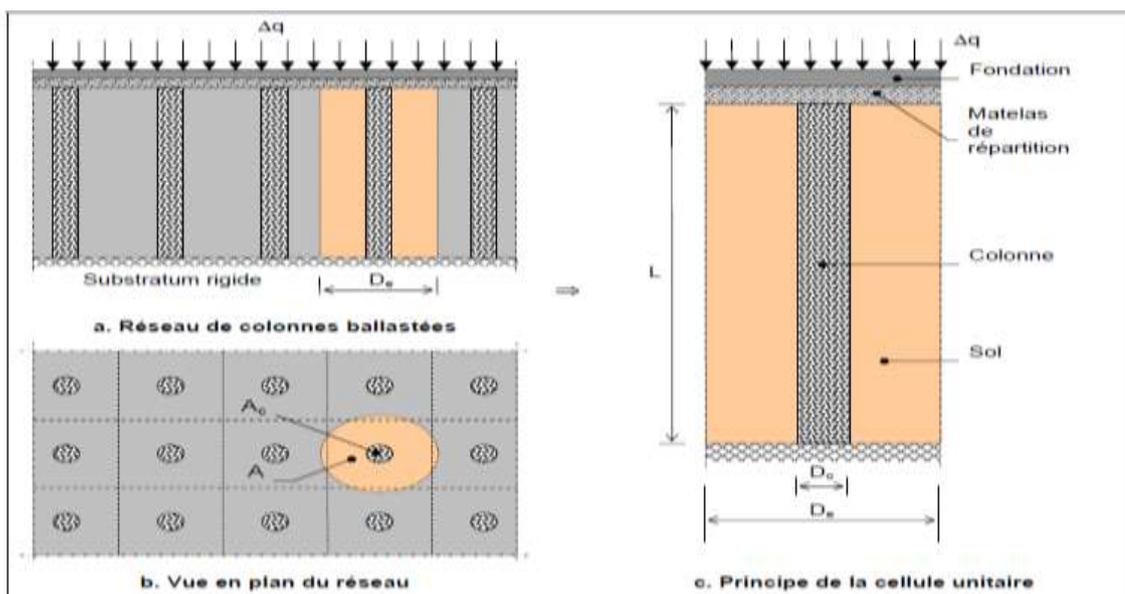
**Fig II.14.** Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée (Brauns, 1980)

## 8. Réseaux de colonnes ballastées :

### 8.1. Principe de la cellule unitaire :

Sous des charges réparties apportées par des ouvrages de grandes dimensions (II.15 a-b), on peut assimiler les colonnes situées à l'intérieur de maillage à une colonne isolée sous charge verticale [19].

Cette colonne est appelée **cellule unitaire** (figure II.15-c). (Ghionna et al, 1981).



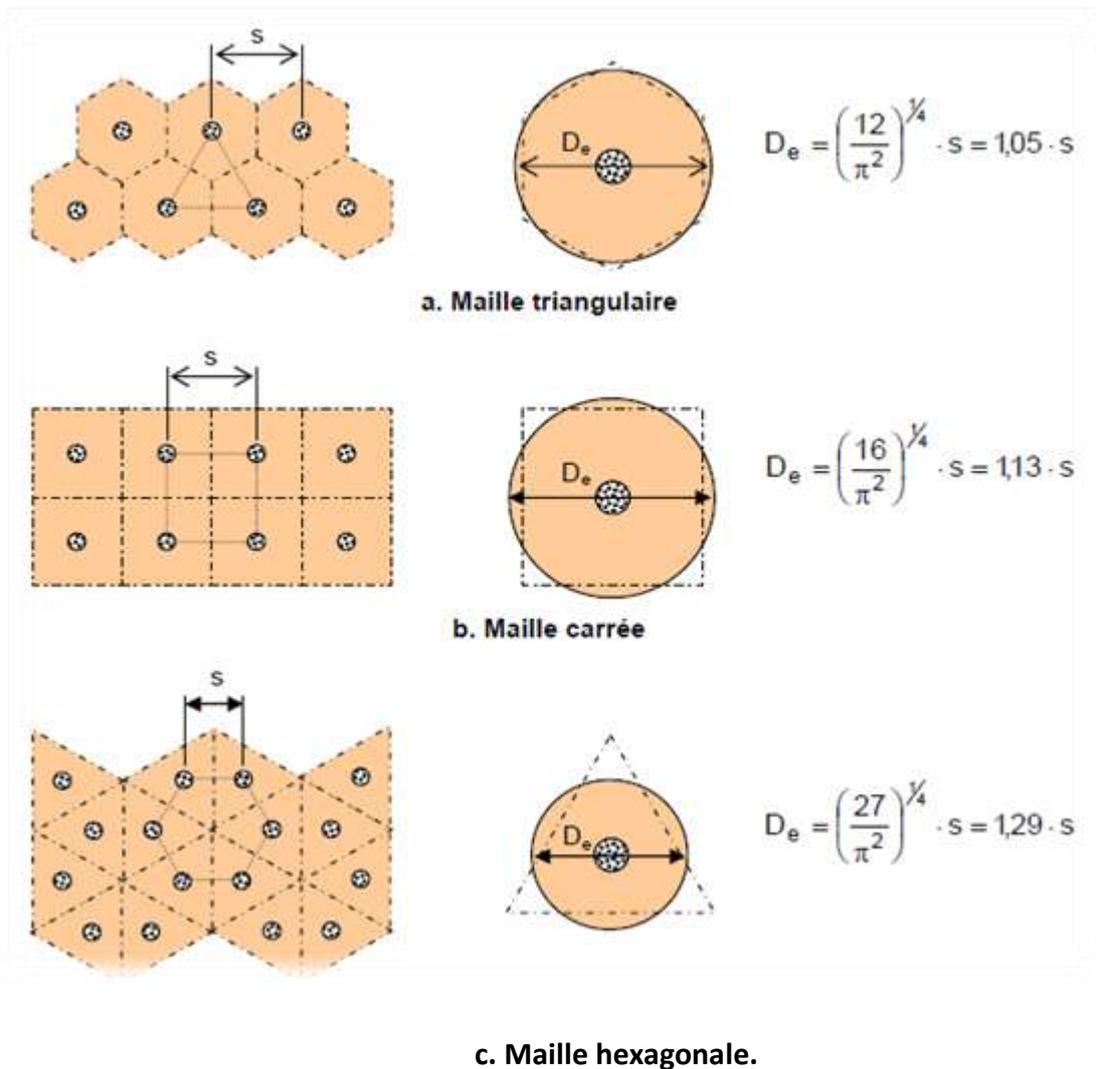
**Fig II.15.** Principe de la cellule unitaire dans un réseau de colonnes ballastées

### 8.2. Disposition des colonnes ballastées :

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées selon un maillage triangulaire, un maillage carré, ou selon un maillage hexagonale.

Pour la commodité des calculs et afin de respecter les conditions réelles sur chantiers (colonnes cylindriques), les zones d'influences des colonnes sont généralement réduites à des domaines équivalents. (Balaam et Poulos, 1983).

La figure (II.16) illustre les différentes dispositions des colonnes ainsi que les diamètres des domaines équivalents.



**Fig II.16.** Domaines d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées (Ballam et Poulos, 1983) [1]

## 9. Contrôle et réception des colonnes ballastées :

### 9.1. Méthodologie de suivi et de contrôle :

La réussite d'un chantier de traitement de sols par colonnes ballastées ne se limite pas uniquement à la justification par des calculs de stabilité, mais un suivi minutieux sur site tant au stade des plots d'essais que de la réalisation est obligatoire. Toutes les phases d'exécution doivent être couronnées par un programme judicieux d'essais de contrôle de conformité et d'information. Cette procédure de contrôle contenue dans le D.T.U 13.2 et reprise dans le document sur les recommandations de COPEREC.2004, permet de minimiser les risques de mauvaise exécution des colonnes ballastées à cause des aléas géotechniques qui peuvent survenir (hétérogénéité du sous sol, étude de sols insuffisante,...).

**9.2. Essai d'étalonnage:**

Au démarrage de tout chantier de colonnes ballastées [5], l'entreprise doit effectuer des essais d'étalonnage destinés à valider le choix du matériel et à vérifier la conformité des réactions du sol avec les prévisions (profondeurs atteintes, consommations, soulèvements éventuels, influence des vibrations, etc.).

Dans le cas où l'étude de sol préalable ferait ressortir des hétérogénéités marquées dans les profondeurs, nature, caractéristiques des couches à traiter, il conviendra de procéder à des étalonnages dans chacune des différentes zones mises en évidence.

Ces essais seront réalisés de préférence au voisinage des sondages de l'étude géotechnique.

**9.3. Essais d'information :**

Pour une colonne sur 50 (avec un minimum de 3 par ouvrage), il sera fourni les paramètres d'exécution des colonnes ballastées [5] : profondeur, énergie consommée, volume de matériau incorporé par mètre.

**9.4. Essais de réception :**

Ces essais, qui sont à la charge, sauf stipulation contraire du marché, de l'entreprise qui exécute les travaux, comprennent selon le tableau ci-joint :

- contrôle du diamètre de la colonne,
- contrôle de la continuité, en cas de défaut d'enregistrement,
- Contrôle de la compacité,
- Essai de chargement.

**Tableau II.3.** Fréquences Essais.

Fluide de lançage	EAU		AIR	
	Avec enregistrement	sans enregistrement	Avec enregistrement	Sans enregistrement
Contrôle diamètre	1 par tranche de 50 colonnes jusqu'à 100, minimum 3 au-delà			
Contrôle continuité	1/50	1/20	Seulement en cas d'anomalie	1/50
Contrôle compacité	1/80 sous dallage ou radier +1/20 sous massif avec un minimum de 5			
Essai chargement	essai jusque 800m et un autre par tranche au-delà		essai jusque 2000 m et 400 colonnes et un autre au moins au-delà	

Pour des chantiers de moins de 1000 m de colonnes ballastées par voie sèche (800 m par voie humide), on peut ne pas procéder à un essai de chargement mais, dans ce cas, la contrainte admissible sera minorée d'un coefficient 1,5.

➤ **Contrôle du diamètre de la colonne :**

Le dégarnissage sera réalisé sur des colonnes hors ouvrage, sur les différentes couches dont la profondeur permet la vérification.

Pour des raisons de faisabilité, ce dégagement se fera souvent, en tête de colonne, sur une profondeur minimale de 1m sous la plate-forme.

➤ **Contrôle de continuité :**

Le pénétromètre statique (norme NFP 94-113) est adapté à cette vérification.

➤ **Contrôle de compacité :**

Il est réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique (norme NFP 94-113). Ce contrôle doit descendre 1m sous la base de la colonne.

Ces essais peuvent présenter des difficultés de réalisation comme :

- Le blocage sur gros éléments du matériau constitutif de la colonne ;
- La déviation du train de tige susceptible de sortir de la colonne.

**9.5. Contrôle par pénétration statique (CPT) :**

Le pénétromètre statique permet de mesurer en continu la résistance en pointe ( $q_c$ ) et le frottement latérale ( $q_s$ ). Dans le domaine du contrôle des colonnes ballastées, cet essai est le mieux adapté pour deux raisons essentielles à savoir la continuité de la mesure et l'absence de difficultés importantes lors de l'exécution des sondages mécaniques de contrôle. Par ailleurs, des difficultés peuvent tout de même survenir telles que :

- Les faux refus, dus à un blocage de la pointe du pénétromètre sur les gros éléments du ballast ;
- Les déviations des tiges du CPT, susceptibles de sortir de la colonne ;
- Les difficultés de circulation des pénétromètres statiques lourds (exemple CPT 200 KN) lorsque le sol est boueux en surface (cas des colonnes par voie humide).

### 9.6. Contrôle par le pressiomètre :

La réalisation des essais pressiométriques nécessite d'une manière générale soit un forage préalable, si les parois du forage sont stable sinon le fonçage direct d'un tube fendu dans lequel est introduite la sonde pressiométriques. En termes de contrôle de colonnes ballastées par le pressiomètre, l'emploi du tube fondu est généralement nécessaire en raison du caractère boulon du ballast.

En pratique, l'avantage de mesurer au sein de la colonne le module de déformation pressiométrique  $E_m$  permet de caractériser le rapport des modules ( $E_c/E_s$ ) si le module  $E_s$  du sol encaissant est préalablement connu. Le pressiomètre peut être toléré en tant qu'essai de contrôle en associant aux mesures pressiométriques des enregistrements continus des paramètres, (Dhioub et Blondeau), 2005.

### 9.7. Contrôle par pénétration dynamique (PDL type A ou B) :

Le pénétromètre dynamique n'est pas recommandé pour le contrôle des colonnes ballastées car, l'expérience a prouvé que les pointes perdues sont entraînées par les déplacements des cailloux en particuliers roulés, ce qui donne des résultats incompatibles avec les mesures obtenues par le pénétromètre statique ou le pressiomètre [15]. Cette méthode se heurte aux mêmes difficultés avec celles d'autres essais de contrôle (faux refus, Déviation des tiges).

### 9.8. Essais de chargement sur les colonnes :

C'est un essai de chargement à 1,5 fois la charge ELS de la colonne  $Q_N$  sur une colonne de l'ouvrage [14].

L'essai de chargement nécessite la mise en place d'une semelle en tête de la colonne préalablement arasée sous le matelas de répartition. La surface de la semelle doit rester inférieure à 2,5 fois la section théorique de la colonne.

L'essai est de type à effort contrôlé, exécuté en compression ; il consiste à mesurer l'enfoncement de la tête de la colonne (à l'aide de deux ou trois comparateurs) soumise à une charge verticale.

Cette charge est appliquée progressivement en six paliers :

$$\frac{Q_N}{4}, \frac{Q_N}{2}, \frac{3Q_N}{4}, Q_N, \frac{5Q_N}{4}, \frac{3Q_N}{2}$$

A chaque palier, les mesures de déplacement sont prises aux temps suivants :

1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 30, 45 et 60 minutes ou jusqu'à stabilisation des comparateurs

Le déchargement se fait en quatre paliers maintenus 5 minutes.

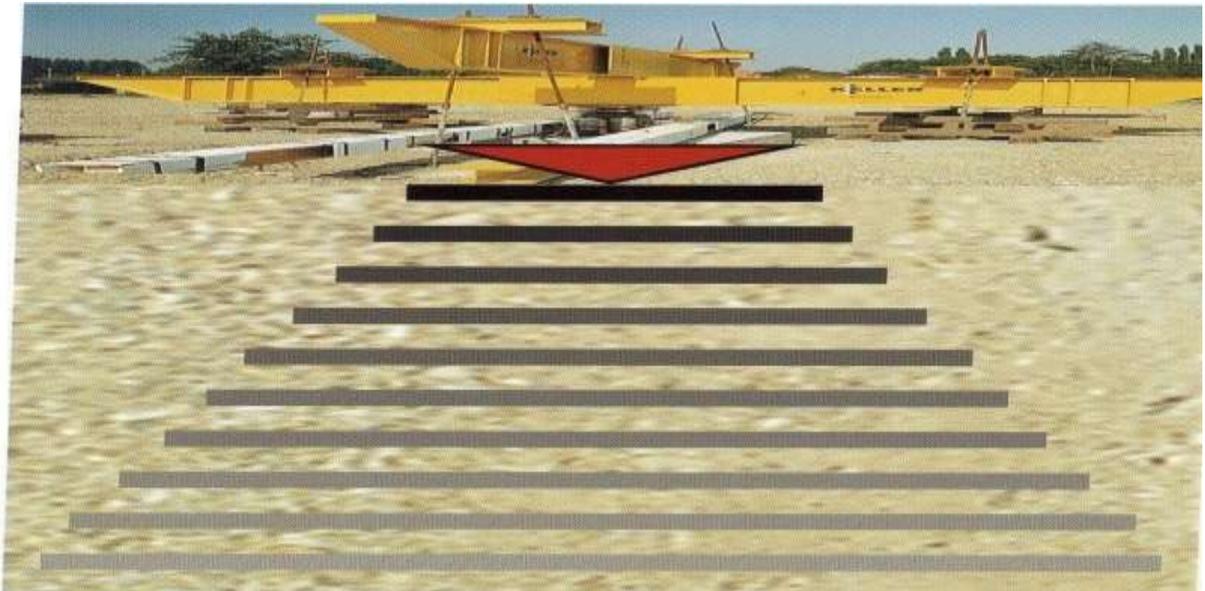
Le compte-rendu d'essai comprend :

- Le programme de chargement/déchargement avec les mesures des comparateurs en fonction du temps et de la charge,
- Un graphique tassement/temps par paliers,
- Un graphique tassement à la fin de chaque palier en fonction de la charge,
- Un graphique de la pente de fluage en fonction de la charge.

L'essai est considéré comme probant si les deux critères suivants sont satisfaits :

- la charge critique « de fluage » n'a pas été atteinte,

Le tassement à la fin du palier de la charge de service ( $Q_N$ ) reste inférieur à celui estimé dans la note de calcul et compatible avec les tolérances imposées par la structure ou partie d'ouvrage.



**Fig II.17.** Essais de chargement

### **9.9 Essais de plaque sur matelas de répartitions :**

Il s'agit d'un essai de contrôle de la raideur du matelas de répartition sur les colonnes ballastées.

Cet essai, de par sa nature, est superficiel, il n'intègre pas le comportement tridimensionnel du milieu traité [15]. Les critères de réceptions doivent être respectés, notamment sur le matelas entre les colonnes, zones où les valeurs des paramètres mesurés sont normalement faibles.

**9.10 Méthodes observationnelles de contrôle des colonnes ballastées :**

Elles concernent les observations visuelles lors du dégarnissage de colonnes pour la vérification du diamètre en tête, la mesure du soulèvement de la plate forme pendant l'exécution du traitement et le suivi des tassements des ouvrages après leurs constructions et mise en service [15]. Il convient de déplorer l'absence de prescriptions inhérentes aux observations visuelles pour le contrôle des colonnes ballastées ; hormis le dégarnissage sur le premier mètre, zone où le ballast est le moins confiné.

# CHAPITRE III

**Introduction:**

Le dimensionnement des réseaux de colonnes ballastées a fait l'objet d'un certain nombre de publications destinées à apprécier les divers effets bénéfiques du traitement.

La plupart des méthodes de justification d'un traitement de sol par colonnes ballastées ont été publiées à partir de 1974. Plusieurs auteurs ont proposés des abaques de dimensionnement et, d'un point de vue historique, c'est Greenwood qui formulé en 1970 la première méthode de calcul de la capacité portante en tête de colonne isolée sous fonction de l'étreinte latérale du sol.

Parmi les méthodes de calcul, on citera celles de Thorburn, Greenwood, Priebe, Balaam, Booker, Mattes et Poulous, Besançon.

Nous proposons d'examiner en détail la **méthode de Priebe**, dont les bases sont connues depuis assez longtemps.

**1. Justification de la méthode de Priebe :**

D'après la recherche bibliographique sur la littérature spécialisée dans les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées, la méthode de Priebe s'avère la plus élaborée et la plus complète, toutefois, son inconvénient réside dans le nombre important de paramètres à calculer [15].

Cette méthode introduit la notion d'amélioration globale des caractéristiques mécaniques du milieu traité et des corrections inhérentes à la compressibilité relative (sol-colonne) et à l'effet de la profondeur.

**2. Méthode de Priebe :**

Priebe assimile les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celle d'un tube épais, de même caractéristiques drainées  $E_s$  et  $\nu_s$  que le terrain compressible.

L'ensemble « sol-structure » est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Le sol est élastique et linéaire,
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre " actif " contenu (les déformations de la colonne suivent celles du sol),
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant,

- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E_s$  et un coefficient de poisson  $\nu_s$  constant sur toute la profondeur,
- Il y a conservation des sections planes.

