



République Algérienne Démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira-Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme en master 2

Option : structure

Thème

**Renforcement du sol par des pieux et colonnes
ballastées cas du tronçon PK-11 de la pénétrante
autoroutière**

Ahnif-Bejaia

Présenté par

- GOUDJIL Karima
- MERSEL Billal

sous l'encadrement du

Dr. LILLOUCH Samir

Membres du jury

Dr. KHEFFACHE .T

Mm. BOUAYAD.Dj

Soutenu le 02/07/2024

Promotion

2023-2024

Liste des symboles

Symboles

- **D** : hauteur d'encastrement réelle du pieu
- **W** : poids du mouton
- **W'** : poids du pieu et des accessoires
- **e** : refus ou enfoncement (cm)
- **el** : refus au raccourcissement du pieu
- **E** : coefficient d'efficacité
- **n** : coefficient de restitution
- **k_c** : facteur de portance pénétrométrique
- **K** : facteur portance

- **α** : coefficient fonction de type de pieu.
- **P** : périmètre de pieu ;
- **D** : la longueur du pieu.
- **G** : actions permanentes
- **Q** : actions variables
- **G_n** : frottement négatif
- **F_A** : actions accidentelles
- **F_w** : actions de l'eau.
- **G_{max}** : charge permanente défavorable.
- **G_{min}** : charge permanente favorable
- **Q** : charge d'exploitation
- **V** : charge climatique
- **T** : retrait.
- **K_t** : facteur de frottement
- **K_p** : facteur pour la résistance en pointe
- **V_{0ⁱ}** : Le tassement du pieu isolé sous le même effort
- **E_e** : module équivalent après l'homogénéisation
- **Δh_i** : Le tassement.
- **σ'_p** : Contrainte de pré consolidation ;
- **σ'_{v0}** : Contrainte vertical effective due au poids des terres.
- **C_c** : Indice de compression.
- **C_s** : Indice de gonflement.

Liste des symboles

- h_i : La hauteur de la couche compressible.
- γ_r : Poids volumique.
- H_r : La hauteur de remblai.
- S_c : Tassement sphérique.
- S_s : Tassement dévia-torique.
- q' : Contrainte effective appliquée par l'ouvrage
- B_0 : Largeur de référence = 0.60 m
- λ_c et λ_d : Coefficients de forme, on fonction du rapport L/B
- E_c et E_d : Sont des modules équivalents.
- ϕ : L'angle de frottement.
- q_u : La contrainte de rupture de sol.
- q_0' : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.
- Pl_e^* : pression limite nette équivalente
- $Pl^*(z)$: pression limite nette à la profondeur
- Pl : Pression limite.
- Z : Profondeur.
- F_s : Coefficient de sécurité (Elu=2, Els=3).
- C_u : Le coefficient d'uniformité.
- D_{60} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 60% du poids des grains.
- D_{10} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 10% du poids des grains.
- D_{30} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 30% du poids des grains.
- C_c : Le coefficient de courbure.
- γ_d : La densité sèche.
- I_p : Indice de plasticité.
- W_L : Limite de liquidité.
- D : Profondeur d'ancrage.
- γ : Poids volumique du sol au – dessus de l'assise du remblai.
- q_0 : Poids des terres au-dessus des fondations.
- γ' : Poids volumique du sol au-dessous des fondations.
- B : Largeur de la fondation.
- N_γ : Terme de surface.
- N_c : Terme de cohésion.
- N_q : Terme de profondeur.

Liste des symboles

- σ'_{vf} : La contrainte verticale effective finale.
- E : Le module d'Young.
- ν : Le coefficient de Poisson.
- C : La cohésion.
- Ψ : L'angle de dilatance.
- F : La fonction de charge.
- E_m : module pressiométrique.
- E_{oed} : module œdométrique.
- α : coefficient rhéologique.

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Principe du pré-chargement pour le contrôle du tassement.....	27
Figure I.2 : Technique de pré-chargement	28
Figure I.3 : Drainage vertical.....	29
Figure I.4 : Schéma de principe du vibro-compactage. (Ménard)	30
Figure I.5 : Compactage dynamique.....	30
Figure I.6 : Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales	31
Figure I.7 : Colonnes ballastées par voie sèche	34
Figure I.8 : Colonnes ballastées par voie humide	35
Figure I.9 : Fondation superficielle.....	36
Figure I.10 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e	38
Figure I.11 : Pieu en bois	39
Figure I.12 : Pieu en métal	40
Figure I.13 : Pieu en béton	40
Figure I.14 : Pieux battus en métal	42
Figure I.15 : Pieux battus pilonnés.....	42
Figure I.16 : Pieux moulés à tube battus	43
Figure I.17 : Pieux visés moulés	43
Figure I.18 : Exécution des pieux forés.....	45

Chapitre II

Figure II.1 : Schéma de calcul de la pression limite nette	51
Figure II.2 : Crottement latéral unitaire limite le long du fut du pieu	54
Figure II.3 : Courbe de chargement axial d'un pieu.....	57
Figure II.4 : Définition de la résistance en pointe équivalente au pénétromètre	58

Liste des figures

Figure II.5 : Méthode de transfert de charge (Coyle et Reese, 1966, GEO, 2006)	68
Figure II.6 : Mobilisation du frottement latéral : a) Frank et Zhao (1982), b)	69
Figure II.7 : Abaque de Greenwood 1970	76
Figure II.8 : Prévion de la charge admissible en tête et du diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thorburn, 1975)	77
Figure II.9 : Principe d'homogénéisation simplifiée	78
Figure II.10 : Prise en compte de la compressibilité de la colonne(1995)	82
Figure II.11 : Influence de la profondeur (Priebe 1995)	83
Figure II.12 : Rupture par expansion latérale.....	83
Figure II.13 : Rupture par cisaillement généralisé.....	84
Figure II.14 : Rupture par poinçonnement	85
Figure II.15 : Rapport des tassements (S/S_{∞}) d'après Priebe (1995) : (a) semelle isolée ; (b) semelle filante	86
Figure II.16 : Transformation d'un groupe de colonnes à une seule colonne centrale d'après Castro (2014)	87

Chapitre III

Figure III.1 : Extrait de la carte géologique de Bejaia au 1/50 000 ^e	90
Figure III.2 : Localisation du site d'étude.....	90
Figure III.3 : localisation de l'essai pressiometrique 1	92
Figure III.4 : Carottier SPT avec échantillon récupéré au niveau RSC E11-1	94
Figure III.5 : localisation de l'essai pressiometrique 2	98
Figure III.6 : Carottier SPT avec échantillon récupéré au niveau RSC E11-2	100
Figure III.7 : localisation de l'essai pressiometrique 3.....	104
Figure III.8 : Carottier SPT avec échantillon récupéré au niveau RSC E11-3	106
Figure III.9 : localisation de l'essai pressiometrique 4.....	110

Liste des figures

Figure III.10 : Carottier SPT avec échantillon récupéré au niveau RSC E11-4	111
Figure III.11 : rapport Em/Pl.....	115
Figure III.12 : valeurs de la pression limite.....	115
Figure III.13 : courbe résultats des essais SPT	116

Chapitre IV

Figure IV.1 : Le découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique	127
Figure IV.2 : Courbe du tassement de l'essai pressiométrique	133
Figure IV.3 : Coupe lithologique des couches du sol	134
Figure IV.4 : Résultats des tassements du groupe de pieux	138
Figure IV.5 : Tassement de la colonne ballastée (Priebe)	141
Figure IV.6 : Tassement de la colonne ballastée (homogénéisation simplifiée)	143

Chapitre V

Figure V.1 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales.....	146
Figure V.2 : tassement de sol avec remblai.....	150
Figure V.3 : tassement du sol après enlèvement de 2m	151
Figure V.4 : tassement du sol a la première phase	151
Figure V.5 : tassement du sol a la deuxième phase.....	152
Figure V.6 : tassement du sol a la dernière phase	152
Figure V.7 : tassement du sol a la première phase (colonne ballastées)	154
Figure V.8 : tassement du sol a la deuxième phase (colonne ballastées)	154
Figure V.9 : tassement du sol a la troisième phase (colonne ballastées)	155
Figure V.10 : tassement des pieux de 1m en première phase	156
Figure V.11 : tassement des pieux de 1m en deuxième phase.....	157
Figure V.12 : tassement des pieux de 1m en troisième phase	157
Figure V.13 : tassement des pieux de 1.2m en première phase.....	158

Liste des figures

Figure V.14 : tassement des pieux de 1.2m en deuxième phase	158
Figure V.15 : tassement des pieux de 1.2m en première phase.....	159

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Techniques d'amélioration des sols.....	25
Tableau I.2 : Techniques de renforcement des sols.....	26

Chapitre II

TableauII.1 : Nature de sol d'après l'essai pressiométrique.....	48
TableauII.2 : Nature de sol après l'essai pénétromètre.....	48
TableauII.3 : Valeu de k_p selon fascicule 62 titre V.....	51
TableauII.4 : Définition des catégories conventionnelles des sols.....	52
Tableau II.5 : Choix des courbes pour le calcul de frottement latéral.....	53
Tableau II.6 : Valeur du facteur de portance k_c	59
Tableau II.7 : Valeur du facteur de portance pénétrométrique k_{cmax}	59
Tableau II.8 : Valeurs maximales du frottement axial unitaire limite q_{smax} pour les méthodes pressiométriques et pénétrométrique.....	60
Tableau II.9 : Compacité du sable en fonction du nombre N_{SPT}	61
Tableau II.10 : Combinaisons à considérer selon le fascicule 62-titre-V.....	63
Tableau II.11 : Combinaison à considérer selon DTR-BC2.33.2	64
Tableau II.12 : Combinaison d'action en compression.....	65
Tableau II.13 : Combinaison d'action a l'arrachement.....	65
Tableau II.14 : Valeurs de I_v dans le sol homogène $\nu=0.33$	71
Tableau II.15 : Valeurs de I_v dans un sol de Gibson $E=mz$ $\nu=0.33$	71
Tableau II.16 : Champ d'application des colonnes ballastées.....	74
Tableau II.17 : Caractéristiques des matériaux d'apport.....	75

Liste des tableaux

Chapitre III

Tableau III.1 : Résultats d'essai pressiométrique PMT E11-1	92
Tableau III.2 : Récapitulatif des résultats d'essai SPT.	94
Tableau III.3 : Récapitulatif des essais granulométriques.	95
Tableau III.4 : Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation.	96
Tableau III.5 : Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051).	96
Tableau III.6 : Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.	97
Tableau III.7 : Résultats des analyses chimiques des échantillons carottés.	97
Tableau III.8 : Résultats d'essai pressiométrique PMT E11-2.	98
Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats	100
Tableau III.10 : Récapitulatif des essais granulométriques.	101
Tableau III.11 : Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation.	101
Tableau III.12 : Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051).	102
Tableau III.13 : Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.	103
Tableau III.14 : Résultats des analyses chimiques des échantillons carottés.	103
Tableau III.15 : Résultats d'essai pressiométrique PMT E11-3.	104
Tableau III.16 : Récapitulatif des résultats.	106
Tableau III.17 : Récapitulatif des essais granulométriques.	107
Tableau III.18: Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation.	107
Tableau III.19 : Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051).	108
Tableau III.20 : Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.	109
Tableau III.21 : Résultats des analyses chimiques des échantillons carottés	109

Liste des tableaux

Tableau III.22 : Résultats d'essai pressiométrique PMT E11-4.....	110
Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats.	112
Tableau III.24 : Récapitulatif des essais granulométriques	113
Tableau III.25 : Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation	113
Tableau III.26 : Essai de cisaillement à la boîte de casagrande.	114
Tableau III.27 : Résultats des analyses chimiques des échantillons carottés.	115

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient K_p selon le fascicule 62	122
Tableau IV.2 : Valeurs des pressions limites	123
Tableau IV.3 : Valeurs des pressions limites	124
Tableau IV.4 : Valeurs des coefficients de forme.....	126
Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient α selon Ménard	126
Tableau IV.6 : Valeur des modules pressiométriques	128
Tableau IV.7 : Valeurs de la contrainte effective	129
Tableau IV.8 : Résultats des essais laboratoire.....	131
Tableau IV.9 : Résultats des tassements	132
Tableau IV.10 : Nombre de pieux avec les résultats d'essais laboratoire	135
Tableau IV.11 : Nombre de pieux avec les résultats d'essais pressiométrique	135
Tableau IV.12 : Caractéristiques du groupe de pieux	136
Tableau IV.13 : Résultats du tassement du groupe de pieux.....	137
Tableau IV.14 : Résultats des tassements du groupe de pieux	137
Tableau IV.15 : Tassement du sol traité par la méthode de Priebe	141
Tableau IV.16 : Tassement du sol par la méthode d'homogénéisation	142

Liste des tableaux

Chapitre V

Tableau V.1 : Caractéristiques des couches de sol	149
--	-----

Table des matières

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....	26
I.2 Stabilisation de sol.....	26
a. Définition.....	26
b. Techniques de traitement des sols.....	26
I.3. Renforcement du sol.....	29
I.4 Pré-chargement.....	27
I.5 Drainage.....	29
I.6 Vibro-compactage.....	30
I.7 Compactage dynamique.....	31
I.8 Renforcement des sols par inclusions rigides verticales.....	32
I.9 Colonnes ballastées.....	33
I.9.1 Colonnes ballastées par voie sèche (lançage d'air).....	35
I.9.2 Colonnes ballastées par voie humide (lançage a l'eau).....	35
I.9.3 Colonnes ballastées pilonnées.....	36
I.10 Les Fondations.....	37
I.10.1 Fondations superficielles.....	37
I.10.2 Types de fondations.....	37
a. Semelles isolées.....	37
b. semelles filantes.....	38
c. Les radiers.....	38
I.10.3 Fondations profondes.....	38
I.10.3.1 Les pieux.....	38
a. Techniques des inclusions.....	39
b. Inclusions préfabriquées.....	39

Table des matières

b.1 Pieux en bois	39
b.2 Pieux métalliques	40
b.3 Pieux en béton.....	41
c. Inclusion fabriqué in-situ.....	42
c.1 Pieux battus	42
c.2 Pieux forés.....	45
I.11 Conclusion	46

Chapitre II : Méthodes de dimensionnement des pieux et des colonnes ballastées

II.1 Introduction	48
II.2 principe des pieux.....	48
II.3 Les capacités portantes des pieux	48
II.4 Quelques définitions.....	49
a. Couche d'ancrage	49
b. Charge limite Q_l	50
c. Charge de fluage	50
II.5. Méthodes de dimensionnement d'un pieu.....	50
II.5.1. Dimensionnement par la méthode pressiométrique.....	50
a. Détermination de la contrainte limite de pointe q_{pu}	51
b. Calcul de Pl_e^*	51
c. Détermination de Q_{sl}	53
II.5.2 Dimensionnement par la méthode pénétration dynamique (PDL)	55
II.5.3. Dimensionnement par la méthode pénétrométrique statique(CPT)	57
a. Expression générale	57
b. Résistance de cône équivalente q_{ce}	58
c. Profondeur d'encastrement effective D_{ef}	59
d. Facteur de portant pénétromètre k_c	59
e. Détermination de la charge limite de frottement latérale q_s	60
II.5.4. Dimensionnement par la méthode SPT	61

Table des matières

a. Détermination de la charge limite de frottement latéral q_s	62
II.5.5. Essais de laboratoire	63
II.6. Justification d'une fondation sur pieux.....	63
II.6.1. Dimensionnement des pieux selon le fascicule 62 titre V	63
a. Principe de calcul	63
b. Les états limites ultimes	63
c. Les états limites des services L'ELS	64
II.6.2. Dimensionnement des pieux selon le DTR-BC2.33.2	65
a. Aux états limites ultimes L'ELU	65
b. Aux états limites services L'ELS	65
c. Capacité portante vis-à-vis du sol.....	65
II.6.3. Effet de groupe de pieux	66
a. Groupe de pieux dans un sol cohérent	67
b. Groupe de pieux dans un sol pulvérulent	67
II.7. Tassement des pieux	68
II.7.1. Evaluation du tassement d'un pieu	68
a. Méthodes de transfert des charges.....	68
b. Méthodes empiriques	70
c. Méthode de la théorie de l'élasticité	70
II.8 Tassement d'un groupe de pieux	73
II.9 Colonnes ballastées	74
II.9.1. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.....	76
a. La méthode de Greenwood 1970.....	76
b. Les courbes de Thorburn (1975) et Thorburn et Mac Vicar (1968.....	77
c. Méthode d'homogénéisation	78
c.1. Méthode d'homogénéisation simplifiée	78
c.2. Homogénéisation du sol traité	80
d. Méthode Baalam et Booker	80
e. La méthode de Priebe	82
e.1. Détermination du facteur d'amélioration a la base	82
e.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne.....	83