### 3. Nombre de colonnes nécessaires :

Priebe a dressé un abaque de dimensionnement (Fig III.4) qui nous permet de déterminer le nombre de colonnes ainsi que le maillage.

### 4. Définition des paramètres caractéristiques des colonnes :

L'étude du comportement et du dimensionnement des colonnes ballastées conduit à introduire les paramètres usuels suivants [19] :

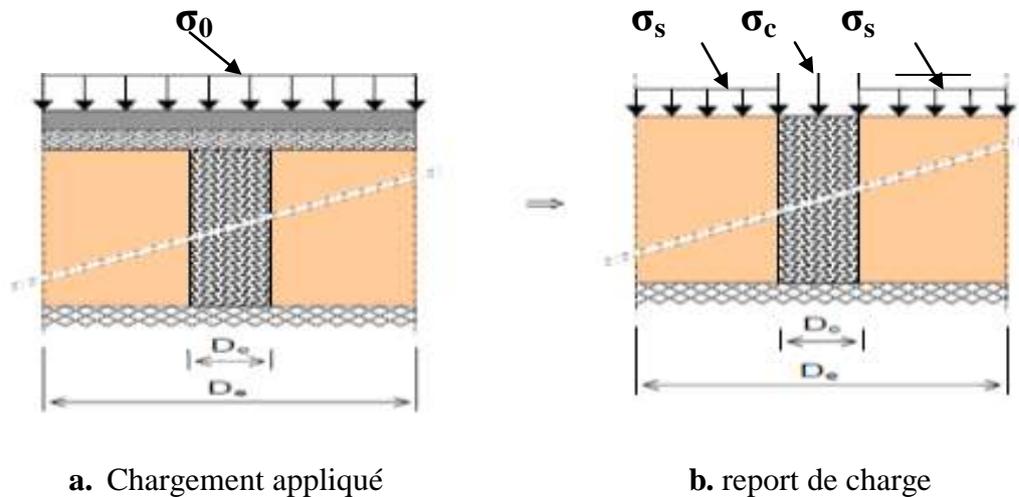
- Le taux d'incorporation (ou coefficient de substitution), noté  $a$ .
- Le rapport de concentration des contraintes, noté  $n$ .
- Le facteur de réduction des tassements, noté  $\beta$ .

#### 4.1. Rapport de concentration de charge :

Les colonnes ballastées ont une résistance et un module de déformation plus important que le sol, il en résulte un transfert de charge  $\sigma_0$  appliqué par la fondation vers la colonne. La charge sur la colonne  $\sigma_c$  augmente alors que celle du sol  $\sigma_s$  diminue. La figure III.1 montre le mécanisme de transfert de charge.

## Supplément de contrainte

Verticale apporté par l'ouvrage



a. Chargement appliqué

b. report de charge

Figure III.1. Mécanisme de transfert de charge [19]

La relation entre la contrainte appliquée sur la cellule élémentaire  $\sigma_0$  et celle appliquée sur la colonne  $\sigma_c$  et la contrainte sur le sol  $\sigma_s$  est donnée par la relation suivante :

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

A : Section du radier

$A_c$  : Surface occupée par les colonnes.

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

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

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

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

**4.2. Définition du taux d'incorporation :**

Le taux d'incorporation ou coefficient de substitution (**a**) est le rapport de l'aire traitée **A<sub>c</sub>** (section de la colonne) à l'aire totale du domaine d'influence de la colonne (**A**) [19]:

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

La combinaison des équations (1) et (2) conduit à l'égalité suivante :

$$\sigma_0 = a * \sigma_c + (1-a) * \sigma_s \quad (4)$$

**4.3. Facteur de réduction des tassements :**

C'est le rapport du tassement initial  $\Delta H_i$  du sol sans le traitement au tassement observé  $\Delta H_f$  du milieu homogénéisé obtenu après traitement par colonne ballastées :

$$\beta = \frac{\Delta H_i}{\Delta H_f} \quad (5)$$

La relation entre le rapport de concentration des contraintes et la rigidité des matériaux est comme suite :

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (6)$$

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

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \quad (7)$$

La combinaison des équations (1), (3), (6) et (7) conduit aux égalités suivantes :

$$\beta = (n - 1) * a + 1 \quad (8)$$

$$\sigma_0 = \sigma_s * [(n - 1) * a + 1] \quad (9)$$

Dans le cas d'une fondation rigide (semelle ou radier), on peut alors exprimer les deux contraintes  $\sigma_s$  et  $\sigma_c$  Par :

$$\sigma_s = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) * a + 1} \quad (10)$$

Et

$$\sigma_c = n * \sigma_s = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) * a + 1} * \frac{E_c}{E_s} \quad (11)$$

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

$$\beta = n_0 = 1 + a * \left[ \frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} * f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (12)$$

Avec :

$v_s$  : le coefficient de Poisson du sol

$f(v_s, a)$  : est une fonction donnée par :

$$f(v_s, a) = \frac{(1 - v_s) * (1 - a)}{(1 - 2 * v_s) + a} \quad (13)$$

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

$$K_{ac} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (14)$$

$\varphi_c$  : L'angle de frottement du ballast.

D'où le rapport des contraintes dans les colonnes aux contraintes dans le sol :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} * f(v_s, a)} \quad (15)$$

$\sigma_0$  : Contrainte appliquée par l'ouvrage en service (ELS).

$\sigma_c$  : Contrainte admissible du sol.

Connaissant l'angle de frottement ( $\varphi_c$ ) du matériau de substitution (ballast) et la valeur de  $\beta$ , cette équation de second degré de (a) est résolvable analytiquement pour déterminer la maille de référence. Cette équation est développée par Priebe sous forme d'un abaque de dimensionnement pour différents angles de frottement du ballast ( $\varphi_c$ ), représenté sur la figure III.4

• **Prise en compte de la compressibilité de la colonne :**

La compressibilité de la colonne se traduit par un accroissement  $\Delta a$  de la section de la colonne, fonction de la rigidité relative ; colonne / sol ( $E_c/E_s$ ).

$$\Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)} \tag{16}$$

Où  $\Delta\left(\frac{1}{a}\right) = \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$  est directement donné par un abaque en fonction de rapport du module oedométrique  $E_{col} / E_{sol}$ . (Figure III.2).

Le nouveau rapport de section  $\bar{a}$  ( $\bar{a} = a + \Delta a$ ) est injecté dans la formule (12) afin de déterminer le facteur d'amélioration  $n_1$  qui tient compte de la compressibilité des colonnes ballastées, soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[ \frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} * f(v_s, a)} - 1 \right] \tag{17}$$

La valeur de  $n_1$  peut être déterminée directement à partir de l'abaque de la figure III.2, en fonction du rapport  $A/A_c$  majoré de l'accroissement  $\Delta (A/A_c)$ .

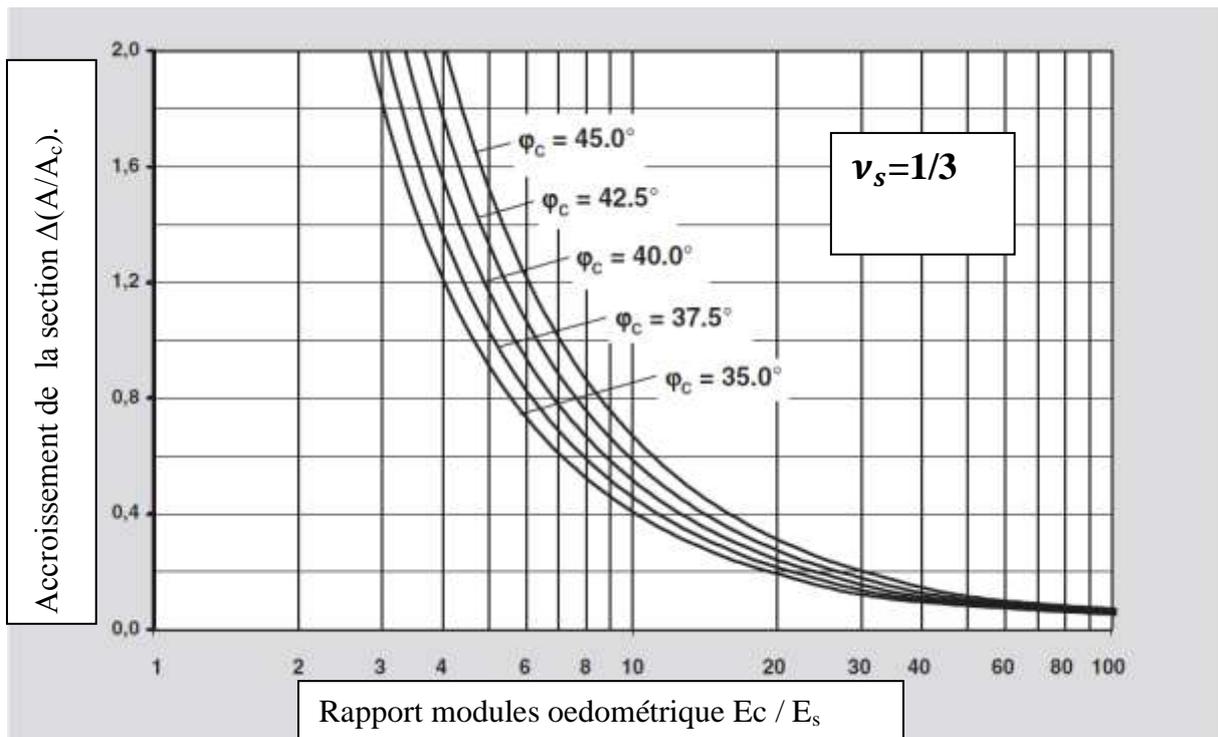


Fig III.2. Détermination de  $\Delta\left(\frac{1}{a} = \frac{A}{A_c}\right)$ .

La prise en compte de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur  $f_d$  donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 - Y(\sum_i^n \sigma_{si} / \sigma_0)} \quad (18)$$

Où:

$\sum_i^n \sigma_{si}$  : désigne la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche i à n).

$\sigma_0$ : Est la contrainte apportée par l'ouvrage.

$Y$  : désigne le facteur d'influence qui est directement donnée par l'abaque de la figure III.3

Le nouveau rapport d'amélioration est donné par l'expression suivante :

$$n_2 = f_d * n_1 \quad (19)$$

La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne a conduit Priebe (1995) à limiter le facteur de la profondeur ( $f_d$ ) comme indiqué ci-dessous :

$$1 \leq f_d \leq \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}} * \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

Avec ( $f_d = 1$ ) lorsque la fondation est rigide.

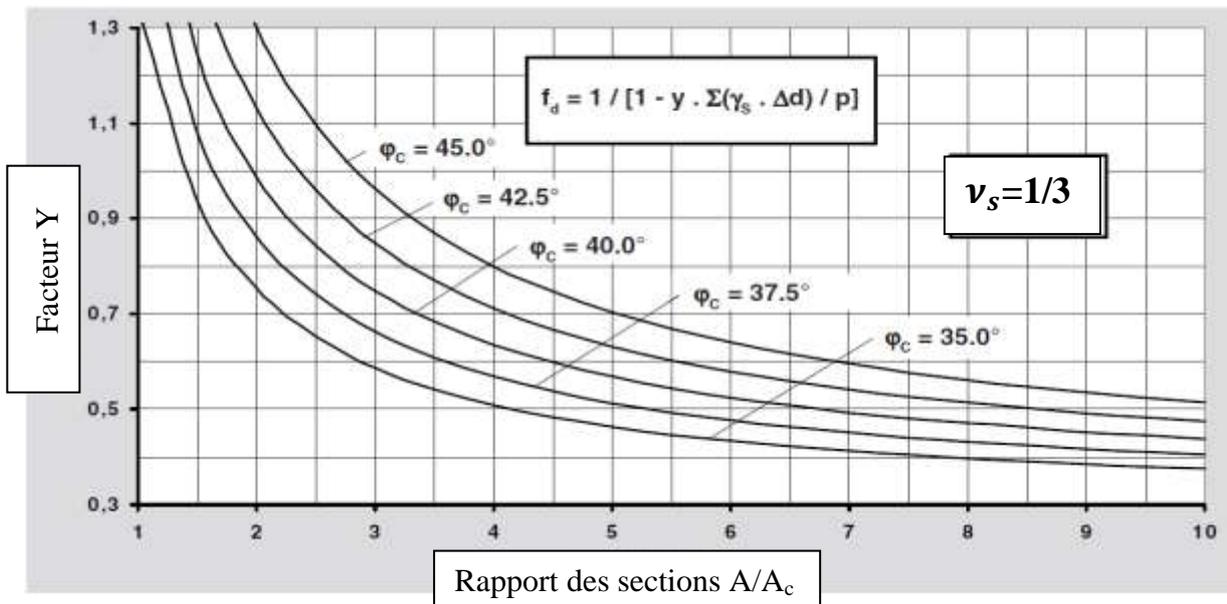


Fig III.3. Détermination de facteur d'influence

5. Application de la méthode de Priebe :

- Détermination du coefficient de substitution par l'abaque de Priebe :

Le nombre de colonne nécessaire est obtenu grâce à l'abaque de dimensionnement de Priebe (figure III.4)

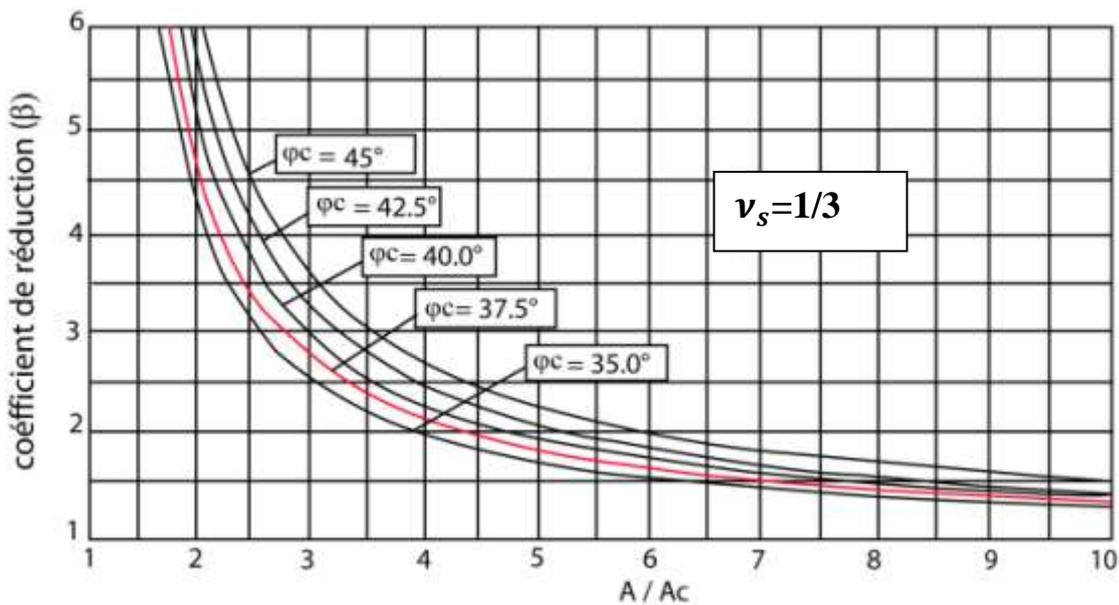


Fig III.4. Abaque de dimensionnement de Priebe (1998)

**6. Caractéristiques des colonnes :**

Puisque le sol est de caractéristiques mécaniques faibles, donc on optera pour des colonnes ballastées (matériaux concassés) de **8,5 m** de profondeur sous le radier et on supposera que le diamètre des colonnes est de **1m**.

- **Application numérique :**

- **Méthode N° 1 :** Calcul de coefficient de substitution « a » (analytiquement) :

On a :  $\beta = (n - 1) * a + 1$

Pour  $\nu=1/3 = 0,33$

$$f(\nu_s, a) = \frac{(1-\nu_s)*(1-a)}{(1-2*\nu_s)+a} \quad \text{et} \quad \beta = 1 + a \left[ \frac{0,5+f(\nu_s,a)}{K_{ac}*f(\nu_s,a)} - 1 \right] \Rightarrow \beta = g(a, \varphi_c)$$

On remplace  $\nu = 1/3$  dans f on obtient :

$$f(\nu_s, a) = \frac{2-2*a}{1+3*a}$$

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

On obtient une équation de deuxième degré de forme :

$$\alpha * a^2 + \beta * a + \gamma = 0$$

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

$$K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) \text{ avec } \varphi_c = 40^0$$

$$K_{ac} = 0,227$$

$$\beta = \frac{1,34}{0,36} = 3,68$$

On a l'équation en fonction de coefficient de substitution :

$$0,0125 * a^2 - 5,39 * a + 1,69 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 5,31 \Rightarrow a_1 = 0,31 \text{ ou } a_2 = 233 \text{ (valeur à écarter)}$$

On prend :  $a = 0,31$

$$\frac{1}{a} = \frac{A}{A_c} = 3,22$$

$$\frac{A}{A_c} = 3,22 \Rightarrow A_c = \frac{415,5}{3,22} = 128,33 \text{ m}^2$$

Le nombre de colonne  $n$  sous le radier est :

$$n = \frac{A_c}{a_c}$$

$$a_c = \frac{\pi * D^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc, } n = \frac{128,33}{0,785} = \mathbf{164} \text{ colonnes}$$

➤ **Méthode N° 02 : Détermination de coefficient substitution par l'abaque de Priebe :**

Le nombre de colonnes nécessaires est obtenu grâce à l'abaque de dimensionnement de Priebe (Figure III.4)

En ordonné, on trouve le coefficient ( $\beta$ ) de réduction des tassements données par :

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_0$  : Contrainte appliqué au sol

$\sigma_s$  : Contrainte admissible de sol.

En abscisse, on trouve le coefficient de substitution :

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

Avec :

$A$  : surface du radier rigide.

$A_{col}$  : Surface totale des colonnes.

Les courbes sont paramétrées en fonction de l'angle de frottement interne de ballast, cette abaque est applicable pour un coefficient de poisson du sol égal à  $\nu_s=1/3$ .

**Données:**

$$\varphi = 40^0$$

Pression admissible de sol  $\sigma_s = 0,36 \text{ bars}$

Charge transmise par la structure  $\sigma_0 = 1,31 \text{ bars}$  (des données de la descente de charges).

• **Application numérique :**

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} = \frac{1,31}{0,36} = 3,63$$

$$\beta = 3,63$$

$$\varphi = 40^0 \longrightarrow \frac{A}{A_c} = 3,48 \text{ (D'après l'abaque de Priebe de la fig (III.4).)}$$

Alors :  $a = \frac{1}{3,48} = 0,29$

Donc :  $A_{col} = \frac{A}{3,48}$

On a :  $A_{radier} = A = 26,3 * 15,8 = 415,5 \text{ m}^2$ .

$$\Rightarrow A_{col} = \frac{415,5}{3,48} = 118,78 \text{ m}^2$$

**a) Calcul de nombre de colonnes :**

$$n = \frac{A_{col}}{a_{col}}$$

Avec :

$a_{col}$  : Surface d'une seule colonne.

$$a_{col} = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow n = \frac{118,78}{0,785} = \mathbf{149,56}$$

On prendra le nombre de colonne **150** pour le renforcement de notre sol.

On opte pour un maillage rectangulaire de **1,65 m \* 1,80 m**.

**b) Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastée :**

$$\text{On a } : \beta = a * n + (1 - a)$$

$$d'ou \quad n = \frac{\beta - 1}{a} + 1$$

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_c = n * \sigma_s$$

$$n = \frac{3,63 - 1}{0,29} + 1 = 10,06$$

$$\sigma_c = \mathbf{3,61 \text{ bars}}$$

On à  $\sigma_c < 8$  bars d'après le DTU.13.2 est vérifier

**c) Vérification de la méthode de Priebe :**

La relation servant de vérification est la relation caractéristique du rapport des charges. Donnée par :

$$\sigma_0 * A = (\sigma_{col} * A_{col}) + \sigma_{sol} * (A - A_{col})$$

$$\sigma_0 * A = 1,31 \times 415,54 = \mathbf{544,35}$$

$$(\sigma_{col} * A_{col}) + \sigma_{sol} * (A - A_{col}) = 3,61 * 120 + 0,36 (415,5 - 120) = \mathbf{539,88}$$

On voit bien que les deux valeurs se rapprochent, ce qui conduira à conclure que le dimensionnement de réseau de colonnes par la méthode de PRIEBE est vérifié.

**7. Mécanisme de rupture par des colonnes ballastées :**

**7.1. Mécanisme de rupture par expansion latérale :**

L'expansion d'une colonne va être liée aux valeurs de pression limites du sol traversé.

Plus la pression limite sera faible, plus la colonne s'expand, ce phénomène se produira pendant la réalisation de la colonne car une fois réalisée, il y a relaxation de la pression horizontale autour de la colonne.

Dans notre cas, on a un réseau de colonne. C'est-à-dire le sol entre colonnes sera serré donc il n'aura pas risque de rupture par expansion latérale.

### 7.2. Rupture par cisaillement :

La profondeur minimum de la colonne admise par le DTU 13.2, la rupture par cisaillement se produit lorsque la hauteur de la colonne est inférieure à  $(4 \cdot D)$  et comme  $D = 0,9$  m

Donc :  $4 \cdot D = 3,6$  m  $\Rightarrow$   $3,6$  m  $<$   $14,5$  m donc le risque de la rupture par cisaillement est écarté.

### 8. disposition des colonnes ballastées :

Pour la disposition des colonnes, on adoptera un maillage rectangulaire qu'on a représenté sur la figure (III.5).

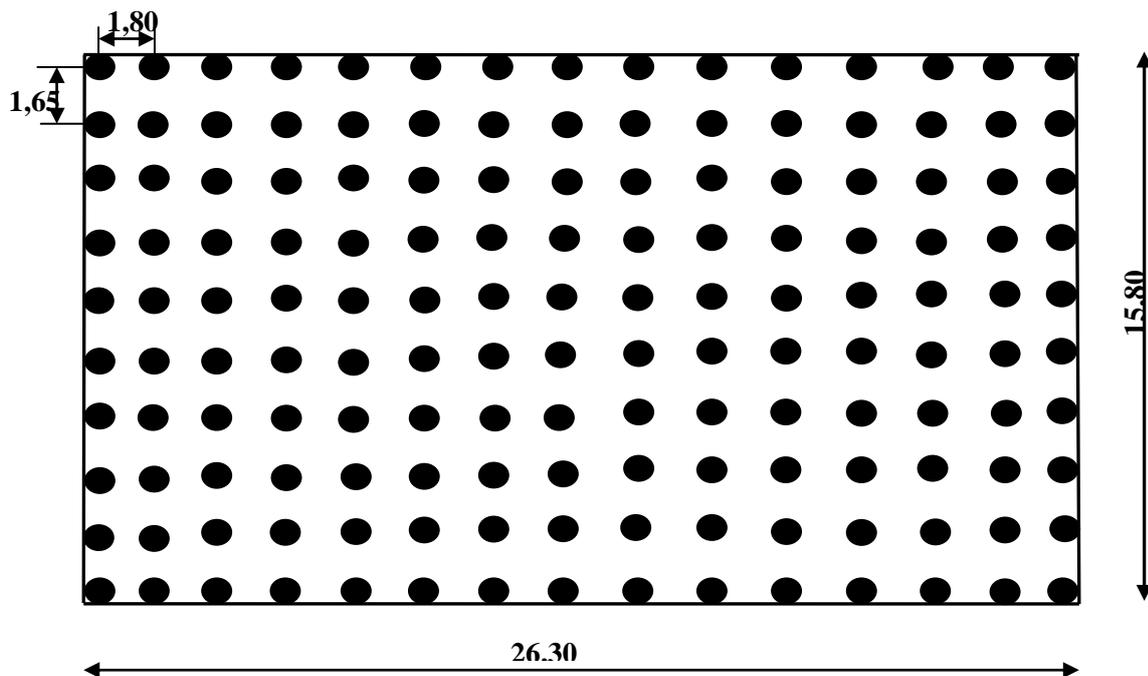


Figure III.5 : Disposition des colonnes ballastées.

**9. Calcul des tassements :**

D'après le DTU 13.2 le tassement de chaque couche (i) est donné par la relation suivante.

$$W_i = \frac{h_i * \sigma_t}{a_i * E_{col} + \left\{ \frac{(1-a_i) * E_{si} * (1-\nu_{si})}{(1-\nu_{si}-2*\nu_{si}^2)} \right\}}$$

Avec :

$a_i$  : Pourcentage d'incorporation dans la couche i.

$E_{si}$  : module de Young de la couche.

$E_{col}$  : Module de Young de la colonne.

$\nu_{si}$  : coefficient de poisson de la couche i.

$\sigma_t$  : Contrainte verticale moyenne apportée par l'ouvrage.

$h_i$  : Epaisseur de la couche.

➤ **Application numérique :**

$$a_i = \frac{A_c}{A} = \frac{120}{415,54} = 0,28$$

$E_{col} = 80$  Mpa (la résistance du sol est très faible)

$$E_{si} = \frac{2}{3} * E_{oed}$$

$$E_m = a^* * E_{oed}$$

$a^*$  : Coefficient rhéologique du sol, on le prend égale à  $\frac{1}{3}$  (puisque le sol est un sable). (Annexe III)

$$E_{si} = \frac{2}{3} * E_{oed} = \frac{2}{3} * \frac{E_m}{a^*} \Rightarrow E_{si} = 2 * E_m$$

$$\frac{H}{E_m} = \sum_n^i \frac{1}{E_i}$$

**Tableau III.1** : Le tassement du sol renforcé avec les colonnes ballastées.

Profondeur (m)	H <sub>i</sub> (m)	a	E <sub>col</sub> (bars)	E <sub>m</sub> (bars)	E <sub>s</sub> (bars)	S <sub>i</sub> (m)
3,5 – 6	2,5	0,28	800	9,46	18,92	0,0136
6 – 9	3	0,28	800	14,85	29,7	0,0163
9 – 12	3	0,28	800	15	30	0,0155
Tassement total						<b>0,0454</b>

Le tassement total est de **W = 4,54 cm**.

**10. Capacité portante du sol après renforcement avec les colonnes ballastées.**

Pour tenir compte du comportement du sol après renforcement par des colonnes ballastées, il faut procéder à une méthode d’homogénéisation du sol + colonnes ballastées:

**10.1 Modèle homogénéisé :**

Le modèle d’homogénéisé le plus utilisé en pratique est celui de Priebe (1978,1995) qui consiste à transformer le milieu sol/colonne en un modèle équivalent ayant les paramètres suivants :

$$\gamma_{eq} = a * \gamma_c + (1 - a) * \gamma_s$$

$$\text{tg}\varphi_{eq} = m * \text{tg}\varphi_c$$

$$m = \frac{\beta_1 - 1}{\beta_1}$$

$\gamma_{eq}$  : Poids volumique du sol homogénéisé sous la fondation.

m: Facteur d’homogénéisation relié au facteur d’amélioration.

a : Taux d’incorporation (coefficient de substitution).

$\varphi_{eq}$  : Angle de cohésion du sol homogénéisé.

$\beta_1$  : Facteur d’amélioration du sol.

E<sub>eq</sub> : Module d’élasticité du sol homogénéisé.

E<sub>s</sub> : Module d’élasticité du sol.

E<sub>c</sub> : Module d’élasticité de la colonne.

$A_{eq}$  : Surface de sol homogénéisé.

**10.2 Calcul de la capacité portante :**

$$q_u = \frac{1}{2} * S\gamma * \gamma_{eq} * B * N\gamma + S_q (q + \gamma_{eq} * D) * N_q$$

La contrainte admissible du sol homogénéisé à L'ELS est :

$$q_{adm} = \frac{1}{3} * (q_u - q_0) + q_0$$

$$q_0 = \gamma_{eq} D$$

D : La profondeur de la couche.

➤ **Application numérique :**

- **Le calcul des caractéristiques du sol homogénéisé :**

- Les caractéristiques du ballast :  $\phi_c = 40^\circ$ ,  $\gamma_c = 21 \text{ KN/m}^3$ ,  $\beta_1 = 3,68$ ,  $a = 0,28$

$B = 15,8 \text{ m}$ ,  $L = 26,3 \text{ m}$ ,  $m = 0,71$

**Tableau III.2 :** Calculs des capacités portantes du sol traité avec colonnes ballastées.

Profondeur (m)	$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_e$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi_e$ (°)	$q_u$ (bars)	$q_{adm}$ (bars)
2,5 – 6	10	19,8	18,7	26,16	8,91	<b>2,97</b>

La contrainte admissible du sol traité est :  $q_{adm} = \mathbf{2,97}$  bars

**11. Liquéfaction du sol traité par les colonnes ballastées.**

**11.1. Dans un sol non traité :**

Pour évaluer le risque de liquéfaction dans un sol, on calcul la contrainte de cisaillement induite par le séisme  $\tau_h$  à chaque profondeur à l'aide de la formule (NAVFAC DM-7.3, Avril 1983):

$$\frac{\tau_h}{\sigma_{v0}} = 0,1 * (M - 1) * \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} * r_d$$

M : Magnitude de séisme

g : Accélération de la pesanteur.

$\sigma_{v0}$ : Contrainte verticale totale dans le sol.

$\sigma'_{v0}$ : Contrainte verticale effective dans le sol.

$r_d$  : Coefficient réducteur dépendant de la profondeur Z.

$a_{max}$  : Accélération maximale.

$\tau_h$  : Contrainte de cisaillement induite par le cisaillement pour chaque couche d sol.

### 11.2. Dans un sol traité par colonnes ballastées :

Après le calcul du rapport  $\frac{\tau_h}{\sigma_{v0}}$  Priebe introduit un coefficient correcteur  $n_0$  qui reflète l'effet du traitement par colonnes ballastées sur les caractéristiques du sol.

$$n_0 = 1 + a * \left[ \frac{1}{K_{ac} * (1-a)} - 1 \right]$$

$$K_{ac} = \text{tang}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

$$r_d = 1 - 0,015 * Z$$

$$\left( \frac{\tau_h}{\sigma_{v0}} \right)_{corrigé} = \frac{1}{n_0} * \left( \frac{\tau_h}{\sigma_{v0}} \right)$$

Avec :

$n_0$  : Facteur d'amélioration du sol.

Pour cette catégorie et pour la région de Bejaïa (zone sismique **IIa**), le coefficient d'accélération de zone, noté « A » vaut 0,20.

$$A = \frac{a_{max}}{g} = 0,20 \text{ donc on prend dans les calculs } a_{max} = 0,20 * g.$$

On calcule le coefficient de réduction des contraintes  $r_d$ .

$$r_d = 1 - 0,015 * Z$$

Z : La profondeur de la couche du sol.

Priebe a établie un abaque (figure III.6) dans lequel il a exprimé le rapport  $(\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}})_{\text{corrigé}}$  en fonction de la résistance de pointe corrigée  $q_{c1}$  (du sol).

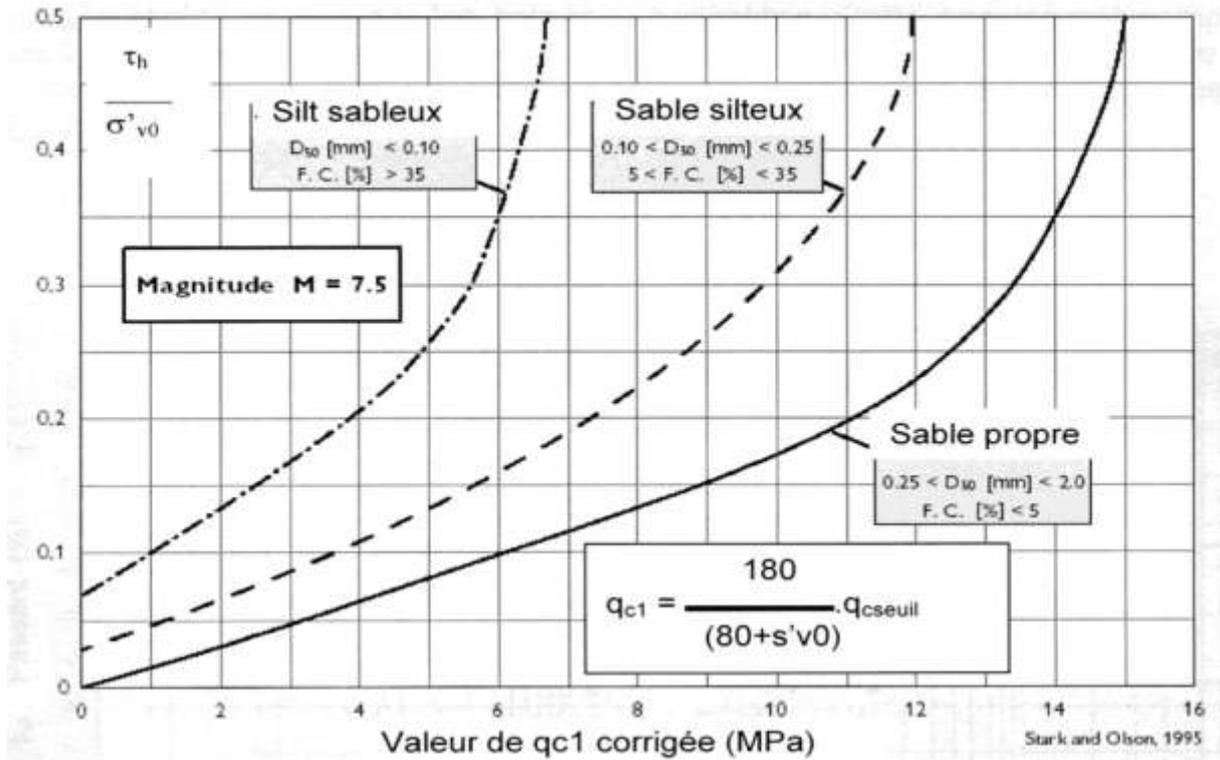


Figure III.6 : Abaque exprimant le rapport  $\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}}$  en fonction de la résistance de pointe corrigée.

A partir de  $q_{c1}$ , on tire  $q_{cseuil}$  qui doit être comparée avec la résistance de cône  $q_c$  mesurée par pénétromètre statique.

Avec :

$$q_{c1} = c_e * q_{cseuil}$$

$$c_e = \frac{180}{80 + \sigma'_{v0}}$$

- Si  $q_c > q_{cseuil}$  , alors le sol est non liquéfiable
- Si  $q_c = q_{cseuil}$  , alors le sol est en état limite de liquéfaction
- Si  $q_c < q_{cseuil}$  , alors le sol est liquéfiable.

• **Application numérique :**

Pour la non disponibilité des essais de pénétromètre statique dans notre rapport du sol, on a pris en considération la résistance en pointe avec le CPT est celle de la résistance à la pointe avec le PDL.

On a :

$$a = 0,28, \varphi_c = 40^0, \gamma_c = 21 \text{ KN/m}^3$$

$$K_{ac} = \text{tang}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) = 0,22$$

$$n_0 = 1 + a * \left[ \frac{1}{K_{ac} * (1-a)} - 1 \right] \Rightarrow n_0 = 2,49$$

Priebe suppose que la magnitude de séisme est **M = 7,5**.

Le tableau suivant nous donne les résultats de nos calculs :

**Tableau III.3 :** Calcul des valeurs de  $\left( \frac{\tau_h}{\sigma_{v0}} \right)_{\text{corrigé}}$  par la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\gamma_h \text{ KN/m}^3$	$\gamma' \text{ KN/m}^3$	$r_d$	$\sigma'_{v0}$ (bars)	$\sigma_{v0}$ (bars)	$\left( \frac{\tau_h}{\sigma_{v0}} \right)_{\text{corrigé}}$
3,5 - 6	19,31	10,68	0,962	0,267	0,4827	<b>0,239</b>
6 - 8	17,33	9,80	0,97	0,196	0,3466	<b>0,226</b>
8 - 10	17,33	9,80	0,985	0,196	0,3466	<b>0,237</b>

De l'abaque de Priebe, on détermine les valeurs de la résistance de pointe corrigé  $q_{c1}$  sachant que la courbe à choisir est celle de **sable silteux**.

**Tableau III.4 :** Calcul des valeurs de  $q_{c\text{seil}}$  par la méthode Priebe.

Profondeur (m)	$\left( \frac{\tau_h}{\sigma_{v0}} \right)_{\text{corrigé}}$	$q_{c1}$ (bars)	$c_e$	$q_{c\text{seil}}$ (bars)	$q_c$ (bars)
2,5 - 6	0,239	3,42	2,23	1,53	24
6 - 8	0,226	3,35	2,13	1,57	7,50
8 - 10	0,239	3,44	2,13	1,58	7,50

On remarque que  $q_c > q_{c\text{seil}}$  pour toutes les couche du sol traité, alors on peut dire que notre sol est **non liquéfiable**

# CHAPITRE IV

**Introduction :**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique, mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes, stricto sensu, ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes.

**1. Définitions d'un pieu :**

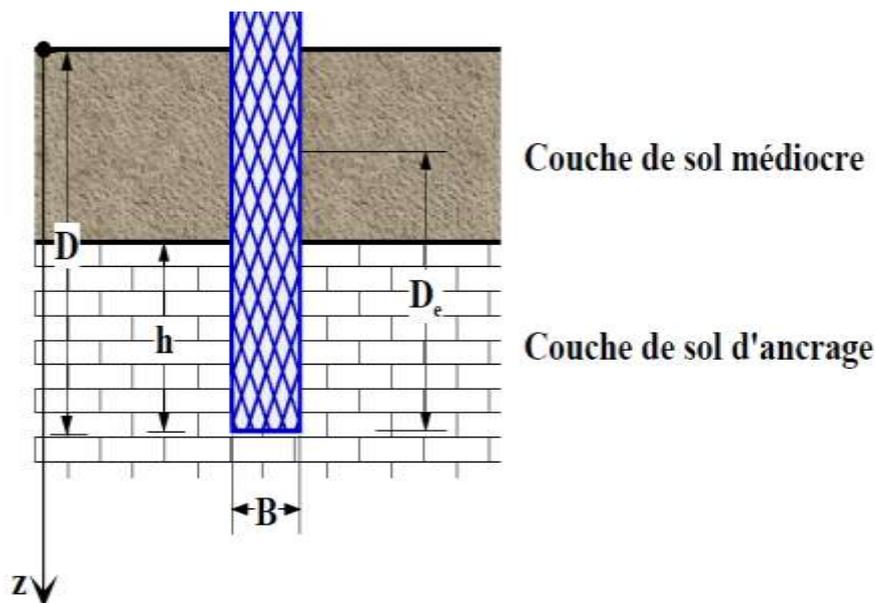
Un pieu est une **fondation élancée** qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes [3].

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple)

Les 3 parties principales d'un pieu sont la **tête**, la **pointe**, et le **fût** compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage  $h$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$ .

Cette valeur de  $D_e$  tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couvertures traversés par le pieu.