Table des matières

e.3. Influence de la profondeur	83
II.9.2. Modes de ruptures	84
a. Rupture par expansion latérale.....	84
b. Rupture par cisaillement généralisé	85
c. Rupture par poinçonnement	85
II.9.3. Groupe de colonnes.....	86
a. Priebe (1995	86
b. Castro (2014	87
II.10 Conclusion.....	87

Chapitre III : Contexte géologique et géotechnique du site

III.1 Introduction.....	90
III.2. Situation géologique du site	90
III.3. Situation géographique.....	91
III.4. Aperçu sur le projet	91
III.5 Objectif de l'intervention	92
III.6. Campagne d'essais in-situ réalisés.....	92
III.6.1. Essai in situ	92
III.6.1.1.Essai pressiométrique	92
a. 1 ^{er} essai pressiométrique (PMT E11-1	92
III.6.1.2 Les essais de pénétration (SPT	93
a. 1 ^{er} essai de pénétration (SPT	94
III.6.2. Essai au laboratoire	95
III.6.2.1 Essais physiques	95
a. Analyse granulométrique (NF P 94-056/NF P 94-057	96
b. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation	96
c. Limites d'Atterberg, Plasticité : (Selon la norme NF P 94-051	96
III.6.2.2 Essais mécaniques	97
a. Essai de cisaillement	97

Table des matières

III.6.2.3. Essais chimiques.....	97
III.6.3. Essai in_situ	98
III.6.3.1.Essai pressiométrique	98
b. 1 ^{er} essai pressiométrique (PMT E11-2)	98
III.6.3.2 Les essais de pénétration (SPT).....	99
b. 1 ^{er} essai de pénétration (SPT).....	100
III.6.4. Essai au laboratoire	101
III.6.4.1 Essais physiques	102
d. Analyse granulométrique (NF P 94-056/NF P 94-057	102
e. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation	102
f. Limites d'Atterberg, Plasticité : (Selon la norme NF P 94-051	102
III.6.4.2 Essais mécaniques	103
b. Essai de cisaillement	103
III.6.4.3. Essais chimiques.....	103
III.6.5. Essai in_situ	104
III.6.5.1.Essai pressiométrique	105
c. 1 ^{er} essai pressiométrique (PMT E11-3)	105
III.6.6 Les essais de pénétration (SPT).....	106
c. 1 ^{er} essai de pénétration (SPT).....	106
III.6.6. Essai au laboratoire	107
III.6.6.1 Essais physiques	107
g. Analyse granulométrique (NF P 94-056/NF P 94-057	107
h. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation	108
i. Limites d'Atterberg, Plasticité : (Selon la norme NF P 94-051	109
III.6.6.2 Essais mécaniques	109
c. Essai de cisaillement	109
III.6.6.3. Essais chimiques.....	110
III.6.7. Essai in_situ	110

Table des matières

III.6.7.1.Essai pressiométrique	111
d. 1 ^{er} essai pressiométrique (PMT E11-4)	111
III.6.7.2 Les essais de pénétration (SPT).....	112
d. 1 ^{er} essai de pénétration (SPT).....	113
III.6.8. Essai au laboratoire	113
III.6.8.1 Essais physiques	113
j. Analyse granulométrique (NF P 94-056/NF P 94-057	113
k. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation	114
l. Limites d'Atterberg, Plasticité : (Selon la norme NF P 94-051).....	115
III.6.8.2 Essais mécaniques	115
d. Essai de cisaillement	115
III.6.8.3. Essais chimiques.....	115
III.7 Conclusion	117
Chapitre IV : Dimensionnement des pieux et les colonnes ballastées	
IV.1 Introduction	121
IV.2. Evaluation de la capacité portante du sol	121
IV.2.1. Calcul fondation superficielle.....	121
IV.2.2. En utilisant le pressiomètre	123
1. Essai pressiomètre	124
2. Calcule de tassement.....	125
IV.2.3. La capacité portante à partir des essais laboratoire.....	131
1. Tassement laboratoire	132
IV.3 Dimensionnement des pieux sous charge statique axiale.....	135
a) A partir des essais laboratoire	135
b) A partir du pressiomètre	136
c) Tassement du pieu	137
d) Etude du comportement d'un groupe de pieux.....	137
e) Tassement du groupe de pieux.....	137

Table des matières

IV.4 Dimensionnement des colonnes ballastées.....	140
IV.4.1 Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastée	141
IV.4.2. Vérification de la méthode de Priebe.....	141
IV.4.3. Calcul de tassement du sol traité	141
IV.5 Conclusion	144

Chapitre V : Etude numérique du comportement des pieux et des colonnes ballastées

V.1 Introduction.....	146
V.2. Présentation de logiciel	146
V.3. Les modèles de comportement utilisés.....	146
a. Modèle élastique linéaire.....	146
b. Modèle de Mohr-Coulomb.....	146
c. Modèle Cam-Clay	148
V.4. Méthodologie de modélisation avec Plaxis	148
a. Géométrie du modèle	148
b. Définition des paramètres des matériaux.....	149
c. Maillage	149
d. Phase de calcul	149
V.5. Modélisation du sol vierge.....	149
V.6 Modélisation des colonnes ballastées	153
V.7 Modélisation des fondations profondes.....	155
V.8 Conclusion.....	159

Conclusion générale

Référence bibliographique

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier notre dieu le tout puissant, pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons toute notre gratitude et nos remerciements, particulièrement à notre promoteur Mr LILLOUCH SAMIR, par son talent extraordinaire a pu sans aucune difficulté, nous enseigner le génie civil ainsi pour son soutien, sa disponibilité, son amitié et son accueil chaleureux au cours de notre formation.

Et sans oublier tous nos professeurs pour leur précieux conseil et leur patience à contribuer à notre formation.

Notre gratitude aux membres du jury qui nous font l'honneur de juger et examiner notre travail de fin d'étude.

Mention spéciale à M' SADAoui pour ses conseils et critiques.

Et enfin un grand merci à nos parents et notre famille pour leur soutien, leur patience et qui nous ont encouragés à suivre nos études.

Billal et Karima

Dédicaces

À mes très chers parents qui ont été un exemple pour mon éducation qui m'ont donné la force et la joie de vivre car sans eux je n'arriverais à rien, et leurs sacrifices toutes au long de mes années d'étude j'espère que ce travail soit une récompense à leurs efforts. Que dieux leurs procure une longue vie aussi soit elle en bonne santé.

A mes très chers sœurs Nadjet, Kenza et Maria qui m'ont apporté leurs soutiens et leurs conseils durant toute la période de travail.

A mes grands-parents que dieu leurs procures santé et longue vie.

A toute ma famille, mes oncles et mes tentes

A ma petite amie Ferial pour avoir été à mes coté tout au long de mon travail et son aide précieuse

Sans oublier mon frère d'amitié au Canada Billal.

Mon groupe d'amis ou je dirais bien une famille d'étudiants (Mohand_segir, Yanis, Massi, Meziane, Ouardia, Billal) et en particulier mon meilleur ami Lounas.

A mon binôme Karima, pour son dévouement au travail, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

A notre collègue récemment décédé BAAR Khalissa que dieu l'accueille dans son vaste paradis

A tous ceux que j'ai oubliés pour leurs encouragements.

Billal

Dédicaces

A mes chers parents qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Pour tout le soutien qui m'ont apporté.

A mon frère Madjid et ma sœur Sarah qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes années d'études ainsi que pour leurs précieux conseils.

A mon encadrant Mr Lillouch Samir qui a toujours été là pour nous.

A toute ma famille, particulièrement à mes deux tantes Ghania et Rosa et leurs enfants.

A ma grand-mère Nouara ma source de tendresses et de bienveillance.

A mes deux meilleures amies Sabrina et Celia.

A ma petite famille universitaire (Massinissa, Yanis, Mohand-sghir, Lounas, Ouardia, tafsut...).

A mon binôme Billal qui m'a supporté durant tous mes moments de stress, son dévouement, sa patience, et sa compréhension.

A la mémoire de Khalissa paix à son âme, notre amie partie avant la fin de son cursus.

A tous ceux que j'ai oubliés pour leurs encouragements.

Karima

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Dans le contexte de croissance économique, l'Algérie a enregistré une augmentation significative du nombre de véhicules, ce qui a entraîné une insuffisance du réseau routier pour répondre aux besoins de la circulation automobile. Afin d'y remédier, il est nécessaire d'étendre le réseau routier en élevant des infrastructures telles que des trémies, des ponts, des échangeurs, etc.

Les géotechniciens font face à un défi majeur lorsqu'il s'agit de construire des ouvrages de génie civil dans les sols mous compressibles. Les problèmes les plus fréquents lors de la construction des fondations dans des sols mous sont les tassements élevés, la faible portance, la liquéfaction du sol l'instabilité de l'ouvrage.

Afin de résoudre ces difficultés en vigueur, nous pouvons envisager plusieurs solutions toutes capables de faciliter la tâche aux géotechniciens afin de mettre en œuvre l'ouvrage souhaité dans les meilleures conditions en toute sécurité.

L'utilisation des fondations profondes (pieux), est une première solution pour faire face à ces difficultés, ces derniers sont des éléments fondamentaux permettant le transfert des charges de la structure au sol, et jouent un rôle crucial dans la stabilisation des fondations. Cette technique connaît des progrès plus importants actuellement telles que des pieux préfabriqués et les méthodes avancées de battage et de forage. Ce procédé assure la durabilité et la sécurité de la structure en question.

En deuxième lieu, la technique des colonnes ballastées pour améliorer les sols qui s'avère être de nos jours une méthode très répandue. Elle est généralement employée afin d'améliorer la résistance et de réduire le tassement des fondations dans les sols mous. Ce genre de traitement est devenu très répandu et a connu une croissance considérable au cours des dernières années, car il présente de nombreux avantages en termes de rapidité d'exécution et de coût de revient assez bas par rapport à d'autres méthodes d'amélioration. Ce développement englobe également les secteurs d'application et les méthodes d'application de la technique, ainsi que les approches de recherche.

Dans ce travail nous nous intéresseront à ces deux techniques précédemment évoquées, il sera étalé sur 5 chapitres comme suit :

Dans le premier chapitre nous parleront des sols et nous aborderons en général toutes les techniques utilisées dans le procédé de renforcement et leurs modes d'emploi.

INTRODUCTION GENERALE

Le deuxième chapitre sera consacré uniquement aux deux techniques des pieux et des colonnes ballastées ou l'ont étalé toutes les méthodes de dimensionnement et de calcul des tassements.

Le troisième chapitre nous parlerons de notre ouvrage et nous exploiterons toutes les données acquises pour définir la nature géotechniques et géologique de la région en question et situer les dangers et les contraintes que nous pouvons rencontrer.

Le chapitre 4 sera analytique : calcul et dimensionnement des pieux et des colonnes ballastées et calcul aussi des tassements causés par les différents chargements existants.

Le cinquième et dernier chapitre nous modéliserons nos structures à l'aide d'un logiciel utilisé couramment en géotechnique « **Plaxis 2D** ».

Chapitre I

I.1 Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils que dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformation qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. Plusieurs types de sols comme « fins, mous compressibles » sont considérés comme peu favorable à la construction d'ouvrages tels que (routes, bâtiments usines...). Mais récemment il est possible d'y construire au prix d'un traitement préalable de ces sols.

Ces sols subissent des tassements importants sous l'effet des charges appliqués qui peuvent durer jusqu'à des années, et ont une capacité portante trop faibles.

I.2 Stabilisation du sol

a. Définition

C'est l'ensemble des techniques mises en œuvre pour accroître les propriétés du sol. Elle consiste à modifier les propriétés d'un sol pour obtenir les propriétés permanentes compatibles avec le projet qu'on souhaite réaliser.

b. Techniques de traitement des sols

Il existe plusieurs techniques de traitement de sols :

Tableau I.1 : Techniques d'amélioration des sols.

Stabilisation	Nature	Procédés	Moyens	Principe
Stabilisation sans apport de stabilisant		Mécanique	Densifier	Créer un milieu dense qui bloque les pores et les canaux capillaires
	Minéraux	Physique	Armer	Créer une armature omnidirectionnelle qui réduit le mouvement
	Fibres		Enchaîner	Créer un squelette inerte qui s'oppose à tout mouvement
	Liants			Liaisonner
Avec apport de stabilisant	Stabilisation physico-chimique	Chimique	Hydrauphobants	Entourer les grains de terre d'un film imperméables et boucher les trous et les canaux
			Imperméabiliser	Eliminer au maximum l'absorption et l'adsorption d'eau
			Hydrofuger	

I.3 Le renforcement du sol

Le renforcement du sol est une technique utilisée pour améliorer les propriétés géotechniques du sol, notamment sa résistance et sa stabilité. Cette méthode est généralement utilisée lorsque les sols naturels ne sont pas suffisamment solides pour supporter les charges des bâtiments ou empêcher les glissements de terrain. C'est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il comporte plusieurs techniques telles que :

Tableau I.2 : Techniques de renforcement des sols.

Méthodes physiques	Traitement thermique Congélation
Méthodes chimiques	Echange d'ions Injections
Méthodes mécanique	Statique : pré-chargement Dynamique : vibro-compactage, explosifs compactage dynamique
Inclusions	Colonnes ballastées Pieux battus, picots Drains verticaux
Méthodes mixtes	Injection de suspension Pieux de chaux

I.4 Pré-chargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement des sols fins, dont une faible perméabilité.

a. Les techniques

La technique du pré-chargement exploite la non-réversibilité du comportement des sols dans le domaine **plastique**. En ce sens, la technique n'aurait aucun intérêt si les sols étaient parfaitement **élastiques**.

On cherche le plus souvent à obtenir le tassement visé avec une surcharge excédentaire provisoire généralement associée à des techniques de drainage verticale pour accélérer la vitesse du tassement et de consolidation primaire et anticiper une partie du fluage. Cette surcharge assure en une période de temps prédéterminé toute une partie des effets suivants :

Un développement plus rapide des tassements de consolidation primaire et une surconsolidation des sols mous après son enlèvement.

Une anticipation des tassements de fluage.

La technique s'applique à des sols mous compressibles à très compressibles normalement consolidés ou faiblement sur-consolidés. On nomme sols mous, un limon argileux, une argile purement minérale, une argile organique, une vase ou une tourbe qui ont comme caractéristiques :

- Une teneur en eau élevée à très élevée ;
- Une grande déformabilité, fonction de la charge appliquée, de l'épaisseur de sols mous, de la viscosité et du temps ;
- Une perméabilité basse à très basse ;
- Une résistance faible à très faible. [1]

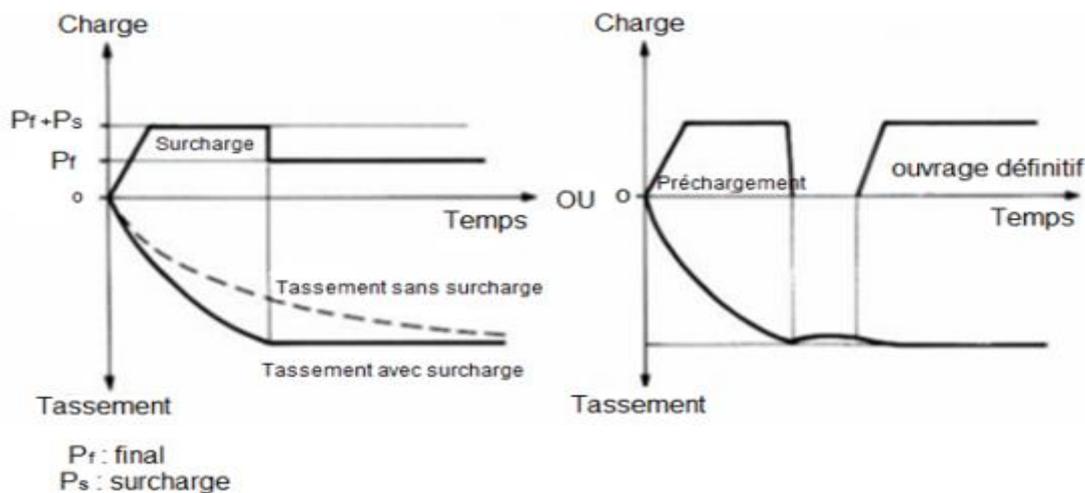


Figure I.1 : Principe du pré-chargement pour le contrôle du tassement.