**Fig IV.1** Définition de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$

## 2. Terme de pointe-Frottement latéral :

La fondation profonde présente une surface d'appui sur l'horizon d'assise égale à sa section. Cette surface d'appui engendre une réaction du sol que l'on appelle **terme de pointe**.

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol [3]; le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latérale positif  $f_p$  vers le haut (Fig IV.2). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse ( $S_s$ ) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol, Le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui appliquer un frottement négatif  $F_n$  qui surcharge (fig IV.2). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point le quel le déplacement du pieu égale à celui du sol.

Le frottement négatif se produit dans les sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années.

Le frottement négatif maximal dépend :

- De la compressibilité du sol.
- Des surcharges de langue durée.

- De l'interface entre le sol e le pieu.

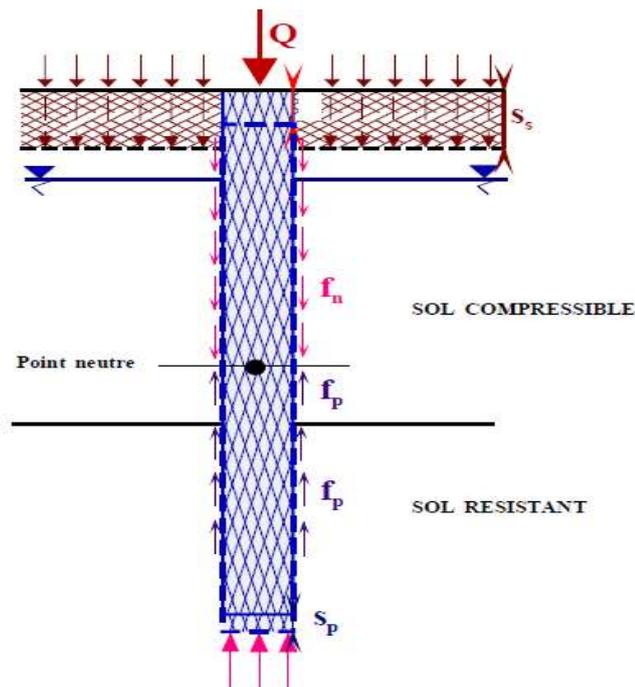


Fig IV.2 Mécanisme du frottement latéral positif et négatif [3].

### 3. Classifications des fondations profondes :

Comme nous venons de le voir la charge limite d'un pieu est fonction de son mode d'exécution [3]. On distingue 3 grandes classes de fondations profondes :

- **Les pieux mis en place par refoulement du sol**

Ils concernent les pieux battus (catégories 1 et 2) et les pieux foncés (catégorie 5). Leur mise en place se fait par vérinage, battage ou vibro-fonçage. Ils repoussent le sol et le compriment, ce qui génère un bon frottement latéral.

- **Les pieux mis en place sans refoulement du sol**

Ils concernent les pieux forés et les puits (catégories 3 et 4). Leur mise en place se fait par substitution. Ce qui à pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés)

- **Les fondations injectées :**

Elles concernent les parois moulées, les barrettes.

D'autres types de fondations existent, mais ils sont plutôt classés comme **renforcement de sol**:

Les colonnes de Col-mix (mélange de sol en place et de liant à l'aide de deux tarières creuses)

Les colonnes de Jet-Grouting (forage puis injection de liant haute pression en remontant).

Les colonnes ballastées (fonçage d'un vibreur puis injection à l'air comprimé de ballast (40/80 mm) en remontant).

Les picots de sable (fonçage d'un tube de petit diamètre, puis introduction de sable vibro-compacté.

Les plots pilonnés (excavation à la pelle mécanique, puis introduction de matériaux granulaires sains subissant un pilonnage intensif).

#### **4. Différentes catégories de pieux :**

Les documents réglementaires classent les pieux selon les catégories ci-dessous [3]:

##### **a. Pieux façonnés à l'avance**

- Battu préfabriqué
- Métal battu
- Tubulaire précontraint
- Battu enrobé
- Battu ou vibrofoncé, injecté haute pression

##### **b. Pieux à tube battu exécuté en place.**

- Battu pilonné
- Battu moulé

##### **c. Pieux forés.**

- Foré simple
- Foré tubé
- Foré boue
- Tarière creuse (type 1 à type 3 selon la technologie utilisée)
- Vissé moulé
- Injecté haute pression

##### **d. Puits**

##### **e. Pieux foncés**

- Béton foncé
- Métal foncé

##### **f. Micro pieux de diamètre inférieur à 250 mm**

## 5. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux :

### 5.1. Pieux à tube battu moulés dans le sol et leurs modes d'exécutions :

- ① Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque perdue.
- ② Battage du tube par mouton hydraulique ou diesel.
- ③ et ④ Mise en place d'armatures ponctuelles ou totales et coulage de bas en haut.
- ⑤ Extraction du tube (vibré si nécessaire).

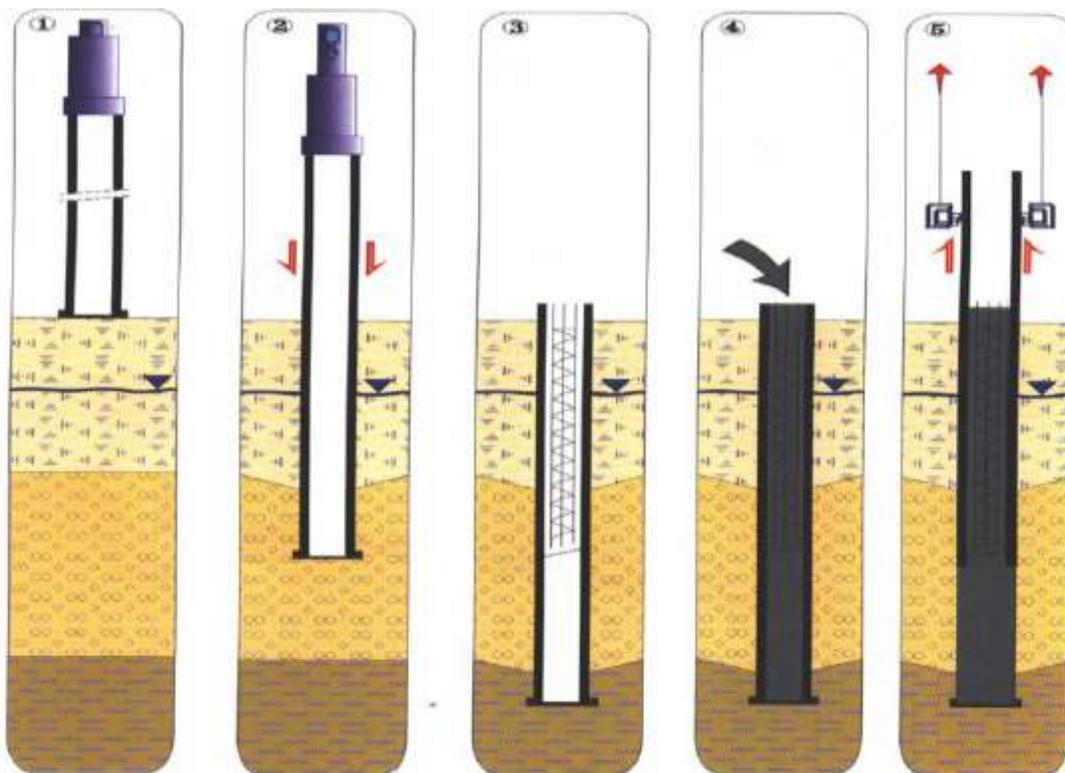


Fig IV.3 : Pieux à tube battu moulés dans le sol [20]

### 5.2. Pieux forés simple et leurs modes d'exécutions [8].

- ① et ② Forage et Curage du fond.
- ③ Introduction cage d'armature.
- ④ Bétonnage de bas en haut.
- ⑤ Recépage de la tête.

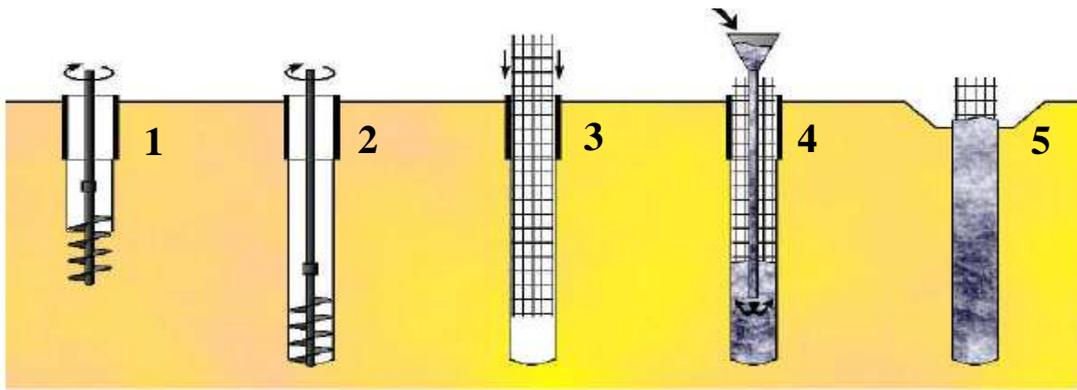


Fig IV.4 Pieux forés simple [8].

### 6. Définition des sollicitations :

- ❖ **Charge limite  $Q_l$**  : Charge maximale que peut supporter le sol avant sa rupture, [2] à partir de  $Q_l$  l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus et à la vitesse d'enfoncement relativement grande.

$Q_l$  équilibrée par :

- La résistance limite du sol sous la pointe du pieu,  $Q_p$  ; avec

$$Q_p = q_{pl} * A_p$$

$A_p$  : section droite de la pointe

- La résistance  $Q_s$  due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu ;

$$Q_s = P * \sum q_{sl} * h_i$$

Avec :

- $A_p$  : aire de la section droite.
- $P$  : périmètre de la section du pieu
- $q_{pl}$  : résistance limite de pointe
- $q_{sl}$  : frottement latéral unitaire limite dans couche  $i$
- $h_i$  : épaisseur de la couche  $i$

Donc :  $Q_l = Q_p + Q_s = (q_{pl} * A_p) + (q_{sl} * A_s)$

### ❖ Charge de fluage $Q_c$ :

$Q_c$  : Appelée charge de fluage pour des charges supérieures à  $Q_c$ , l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.  $Q_c$  est liée approximativement à  $Q_p$  et  $Q_s$  selon des relations en fonction du mode de mise en place du pieu dans le sol.

Selon le fascicule 62, il est fait référence à la **charge de fluage notée  $Q_c$** .

Les méthodes de dimensionnement données plus loin visent à déterminer la charge limite  $Q_l$ . La charge de fluage  $Q_c$  en sera déduite par ces formules empiriques, sauf dans le cas de l'essai de chargement statique où elle sera évaluée directement.

- Pieu refoulant le sol :  $Q_c = \frac{Q_p}{1,5} + \frac{Q_s}{1,5} = \frac{Q_l}{1,5}$
- Pieu ne refoulant pas le sol :  $Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1,5}$
- Pieu travaillant à l'arrachement :  $Q_p = 0$ ,  $Q_c = \frac{Q_s}{1,5}$

### ❖ Charge nominale $Q_n$ :

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol.

Dans les conditions réelles de l'ouvrage, cette charge (ou la charge admissible  $Q_a$  du pieu) doit tenir compte éventuellement :

- De la charge intrinsèque des matériaux constitutifs des pieux.
- Des effets de frottement négatifs.
- Des effets de groupe.
- Des tassements absolus et différentiels à l'intérieur d'un groupe de pieux ou entre groupes de pieux.

## 7. Choix du type de pieu :

Le choix du Type de pieu dépend :

- De la nature des couches des terrains.
- Des surcharges et des efforts à reprendre.
- De la technicité de l'entreprise.
- Du cout de l'exécution.

Les pieux sont parfois classés en fonction de leur mode de transmission des charges au sol, on distingue :

- Pieux Flottants
- Pieux colonnes

Le choix est fait sur des pieux flottant pour cause :

- ❖ Les tassements sont très importants.
- ❖ Le substratum n'est pas atteint par les essais in situ.
- ❖ Avoir un sol sableux qui développera un frottement latéral important.

### 8. Dimensionnement des pieux :

Le dimensionnement des pieux est donné comme suit [12]:

**Diamètre** :  $B \geq 0.80$  m pour les grands ouvrages.

**Longueur** : La longueur dépend de l'épaisseur des couches du sol transverses pour mobiliser un frottement latéral suffisant dans le cas des pieux flottants en particuliers.

Dans notre cas, on va faire varier le diamètre d'un pieu foré avec tubage récupéré sous le radier jusqu'à **35 m** car le substratum se trouve à partir de **30 m** d'après des essais déjà effectués dans cette zone (rapport LNHC) et on fera l'étude pour :

- **B = 0.80 m** et **L = 31,5 m**
- **B = 0,90 m** et **L = 31,5 m**

#### ❖ Remarque :

Dans le domaine pratique, il n'existe pas des pieux qui ont un diamètre de 0,9 m, mais cela nous empêche pas d'utiliser ce diamètre dans le domaine théorique.

Pour avoir des pieux de grandes hauteurs ancrées dans un sol de mauvaises caractéristiques mécaniques, Le DTU 13.2 recommande de vérifier le flambement, mais dans notre cas on a des pieux de grands diamètre, et ceci augmente considérablement l'inertie du pieux qui éloigne le risque de flambement.

### 9. Détermination de la capacité portante :

Différentes méthodes sont utilisées pour la détermination de la capacité portante d'un pieu isolé :

- L'interprétation des essais in situ.
- L'utilisation de formules basées sur les résultats du battage des pieux.
- L'utilisation de formules statiques de forces portantes établies à l'aide de la mécanique théorique des sols et à partir d'essais de laboratoire.

❖ **Remarque :**

Puisqu'on utilise des pieux forés, donc seul l'effet de pointe intervient, car l'effet de frottement est négligeable vu que les pieux seront chemisés par des tubages alors :

$$Q_u = Q_s + Q_p \Rightarrow Q_u = Q_p$$

Avec :

$$Q_p = A \cdot q_{pu}$$

$q_{pu}$  : Résistance limite de pointe.

$A_p$  : Section droite de la pointe.

$$q_{pu} = c' N_c + q_0' N_q$$

### 9.1 Détermination de la capacité portante à partir des essais de laboratoire :

#### - Frottement latéral limite

La contrainte latérale limite  $q_s$  est la contrainte de cisaillement qui peut être mobilisée au contact du fut et du sol lorsqu'il y a un déplacement de l'un par rapport à l'autre [2].

Les nombreux essais de chargement réalisés depuis ont montré que, si le frottement latéral unitaire limite est bien constant dans les milieux purement cohérents, il est également pratiquement indépendant de la profondeur dans les milieux pulvérulents.

- **Pour les sols pulvérulents :** Les valeurs de  $q_{smax}$  joint en annexe IV.1 peuvent être considérées comme les ordres de grandeur acceptables pour un prédimensionnement.

**Tableau IV.1 :** La capacité portante du pieu isolé par essai laboratoire.

Profondeur (m)	H (m)	$q_s$ (bars)	$A_s$ (m <sup>2</sup> )		$Q_s$ (bars)		$Q_u$ (bars)	
			B= 0,8m	B= 0,9m	B=0,8	B=0,9	B=0,8	B=0,9
3,5 – 6	2,5	0,4	6,29	7,09	2,52	3,22	2,52	2,84
6 – 9	3	0,4	7,74	8,63	3,12	3,87	3,12	3,50
9 – 18	9	0,4	15,47	25,49	6,18	9,26	3,97	10,38
Somme							<b>9,61</b>	<b>16,72</b>

- Pour B = 0,8 m  $\Rightarrow Q_u = 9,61$  bars

- Pour B = 0,9 m  $\Rightarrow Q_u = 16,72$  bars

## 9.2 Détermination de la capacité portante à partir des essais SPT :

L'essai SPT est un essai de pénétration dynamique normalisé qui consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un carottier fondu, porté par un train de tiges et à compter le nombre de coups  $N$  nécessaire pour obtenir un enfoncement de 30 cm [12].

Vue que la nappe phréatique est à 8 m de profondeur, alors on a procédé à la correction de valeurs brutes supérieures à 15 comme le commande Terzagui et Peck, par :

$$N_{SPTcor} = 15 + \left( \frac{N_{SPT} - 15}{2} \right)$$

- **Résistance en pointe :**

$$q_p = 0 \text{ (pieu flottant)}$$

- **Résistance due au frottement latéral**

$$q_s = \alpha * N \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

$N$  : Valeur moyenne mesurée sur la hauteur de la couche traversée.

- ❖ Calcul de  $\alpha$  :

Ce coefficient est fonction du type de pieux :

- Pour les pieux battus dans les sables;  $\alpha = 0,002$

$$Q_u = q_s * A_s$$

$$A_s = \pi * H * B$$

$B$ : Diamètre du pieu.

$H$ : La profondeur de la couche.

**Tableau IV.2** : La capacité portante du pieu isolé par essai SPT ( $N^0$  04).

Profondeur (m)	H (m)	$N_{SPTcor}$	$A_s$ (m <sup>2</sup> )		$q_s$ (bars)		$Q_u$ (bars)	
			B=0,8m	B=0,9m	B=0,8m	B=0,9m	B=0,8m	B=0,8m
3,5 – 6	2,5	6	6,28	7,08	0,06	0,06	0,38	0,44
6 – 9	3	23	7,53	8,52	0,23	0,23	1,78	1,98
9 – 12	3	23	7,53	8,52	0,23	0,23	1,78	1,98
12 - 18	6	25,5	15,09	16,96	0,26	0,26	3,94	4,49
Somme							<b>7,88</b>	<b>8,89</b>

- Pour  $B = 0,8 \text{ m} \Rightarrow Q_u = 7,88 \text{ bars}$
- Pour  $B = 0,9 \text{ m} \Rightarrow Q_u = 8,89 \text{ bars}$

❖ **Remarque:**

On prend dans ce cas un pieu d'un diamètre  $B = 0,9 \text{ m}$  est d'une profondeur jusqu'à 18 m sous le radier puisqu'il donnera une charge portante maximale  $Q_u = 16,74 \text{ bars}$  avec les essais de laboratoire.

### 10. Détermination de nombre de pieux :

➤ **Capacité portante :**

A L'ELU :

$$Q_1 = 0,5*Q_p + 0,75*Q_s \Rightarrow Q_1 = 0,75*Q_s$$

$$Q_1 = 12,64 \text{ bars}$$

A L'ELS:

$$Q_1 = 0,33*Q_p + 0,5*Q_s \Rightarrow Q_1 = 0,5*Q_s$$

$$Q_1 = 83,6 \text{ bars}$$

➤ **Nombre de pieux :**

Le nombre de pieux se calcul par la formule suivante :

$$n = \frac{N_t}{Q_1} = \frac{5444,82}{83,6} \approx 66$$

$N_t$  : Poids total de la structure y compris le radier.

$N_{ELU}$  et  $N_{ELS}$  sont données par le SAP 2000 version 11.08, dont :

$$N_{\text{tot(ELU)}} = N_2 + 1,35*N_{\text{rad}} = 6372,3 + (1,35*772,52) = 7415,20 \text{ t.}$$

$$N_{\text{tot(ELS)}} = N_1 + N_{\text{rad}} = 4672,3 + 772,52 = 5444,82 \text{ t}$$

❖ **Remarque :**

Le poids du radier est calculé dans le paragraphe 14.3 de ce présent chapitre.

**A L'ELU :**

$$n = \frac{7415,2}{126,4} = 58,86 \text{ pieux}$$

A L'ELS :

$$n = \frac{5444,82}{83,6} = 65,12 \text{ pieux, on prend 66 pieux.}$$

**Nombre de pieux** =  $\max (n_{(ELU)} ; n_{(ELS)})$

$$n = \max (n_{ELU} ; n_{ELS}) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{n = 66 \text{ pieux}}$$

### 11. Répartition des pieux sous le radier :

Pour une bonne répartition des pieux, nous prendrons

$$m = 11 \text{ pieux}$$

$$n = 6 \text{ pieux}$$

Sachant que m est le nombre de colonne et n est le nombre de ligne.

$$D_1 = 2,78 \text{ m}$$

$$D_2 = 2,44 \text{ m}$$

La figure suivante représente la disposition des pieux.

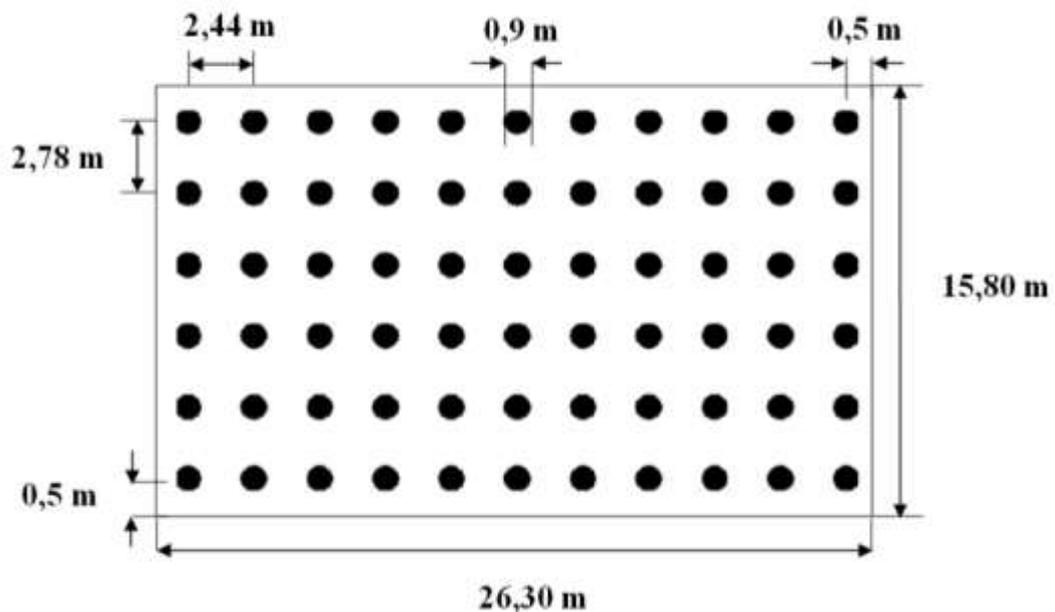


Fig IV.5. Schéma de disposition des pieux

## 12. Effet de groupe

Quand les pieux sont rapprochés, d'un entraxe inférieur à  $2.5 * B$  (B: diamètre du pieu), le chevauchement des bulbes de contraintes limitant les surface de plastification du sol crée des zones d'interférence sur une surface travaillant en semelle fictive, susceptible de poinçonner la couche d'ancrage des pieux. A cet effet, des vérifications spécifiques sont nécessaires [12].

Dans le cas contraire (entraxe pieu  $> 2.5 * B$ ), on peut se dispenser de la vérification d'effet de groupe.

### ❖ Vérification de l'effet de groupe

Entraxe des pieux soit entre colonne ou entre ligne dépasse  $2,5 * B$ , donc on peut se dispenser de la vérification d'effet de groupe.

## 13. Ferrailage des pieux :

Les cages d'armature des pieux sont constituées par [13] :

- Des armatures longitudinales ;
- Des armatures transversales formées de cerces ou de spires.

### 13.1. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont des barres en acier à haute adhérence [13], leur nombre minimal sera :

- 6 pour les pieux de diamètre  $B < 80\text{cm}$  ;
- 10 pour les pieux de diamètre  $B > 80\text{ cm}$ .

La section totale d'armature doit être égale :

- Au moins à 0,5 %
- Au plus à 3%

Le diamètre minimal des barres à utiliser est de 12 mm, les diamètres les plus couramment utilisés varient de 16 à 32 mm.

La distance de nu à nu des barres varie entre un minimum de 10 cm et un maximum de 30 cm.

### 13.2. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont constituées de cerces et/ou de spires sont en général de diamètre minimal de 6 mm.

- La section minimale totale des barres longitudinales [6] doit être égale à 0,25% de la section nominale du pieu.  $S = (3,14 * B^2)/4 = 0,63 \text{ m}^2$ .

$$A = 2,5 * 10^{-3} * 0,63 = 15,9 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min} = 25 \text{ cm}^2$  pour les pieux de diamètre inférieure à 1,1 m.

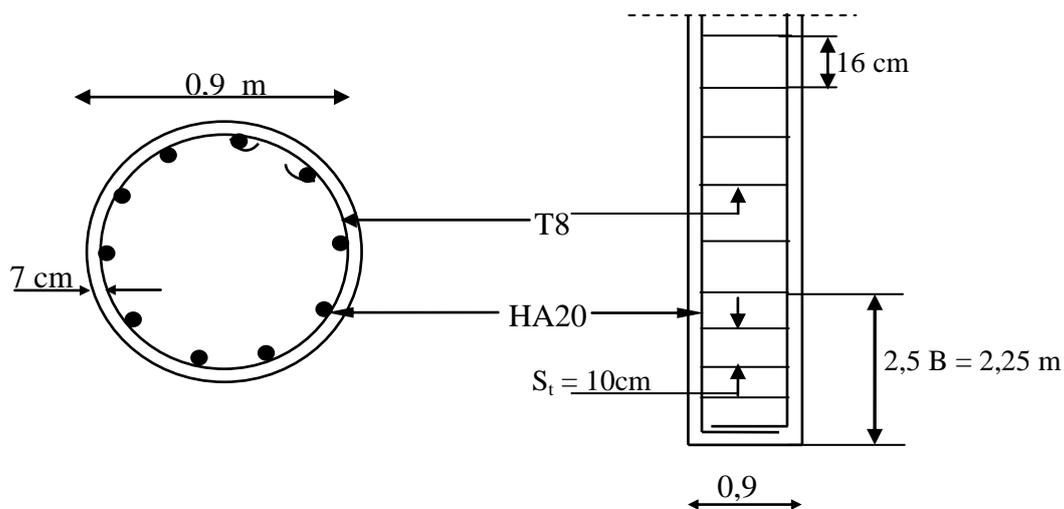
Donc on ferraille avec  $A_{\min} = 25 \text{ cm}^2$ .

On choisit : 10HA20 = 31,42  $\text{cm}^2$ .

Les armatures longitudinales seront encerclées par des cerces de  $\emptyset 8$ .

L'espace des cerces sera de 35cm.

La figure IV.6 représente le schéma de ferrailage des pieux.



**Fig IV.6** Schéma de ferrailage des pieux

## 14. Ferrailage du radier :

### 14.1. Définition :

Le radier est une dalle plane, éventuellement nervurée occupant la totalité de la surface de la structure. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- Lorsque la capacité portante du sol est faible : Le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;

- Lorsque le sous sol d'un bâtiment est inondables (présence de nappe) : Le radier doit être muni d'un cuvelage étanche pour palier aux infiltrations des eaux. Le cuvelage permet également la protection du béton contre les actions agressives d'un sol ou d'une eau.

#### 14.2. Combinaisons de calcul :

Suivant le RPA 99 / version 2003, les fondations superficielles sont dimensionnées selon la combinaison d'action suivante :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8G \pm E$ .

$$N_{ELS} = 4672,3 \text{ t.}$$

$$N_{ELU} = 6372,3 \text{ t.}$$

#### 14.3. Prédimensionnement de radier :

$$S_{rad} \geq \frac{N}{q_{adm}} = \frac{4672,3}{83,60} = 55,88 \text{ m}^2 < S_{bat} = 415,54 \text{ m}^2$$

Dans ce cas on prend, Un radier nervuré qui a une surface du bâtiment car :  $S_{bat} > S_{rad}$ .

Le prédimensionnement de radier se fait en respectant les conditions suivantes :

##### a- Condition de coffrage :

- **Nervure** :  $h_1 \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$ .
- **La dalle** :  $h_2 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$ .

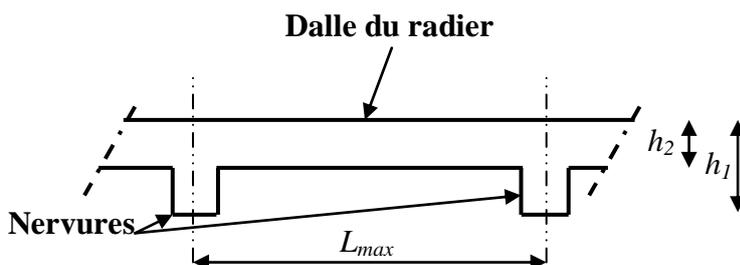


Fig IV.7 Coupe transversale d'un radier

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h_1$  : hauteur de la nervure.

$h_2$  : hauteur de la dalle.

**b- Condition de rigidité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \leq \frac{\pi * l_e}{2} \dots \dots \dots (1) \\ l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$l_e$  : longueur élastique.

Avec :

$$I : \text{Inertie de la section du radier} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$E : \text{Module d'élasticité du béton } f_{c28}, E = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,216 * 10^7 \frac{KN}{m^3}$$

$K$  : Coefficient de raideur de sol, c'est une caractéristique donné en fonction du type du sol.

$$k = \begin{cases} 0,5 * 10^4 \left( \frac{KN}{m^3} \right) \rightarrow \text{très mauvais sol} \\ 4 * 10^4 \left( \frac{KN}{m^3} \right) \rightarrow \text{sol moyen} \\ 12 * 10^4 \left( \frac{KN}{m^3} \right) \rightarrow \text{très bon sol} \end{cases}$$

$b$  : Largeur d'une bande de radier, on prend  $b = 1m$ .

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}} = 0,36 \text{ m}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$ .

A partir des deux conditions on prend :

$$\begin{cases} h_1 = 60 \text{ cm} \\ h_0 = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul du poids du radier :**

- Poids de la dalle du radier :

$$N_{dalle} = S_r * h_0 * f_{c28} = 623,30 \text{ t}$$

- Poids de la nervure du radier :

$$N_{nervure} = S_{ner} * f_{c28} * [(l_y * 8) + (l_x * 5)]$$

$$\Rightarrow N_{nervure} = 0,90 * (0,6 - 0,4) * 2,5 * [(15,8 * 11) + (26,3 * 6)]$$

$$\Rightarrow N_{nervure} = 149,22 \text{ t}$$

D'où :  $N_{rad} = N_{dalle} + N_{nervure} = 772,52 \text{ t}$   
 $N_{tot(ELS)} = N_1 + N_{rad} = 4672,3 + 772,52 = 5444,82 \text{ t}$   
 $N_{tot(ELU)} = N_2 + 1,35 * N_{rad} = 6372,3 + (1,35 * 772,52) = 7415,20 \text{ t}$

Avec :  $N_1$  : Effort normal transmis par la structure à l'ELS.  
 $N_{tot(ELS)}$  : Effort normal total transmis par la structure à l'ELS.  
 $N_2$  : Effort normal transmis par la structure à l'ELU.  
 $N_{tot(ELU)}$  : Effort normal total transmis par la structure à l'ELU.

**c- Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b * d} \leq \bar{\tau} ,$$

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 * 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right)$

$$\bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = \frac{N_{tot} * L_{max}}{2 * S_{rad}} = \frac{5444,82 * 5}{2 * 415,54} = 32,75 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{32,75 * 10^{-2}}{1 * 0,4} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

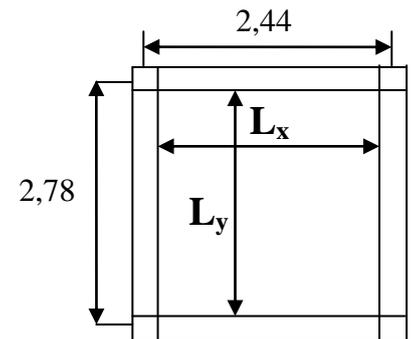
Il y'aura pas risque du cisaillement.

**14.4. Ferrailage de la dalle du radier :**

**14.4.1. Calcul des sollicitations :**

$L_x$  : plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

$L_y$  : plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,54}{1,88} = 0,77 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens (x et y).}$$

➤ **Etape 1 :**

Calcul de  $M_0^x$  et  $M_0^y$  :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x * q_x * l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients en fonction de  $\rho$  et  $\nu$  (coefficient de poisson) donnés par l'annexe IV.2.

D'après les résultats obtenus par la modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000.V.11.08.

$$N_{ELU} = 7415,20 \text{ t.}$$

$$N_{ELS} = 5444,82 \text{ t.}$$

- **ELU :**

$$\begin{cases} N_{ELU} = 7415,20 \text{ t} \\ S = 415,54 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow q_u = \frac{N_{ELU}}{S} = 17,84 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0,0596 * 17,84 * 1,54^2 = 2,52 \text{ t.m} \\ M_0^y = 0,544 * 2,42 = 1,31 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} N_{ELS} = 5444,82 \text{ t} \\ S = 415,54 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow q_s = \frac{N_{ELS}}{S} = 13,10 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0,0596 * 13,10 * 1,54^2 = 1,85 \text{ t.m} \\ M_0^y = 0,5440 * 1,85 = 1,00 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Etape 2 :**

Calcul des moments en travées :

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 * M_0^x = 0,85 * 2,52 = 2,14 \text{ t.m} \\ M_t^y = 0,85 * M_0^y = 0,85 * 1,31 = 1,11 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 * M_0^x = 0,85 * 1,85 = 1,57 \text{ t.m} \\ M_t^y = 0,85 * M_0^y = 0,85 * 1,00 = 0,85 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Etape 3 :**

Calcul des moments en appuis :

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_a^x = 0,5 * M_0^x = 0,5 * 2,42 = 1,21 \text{ t.m} \\ M_a^y = 0,5 * M_0^y = 0,5 * 1,31 = 0,65 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} M_a^x = 0,5 * M_0^x = 0,5 * 1,85 = 0,92 \text{ t.m} \\ M_a^y = 0,5 * M_0^y = 0,5 * 1,00 = 0,50 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau IV.4.

**Tableau IV.4.** Les moments en travées et en appuis dans la dalle du radier

Sens	Moments en travées (t.m)		Moments en appuis (t.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens x	2,14	1,57	1,21	0,92
Sens y	1,11	0,85	0,65	0,50

Les sollicitations en travées et en appuis sont représentées sur les schémas statiques suivants :

#### 14.4.2. Calcul des sections d'armatures :

##### a. Calcul des armatures tendues et des armatures comprimées :

En commence par le calcul des armatures en travées :

- **Sens x :**

$$M_u = M_t^x = 2,14 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} ; f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_{bu}$  : Moment réduit ;

$f_{bu}$  : Contrainte limite ultime du béton ;  $b = 1 \text{ m}$ .

$$d = 0,9 * h = 0,9 * 0,40 = 0,36 \text{ m.}$$

$\gamma_b = 1,5$  : Coefficient de sécurité pour le béton ;

$f_{c28}$  : Résistance à la rupture par compression à 28 jours, ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

$$f_{bu} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2,14 * 10^{-2}}{1 * 0,36^2 * 14,2} = 0,011$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0,186$  Donc nous somme au pivot A.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ). Donc on calcule seulement les armatures tendues.

$$\text{Soit : } A_x^t = \frac{M_t^x}{d*(1-0,4\alpha)f_{st}}, \text{ avec : } \alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}}{0,8} \text{ et } f_{st} = \frac{f_e}{1,15}$$

$f_{st}$  : Limite élastique de l'acier.

$f_e$  : Résistance caractéristique de l'acier.

$$\text{Pour l'acier FeE400, } f_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-(2*0,011)}}{0,8} = 0,012 \Rightarrow A_x^t = \frac{2,14*10^{-2}}{0,36*(1-0,4*0,01)*348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 1,71 \text{ cm}^2$$

• Sens y :

$$M_t^y = 1,11 \text{ t.m ; } d = 0,35 \text{ m ; } b = 1 \text{ m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b*d_y^2*f_{bu}} ; f_{bu} = \frac{0,85*f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,11*10^{-2}}{1*0,35^2*14,2} = 6,381 * 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_y^t = \frac{M_t^y}{d*(1-0,4\alpha)*f_{st}}$$

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-(2*6,381*10^{-3})}}{0,8} = 8,002 * 10^{-3}$$

$$\text{Soit : } A_y^t = 0,91 \text{ cm}^2$$

**b. Calcul des valeurs minimales de A ( $A_{\min}$ ) :**

$$\rho = \frac{1,54}{1,88} = 0,77 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x \geq \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * e \\ A_y \geq \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\rho_0 = \frac{0,8}{1000} = 0,0008 \text{ car on a des aciers HA fe E 400 et TS } \Phi \geq 6 \text{ mm.}$$

Donc : 
$$\begin{cases} A_{x\ min}^t = \frac{0,0008 \cdot (3-0,77)}{2} * 100 * 40 = 3,56\ cm^2 \\ A_{y\ min}^t = 0,0008 * 100 * 40 = 3,2\ cm^2 \end{cases}$$

$$A_{x\ calcul\ é}^t = 1,71\ cm^2 < A_{x\ min}^t = 3,56\ cm^2$$

$$A_{y\ calcul\ é}^t = 0,91\ cm^2 < A_{y\ min}^t = 3,2\ cm^2$$

Donc on ferraille la travée avec  $A_{min}$  dans les deux sens.

**c. Espacement des armatures :**

- Le sens parallèle à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3 * e ; 33\ cm)$ .

$$S_t \leq \min(3 * 40 ; 33\ cm) \Rightarrow S_t \leq 33\ cm.$$

- Le sens parallèle à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4 * e ; 45\ cm)$

$$S_t \leq \min(4 * 40 ; 45\ cm) \Rightarrow S_t \leq 45\ cm.$$

**d. Choix des barres :**

Le sens parallèle à  $L_x$  : on choisit 4 HA 12 = 4,52  $cm^2$

Le sens parallèle à  $L_y$  : on choisit 4 HA 12 = 4,52  $cm^2$

Le tableau qui suit résume les sections d'armature.

**Tableau IV.5 : Récapitulation des sections d'armature**

Sens	$A_{calcul\ é}\ (cm^2/ml)$	$A_{min}\ (cm^2/ml)$	$A_{adopt\ é}\ (cm^2/ml)$	Choix des barres	$S_t\ (cm)$
Sens x	1,71	3,56	4,52	4 HA 12	25
Sens y	0,91	3,20	4,52	4 HA 12	25

**14.4. 3. Vérifications :**

➤ **Vérification des contraintes :**

Les vérifications se feront à l'ELS.

On doit vérifier que : 
$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} y$$

Avec :

- $I$  : moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section.
- $y$  : position de l'axe neutre.

$$\sigma_s = 1,5 * \sigma_{bc} * \frac{d-y}{y}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min[0,5 f_e ; 110\eta] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min[0,5 * 400 ; 110 * 1,6] = 176 \text{ MPa} ; (\eta = 1,6 ; \text{Acier HA}).$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = 176 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + [15 * (A + A') * y] - [15 * (Ad + A' d')] = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + [15 * A' * (y - d)^2] + [15 * A * (y - d)^2] \end{cases}$$

Puisque  $A' = 0$ , dans les deux sens (x) et (y), alors on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + (15 * A * y) - (15 * A * d) = 0 \dots\dots\dots (*) \\ I = \frac{b}{3} y^3 + [15 * A * (y - d)^2] \dots\dots\dots (**) \end{cases}$$

- **Sens (x) :**

$$A_x = 4,52 \text{ cm}^2 ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,36 \text{ m}.$$

$$\text{De (*) : } \frac{1}{2} y^2 + (15 * 4,52 * 10^{-4})y - (15 * 4,52 * 10^{-4} * 0,36) = 0$$

$$\Rightarrow 0,5y^2 + (8,47 * 10^{-3})y - 3,05 * 10^{-3} = 0$$

La résolution de l'équation (\*) nous donne :  $y = 0,063 \text{ m} = 6,3 \text{ cm}$ .