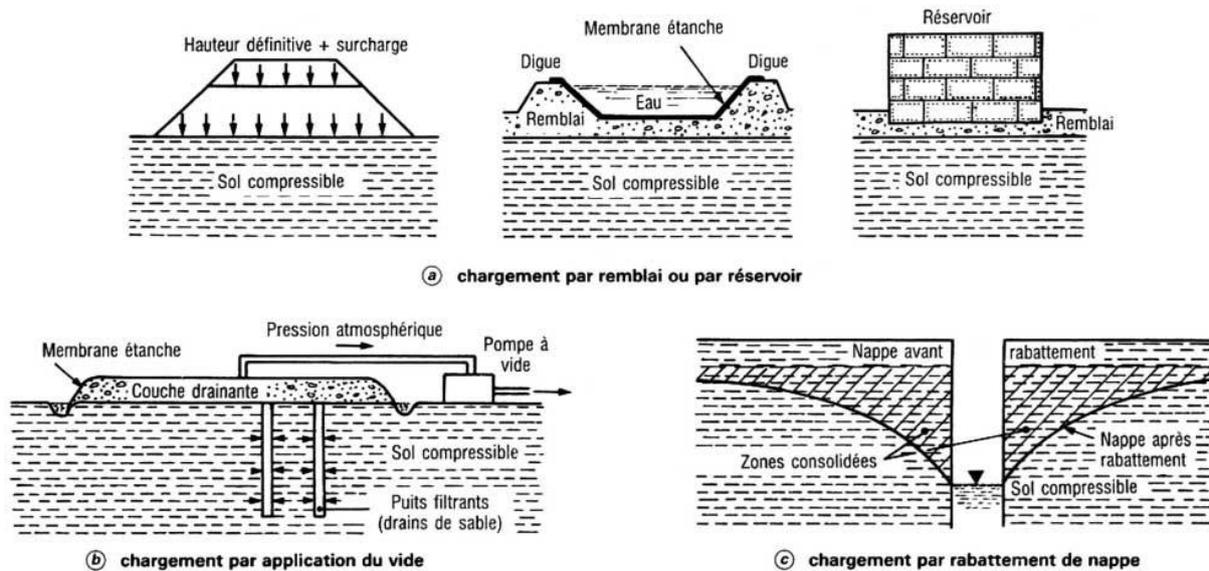


Figure I.2 : Technique de pré-chargement.

b. Domaine d'application

Ces techniques concernent les remblais, autoroutiers, ferroviaires ou les pistes d'aéroports. Elles permettent souvent de remplacer des fondations profondes complexes et coûteuses par des fondations superficielles plus simples et d'un coût beaucoup plus faible.

I.5 Drainage

Dès que l'épaisseur des couches argileuses est trop importante, souvent dès 2m, les durées de consolidation s'étendent sur plusieurs années et deviennent incompatibles généralement avec la gestion de la durée de projet.

La mise en place des drains verticaux, en raccourcissant la distance de drainage, permet de réduire considérablement la durée des tassements de consolidation primaire. Il est très important de bien appréhender la valeur de la perméabilité puisque l'écoulement horizontal vers les drains verticaux est prépondérant par rapport à l'écoulement vertical. Les drains peuvent être des drains en sable, mais la plupart du temps, pour des raisons économiques et de délai d'exécution, ce sont des drains préfabriqués, plats ou cylindriques.

Les profondeurs traitées par drainage vertical sont couramment comprises entre 10 et 25m, mais des machines plus spécifiques permettent d'atteindre des profondeurs comprises entre 30 et 50m. [2]

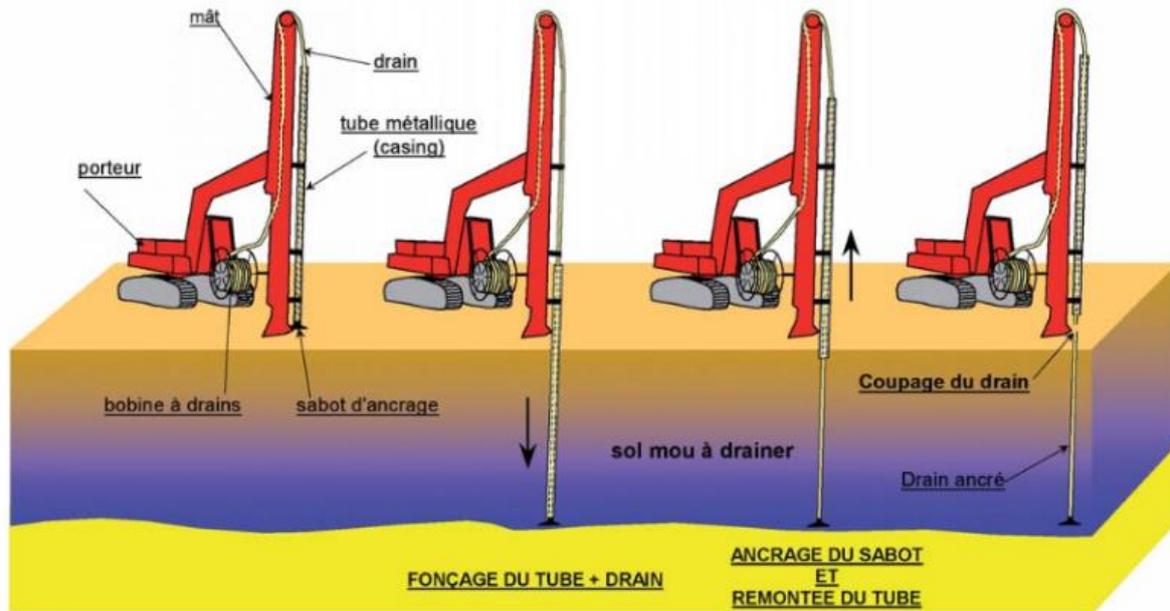


Figure I.3 : Drainage vertical

I.6 Vibro-compactage

Le terme vibro-compactage étant le terme anglais et un nom de marque (vibro-flottation), il sert à effectuer une vibration en profondeur d'un sol granulaire lâche peut-être obtenu par la pénétration en profondeur d'une aiguille vibrante animée d'un mouvement pulsatoire horizontal. L'aiguille pénètre dans le sol jusqu'à la profondeur requise sous l'action des vibrations et du lançage à l'eau ou à l'air par les orifices de lançage disposés à la pointe de l'aiguille. Ce lançage est arrêté lorsque la profondeur requise est atteinte.

L'aiguille est remontée par passes successives de 0.5 à 1 m selon le vibreur. L'augmentation de la consommation électrique signifie à la fin de l'efficacité du traitement. [3]

On peut, dans certains cas, faire un apport de matériaux grenus, notamment pour jouer le rôle de drains en cas de séisme et lutter contre la liquéfaction des sables lâches. En fin de traitement, une finition de surface doit t'être réalisée, par réglage et compactage superficiel.

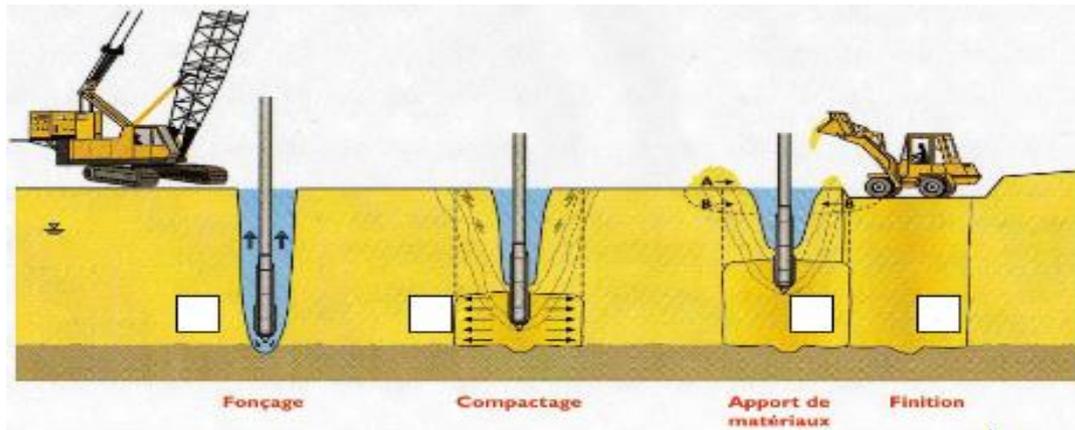


Figure I.4: Schéma de principe du vibro-compactage. (Ménard)

I.7 Compactage dynamique

Le compactage dynamique est une technique utilisée en génie civil et en géotechnique pour améliorer les sols meubles ou compressible en utilisant des équipements spéciaux qui appliquent des charges dynamiques sur le sol pour le compacter. Il consiste à faire chuter de lourds pilons (masse de 10 à 20 tonnes) d'acier au-dessus de la surface du sol, partant d'une hauteur de 15 à 20m. Cette méthode, a l'avantage de réduire les tassements différentiels en homogénéisant les tassements ultérieurs en surface, elle par contre l'inconvénient de nuisance apporté par la vibration des chocs lourds qui font sentir leurs effets au loin. [4]

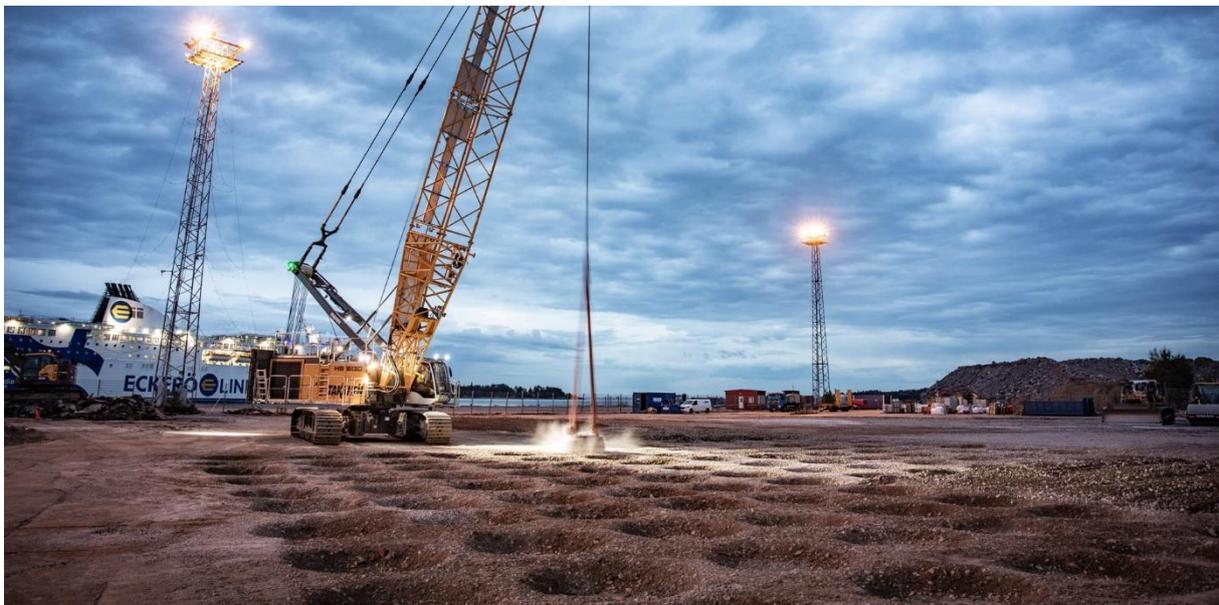


Figure I.5 : Compactage dynamique

I.8 Renforcement des sols par inclusions rigides verticales

Le renforcement par inclusions rigides verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... Lorsque le sol est trop compressible pour supporter sans tassements importants l'ouvrage à construire.

On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charges disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage : cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible. Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes.

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même d'annuler les tassements. Sont aussi mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête, mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage.

Les inclusions les plus courantes sont actuellement mises en œuvre par refoulement avec un diamètre de 25 et 50 cm, un béton ou mortier de résistance R_c sur des éprouvettes est comprise entre 10 et 20 MPA. [5]

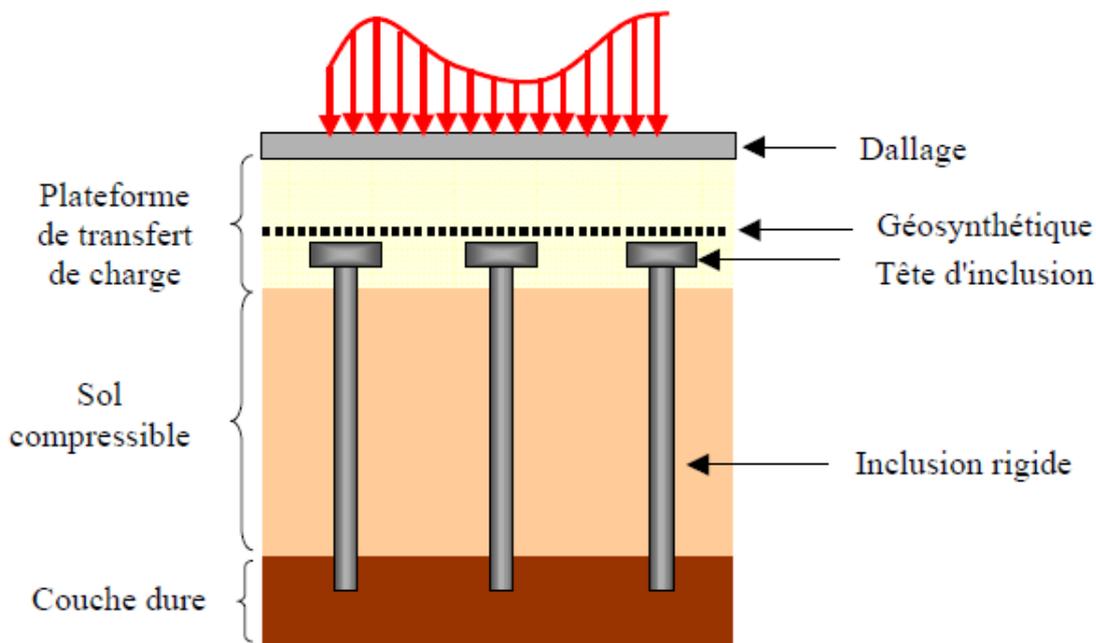


Figure I.6 : Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales.

- **Domine d'application**

Les techniques par inclusion rigides avec son motif régulier de renforcement sont bien adaptées aux ouvrages étendus qui transmettent au sol des charges essentielles verticales. Ces applications ont marqué les développements initiaux de la technique :

- Remblais en zone courante ou des zones contiguës a des ouvrages d'art
- Radier de réservoirs de stockage-dallage des bâtiments industriels ou commerciaux.

I.9 Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées font partie de la famille des procédés de renforcement de sol par inclusions. Elles sont constituées de matériaux granulaires mis en œuvre par refoulement dans le sol mou et compactés par passes successives.

Le traitement par colonnes ballastées permet, comme la plupart des techniques d'amélioration de sol, de réduire les tassements, d'augmenter la capacité portante du sol, mais il permet aussi d'accélérer la consolidation du sol par le fort caractère drainant du matériau des colonnes. Les colonnes ballastées sont également efficaces pour améliorer la stabilité au glissement des talus et pour traiter le sol contre la liquéfaction.

a. Principe de fonctionnement

Les colonnes ballastées sont constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol compacté par passes successives.

Le traitement des sols par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou peut être plusieurs sont recherchées :

- Augmentation de la capacité de portance.
- Réduction des tassements.
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques
- Accélération de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainant.
- Augmentation des caractéristiques équivalentes des massifs de sols traités prise en compte dans les calculs de stabilité globale.

- **Domaine d'application**

Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration de sol : ce n'est ni un élément de fondation ni une fondation profonde. Son domaine d'application dépend du type d'ouvrage à construire sur le traité et du type de sol à traiter.

- a. **Types d'ouvrages**

Ce traitement est utilisé dans les travaux routiers, ouvrages d'art ou dans le domaine maritime (renforcement des fonds marins).

Dans certains cas, il s'agit de bâtiments industriels et commerciaux ou des locaux de stockage tel que (les réservoirs, les silos, halls) là où on a recours à ce type d'amélioration de sol.

Ou bien dans d'autres tels que les remblais et murs de soutènement, et même des habitations individuelles ou ils sont conseillés de recourir au renforcement du sol.

- b. **Types de sols**

Les sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieurs à 0.5m et présentant des caractéristiques faibles ($C_u < 20$ KPA ou $Q_c < 300$ KPa) nécessitant une étude particulière et des dispositions constructives spécifique par exemple : pré-chargement et consolidation.

Cette technique s'applique aussi sur les sols cohérents comportant plus de 10 à 15 % de limons et d'argile et ayant une portance insuffisante. [6]

- **Mode opératoire**

La mise en œuvre des colonnes ballastées se fait selon 3 méthodes :

- Par voie sèche et vibro-refoulement (lançage d'air).
- Par voie humide et vibro-substitution (lançage à l'eau).
- Par pilonnage.

NB : On détermine la technique à utiliser en se basant sur le type de sol à améliorer (selon sa saturation), la dimension des colonnes à réaliser, et le résultat escompté après l'amélioration.

I.9.1 Colonnes ballastées par voie sèche (lançage d'air)

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche consiste à :

Placer la machine au-dessus du point de fonçage.

Ensuite, le vibreur doit se lancer automatiquement dans le sol en refoulement jusqu'à la profondeur indiquée.

Il est nécessaire de remonter progressivement le vibreur tout en permettant au ballast approvisionné par chargeur de descendre par gravité et par pression d'air dans une benne coulissante le long du mât.

Effectuer des passes successives de ballast d'environ 0,5 m jusqu'à la finition de la colonne.[7]

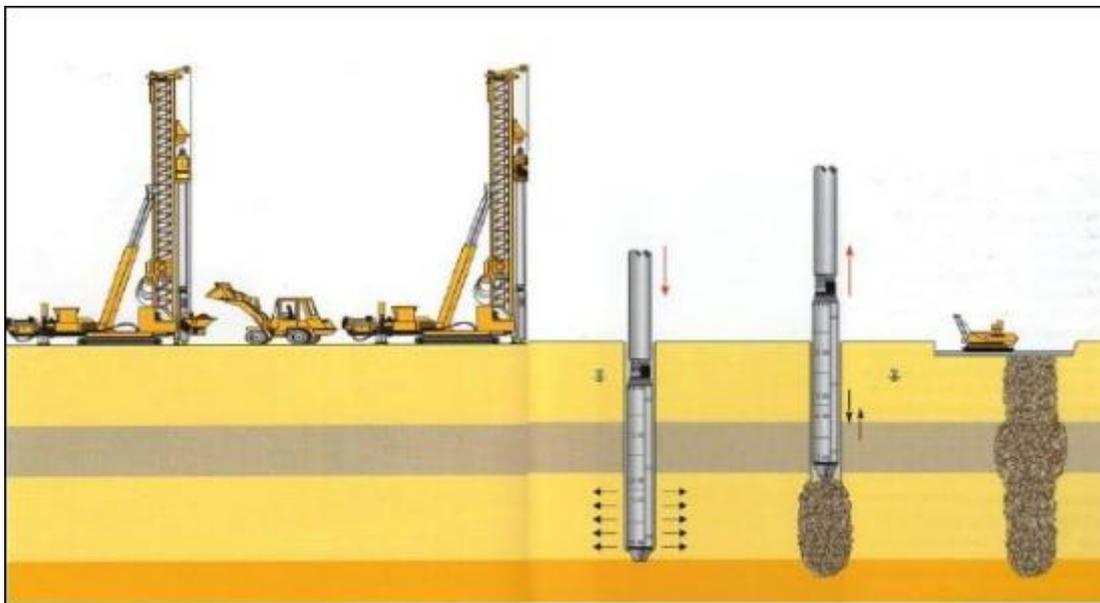


Figure I.7 : Colonnes ballastées par voie sèche.

I.9.2 Colonnes ballastées par voie humide (lançage à l'eau)

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide consiste à :

Placer la machine au-dessus du point de forage.

Effectuer un forage en utilisant un système d'auto-fonçage et de lançage à l'eau jusqu'à la profondeur spécifiée.

En atteignant la profondeur de traitement requise, le lançage à eau est diminué, de manière à ce que l'espace annulaire autour du vibreur et de ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.

Les matériaux de remplacement sont ensuite placés dans le trou tandis que l'alimentation en eau continue garantit que les matériaux atteignent correctement la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient correctement évacuées du trou.

En remontant et redescendant le vibreur de façon à contrôler par passes successives jusqu'à la surface, compacter le ballast jusqu'à la finition de la colonne

Après avoir remonté et descendu le vibreur de manière à le contrôler par passes successives jusqu'à la surface, il est nécessaire de compacter le ballast jusqu'à la finition de la colonne.[7]

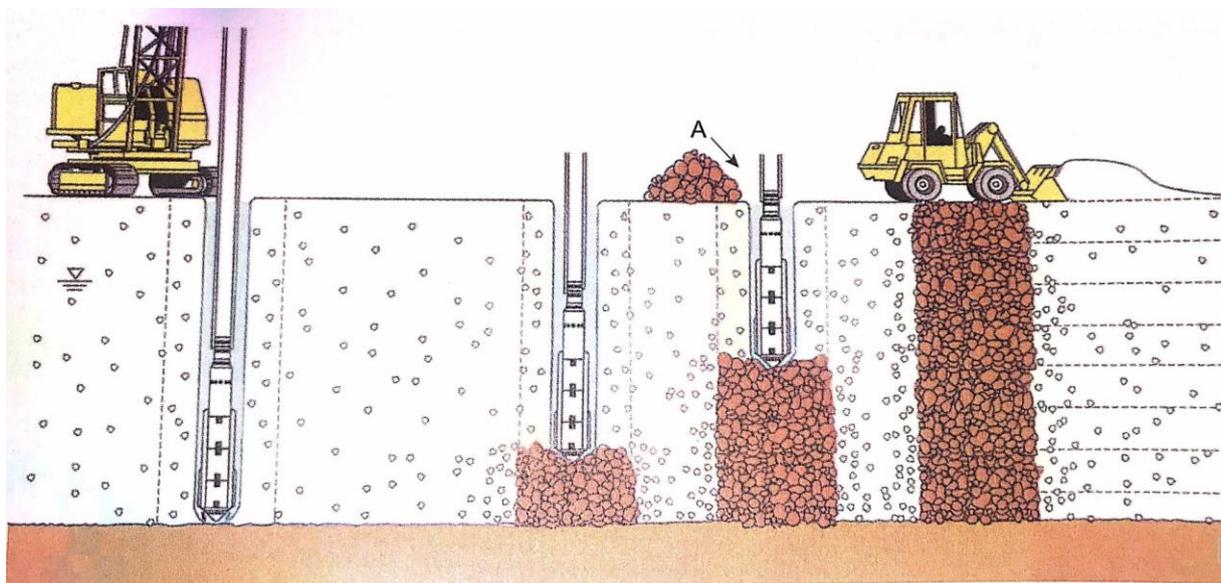


Figure I.8 : Colonnes ballastées par voie humide.

I.9.3 Colonnes ballastées pilonnées

On obtient cette profondeur en battant un tube obturé à sa base jusqu'à atteindre la profondeur souhaitée. Les petites quantités de matériau sont introduites en tête du tube et comparées au fur et à mesure par pilonnage à pied. Le tube est progressivement remonté afin que le Colum incorporé soit toujours supérieur au diamètre du tube.[6]

I.10 Les fondations

I.10.1 Fondations superficielles

Définition

Une fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage qui transmet les efforts provenant de la superstructure à une couche de sol peu profonde. Le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables pour l'ouvrage et l'interaction avec les ouvrages avoisinants n'est pas préjudiciable. [8]

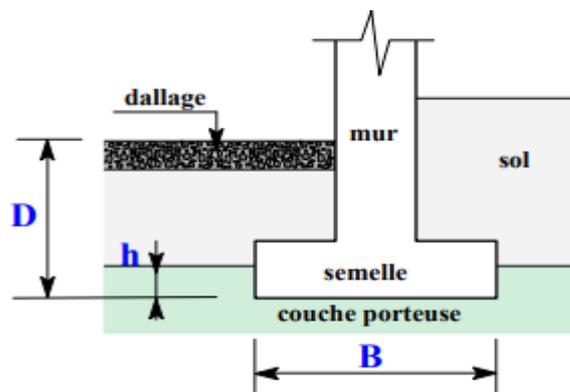


Figure I.9: Fondation superficielle

- **Domaine d'application**

Lorsque le sol résistant se trouve à une faible profondeur, on réalise ce qu'on appelle fondation superficielle. Dans l'autre cas, on réalise des fondations profondes ou semi-profondes. Au sens du DTU 13.12 le domaine d'application des fondations superficielles est défini par une profondeur relative $D/B < 6$ et une profondeur absolue de 3 m. Au-delà, on a des fondations profondes. Au sens du fascicule 62 titre V, on considère qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement équivalente D' est inférieure à 1.5 fois sa largeur : $D' < 1,5 B$. Une fondation est décrite dans un système incluant la profondeur d'assise et les caractéristiques géométriques de la fondation.

I.10.2 Types de fondations

a. Semelles isolées

Une fondation est dite isolée lorsque sa géométrie se rapproche de celle d'un carré (ou d'un cercle). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous des murs).

Les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L ($B < L$) ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).[8]

b. Semelles filantes

La semelle filante, également connue sous le nom de semelle continue, est la fondation superficielle la plus communément employée. Sa faible profondeur la rend parfaite pour répartir les charges non concentrées des bâtiments, telles que les fondations d'une maison. Cette dernière convient aux sols suffisamment stables, à condition que la couche de sol résistante se trouve à une profondeur inférieure à 3 mètres.[8]

c. Les radiers

Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures). Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

I.10.3 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 les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnement conduisant à introduire la notion de profondeur critique, mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes, stricto sensu, ont leurs bases situées au-dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes. [9]

I.10.3.1 Les pieux

Définition

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.

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 fut 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. [8]

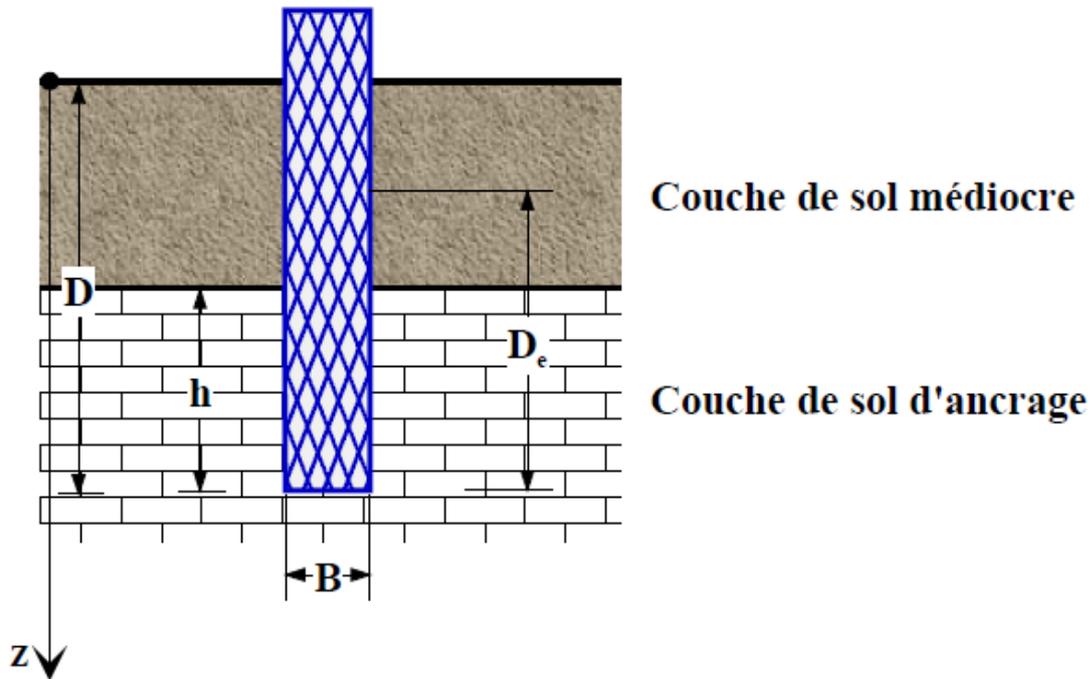


Figure I.9 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

a. Techniques des inclusions

Parmi les différents types d'inclusions, on peut différencier les inclusions préfabriquées et celles fabriquées in-situ. Les inclusions préfabriquées se différencient par leur nature : pieux bois, pieux métalliques ou encore pieux béton. Parmi les inclusions fabriquées in-situ, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieux et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place.[10]

b. Inclusions préfabriquées

Il existe plusieurs types de pieux, une description exhaustive est donnée par l'actuelle norme expérimentale P11-212/DTU 13-2. Les principaux types de pieux sont les suivants :

b.1 Pieux en bois

Le pieu bois est probablement la plus vieille méthode de renforcement des fondations. Dans certains pays et pour des cas particuliers, cette méthode est encore appliquée. Les plus grands désavantages de cette méthode sont la variation de la qualité des pieux en termes de géométrie et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Pour de faibles charges

(inférieures à 500kN) et des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12m, cette méthode est utilisable sous certaines précautions. Les pieux bois sont souvent utilisés dans le Nord de l'Amérique, en

Chine et dans les pays scandinaves. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires.

La mise en œuvre des pieux se fait par battage ; pour faciliter la pénétration et ne pas endommager les pieux, des précautions particulières doivent être prises : pointe en acier à la base du pieu, bande d'acier autour de la tête du pieu, pré-forage...[10]



Figure I.10 : Pieu en bois

b.2 Pieux métalliques

Les pieux métalliques préfabriqués sont généralement des profilés en H ou des tubes cylindriques qui ne sont pas remplis de béton. Les longueurs usinées vont de 12 à 21 m. À cause des risques de corrosion, il y a un refus de certains ingénieurs d'utiliser ce type d'inclusions. Cependant, dans des conditions normales de sols non contaminés, le taux de corrosion reste faible. Chaque pieu peut reprendre une charge comprise entre 350 et 1800 kN.

Les pieux métalliques peuvent être mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement.

Pour une même longueur de pieu, les pieux métalliques sont plus coûteux que les pieux en béton, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charge pour un poids donné, ce qui peut réduire les coûts de mise en œuvre. Les profilés en H génèrent un faible déplacement de sol.[10]



Figure I.11 : Pieu en métal

b.3 Pieux en béton

Les pieux en béton préfabriqués sont utilisables pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton et des armatures. Le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs. Les pieux en béton peuvent être ou non armés et peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs ; cette seconde forme facilite de transport et allège les moyens de mise en œuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15 m dans le cas de pieux en béton armé, jusqu'à 40m dans le cas des pieux en béton précontraints et à des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords.