On injecte la valeur de  $y = 7 \text{ cm}$  dans l'équation (\*\*), on obtient :

$$I = \frac{1}{3}(0,063)^3 + [15 * 4,52 * 10^{-4} * (0,063 - 0,36)^2] = 5,98 * 10^{-4}$$

$\text{m}^4$ .

$$I = 5,98 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,57 * 10^{-2}}{5,98 * 10^{-4}} * 0,063 = 1,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$\sigma_s = 1,5 * 1,65 * \frac{0,36 - 0,063}{0,063} = 11,66 < \overline{\sigma_s} = 176 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

• **Sens (y) :**

$$A_y = 4,52 \text{ cm}^2, b = 1 \text{ m}, d = 0,35 \text{ m}.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + (15 * A * y) - (15 * A * d) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + (15 * 4,52 * 10^{-4})y - (15 * 4,52 * 10^{-4} * 0,35) = 0$$

$$\Rightarrow 0,5y^2 + (6,78 * 10^{-3})y - (2,37 * 10^{-3}) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0,062 \text{ m} = 6,22 \text{ cm}.$$

$$D'où : I = \frac{b}{3} y^3 + [15 * A * (y - d)^2] = \frac{1}{3} (0,062)^3 + [15 * 4,52 * 10^{-4} *$$

$$0,062 - 0,352$$

$$\Rightarrow I = 6,41 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 * 10^{-2}}{6,41 * 10^{-4}} * 0,062 = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 1,5 * \sigma_{bc} * \frac{d-y}{y} = 1,5 * 0,82 * \left( \frac{0,35 - 0,062}{0,062} \right) = 5,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 5,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 176 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**14.5. Ferrailage des nervures du radier :**

Pour le ferrailage des nervures, on applique la méthode de CAQUOT car la méthode forfaitaire n'est pas applicable (fissuration préjudiciable).

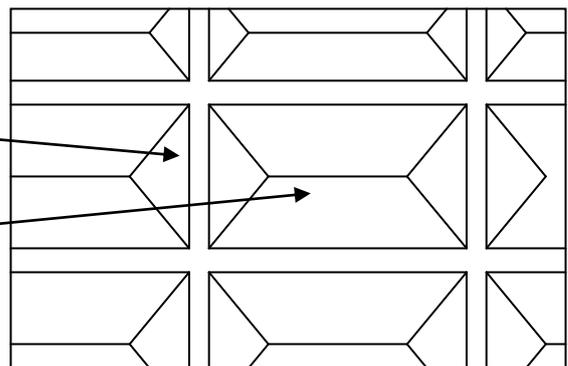
$$\rho = \frac{1,54}{1,88} = 0,77 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens (sens x et y).}$$

- Pour les charges triangulaires :

$$P_u = \frac{N_u * L_x}{3}$$

- Pour les charges trapézoïdales :

$$P_u = \left( 1 - \frac{\rho^2}{3} \right) * \frac{N_u * L_x}{2}$$



**14.5.1. Calcul des sollicitations :**

➤ **Calcul des moments en appuis :**

$$M_i = \frac{(P_g * l'_g{}^3) + (P_d * l'_d{}^3)}{8,5 * (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$l' = 0,8 * l$  : Travées intermédiaires.

$l' = l$  : Travées de rives.

➤ **Calcul des moments en travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}$$

Avec :  $M_0(x) = \frac{P * x}{2} * (l - x)$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{P * l}$$

Les résultats des moments en travées sont récapitulés respectivement dans les tableaux IV.3 et IV.4.

**Tableau IV.6.** Les moments en travées selon le sens (x)

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' (m)	P (t)	M <sub>a</sub> (t.m)		x (m)	M <sub>0</sub> (x) (t.m)	M <sub>t</sub> (x) (t.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>			
A – B	2,44	2,440	29,19	0,00	17,174	0,979	20,87	27,76
B – C	2,44	1,952	29,19	17,174	13,085	1,277	21,66	36,69
C – D	2,44	1,952	29,19	13,085	13,085	1,220	21,71	34,79
D – E	2,44	1,952	29,19	13,085	13,085	1,220	21,71	34,79
E – F	2,44	1,952	29,19	13,085	13,085	1,220	21,71	34,79
F – G	2,44	1,952	29,19	13,085	13,085	1,220	21,71	34,79
G – H	2,44	1,952	29,19	13,085	13,085	1,220	21,71	34,79
H – I	2,44	1,952	29,19	13,085	13,085	1,220	21,71	34,79
I – J	2,44	1,952	29,19	13,085	17,174	1,163	21,66	36,69
J – K	2,44	2,440	29,19	17,174	0,00	1,461	20,87	27,76

**Tableau IV.7.** Les moments en travées selon le sens (y)

Travée	l <sub>x</sub> (m)	l' (m)	P (t)	M <sub>a</sub> (t.m)		x (m)	M <sub>0</sub> (x) (t.m)	M <sub>t</sub> (x) (t.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>			

A' - B'	2,78	2,78	22,875	0,00	17,471	1,115	21,23	28,23
B' - C'	2,78	2,22	22,875	17,471	12,311	1,455	22,05	36,68
C' - D'	2,78	2,22	22,875	12,311	12,311	1,390	22,09	24,40
D' - E'	2,78	2,22	22,875	12,311	17,471	1,325	22,05	36,68
E' - F'	2,78	2,78	22,875	17,471	0,00	1,665	21,23	28,23

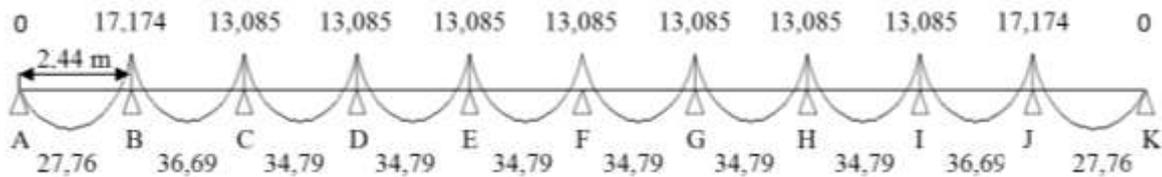


Figure IV.8 : Moments sollicitant les nervures selon le sens (x)

#### 14.5.2. Calcul des sections d'armatures :

➤ Sens x :

❖ En travée :

- Calcul de la valeur de b :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{2}; \frac{l_x}{10}\right) = \min\left(\frac{278}{10}; \frac{244}{2}\right) = 27,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b \leq 145,6 \text{ cm}$$

On prend : b = 145 cm

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b_0 = 90 \text{ cm}$$

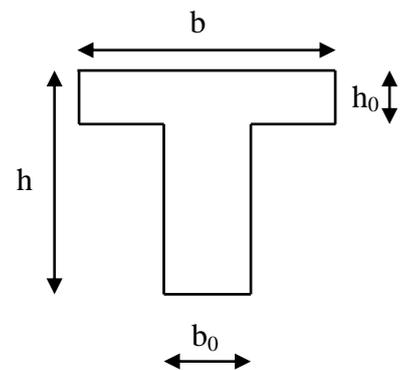
$$d = 56 \text{ cm}$$

- Le moment équilibré par la table:

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1,45 * 0,4 * 14,2 * \left(0,56 - \frac{0,4}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 2,96 \text{ MN.m} = 296 \text{ t.m}$$

On ferraille avec le moment le plus défavorable selon le sens (x) est :  $M_u = 36,69 \text{ t.m}$



$M_u < M_{tu}$ , la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait sur une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) =  $(1,45 * 0,60) \text{ m}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{0,3669}{14,2 * 1,45 * 0,56^2} = 0,056$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,073$$

$$A = \frac{M_t}{d(1 - 0,4\alpha)f_e} = \frac{0,3669}{0,56(1 - 0,4 * 0,073) * 348} = 19,39 \text{ cm}^2$$

#### ❖ En appuis intermédiaire:

Le moment le plus défavorable est :  $M_a = 17,174 \text{ t.m} = 0,171 \text{ MN.m}$

$M_a < M_{tu} \Rightarrow$  le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 * h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} * b * d^2} = 0,026$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,033$$

$$A = \frac{M_a}{d(1 - 0,4\alpha)f_e} = 8,89 \text{ cm}^2$$

$$A = \mathbf{8,89 \text{ cm}^2}$$

### 14.5.3. Vérifications :

#### a- Condition de non fragilité :

- En travée :  $A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1,45 * 0,56 * \frac{2,1}{400} = 9,80 \text{ cm}^2$ .

$A_{\text{calculée}} = 19,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,80 \text{ cm}^2$ , donc on ferraille avec  $A_{\text{calculée}}$ .

- En appuis :  $A_{\min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,90 * 0,56 * \frac{2,1}{400} = 6,08 \text{ cm}^2$ .

$A_{\text{calculée}} = 8,89 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,76 \text{ cm}^2$ , donc on ferraille avec  $A_{\text{calculée}}$ .

#### b- L'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} \text{ et } T_u = \frac{p * l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \Rightarrow T_u = 35,61 \text{ t}$$

$$T_u = 35,61 t \Rightarrow \tau_u = 0,70 MPa$$

$$\tau_u = 0,70 MPa < \bar{\tau} = 2,50 MPa \dots\dots\dots (Vérifiée).$$

**c- Diamètres des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; 1; \frac{h_0}{10} \right) = \min \left( \frac{60}{35}; 1; \frac{40}{10} \right) = 10mm$$

On prend :  $\phi = 8mm$ .

**d- Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12; 10\phi_l \right) = \min \left( \frac{60}{4}; 12; 10\phi_l \right) = 10 cm$$

On prend :  $S_t = 10 cm$

Les tableaux IV.8 et IV.9 résume respectivement les sections de ferrailage adoptées selon le sens longitudinal (x) et sens transversal (y).

**Tableau IV.8.** Ferrailage dans le sens (x)

Localisation		M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	A – B	27,76	19,39	9,80	14HA14	21,55
	B – C	36,69	19,39	9,80	14HA14	21,55
	C – D	34,79	19,39	9,80	14HA14	21,55
	D – E	34,79	19,39	9,80	14HA14	21,55
	E – F	34,79	19,39	9,80	14HA14	21,55
	F – G	34,79	19,39	9,80	14HA14	21,55
	G – H	34,79	19,39	9,80	14HA14	21,55
	H – I	34,79	19,39	9,80	14HA14	21,55
	I – J	36,69	19,39	9,80	14HA14	21,55
	J – K	27,76	19,39	9,80	14HA14	21,55
Appuis	A	0,00	0,00	6,76	10HA10	7,85
	B	17,174	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02
	C	13,085	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02
	D	13,085	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02
	E	13,085	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02
	F	13,085	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02
	G	13,085	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02

	H	13,085	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02
	I	13,085	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02
	J	17,174	8,89	6,76	7HA8+7HA10	9,02
	K	0,00	0,00	6,76	10HA10	7,85

**Tableau IV.9 : Ferrailage dans le sens (y)**

Localisation		$M_u$ (t.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	A' - B'	31,62	19,39	9,80	14HA14	21,55
	B' - C'	41,81	19,39	9,80	14HA14	21,55
	C' - D'	49,65	19,39	9,80	14HA14	21,55
	D' - E'	41,81	19,39	9,80	14HA14	21,55
	E' - F'	31,62	19,39	9,80	14HA14	21,55
Appuis	A'	0,00	0,00	6,76	10HA10	7,85
	B'	19,567	8,89	6,76	10HA12	11,31
	C'	14,908	8,89	6,76	10HA12	11,31
	D'	14,908	8,89	6,76	10HA12	11,31
	E'	19,567	8,89	6,76	10HA12	11,31
	F'	0,00	0,00	6,76	10HA10	7,85

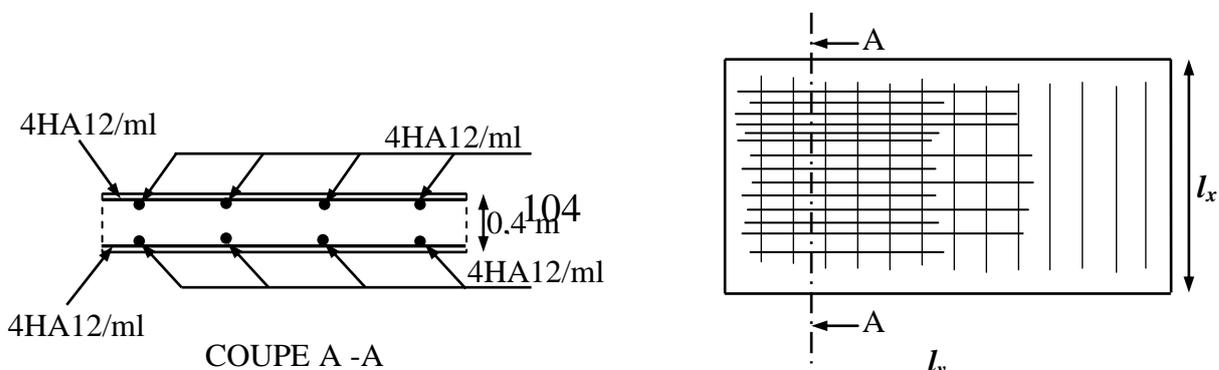


Figure IV.9. Schéma de ferrailage de la dalle

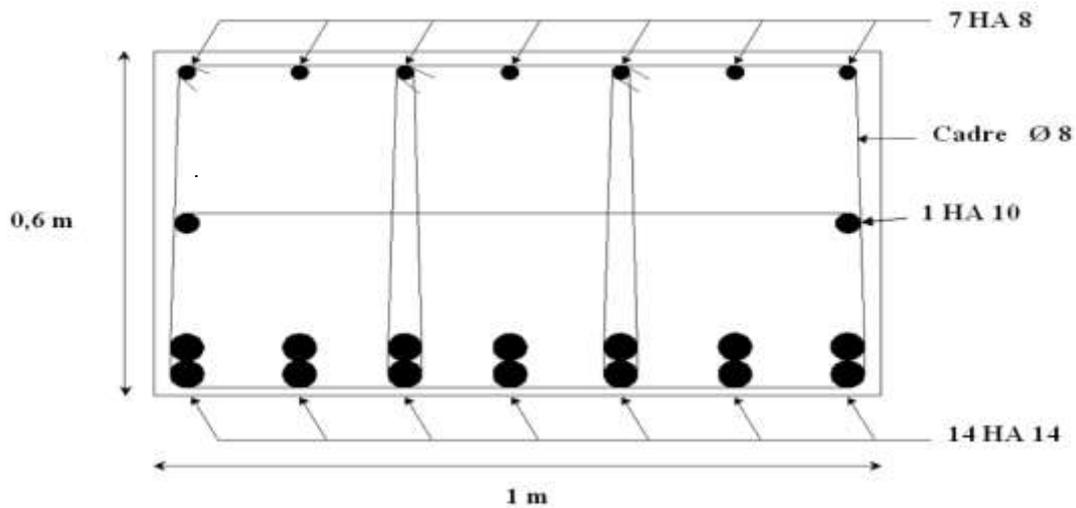


Figure IV.10. Plan de ferrailage en travée

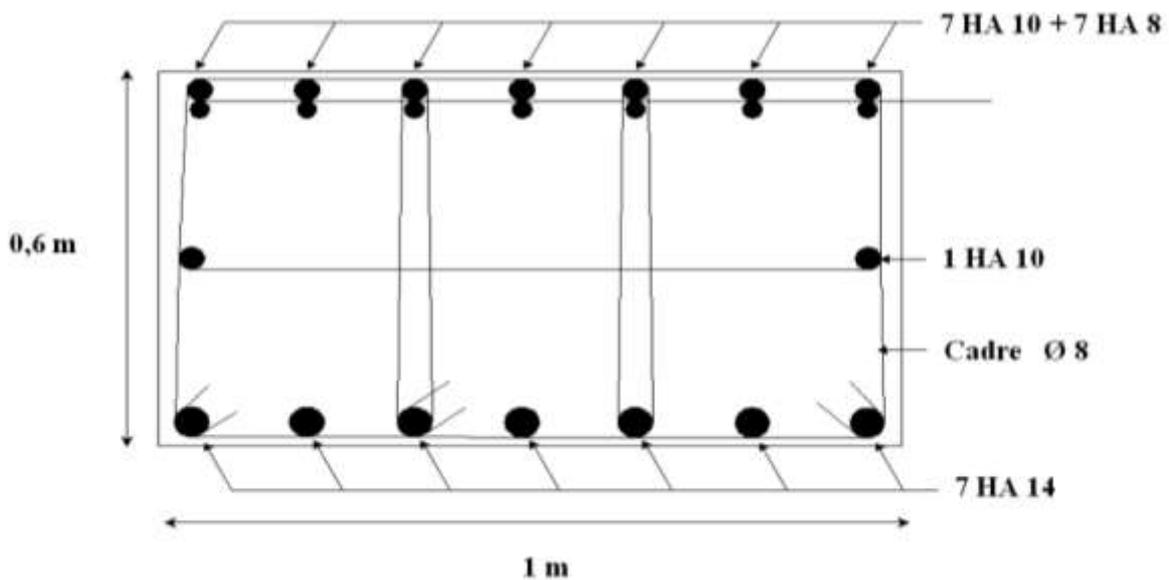


Figure IV.11. Plan de ferrailage au niveau des appuis

# CHAPITRE V

**Introduction :**

Les calculs ont pour but de déterminer les tassements absolus et différentiels du radier fondé sur sol renforcé par colonnes ballastées et par pieux flottants.

La méthode de calcul retenue pour le dimensionnement du renforcement de sol par colonnes ballastées et par pieux est un calcul aux éléments finis qui permet de tenir compte de toutes les caractéristiques du projet, notamment l'influence sur les ouvrages situés à proximité.

Pour cela, nous avons utilisé le logiciel PLAXIS.V.8.2

**1. Présentation du logiciel :**

Le PLAXIS est un logiciel de modélisation sol basé sur la méthode des éléments finis peut prendre en compte différents types de renforcement, drainage, ainsi que la définition de niveau de la nappe.

Il propose différentes lois de comportements tel que : Mohr -Colomb et le modèle de linéaire.

Le logiciel PLAXIS peut prendre en compte lors de la définition des sols plusieurs paramètres augmentant ainsi la précision des résultats, parmi ces paramètres, on peut citer :  $\varphi$ ,  $c_u$ ,  $\varphi_c$ ,  $\gamma_s$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{eq}$ ,  $c$ ,  $E_s$ ,  $E_c$ .

PLAXIS peut nous donner les contraintes et les déformations à chaque point du sol et des éléments de renforcements, ainsi que les schémas de déformation.

**2. Choix de logiciel :**

Notre choix s'est porté pour ce logiciel pour sa précision, sa stabilité, ainsi que la diversité des modèles de comportement, et présente aussi une interface interactive permettant une modélisation simple et précise.

**3. Calcul numérique des tassements :****3.1 Sol renforcé par colonne ballastées :****➤ Caractéristiques du sol avant renforcement :**

Les caractéristiques du sol avant son renforcement sont résumées sur le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Caractéristiques du sol avant l'amélioration par colonnes ballastées

N°	couche	Profondeur (m)	$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	E <sub>s</sub> (bars)	$\nu$	$\varphi_s$ (°)
1	Sable grossier	2,5	19,31	17,05	0,33	34,77
2	Sable vaseux	3	17,51	26,11	0,33	30,88
3	Sable vaseux	6	17,51	26,11	0,33	30,88

Pour tenir compte du comportement du sol après renforcement par des colonnes ballastées, il faut procéder à une méthode d'homogénéisation du sol + colonnes ballastées:

➤ **Modèle d'homogénéisation :**

Le modèle d'homogénéisation le plus utilisé en pratique est celui de Priebe (1978,1995) qui consiste à transformer le milieu sol/colonne en un modèle équivalent ayant les paramètres suivants :

$$\gamma_{eq} = a * \gamma_c + (1 - a) * \gamma_s$$

$$\text{tg}\varphi_{eq} = m * \text{tg}\varphi_c + (1 - m) * \text{tg}\varphi_s$$

$$m = \frac{\beta_1 - 1}{\beta_1}$$

$$E_{eq} = a * E_c + (1 - a) * E_s$$

$$C_e = (1 - C_u) C_s$$

$$\psi = \varphi - \frac{\pi}{3}$$

$\gamma_{eq}$  : Poids volumique du sol homogénéisé sous la fondation.

m: Facteur d'homogénéisation relié au facteur d'amélioration.

a : Taux d'incorporation (coefficient de substitution).

$\varphi_{eq}$  : Angle de cohésion du sol homogénéisé.

$\beta_1$  : Facteur d'amélioration du sol.

$C_e$  : cohésion équivalente du sol renforcé.

$E_{eq}$  : Module d'élasticité du sol homogénéisé.

$E_s$  : Module d'élasticité du sol.

$E_c$  : Module d'élasticité de la colonne.

$\psi$  : Module de dilatation du sol.

➤ **Nouvelles caractéristiques du sol après renforcement :**

- Données relatives aux colonnes

La nappe est au niveau  $Z = -8$  m avec  $\gamma_c = 21 \text{ kN/m}^3$  et  $E_{\text{col}} = 80 \text{ MPa}$ ;  $\varphi_c = 40^\circ$  (matériaux concassés)

Les résultats des paramètres d'homogénéisation du sol après renforcement avec colonnes ballastées sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau V.2 :** Caractéristiques du sol après traitement avec les colonnes ballastées.

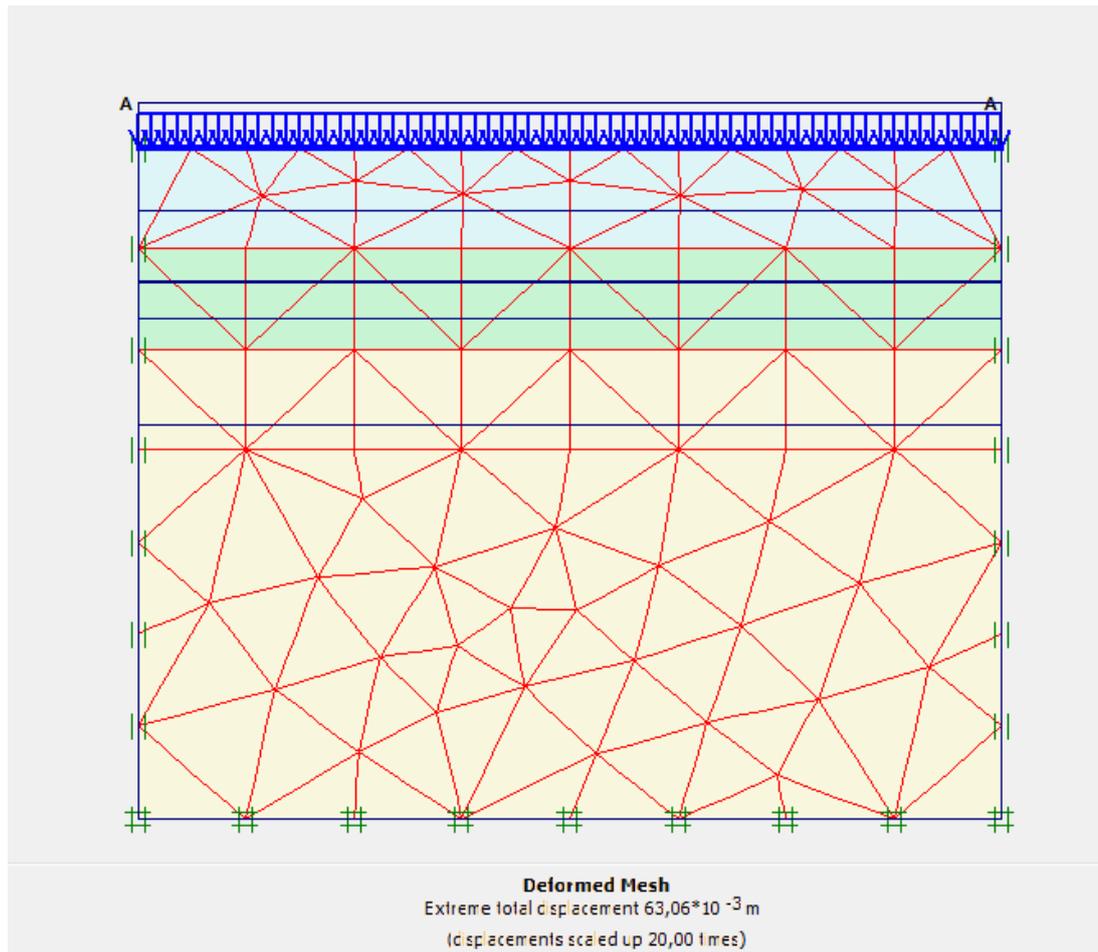
Profondeur (m)	H (m)	$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{eq}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	Es (bars)	$E_{\text{eq}}$ (bars)	$\nu$	$\varphi$ (°)	$\varphi_{\text{eq}}$ (°)
3,5 - 6	2,5	19,31	19,78	17,05	180,3	0,33	34,47	39,35
6 - 9	3	17,57	18,53	26,11	186,79	0,33	30,88	39,25
9 - 15	6	17,57	18,53	26,11	186,9	0,33	30,88	39,25

➤ **Tassements du sol obtenus par le logiciel PLAXIS :**

Le tassement final ainsi que la déformation du sol après renforcement par colonnes ballastées sont donnés sur la figure V.1

❖ **Remarque :**

Dans ce chapitre, nous avons modélisé le radier de la structure comme une charge répartie verticalement.



**Figure VI.** Déformation du sol traité en colonne ballastées après tassement.

Le tassement final est :  $W_f = 6,306 \text{ cm}$

### 3.2 Sol renforcé par pieux :

#### ➤ Caractéristiques des pieux :

- n = Nombre de pieux
- Utilisation des pieux flottants.
- $D_1$  : Entraxe des pieux colonnes.
- $I_p$  : Moment d'inertie du pieu.

Avec

$$I_p = \frac{\pi}{64} * B^4$$

B : Diamètre du pieu.

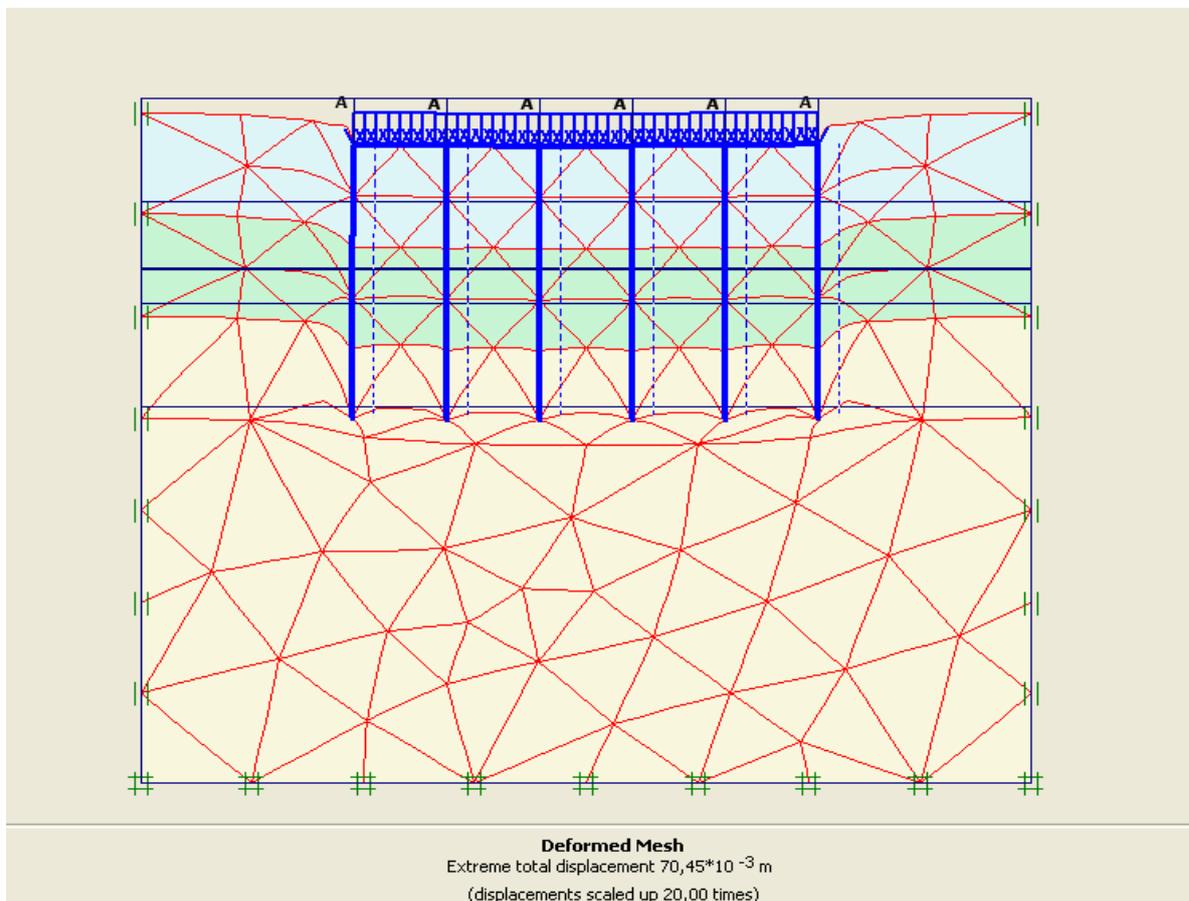
- $E_p$  : Module élastique du pieu.
- $L_p$  : Profondeur du pieu.
- Type de couche traversée par le pieu.

**Tableau V.3** : Caractéristiques du sol et des pieux.

N°	Couche	H (m)	$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	$\nu$	Es (bars)	$E_p$ (bars)	$L_p$ (m)	$D_1$ (m)	$I_p$ (m <sup>4</sup> )
1	Sable grossier	2,5	19,31	34,47	0,33	17,05	$3,216 \cdot 10^5$	2,5	2,96	0,03974
2	Sable vaseux	3	17,57	30,88	0,33	26,11	$3,216 \cdot 10^5$	3	2,96	0,03974
3	Sable vaseux	6	17,57	30,88	0,33	26,11	$3,216 \cdot 10^5$	6	2,96	0,03974

➤ **Tassements du sol obtenus par le logiciel PLAXIS :**

Le tassement final ainsi que la déformation du sol renforcé par pieux sont donnés à la figure V.2



**Figure V.2** : Déformation du sol renforcé par pieux après tassement

Le tassement final du sol est :  $W_f = 0,06 \text{ cm}$

❖ **Conclusion :**

Les tassements obtenus après renforcement du sol par colonnes ballastées sont très proche par rapport aux tassements obtenus après renforcement par pieux.

Les tassements obtenus après modélisation du sol renforcé par colonnes ballastées ou par pieux sont inférieurs à 8 cm qui est la valeur limite exigé par le DTU 13.2 pour un bâtiment à usage d'habitation.

# CHAPITRE VI

**Introduction :**

Connaitre la nature et les caractéristiques mécaniques de sol sous une construction projetée, c'est pour choisir le type de fondation non seulement le mieux adapté au sol en place, mais aussi le plus économique.

Le but de notre étude n'est pas seulement d'atteindre un certains résultats technique, mais le plus important c'est de l'atteindre d'une manière économique, donc il nous reste une question à poser :

Quelles est la solution la plus favorable économiquement entre les deux proposées dans les chapitres précédents (renforcement par des colonnes ballastées et renforcement par pieux)?

Pour cela, on procédera à l'étude du métré des deux variantes (colonnes ballastées et pieux), ensuite on comparera les prix de revient globaux des deux variantes.

**1. Eléments calculés :**

Les éléments qu'on à pris en compte dans les calculs pour chaque méthode de renforcement sont :

**a. Colonnes ballastées :**

- ✓ Forage.
- ✓ Matériau d'apport (ballaste).

**b. Pieux :**

- ✓ Forage.
- ✓ Béton.
- ✓ Armatures.

**❖ Remarque :**

On à pas pris en considération quelques éléments, comme le transport des matériaux, la main d'œuvre, le compactage du ballaste, car ces éléments dépendent des conditions de travail.

**2. Métré :****2.1. Métré des pieux :****2.1.1. Quantité d'acier dans un pieu :****a. Armatures longitudinales ( $\emptyset_{20}$ ) :**

On à 10HA20 = 31,42 cm<sup>2</sup>

Le volume de  $\emptyset_{20}$  égale :  $V_{\emptyset_{20}} = 31,42 * 1450 = 45559 \text{ cm}^3$ .

**$V_{\emptyset_{20}} = 45559 \text{ cm}^3$ .**

$V_{\phi 20}$  : volume de l'acier  $\phi 20$  dans un pieu.

**b. Armatures transversales ( $\phi 8$ ) :**

$$L_c = 2 \cdot \pi \cdot r + 30 \text{ cm} \quad ; \quad r = (B - 2 \cdot e) / 2 \quad ; \quad A_{\phi 8} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Avec :

$L_c$  : longueur d'une cerce.

$r$  : rayon d'une cerce.

$B = 0,9 \text{ m}$  : diamètre d'un pieu.

$e$  : enrobage des armatures.

$$L_c = (2 \times 3,14 \times 0,38) + 0,3 = 268 \text{ cm.}$$

$$V_c = A_{\phi 8} \times L_c = 0,5 \times 268 = 134 \text{ cm}^3.$$

$V_c$  : Volume d'une cerce.

Nombre de cerces :

$$n_1 = 2 * \left( \frac{2,25 - 0,07}{0,10} \right) \approx 44 \text{ cerces}$$

$$n_2 = \frac{14,50 - (2 * 2,25)}{0,16} \approx 63 \text{ cerces}$$

$n_1$  : nombre de cerces à la distance  $2,5 \cdot B = 2,25 \text{ m}$ .

$n_2$  : nombre de cerces dans la zone courante.

$$n = n_1 + n_2 = 107 \text{ cerces.}$$

$n$  : nombre de cerces dans un pieu.

$$\text{D'où : } V_{\phi 8} = 107 \times 134 = 14338 \text{ cm}^3.$$

Le volume total des aciers dans un pieu est :

$$V_a = V_{\phi 20} + V_{\phi 8} = 59900 \text{ cm}^3 = 0,0599 \text{ m}^3$$

**2.1.2. Quantité du béton dans un pieu:**

$$V_p = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \cdot l_p = \frac{3,14 \cdot 0,9^2}{4} * 14,5 = 9,224 \text{ m}^3.$$

$$V_b = V_p - V_a = 9,164 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_b = 9,164 \text{ m}^3}$$

Avec :

$l_p$  : Longueur d'un pieu.

$V_p$  : Volume d'un pieu.

$V_b$  : Volume du béton dans un pieu.

## 2.2. Métré des colonnes ballastées :

La quantité du ballaste dans une colonne est  $V_{ba}$  :

Avec :

$$V_{ba} = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \cdot l_{col} = 3,14 * 0,25 * 8,5 = 6,672 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 6,672 \text{ m}^3$$

## 3. Calcul des prix :

### 3.1. Prix unitaires :

Les prix unitaires fournis par l'ingénieur commercial et chargé du suivi de projet 219 logements de SIDI Aich de Keller Fondations Spéciales sont résumés dans le tableau VI.1:

**Tableau VI.1 : Prix unitaires des éléments**

Elément	Prix unité HT (DA)
Acier $\Phi 20$	57000/t
Acier $\Phi 8$	62000/t
Béton	8000/m <sup>3</sup>
Ballaste	800/m <sup>3</sup>
Forage : Diamètre 1,00 m	4200/m <sup>3</sup>
Forage : Diamètre 0,90 m	3900/m <sup>3</sup>

### 3.2. Calcul des prix globaux :

#### 3.2.1. Pieux :

Le nombre des pieux est :  $n = 66$  pieux.

#### a) Volume total du béton dans les pieux :

$$V_{totb} = 66 * 9,164 = 604,824 \text{ m}^3$$

Prix global :  $8000 * 604,824 = 4838592$  DA.

**b) Quantité d'acier :**

✓  $V_{\Phi 20} = 45559 \text{ cm}^3 = 0,045559 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{tot}\Phi 20} = 0,045559 * 66 = 3,006 \text{ m}^3$

- Masse volumique de l'acier est :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Masse totale du  $\Phi 20$  est :  $m = 7850 * 3,006 = 23604,11 \text{ kg} = 23,604 \text{ t}$   
 $m_{\Phi 20} = 23,604 \text{ t}$
- Le prix global de  $\Phi 20$  est :  $23,604 * 57000 = 1345428$  DA.

✓  $V_{\Phi 8} = 14338 \text{ cm}^3 \Rightarrow V_{\text{tot}\Phi 8} = 0,0143 * 66 = 0,946 \text{ m}^3$

- Masse totale du  $\Phi 8$  est :  $m = 7850 * 0,946 = 7428,51 \text{ kg} = 7,43 \text{ t}$   
 $m_{\Phi 8} = 7,43 \text{ t}$
- Le prix total du  $\Phi 8$  est :  $7,43 * 62000 = 460660$  DA

**3.2.2. Colonnes ballastées :**

- Le nombre de colonnes est de  $n = 150$ .
- Volume total du ballast est :  $150 * 6,672 = 1000,8 \text{ m}^3$
- Prix total du ballast :  $1000,8 * 800 = 800640$  DA

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 : Prix des pieux et des colonnes ballastées**

Méthode de renforcement	Elément	Quantité unitaires	Quantité totale	Prix unitaires (DA)	Prix global (DA)
Pieux	Béton	9,164 (m <sup>3</sup> )	604,824 (m <sup>3</sup> )	8000/ (m <sup>3</sup> )	4838592
	Acier $\Phi 20$	0,357 (t)	23,604 (t)	57000/t	1345428
	Acier $\Phi 8$	0,112 (t)	7,430 (t)	62000/t	460660
	Forage			3900/m <sup>3</sup>	2374386
	Total (DA)				<b>9019000</b>
Colonnes ballastées	Ballaste	6,672	1000,8	800/ (m <sup>3</sup> )	800640
	Forage			4200/ (m <sup>3</sup> )	4205807
	Total (DA)				<b>5006000</b>

**Conclusion :**

Les prix de réalisation de l'infrastructure avec le système des fondations profonde (pieux) présente un prix plus élevé que celui de l'amélioration du sol par des colonnes ballastées ; soit une différence de 55,50 %.

Nous concluons que la méthode de renforcement qui doit être adopté est celle de renforcement du sol par colonnes ballastés. En effet, les tassements finaux sont presque égaux d'après les calculs effectués pour les deux méthodes, cependant, le prix des colonnes ballastées est beaucoup moins cher que celui des pieux.