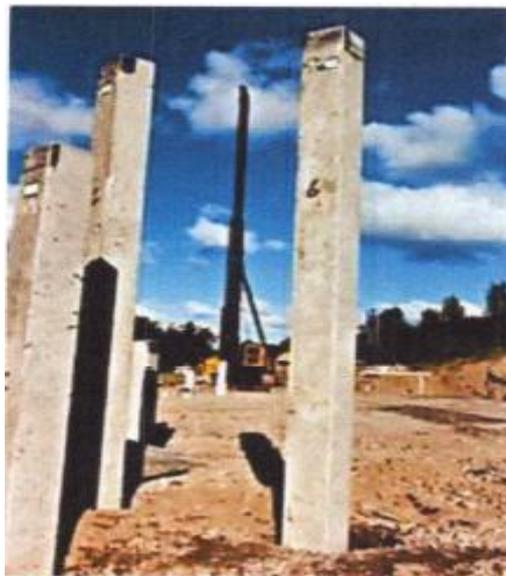


Figure I.12 : Pieu en béton

c. Inclusion fabriqué in-situ

c.1 Pieux battus

Il s'agit de pieux préformés ou mis en place avec des tubes d'entraînement. Pour les premiers, il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leurs bases. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration.[11]

Les pieux en béton armé sont fabriqués sur des aires proches du chantier, ils sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

Les pieux battus sont moins utilisés, car ils ont les inconvénients suivants :

- Ils doivent être fabriqués soit sur chantier, soit partiellement en usine, et ils doivent être suffisamment résistants pour être battus. Il faut attendre en général 28 jours. Ils sont fabriqués par lot. Chaque pieu d'un même lot doit être identique aux autres.
- Leur ferrailage doit être calculé de façon à résister aux manutentions, au stockage, au battage et au fonctionnement en service. il faut donc tenir compte de toutes ces étapes dans la vie du pieu.
- La couche résistante doit être connue complètement, doit être horizontale et constante, car le pieu a une longueur fixe au départ.

➤ **Pieux battus en métal**

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont

- En forme de H ;
- En forme d'anneau (tube) ;
- De formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches. Par exemple (pal pieux).

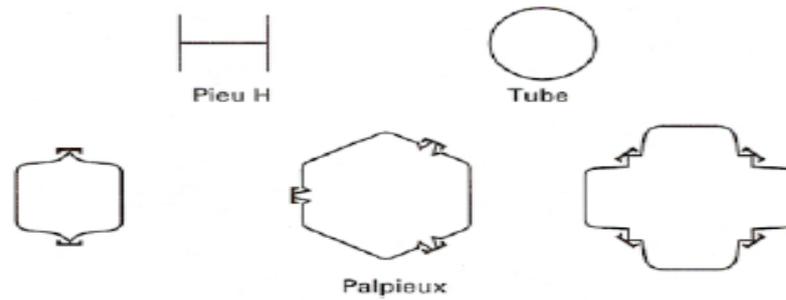


Figure I.13 : Pieux battus en métal

➤ **Pieux battus pilonnés**

Un tube, avec un bouchon de béton solide à sa base, est appuyé par battage sur le bouchon, lors de la dernière étape, on insère le béton ferme dans le tube en petites quantités successivement.

Au fur et à mesure de l'extraction du tube, on les pilonne à l'aide du mouton de battage. Selon les situations il est possible d'armer les pieux.

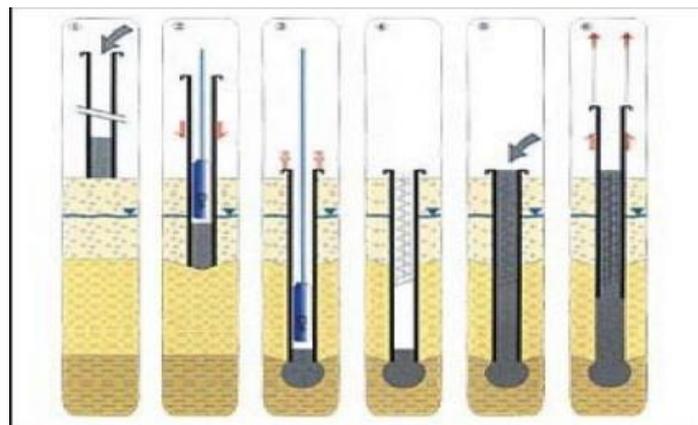


Figure I.14 : Pieux battus pilonnés

➤ **Pieux moulés à tube battus**

Un tube, avec une pointe métallique ou en béton armé à sa base ou une plaque métallique raidie ou un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Avant d'être extrait, le tube est entièrement rempli de béton d'ouvrabilité moyenne. Si nécessaire ces pieux peuvent être munis d'armes.

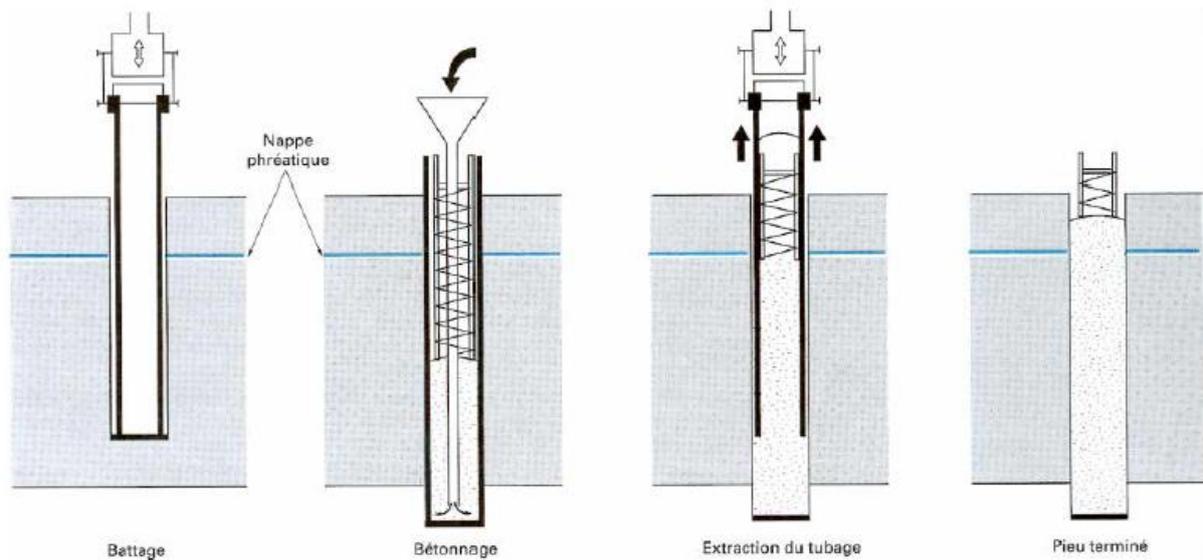


Figure I.15 : Pieux moulés à tube battu

➤ **Pieux visés moulés**

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne, est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil.

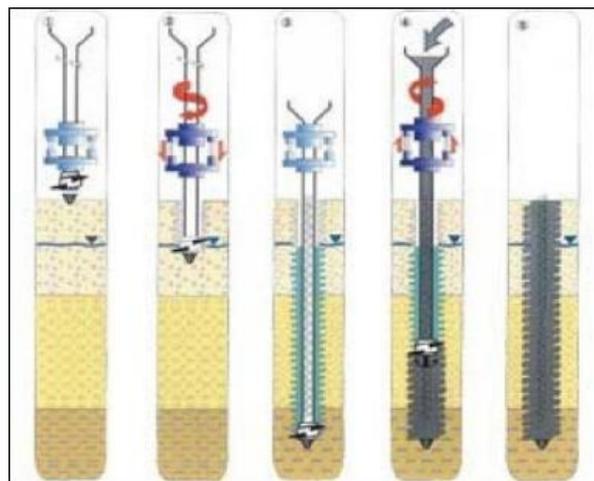


Figure I.16 : Pieux visés moulés

c.2 Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

➤ **Pieux forés simples ou forés tubés**

Le choix entre l'utilisation de pieux forés simples et de pieux forés tubés dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe :

- Le procédé du pieu foré simple est utilisé dans un sol cohérent et hors nappe, il consiste à forer le sol, puis à mettre en place dans le forage le ferrailage et le béton (gravitairement),
- Le procédé du pieu foré tubé est utilisé dans un sol ne permettant pas de réaliser un forage sans "coffrage temporaire", il consiste à réaliser un pieu foré à l'intérieur d'un tube préalablement inséré dans le sol.

➤ **Pieux forés à la tarière creuse**

Les pieux à la tarière creuse ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisés dans les fondations de bâtiment. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. On distingue trois types de tarière creuse : les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (type 1), les tarières creuses (type 2) avec enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression de béton, quantité de béton), et ces mêmes tarières équipées en plus d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage (type 3). Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12-15 m. Au-delà, des techniques de béton armé de fibres en acier ont été développées et permettent d'injecter directement dans le sol les fibres mélangées au béton. Grâce à l'amélioration spectaculaire du matériel de forage on peut exécuter des pieux de 600 à 1200mm de diamètre jusqu'à des profondeurs allant jusqu'à 30-35m.

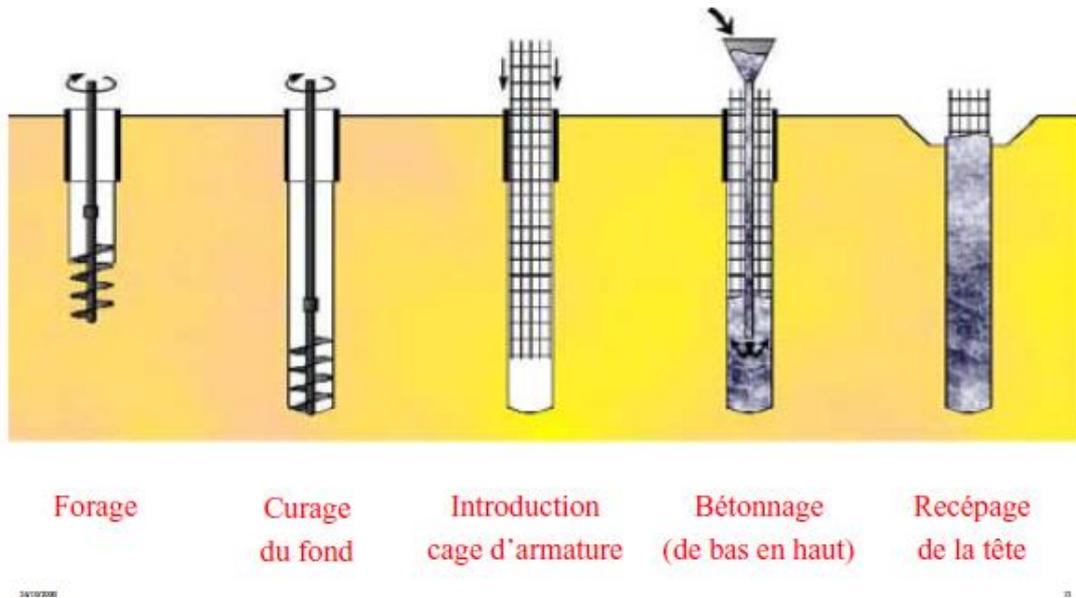


Figure I.17: Exécution des pieux forés.

I.11 Conclusion

Ce chapitre est dédié au sol et aux problèmes que trouve l'ingénieur afin de l'exploiter et les solutions existantes afin de le traiter, nous avons ensuite avancé les différentes techniques de renforcement utilisées de nos jours, nous l'avons initié en parlant des sols puis on s'est dirigé vers les méthodes utilisées afin de le stabiliser et de lui permettre de résister aux charges verticales venant des structures.

Chapitre II

II.1 Introduction

Les pieux et les colonnes ballastées sont deux techniques de renforcement du sol qui permettent d'améliorer les caractéristiques mécaniques d'un terrain en place. Leur dimensionnement est essentiel pour garantir la stabilité et limiter les tassements des ouvrages qui y reposent.

En première partie nous évoquons les notions de base sur les fondations profondes (pieux) qui sont souvent utilisées pour les structures importantes, leurs méthodes de dimensionnement et leurs fonctionnements.

Et dans la deuxième partie nous présentons l'état actuel des connaissances concernant la technique de traitement du sol par des colonnes ballastées et les différentes méthodes de dimensionnement les plus couramment utilisées aujourd'hui.

II.2. Principe des pieux

Les fonctions des pieux au sol sont les suivantes :

- Selon frottement latéral : Q_f (pieu flottant),
- Selon l'effet de pointe : Q_p (pilier),
- Par frottement latéral + effet de pointe.

Ils doivent généralement résister à cet effet :

- Charge verticale,
- Poussée horizontale ou inclinée.

II.3. Les capacités portantes des pieux

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux peuvent être classées en trois catégories :

- **Les méthodes (C , ϕ) « classiques »**

À partir des essais de laboratoire (caractéristiques de résistance au cisaillement), c'est à (γ_h , γ' , c , I_p , I_c). Ces méthodes sont décrites dans la plupart des cours de mécanique des sols. On peut, notamment, consulter CHRISTOULAS (1988).[12]

➤ **Les méthodes dynamiques**

L’essai de pénétration dynamique Lourd permet de mesurer en fonction de la profondeur la résistance dynamique à l’enfoncement d’un train de tiges sous l’action d’un battage normalisé. Que ce soit tant les formules classiques dites de « battage » que les méthodes plus récentes, utilisant l’analyse de la propagation des ondes (voir BOURGES et FRANK, 1989, par exemple) ;

Les deux principales méthodes qui permettent de calculer la capacité portante d’un pieu font appel à des essais in-situ :[13]

➤ **Les méthodes in-situ**

Essai pressiométrique qui consiste à dilater une sonde cylindrique dans le sol par injection d’eau sous pression et mesurer la pression limite P_1 qui correspond à la rupture du sol et d’en déduire le module pressiométrique E .

Essai au pénétromètre qui consiste à enfoncer dans le sol une pointe conique portée par un train de tiges et mesurer la résistance de pointe Q_p et le frottement latéral Q_s , ce qui permet de calculer la force portante d’un pieu. [14]

GILDAS.D et MONTCHO.S. Thèse de doctorat. CISS

Tableau II.1 : Nature de sol d’après l’essai pressiométrique.

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
$P_1 < 0.3\text{MPa}$ $E_m < 1.8\text{MPa}$	$0.3\text{MPa} < E_m < 1\text{MPa}$ $1.8\text{MPa} < E_m < 24\text{MPa}$	$P_1 > 2.5\text{MPa}$ $E_m > 24\text{MPa}$

Tableau II.2 : Nature de sol après l’essai pénétromètre.

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
$Q_p < 3.3\text{MPa}$ $Q_s < 0.1\text{MPa}$	$3.3\text{MPa} < Q_s < 15\text{MPa}$ $0.1\text{MPa} < Q_s < 24\text{MPa}$	$Q_p > 15\text{MPa}$ $Q_s > 1\text{MPa}$

II.4. Quelques définitions

a. Couche d’ancrage

Est celle qui permet de développer la résistance de pointe et le frottement latéral nécessaires pour que les éléments de fondation, tels que les pieux, puissent porter les charges appliquées au-dessus.

B : étant de diamètre du pieu (DTR-BC2.33.3).

b. Charge limite Q_l

C'est une charge maximale que peut supporter le sol avant la rupture. Rituellement, Q_l peut être définie comme la charge correspondant à un enfoncement. $S = B/10$

Elle est compensée par :

- La résistance en pointe $Q_{pl} = q_{pu} * A_p$, avec A_p : surface droite de la pointe.
- La résistance par frottement latéral $Q_{sl} = q_{su} * A_s$, avec : surface latérale du pieu.

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} \quad \text{II.1}$$

c. Charge de fluage

La charge de fluage d'un pieu fait référence à la valeur de charge constante exercée sur le pieu, qui détermine la déformation retardée (fluage) d'un pieu au fil du temps.