## Conclusion générale

Tout projet de génie civil doit être étudié avec des données complètes obtenues, soit par des essais in situ ou par des essais au laboratoire. Ces essais nous permettent d'identifier les sols, et par conséquent de se faire une idée de leur comportement.

Les données géotechniques montrent que le sol destiné à supporter la structure n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles.

Nous avons opté pour le renforcement du sol par la méthode des colonnes ballastées dont le dimensionnement des colonnes s'est fait par la méthode Priebe qui est la plus utilisée. Elle est de plus en plus retenue dans ce genre de problèmes. L'efficacité de cette méthode est justifiée par la réduction importante des tassements, et elle élimine le risque de liquéfaction.

Nous avons aussi procédé au renforcement du sol par des pieux flottants vu que le substratum n'est pas atteint lors des sondages. Ce qui nous a permis de réduire les tassements excessifs du sol.

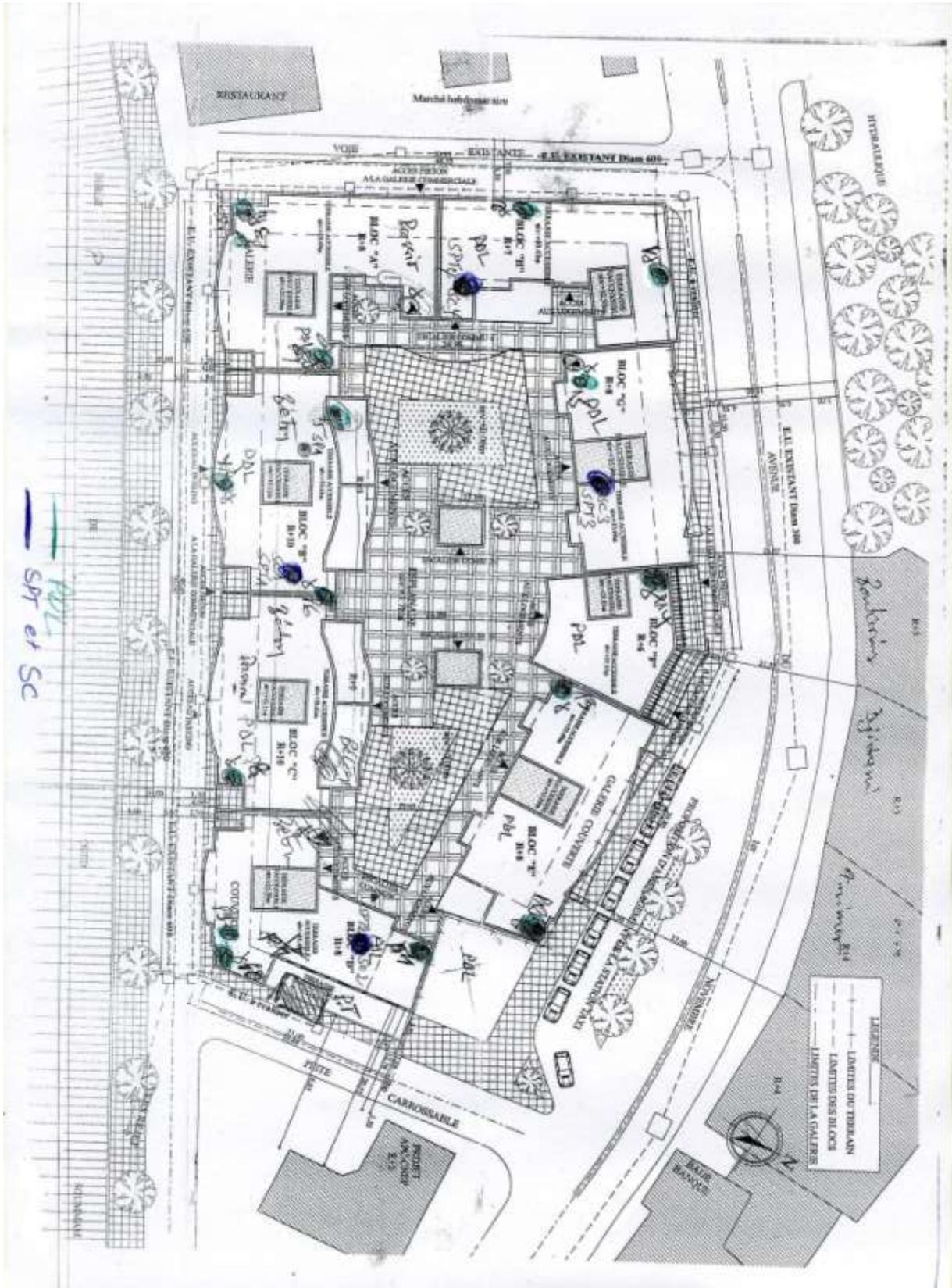
Pour le calcul numérique des tassements finaux du sol renforcé par pieux ou par colonnes ballastées, nous avons opté pour le logiciel PLAXIS basé sur la méthode des éléments finis, et qui est testé avec succès par les spécialistes de la géotechnique.

D'après la comparaison économique entre les pieux et les colonnes ballastées, nous constatons que l'amélioration des sols par les colonnes ballastées est une technique fiable et avantageuse par rapport au renforcement par pieux d'un point de vue économique, en plus c'est un procédé facile et rapide à mettre en œuvre.

# ANNEXES

# ANNEXE I.1

## Plan de masse



## ANNEXE I.2

### Carte géologique de SIDI AICH (1/50000):



**a1** : Alluvions ancienne

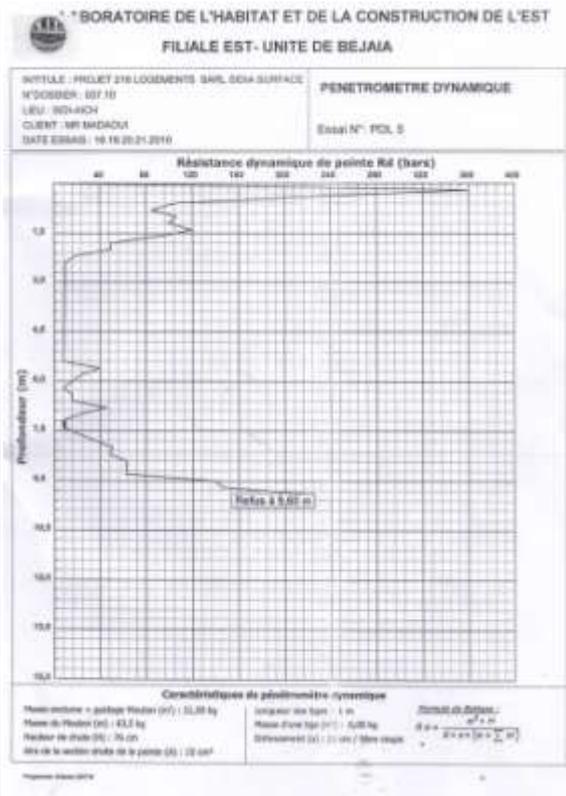
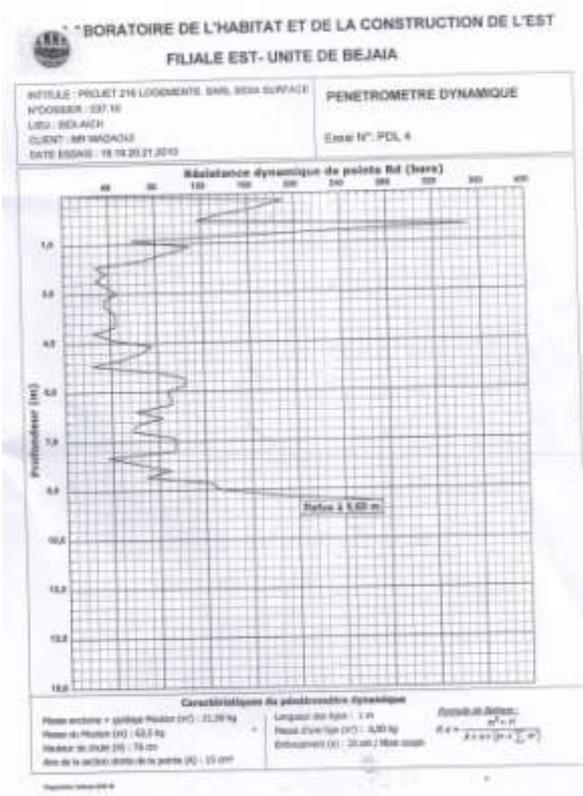
**a2** : Alluvions récentes du lit des oueds

# Annexe I.3

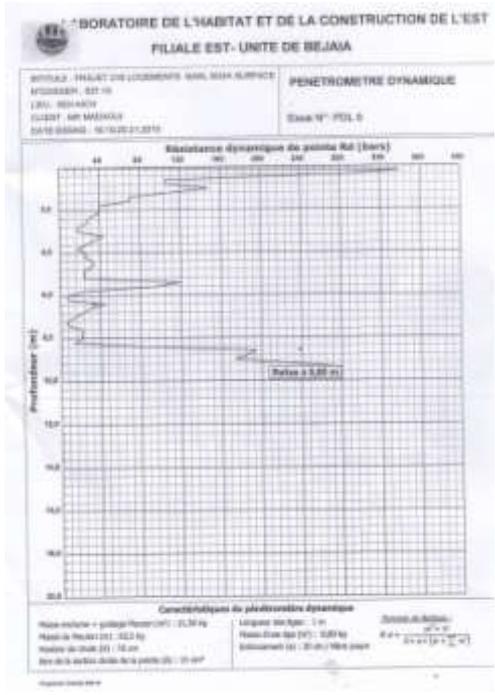
Essais PDL :

PDL 4 :

PDL 5 :



PDL 6 :



# ANNEXE I.4

## Classification de laboratoires des sols à gros grains [4]

(plus de 50% des éléments >0,08 mm)					
Définitions			Symbole	Conditions	Appellations
<b>GRAVES</b>	Plus de 50% des éléments >0,08 mm ont un diamètre <2 mm	Moins de 5 % d'élément < 0,08	<b>Gb</b>	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \in [1,3]$	Grave propre bien graduée
			<b>Gm</b>	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
		Plus de 12 % d'élément < 0,08	<b>GL</b>	Limite d'Atterberg au-dessous de A	Grave limoneuse
			<b>GA</b>	Limite d'Atterberg au-dessus de A	Grave argileuse
<b>SABLES</b>	Plus de 50% des éléments >0,08 mm ont un diamètre <2 mm	Moins de 5 % d'élément <0,08	<b>Sb</b>	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \in [1,3]$	Sable propre bien gradué
			<b>Sm</b>	Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre mal gradué
		Plus de 12 % d'élément <0,08 mm	<b>SL</b>	Limite d'Atterberg au-dessous de A	Sable limoneux
			<b>SA</b>	Limite d'Atterberg au-dessus de A	Sable argileux
Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12% -- on utilise un double symbole					

### LEGENDE

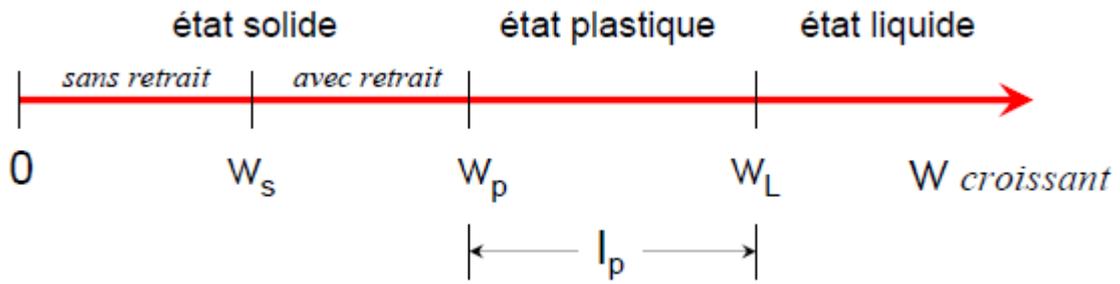
**C<sub>u</sub>** : coefficient d'uniformité

**C<sub>c</sub>** : coefficient de courbure

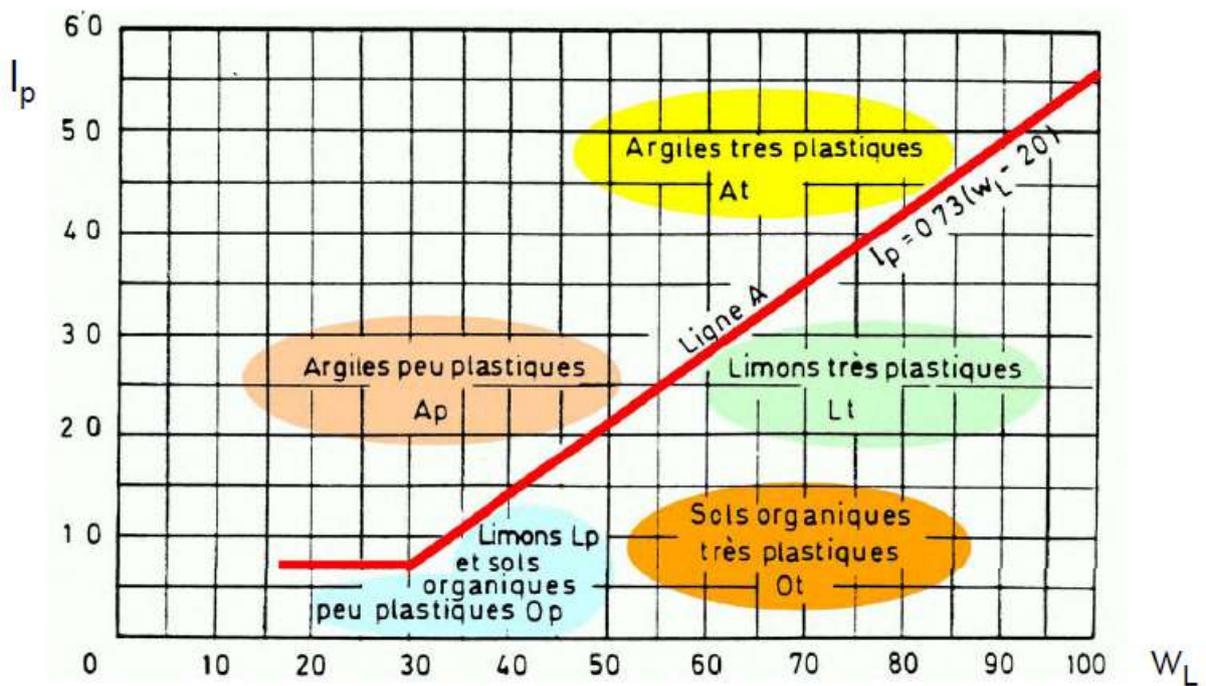
**D<sub>n</sub>** : diamètre des éléments correspondant à n% de tamisats cumulés.

## **ANNEXE I.4**

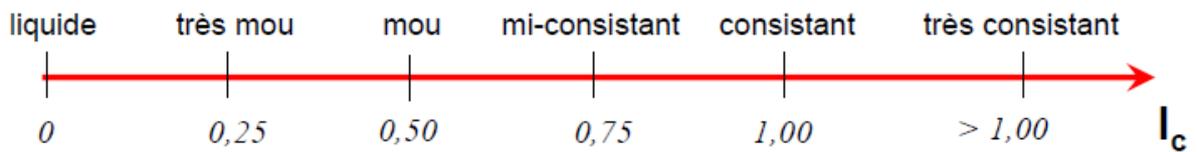
# Annexe I.5



a. indice de plasticité

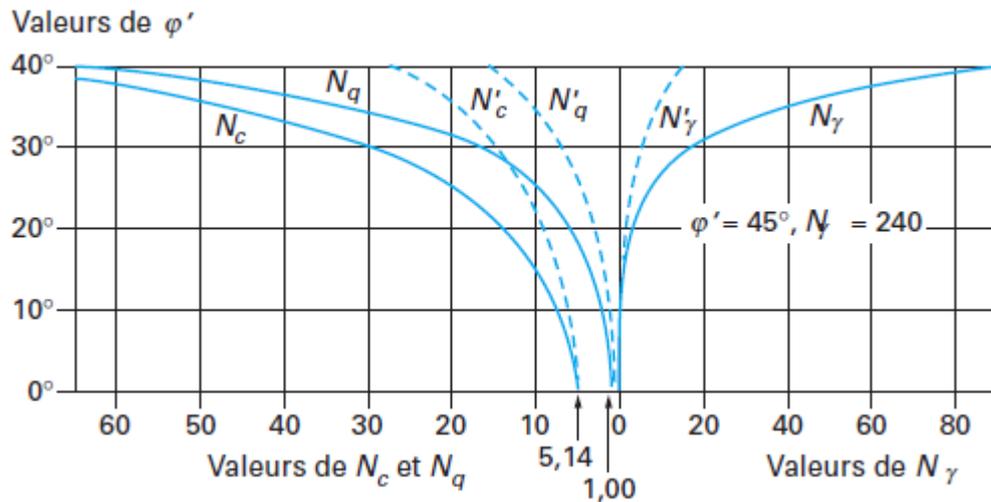


b. Classification de laboratoire des sols fins [7]



c. Consistance des sols

# ANNEXE I.6



a. Valeurs de  $N_c(\varphi')$ ,  $N_\gamma(\varphi')$  et  $N_q(\varphi')$  recommandées par Terzagui et Peck.

$\varphi'$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0°	5,14	0	1,00
5°	6,50	0,10	1,60
10°	8,40	0,50	2,50
15°	11,00	1,40	4,00
20°	14,80	3,50	6,40
25°	20,70	8,10	10,70
30°	30,00	18,10	18,40
35°	46,00	41,10	33,30
40°	75,30	100,00	64,20
45°	134,00	254,00	135,00

b. Valeurs des coefficients de portance (DTU 13.12)

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires ( $B/L = 1$ )	rectangulaires	carrées ou circulaires ( $B/L = 1$ )
$s_\gamma$			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
$s_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
$s_q$	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

c. Coefficients de formes, projet d'Eurocode 7-1

## ANNEXE I.7

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

**Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62.V)**

## ANNEXE III

### Valeurs du coefficient rhéologique du sol

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	$\alpha$	$E/p_\ell$	$\alpha$	$E/p_\ell$	$\alpha$	$E/p_\ell$	$\alpha$	$E/p_\ell$	$\alpha$		$\alpha$
Surconsolidé ou très serré ....		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé.....	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré .....	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal.....	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche .....		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé.....	1/3
										Très altéré.....	2/3

# ANNEXE IV.1

## Valeurs de coefficient $\beta$ et de $q_{smax}$

Type de pieu		Nature des terrains									
		Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			
		A	B	C	A	B	C	A	B		
Foré	$\beta$			75 <u>(1)</u>			200	200	200	125	80
	$q_{smax}$ (kPa)	15	40	80 <u>(1)</u>	40	80 <u>(1)</u>			120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	$\beta$		100	100 <u>(2)</u>		100 <u>(2)</u>	250	250	300	125	100
	$q_{smax}$ (kPa)	15	40	60 <u>(2)</u>	40	80 <u>(2)</u>		40	120	40	80
Métal battu fermé	$\beta$		120		150		300	300	300	<u>(3)</u>	
	$q_{smax}$ (kPa)	15	40		80				120	<u>(3)</u>	
Battu préfabriqué béton	$\beta$		75				150	150	150	<u>(3)</u>	
	$q_{smax}$ (kPa)	15	80		80				120	<u>(3)</u>	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.  
(2) Forage à sec, tube non louvoyé.  
(3) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

# ANNEXE IV.2

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

# ANNEXE IV.3

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33