- Pieu refoulant le sol : $Q_c = Q_l / 1.5$ II.2
- Pieu sans refoulement du sol : $Q_c = Q_{pl} / 2 + Q_{sl} / 1.5$ II.3

II.5 Méthodes de dimensionnement d'un pieu

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la charge limite d'un pieu. Les pieux sont dimensionnés en utilisant des essais de laboratoire, des essais in-situ « pénétrométriques CPT ou des essais pressiométriques SPT ». À l'heure actuelle, la méthode de pressage donne de bons résultats peu importe le type de sol.

➤ Détermination Q_{pl}

La détermination de la charge limite en pointe Q_{pl} d'un pieu dépend de plusieurs facteurs, notamment la longueur totale de l'inclusion, elle est basée sur les résultats d'un essai de chargement statique ou sur les résultats d'essais pressiométriques et pénétrométriques.

II.5.1 Dimensionnement par la méthode pressiométrique

Cette méthode s'appuie sur l'emploi d'un pressiomètre, un appareil qui évalue la pression exercée sur un sol lors de tests in-situ. Voici les principales étapes de cette approche.

a. Détermination de la contrainte limite de pointe q_{pu}

Le fascicule 62 titres V définit une hauteur d'encastrement équivalente selon la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D P_{l^*}(z) \cdot dz \tag{III.1}$$

Avec :

- P_{le}^* : pression limite nette équivalente.
- $P_{l^*}(z)$: pression limite nette à la profondeur.
- d : pris en général égal à 0.
- D : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

b. Calcul de P_{le}^*

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-d}^{D+3a} p_{l^*}(z) \cdot dz \tag{III.2}$$

Avec :

- a : $\max(\frac{B}{2}; 0.50m)$.
- b : $\min(a, h)$.
- h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu.

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

$$q_{pu} = k_p \cdot P_{l^*} \tag{III.3}$$

Ce qui nous donne :

$$Q_{pl} = A_p k_p P_{le}^* \tag{III.4}$$

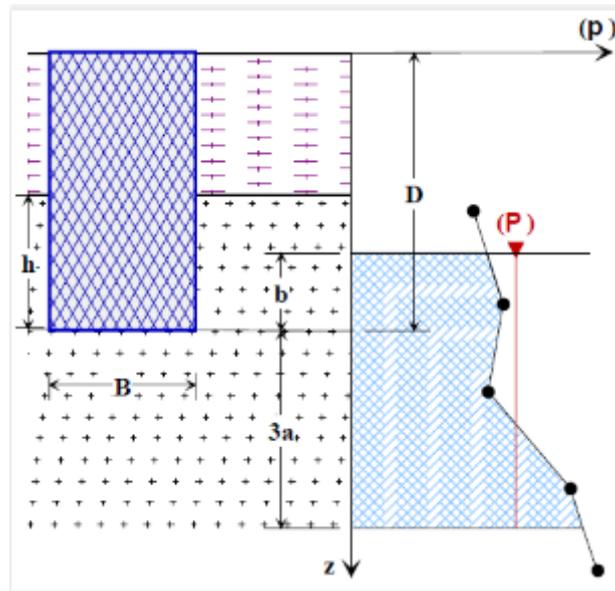


Figure II.1 : Schéma de calcul de la pression limite nette.

- k_p : coefficient de portance, il traduit la proportionnalité entre la **contrainte limite de pointe** et la **pression limite nette équivalente** mesurée au pressiomètre, donnée par le tableau suivant :

Tableau II.3 : Valeur de k_p selon fascicule 62 titre V.

Natures des terrains	Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles-limons	A	1.1
	B	1.2
	C	1.3
Sables-graves	A	1.0
	B	1.1
	C	1.2
Craies	A	1.1
	B	1.4
	C	1.8
Marnes : marno-calcaires		1.8
Roches altérées (1)	1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau auquel le matériau concerné s'apparente le plus.

Tableau II.4 : Définition des catégories conventionnelles des sols.

Classe de sol		Pressiomètre P ₁ (MPa)	Pénétromètre q _c (MPa)
Argiles-limons	A Argiles et limons mous	<0.7	<3.0
	B Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C Argiles très fermes à dures	>2.5	>6.0
Sables-graves	A Lâches	<0.5	<5
	B Moyennes compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C Compact	>2.5	>20.0
Craies	A Molles	<0.7	<5
	B Altérées	1.0 à 2.5	>5.0
	C Compacte	>3.0	
Marnes, marno-calcaires	A Tendres	1.5 à 4.0	
	B Compacte	>4.5	
Roches (1)	A Altérées	2.5 à 4.0	
	B Fragmentées	>4.5	

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

c. Détermination de Q_{sl}

La limite du frottement latéral d'un pieu est déterminée par la résistance du sol à la pénétration du pieu. La valeur de frottement latéral est donnée par la formule :

$$Q_{sl} = P \int_0^h q_s(z) dz \tag{III.5}$$

Les valeurs du frottement latéral unitaire q_s ont été établies empiriquement à partir d'essais de chargement des pieux en fonction de la pression limite nette P₁^{*}(z). La courbe à utiliser est fonction de la nature du sol et de l'élément de fondation considéré.

(Tableau III.3)

MENARD (fasc.62-titreV).

Tableau II.5 : Choix des courbes pour le calcul de frottement latéral

	Argiles-limon			Sables-graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1, Q2, Q3 (1) (1)			----		Q1	Q3	Q4, Q5 (1)	Q3	Q4, Q5 (1)	Q6
Foré boue	Q1	Q1, Q2 (1)		Q1	Q2, Q3, Q1 Q2 (2) (2)		Q1	Q3	Q4, Q5 (1)	Q3	Q4, Q5 (1)	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2 (1)		Q1	Q2, Q3, Q1 Q4 (2) (2)		Q1	Q2	Q3 Q4 (3)	Q3	Q4	---
Foré tubé (tube perdu)		Q1		Q1	Q2			(4)		Q2	Q3	---
Puis (5)	Q1	Q2	Q3		----		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2	Q3			(4)		Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2			Q3			(4)		Q3	Q4	Q4
Battu moullé	Q1	Q2		Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q3	Q4	---
Battu erreur	Q1	Q2		Q3	Q4			(4)		Q3	Q4	---
Injecté basse pression	Q1	Q2			Q3		Q2	Q3	Q4		Q5	---
Injecté haute pression	--	Q4	Q5	Q5	Q6	--	Q5	Q6		Q6		Q7(7)

(1) : Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) : Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).

(3) : Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) : 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.

(5) : Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).

(6) : Injection sélective et répétitive à faible débit.

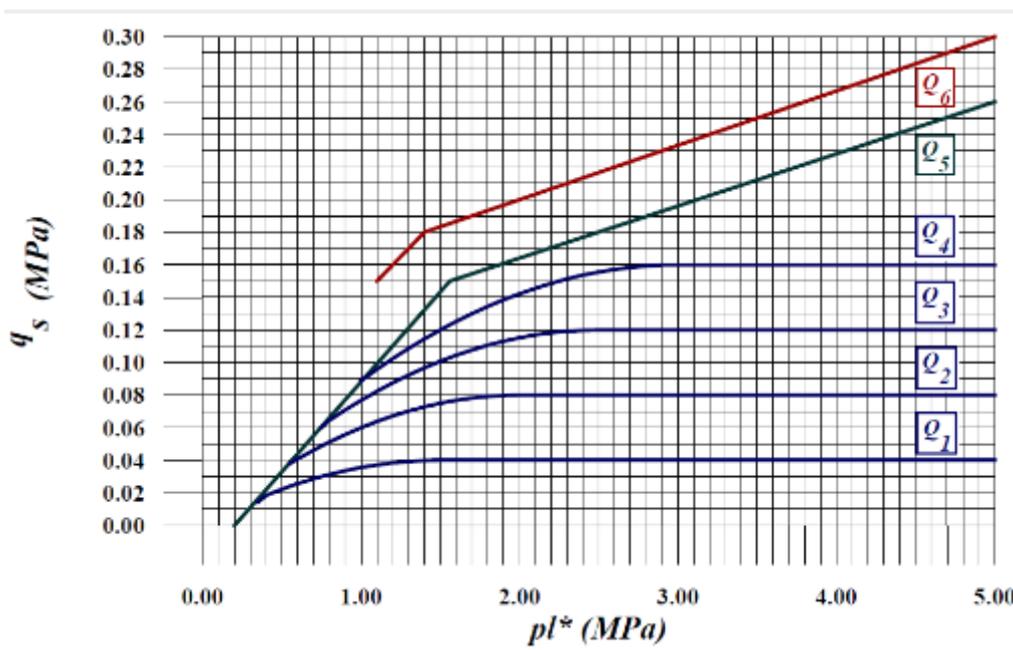


Figure II.2 : Frottement latéral unitaire limite le long du fut du pieu.

II.5.2 Dimensionnement par la méthode pénétration dynamique (PDL)

L'essai au pénétromètre dynamique est un essai mécanique in-situ, simple rapide et économique (jusqu'à une dizaine d'essais par jour en fonction de la profondeur) pour l'investigation et la reconnaissance des sols. Les dimensions relativement petites de l'appareil et son faible poids fait qu'il peut être emmené et utilisé dans des zones difficiles d'accès cependant, il reste peu précis par rapport aux autres essais tels que le pressiomètre et le pénétromètre statique.

Son principe est simple, il s'agit d'enfoncer par battage (dynamique) un ensemble de tige (train de tige) métallique de faible diamètre muni à son extrémité et utilisé d'une pointe conique et de mesurer le nombre de coups de N nécessaire à l'enfoncement des tiges sur une profondeur donnée (20 cm). Le battage est assuré par la chute d'une masse en acier variable selon le type d'essai, appelée mouton qui tombe en chute libre d'une hauteur fixe.

- **Domaine d'application**

Les essais au pénétromètre dynamique se réalisent dans les sols fins et dans les sols grenus dont la taille moyenne des grains ne dépasse pas 60 mm

L'application de la formule de battage de hollandais permet d'obtenir la résistance dynamique q_d pour des valeurs de $q_d \leq 10$ à 15 MN/m^2 .

Selon : DTR.BC2.33.2

Détermination de la charge limite d'un pieu battu à partir des formules de battage suivantes :

• Formule des hollandais : $Q_l = \frac{Wh}{e} \cdot \frac{W}{W+W'}$ III.6

• Formule de Crandall : $Q_l = \frac{Wh}{e+e1/2} \cdot \frac{W}{W+W'}$ III.7

• Formule de l'Engineering News Record Modified : $Q_l = \frac{E.H}{e+0.254} \cdot \frac{W+n^2W'}{W+W'}$ III.8

- **W** : poids du mouton **W'** : poids du pieu et des accessoires ;
- **e** : refus ou enfoncement (cm) moyen par coup mesuré à partir de l'enfoncement obtenu sur 3 volées de 10 coups ;
- **e1** : refus élastique au raccourcissement du pieu ;
- **E** : coefficient d'efficacité (mouton à simple ou double effet : 0.7 à 0.85, mouton diesel ; 0.8 à 0.9, mouton en chute libre : 0.7 à 0.9).
- **n** : coefficient de restitution (pieu en béton sans casque : 0.4 à 0.5, casque en bois pour pieu en acier ; 0.3 à 0.4).
- **h** : hauteur de chute du mouton.

$$q_d = \frac{Wh}{ae} \cdot \frac{1}{1+W'/W}$$

- **w** : poids de mouton du pénétromètre **w'** : poids des tiges et de l'enclume du pénétromètre
- **h** : hauteur de chute du mouton.
- **a** : section droite de la pointe du pénétromètre.
- **e** : Refus ou enfoncement moyen par coup (= 20cm/n).
- **n** : nombre de coups enregistrés.

La charge limite Q_l d'un pieu battu se déduit par homothétie de q_d

$$Q_l = A_p q_d,$$

A_p : section droite du pieu.

La charge nominale Q_n se déduit de Q_l en appliquant un coefficient de sécurité F_s égale à 6.

L'utilisation de q_d permet d'extrapoler à d'autres pieux du même site les mesures obtenues sur un pieu d'essai soumis à un chargement statique.

II.5.3. Dimensionnement par la méthode pénétrométrique statique (CPT)

C'est une méthode utilisée pour évaluer la résistance du sol en enfonçant un pieu dans le sol. Cette méthode. En toute rigueur, cette méthode ne s'applique qu'aux pieux dont la pointe est inférieure à la profondeur critique. La courbe du pénétromètre qui est de « diamètre de la pointe de l'ordre 35 mm » est comparée à la courbe de variation de la charge en pointe en fonction de la profondeur pour un pieu. La profondeur critique de la pointe est presque nulle, ce qui signifie que la résistance en pointe est constante avec la profondeur du sol constante.

a. Expression générale

La résistance en pointe Q_{pl} est déterminée par la relation :

$$Q_{pl} = A_p q_p \quad \text{III.9}$$

Avec :

$$q_p = k_c q_{ce} \quad \text{III.10}$$

Où

- q_p : contrainte limite en pointe ;
- A_p : aire de la pointe du pieu ;
- q_{ce} : résistance de cône équivalente ;
- k_c : facteur de portance pénétrométrique.

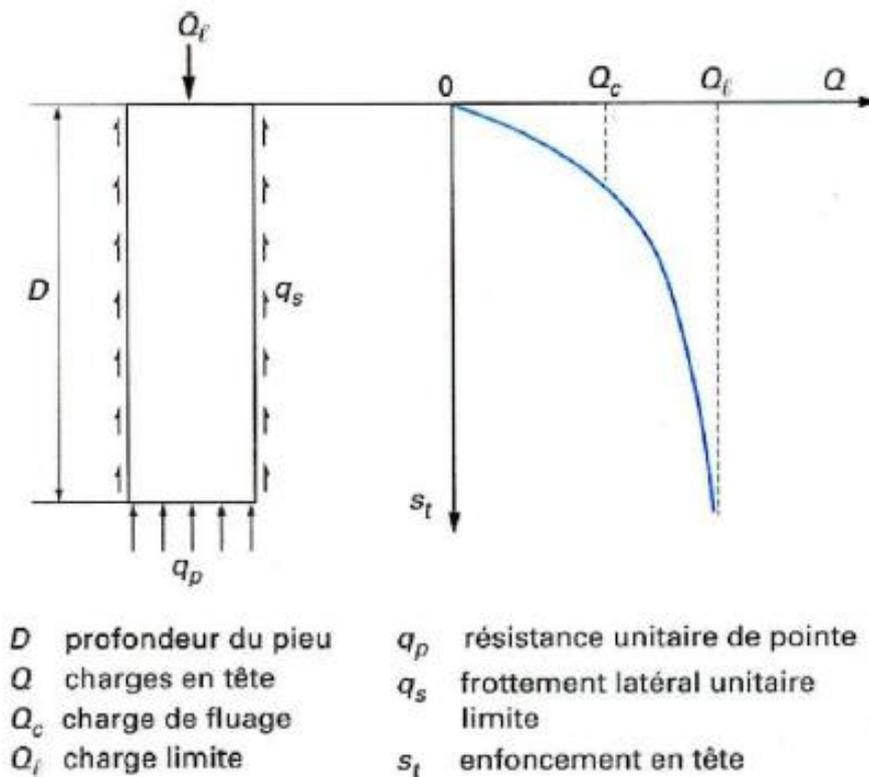


Figure II.3 : Courbe de chargement axial d'un pieu.

b. Résistance de cône équivalente q_{ce}

La résistance de cône équivalente q_{ce} est une résistance moyenne autour de la base de la fondation profonde dans le cas d'une formation porteuse sensiblement homogène. Elle est déterminée de la manière suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \tag{III.11}$$

- q_{ce} : est la résistance de cône écrêtée à $1,3 q_{cm}$;
- $a = B/2$ si $B > 1$ m ; $a = 0,5$ m si $B < 1$ m ;
- $b = \min \{a, h\}$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

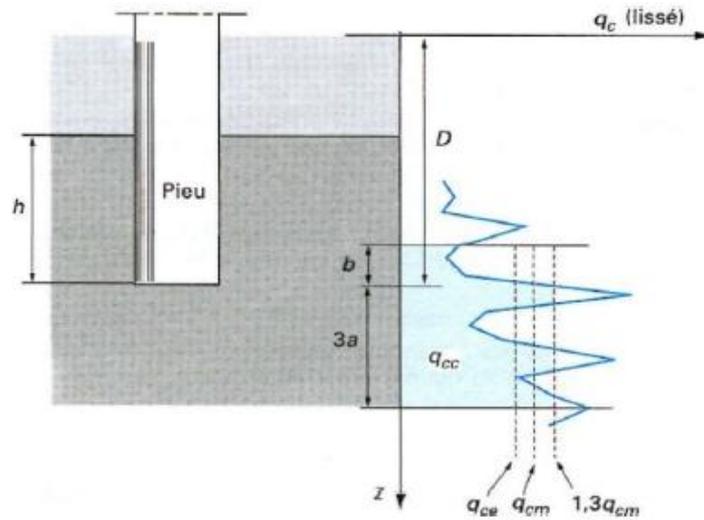


Figure II.4 : Définition de la résistance en pointe équivalente au pénétromètre.

➤ La valeur de $q_{cc}(z)$ est obtenue à l'aide de la relation suivante :

$$q_{cc}(z) = \min (q_c(z), q_{cm}) \quad \text{III.12}$$

Avec :

$$q_{cm} = q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad \text{III.13}$$

a et b ont la même définition que dans le cas du pressiomètre.

c. Profondeur d'encastrement effective D_{ef}

La profondeur d'encastrement effective est définie à l'aide de la relation :

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{D-10B}^D q_{cc}(z) dz \quad \text{III.14}$$

Où B est le diamètre (équivalent) de la fondation.

d. Facteur de portant pénétromètre k_c

Le facteur de portance pénétrométrique k_c est évalué au moyen de la relation suivante :

$$k_c = \min (k_{cmin} + [k_{cmax} - k_{cmin}] \frac{D_{ef}}{5B} ; k_{cmax}) \quad \text{III.15}$$

Les valeurs minimales du facteur de pointe k_{cmin} sont :

- Pour les argiles et limons : $k_{cmin} = 0,30$;
- Pour les sols intermédiaires : $k_{cmin} = 0,20$;

- Pour les sables et graves : $k_{cmin} = 0,10$;
- Pour les autres types de terrain : $k_{cmin} = 0,15$.

Les valeurs de k_c sont données par le tableau suivant :

Tableau II.6 : Valeur du facteur de portance k_c .

Nature des terrains	Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles-limons	A	0.40
	B	
	C	
Sables-Graves	A	0.15
	B	
	C	
Craies	A	0.20
	B	0.30

Les valeurs maximales du facteur de pointe k_{cmax} sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Valeur du facteur de portance pénétrométrique k_{cmax} .

Terrain Classe des pieux	Argiles- limons	Sables intermédiaires	Sables- graves	Craies	Marnes et calcaires marneux	Roches altérées ou fragmentés
1	0.40	0.30	0.20	0.30	0.30	0.30
2	0.45	0.30	0.25	0.30	0.30	0.30
3	0.50	0.50	0.50	0.40	0.35	0.35
4	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
5	0.35	0.30	0.25	0.15	0.15	0.15
6	0.40	0.40	0.40	0.35	0.20	0.20
7	0.35	0.25	0.15	0.15	0.15	0.15
8	0.45	0.30	0.20	0.30	0.30	0.25

Pour les pieux de classe 5, 6 et 7 mis en œuvre par vibro-fonçage, au lieu de battage, il y a lieu de faire un abattement de 50 % sur le facteur k_c .

e. Détermination de la charge limite de frottement latérale q_s

La formule utilisée dans le cas du pressiomètre donne l'effort total limite mobilisable par le frottement latéral sur toute la hauteur concernée du fût du pieu, comme suit :

$$q_s = \min \left(\frac{q_c(z)}{\beta} ; q_{smax} \right) \tag{III.16}$$

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

q_{smax} : donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau II.8 : Valeurs maximales du frottement axial unitaire limite q_{smax} pour les méthodes pressiométriques et pénétrométriques.

Catégorie des pieux	q_{smax} (kpa)					
	Argiles-limons	Sables intermédiaires	Sables-graves	Craies	Marnes et Calcaires Marneux	Roches altérées Ou fragmentées
1	90	90	90	200	170	200
2	90	90	90	200	170	200
3	50	50	50	50	90	-
4	90	90	90	170	170	-
5	90	90	-	-	-	-
6	90	90	170	200	200	200
7	130	130	200	170	170	-
8	50	50	90	90	90	-
9	130	130	130	90	90	-
10	170	170	260	200	200	-
11	90	90	130	260	200	-
12	90	90	90	50	90	-
13	90	90	50	50	90	90
14	90	90	130	50	90	90
15	200	200	380	320	320	320
16	90	90	50	50	90	90
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	200	200	380	320	320	320
20	200	200	440	440	440	500

II.5.4. Dimensionnement par la méthode SPT

Les essais de pénétration au carottier sont des essais géotechniques qui évaluent le terrain en place et donnent une caractéristique standard et un échantillon modifié du sol. Il s'applique aux sols fins ou grenus dont les éléments ne dépassent pas 20 mm de taille maximale, et il est restreint à une profondeur de 50 mètres.

L'objectif de l'essai est d'évaluer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé, en battant un train de tiges qui se termine par un carottier à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur fixe, et en mesurant le nombre de coups N requis pour une pénétration du carottier de 30 cm.

Tableau II.9 : Compacité du sable en fonction du nombre N_{SPT}

N_{SPT}	Capacité de sols
0-4	Très lâche
4-10	Lâche
10-30	Moyenne compacte
30-50	Dense
>50	Très dense

La résistance de pointe q_{pl} selon (DTR-BC2.33.2) est donnée par :

$$q_{pl} = k \cdot N_1 \leq q_{plmax} \quad \text{III.17}$$

Calcul de N_1

N_1 : nombre de coups corrigé pour une pression effective verticale de 0.1 MN/m².

$$N_1 = C_n \cdot N$$

N : nombre de coups moyen mesurer au niveau de la pointe du pieu (10B au-dessus et 4B au-dessous de la pointe du pieu).

C_n : coefficient de correction en fonction de la contrainte verticale effective au niveau du point de mesure.

Calcul de k

- Pieux battus dans les sables : $K = 0.040 D/B$
- Pieux forés dans les sables : $K = 0.013 D/B$
- Pieux battus dans les sables : $q_{plmax} = 0.4N$ (MN/m²)
- Pieux forés dans les sables : $q_{plmax} = 0.13N$ (MN/m²)

Avec :

K : facteur portance en fonction de type de pieu.

b. Détermination de la charge limite de frottement latéral q_s

Données par :

$$q_s = \alpha N \leq q_{slmax} \quad \text{III.18}$$

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

Calcul de α :

α : coefficient en fonction de type de pieu.

- Pieux battus dans les sables : $\alpha = 0.002$
- Pieux forés dans les sables : $\alpha = 0.001$

II.5.5 Essais de laboratoire

La théorie classique de la capacité portante était utilisée jusqu'à l'apparition des essais in-situ pour calculer la charge limite d'un pieu en se basant sur les caractéristiques mécaniques du sol, la cohésion C et l'angle de frottement φ . La charge limite reprise par un pieu isolé est donnée par la formule suivante :

$$Q_l = S (1.2CN_c + \gamma DN_q) + PD (\alpha\gamma D + \beta C) \quad \text{III.19}$$

Avec :

α et β sont des paramètres qui dépendent de la rugosité du pieu et de la nature du sol.

N_c , N_q sont des facteurs de portance en fonction de φ .

P : périmètre du pieu ;

D : la longueur du pieu.

II.6. Justification d'une fondation sur pieux

- **Types d'actions à considérer**

Les actions à envisager dans la justification d'une fondation sur pieux sont :

- **G** : actions permanentes
- **Q** : actions variables
- **G_n** : frottement négatif
- **F_A** : actions accidentelles
- **F_w** : actions de l'eau.

II.6.1. Dimensionnement des pieux selon le fascicule 62 titre V

a. Principe de calcul

Selon la théorie générale du calcul aux états limites, les principes de justification s'appuient sur la vérification que la charge axiale de conception reste inférieure ou égale à la charge maximale supportée par l'élément de fondation.

On distingue :

b. Les états limites ultimes

Pour les fondations, on distingue essentiellement :

- L'ELU de mobilisation du sol (capacité portante) ;
- L'ELU de résistance des matériaux constitutifs de la fondation.

Il s'agit d'éviter des ruptures catastrophiques.

c. Les états limites des services L’ELS

Visent à garantir l'acceptabilité d'un seuil de déplacement considéré comme critique.

Les combinaisons à considérer sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Combinaisons à considérer selon le fascicule 62-titre-V

		Combinaisons
ELU	Fondamentales	$1.125 \{ 1.2G_{max} + 0.9G_{min} + \gamma_{gw}G_w + (\gamma_{sn}G_{sn}) + \gamma_{sp}G_{sp} + \gamma_{fw}F_w + \gamma_{f1Q1}Q_{1k} + \sum_{i>1} 1.15\psi_{0i}Q_{ik} \}$
	Accidentelles	$G_{max} + G_{min} + G_w + G_{sn} + F_w + F_A + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i}Q_{ik}$
	Vis-à-vis la stabilité de l'ensemble	$1.125 \{ 1.05G_{max} + 0.95G_{min} + G_w + \gamma_{F1Q1}Q_1 + \sum_{i>1} 1.15\psi_{0i}Q_{ik} \}$
ELS	Rares	$G_{max} + G_{min} + G_w + G_{sn} + G_{sp} + F_w + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i}Q_{ik}$
	Fréquente	$G_{max} + G_{min} + G_w + G_{sn} + G_{sp} + F_w + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i}Q_{ik}$
	Quasi-permanentes	$G_{max} + G_{min} + G_w + G_{sn} + G_{sp} + F_w + \sum_{i>1} \psi_{2i}Q_{ik}$

- G_{max} : action permanente défavorable.
- G_{min} : action permanente favorable.
- G_w : action statique de l’eau.
- G_{sn} : actions éventuelles du frottement négatif.
- $\Psi_{0i}Q_{ik}$: valeur de combinaison d’une action variable d’accompagnement.
- G_{sp} : actions éventuelles de poussées latérales.
- F_w : action hydrodynamique.
- Q_{ik} : valeur caractéristique de l’action variable de base.
- $\gamma_{gw} = 1.2$ pour la partie relative aux forces hydrodynamiques
- $\gamma_{gw} = 1$ lorsque les pressions interstitielles ayant un caractère favorable, 1.05 dans le cas contraire.
- $\gamma_{sn} = 1.2$ ou 1, choisit de manière à avoir l’effet le plus défavorable.
- $\gamma_{sp} = 1.2$ ou 0.6 ; choisit de la même manière que γ_{sn}
- $\gamma_{fw} = 1.2$ ou 0.9 ; choisit de la même manière que γ_{sn}
- $\gamma_{F1Q1} = 1.33$ dans le cas générale.
- $\Psi_0 = 0.77$ dans les cas courants des charges d’exploitations et de la neige.

II.6.2 Dimensionnement des pieux selon le DTR-BC2.33.2

Selon le DTR-BC2.33.2 les vérifications à faire sont les suivantes :

a. Aux états limites ultimes L’ELU

Mobilisation de la capacité portante du sol et résistance des matériaux constitutifs de la fondation

b. Aux états limites services L’ELS

Mobilisation du sol vis-à-vis du déplacement fiable, matériau constitutif vis-à-vis de la durabilité de la fondation et déplacement de la structure portée.

Le tableau suivant nous donne les combinaisons d’action à considérer :

Tableau II.11 : Combinaison à considérer selon DTR-BC2.33.2.

		Combinaisons
ELU	Fondamentales	$1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.15 F_w + \max (1.35 G_n ; 1.5 Q_1 + \sum_{i>1} Q_i)$
	Accidentelles	$G + F_w + F_A + Q_1$
	Supplémentaires	$G + 1.5 Q + 1.5 V + T$ $G + Q + 1.75 V + T$
ELS	Quasi-permanentes	$G + F_w + G_n + \sum_{i>1} 0.77 Q_i$
	Rares	$G + F_w + \max (G_n ; Q_1 + \sum_{i>1} 0.77 Q_i)$
	Supplémentaires	$G + 1.2 Q + T$ $G + Q + V + T$

G_{\max} : charge permanente défavorable.

G_{\min} : charge permanente favorable

Q : charge d’exploitation

V : charge climatique

T : retrait.

c. Capacité portante vis-à-vis du sol

La charge nominale sur le pieu dépend de la combinaison d’actions considérée et du type d’essai utilisé, donnée par le tableau suivant :

En compression

Tableau II.12 : Combinaison d’action en compression

Combinaison d’action type d’essai	ELU		ELS	
	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles	Combinaison rares	Combinaisons quasi-permanente
Essai de chargement statique	$\frac{\overline{Ql}}{1.25}$	$\frac{\overline{Ql}}{1.10}$	$\frac{\overline{Qc}}{1.10}$	$\frac{\overline{Qc}}{1.25}$
Essai de sol en place	$\frac{Ql}{1.40}$	$\frac{Ql}{1.25}$	$\frac{Qc}{1.10}$	$\frac{Qc}{1.40}$
Essai de sol au laboratoire	$\frac{Ql}{3.0}$	$\frac{Ql}{2.5}$	$\frac{Qc}{2.20}$	$\frac{Qc}{3.0}$

A l’arrachement

Tableau II.13 : Combinaison d’action en arrachement

Combinaison d’action type d’essai	ELU		ELS	
	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles	Combinaison rares	Combinaisons quasi-permanente
Essai de chargement statique	$\frac{\overline{Qsl}}{1.50}$	$\frac{\overline{Qsl}}{1.50}$	$\frac{\overline{Qc}}{3.0}$	
Essai de sol en place	$\frac{Qsl}{1.50}$	$\frac{Qsl}{1.50}$	$\frac{Qc}{3.0}$	
Essai de sol au laboratoire	$\frac{Qsl}{2.0}$	$\frac{Qsl}{2.0}$	$\frac{Qc}{3.0}$	

\overline{Qc} : Charge de fluage mesurée lors d’un essai de chargement de pieu.

\overline{Ql} : Charge limite mesurée lors d’un essai de chargement de pieu.

\overline{Qsl} : Charge limite au frottement.

II6.3. Effet de groupe de pieux

Ces groupes de pieux ont un comportement assez particulier du fait que l’interaction entre les pieux dans chaque groupe conduit à certaines modifications.

Chaque pieu est pris séparément le comportement du pieu, qui appartient à un groupe, diffère de celui du pieu isolé. Cet effet de groupe varie principalement en fonction de la distance entre les pieux et de la sollicitation, ainsi que de la nature du sol, comme sa cohésion et sa résistance.

Le comportement d'un pieu isolé est différent de celui d'un groupe, cette différence réside dans :

- La capacité portante
- Le tassement
- Résistance vis-à-vis charge latérale.

On définit en général un coefficient dit coefficient d'efficacité pour la détermination de la charge limite d'un groupe de pieux.

On a :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe de pieux}}{N \cdot \text{charge d'un seul pieu}}$$

Où N est nombre de pieux.

a. Groupe de pieux dans un sol cohérent

Le coefficient d'efficacité C_e est pris égal à 1 pour un entre-axe de 8 diamètres, à 0.7 pour un entre-axe de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux.

Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de **Converse-Labarre** :

$$C_e = 1 - \left(\frac{2 \arctg(B/S)}{\pi} \right) \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Avec :

- B : diamètre du pieu ;
- S : espacement entre les pieux ;
- m et n sont le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieux.

b. Groupe de pieux dans un sol pulvérulent

Cas d'un groupe de pieux verticaux, refoulant le sol à la mise en place, soumis à une charge centrée.

- **Sables lâches**

Un coefficient d'efficacité varie de 1.5 pour un entre axe de 2 diamètres, à 1 pour un entre axe de 4 diamètres pour un petit groupe de pieux courts. Le coefficient d'efficacité d'un groupe important de pieux longs est de 2 pour un entre axe avec un diamètre de 2, à 1 pour un diamètre de 6.

- **Sables denses**

L'efficacité varie entre 0.7 pour un entre axe de 3 à 6 diamètres et 1 pour un entre axe d'environ 8 diamètres.

II.7. Tassement des pieux

II.7.1. Evaluation du tassement d'un pieu

Selon une charge de service Q , le tassement V_0 en tête d'un pieu isolé permet d'évaluer le déplacement de l'ensemble de la fondation sur les pieux, une fois qu'il a été corrigé par un éventuel effet du groupe. Dans certaines configurations pieu/sol, il y a un faible tassement qui n'est pas pris en compte.

En tant qu'élément essentiel dans la conception des fondations, il est essentiel de prendre en considération certains éléments.

On peut évaluer le tassement de manière expérimentale à partir d'un essai de chargement statique, et on peut également le calculer en utilisant les différentes méthodes mentionnées ci-dessous. Il est possible de les classer en quatre catégories principales :

- Méthodes empiriques ;
- Méthodes de la théorie de l'élasticité ;
- Méthodes de transfert des charges ;

a. Méthodes de transfert des charges

Coyle et Reese (1966) ont présenté cette approche. Le pieu est représenté comme une succession d'éléments élastiques discrets, tandis que l'interaction avec le sol est représentée par la loi de cisaillement « élasto-plastique ». En utilisant une approche itérative comme récapitulée, on peut calculer la réponse charge-déplacement à la tête du pieu, ainsi que la répartition de la charge et du déplacement en bas du pieu.

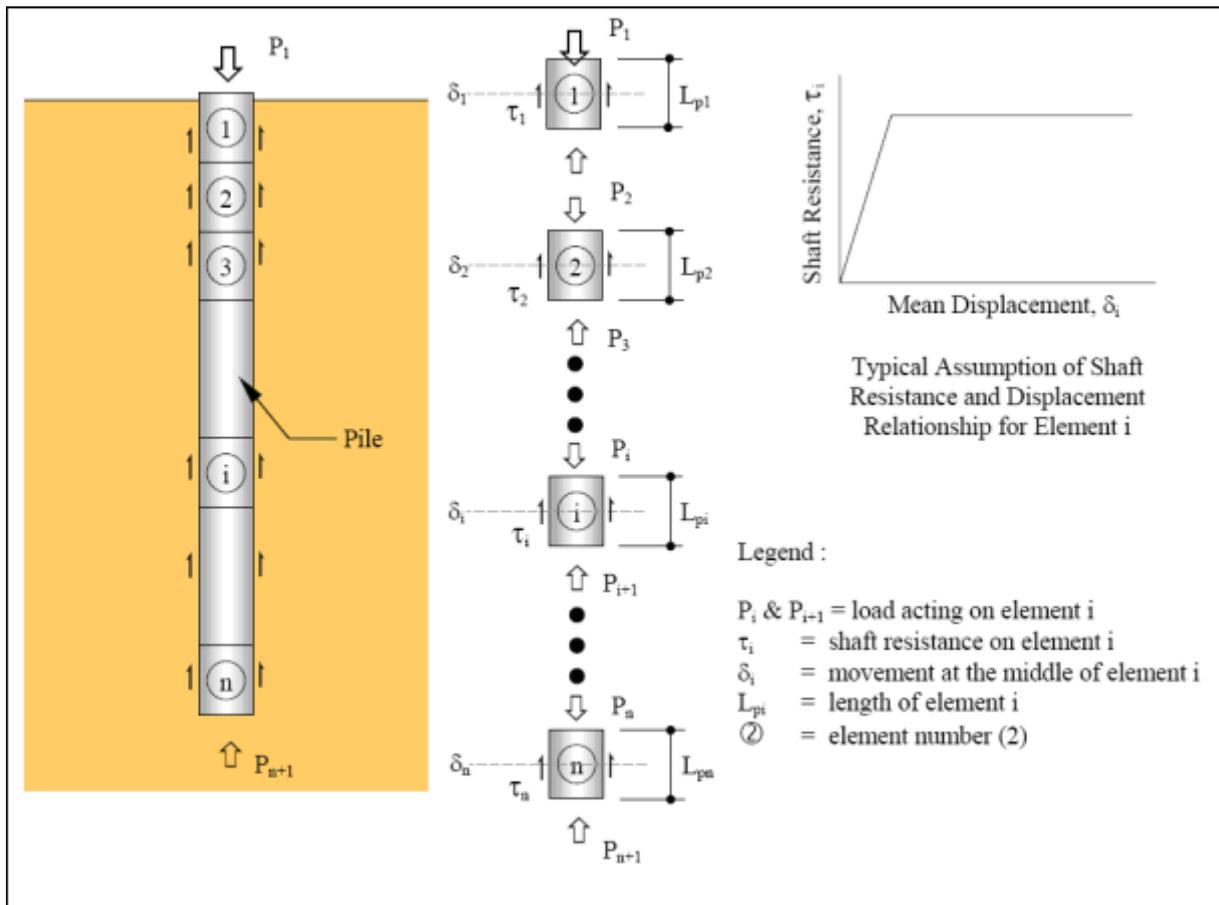


Figure II.5 : Méthode de transfert de charge (Coyle et Reese, 1966, GEO, 2006)

La relation entre la contrainte de cisaillement à la surface latérale du pieu (τ) et le déplacement du pieu vertical (z) est définie par les courbes de transfert de charge « t-z ». Dans la réalité, l'analyse inverse d'un essai de chargement de pieu instrumenté est la méthode la plus efficace pour décrire les courbes de transfert de charge, car elle tient compte des effets de mise en place du pieu. La méthode de transfert de charge permet de créer un environnement cohérent pour simuler les variations progressives du frottement latéral et de la résistance en pointe du pieu, ainsi que la réponse globale entre la charge et le talon.

Selon Frank et Zhao (1982), les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe ont été représentées en France en fonction du module pressiométrique EM. Dans le cas du pieu creusé dans l'argile, ils suggèrent :

$$K_t = 2E_m/D \text{ et } K_p = 11E_m/D$$

$$\text{(Dans le sable) } K_t = 0.8E_m/D \text{ et } K_p = 4.8E_m/D$$

K_t : facteur de frottement ; K_p : facteur pour la résistance en pointe

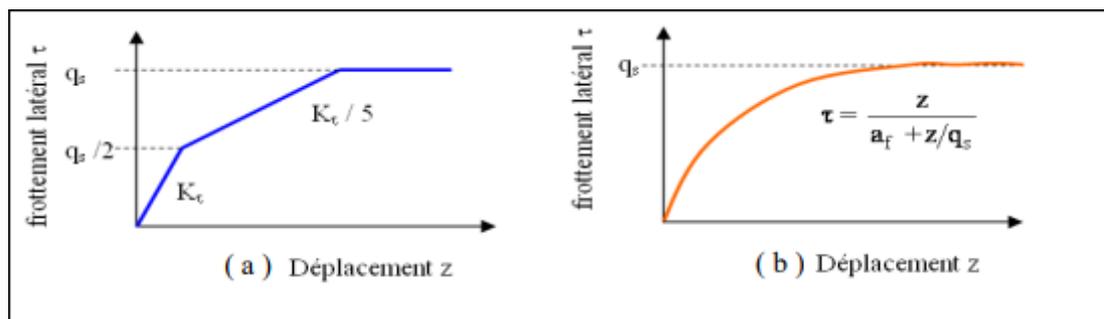


Figure II.6 : Mobilisation du frottement latéral : a) Frank et Zhao (1982), b).

b. Méthodes empiriques

Ces méthodes permettent d'estimer approximativement le tassement, elles reposent sur la collecte d'un certain nombre d'observations sur les pieux. La recommandation de Vesic (1977) concernant le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent est à noter :

$$V_0 = \frac{B}{100 + \Delta L} ; \text{ tel que } \Delta L = \frac{QD}{SEp} ; \text{ le raccourcissement élastique du pieu (B et } \Delta L \text{ en mètre).}$$

E_p , D et S étant respectivement le module d'Young du matériau du pieu, sa fiche et l'aire d'une section transversale. Meyerhof (1956) a proposé de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, quel que soit le type de pieux comme suit :

$$V_0 = \frac{B}{30F_s} ; \text{ tel que } F_s \text{ étant le coefficient de sécurité pris généralement égale à 3. Selon Frank}$$

(1995), il a suggéré d'évaluer le tassement en tête d'un pieu isolé sous une charge verticale de $0.7Q_c$ lors de l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC.

$(V_0/B) = 0.6\%$ pour les pieux forés.

$(V_0/B) = 0.9\%$ pour les pieux battus.

c. Méthode de la théorie de l'élasticité

Banerjee et Butterfield (1978), et Randolph (1978). Ces méthodes sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale enterrée dans un massif élastique semi infini. Le tassement en tête du pieu est donné par :

$$V_0 = \frac{v_0 I_v}{E(D)B} ; \text{ avec :}$$

I_v : appelé facteur de tassement, il est influencé par la compressibilité relative du pieu/sol, qui est $K = E_p / E$, l'élancement D/B et le coefficient de poisson (ν). Randolph et Worth (1978) ont proposé une approche analytique du facteur de tassement, qui peut être utilisée aussi bien pour un sol homogène que pour un sol non homogène.

(E constante en fonction de la profondeur), tandis que pour un sol de Gibson, le module **E** varie de manière linéaire en fonction de la profondeur :

$$I_v = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8}{\pi \xi \lambda (1 - \nu) B} \frac{D \tan h(\mu D)}{\mu D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \xi} + \frac{4\pi \beta D \tan h(\mu D)}{\alpha B \mu D}}$$

$$\beta = \frac{E(\frac{D}{2})}{E(D)}$$

$$\lambda = \frac{2(1 + \nu) E_p}{E(D)}$$

$$\alpha = \ln\left(\frac{2D}{B}\right) (0.25 + (2.5B(1 - \nu) - 0.25)\xi)$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2} D}{\sqrt{\alpha \lambda} B}$$

Lorsqu'on a un sol est semi-infini (h infini) on considère l'équation s'il y a un substratum élastique avec un module **E_b**, le facteur ξ est calculé de la manière suivante :

$$\xi = \frac{E(D)}{E_b}$$

Selon Poulos (1980), le tassement d'un pieu se manifeste d'une part par la mobilisation des contraintes de décision le long d'un pieu qui sont immédiatement reprises par le sol, et d'autre part par des contraintes normales à la base, ce qui entraîne une consolidation locale. Selon Poulos (1980), il est recommandé de calculer un module équivalent **E_{eq}** qui correspond à la moyenne analytique des valeurs de E le long du pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E(z) dz$$

Cette moyenne peut être aussi approchée par une moyenne arithmétique pondérée des différentes valeurs d'E (Z) le long de pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \sum_{i=1}^n E_i(z_i - z_{i-1})$$

Tel que **E_i** est le module de Young du sol à la profondeur **Z_i**

Ces méthodes nécessitent une connaissance des caractéristiques élastiques du sol et la difficulté de déterminer un module du sol, qui dépend du chemin des contraintes dans le sol, est un sérieux inconvénient pour ces méthodes. Cependant, il existe des corrélations empiriques entre le

module E et les caractéristiques géotechniques du sol, comme la cohésion, l'indice de densité, le module pressiométrique ou la résistance pénétrométrique du sol.

Selon Frank et Christolas (1991), après avoir analysé une vingtaine d'essais de chargement de pieux forés en France, il est recommandé de prendre en compte la relation entre le module d'élasticité et le module pressiométrique.

$E=4E_m < 60$ MPa pour les pieux qui travaillent en pointe.

$E=5E_m < 50$ MPa pour les pieux flottant.

La résistance en pointe peut être liée au module d'élasticité, dans le cas d'un sol homogène. Le rapport E/S d'un sol habituellement consolidé est présenté dans le tableau ci-après :

Tableau II.14 : Valeurs de I_v dans le sol homogène $\nu=0.33$

$K=E_p/E$	10^2	10^3	10^4	10^6	
D/B	5	0.2140	0.1910	0.1884	0.1882
	10	0.1733	0.1323	0.1280	0.1274
	20	0.1580	0.0900	0.0820	0.0810
	50	0.1660	0.0615	0.0435	0.0414

Tableau II.15 : Valeurs de I_v dans un sol de Gibson $E=mz$ $\nu=0.33$

$K=E_p/E (D)$	10^2	10^3	10^4	10^6	
D/B	5	0.2944	0.2603	0.2567	0.2563
	10	0.2595	0.1960	0.1890	0.1882
	15	0.2504	0.1430	0.1290	0.1274
	20	0.2693	0.1053	0.0732	0.0692

Selon Lunne et Christofersen (1985), il est conseillé de prendre les mesures suivantes pour un sable sur consolidé avec une $OCR > 2$.

- $E= 5q_c$ pour $q_c < 50$ MPa.
- $E= 250$ MPa pour $q_c > 50$ MPa.

Il n'est pas surprenant que le rapport E/R soit très large, comme le montre le tableau, car chaque corrélation est liée à un contexte géologique et géotechnique local spécifique.

Il est donc conseillé d'avoir un rapport E/R de 2 pour les sables et de 7 pour les argiles.

À partir de ces méthodes, on peut également utiliser l'essai de chargement statique d'un pieu pour calculer le module E, en introduisant le tassement mesuré, le module déduit sera utilisé pour calculer d'autres pieux de géométrie différente $\nu=0.33$ pour un sol pulvérulent et $\nu=0.5$ pour un sol cohérent.

II.8 Tassement d'un groupe de pieux

Le fait que deux pieux soient proches l'un de l'autre a changé le comportement de chacun isolé, on désigne ce phénomène sous le nom d'effet du couple.

On a examiné le problème d'interaction d'un couple de pieux libre en tête en utilisant la théorie. Selon plusieurs chercheurs, tels que Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davis (1980), l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin peut être décrite de la manière suivante :

$$V_0 = V_0^i (1 + \alpha)$$

V_0^i : Le tassement du pieu isolé sous le même effort ;

α : Le facteur d'interaction qui dépend de l'élancement D/B , de l'espacement relatif d/B entre les pieux, de la compressibilité relative K , ainsi que de ν .

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, on définit le rapport de tassement R_s par :

R_s = tassement moyen de groupe / tassement du pieu isolé sous un effort moyen

Dans ce qui suit, on se limite au cas simple et fréquent d'un groupe identique, regroupé par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux seuls. On peut écrire que :

R_s = tassement d'un pieu dans un groupe / tassement du pieu isolé sous le même effort.

Dans cette situation, Poulos (1980) a exposé les valeurs de R_s pour un ensemble de pieux, dont le nombre carré et dont l'espacement entre deux pieux adjacents est le même, installé dans un sol avec le module de Young E. Quoi qu'il en soit, il est observé que R_s augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K , tandis que l'espacement entre les pieux varie.

II.9. Colonnes ballastées**➤ Critère de dimensionnement des colonnes ballastées**

Généralement dans le dimensionnement des colonnes ballastées on est guidé par deux critères :

- La charge admissible sur le sol amélioré après vérification de l'absence de rupture des colonnes.
- Le tassement du sol amélioré et le tassement différentiel entre le sol et les colonnes.

Pour d'autres applications particulières :

- Le temps de consolidation dans le cas où l'effet drainant du sol est recherché.
- La sécurité obtenue vis-à-vis des glissements circulaires dans le cas d'une application de stabilisation de talus.[19].

Le but générale est de réduire les tassements en allant jusqu'à 50% comme maximum.

➤ Caractéristique du traitement de sol par des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont caractérisées par :

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

➤ Le diamètre des colonnes

Le diamètre des colonnes est obtenu à partir :

- Des caractéristiques géotechniques du sol.
- Des méthodes d'exécution de la colonne.
- Des diamètres de grains.

➤ La hauteur des colonnes

Pour déterminer la hauteur de la colonne on doit avoir ces paramètres :

- La contrainte transmise par l'ouvrage.
- La nature du sol.
- Le but recherché par cette méthode.

- La hauteur des colonnes est variable selon chaque type de sol mais on distingue un domaine général de (2 à 20 mètres).

➤ **Le nombre de colonnes**

On obtient le nombre de colonnes nécessaires à réaliser à partir de l’abaque de dimensionnement qu’a mis en œuvre ‘Priebe’.

➤ **Etreinte latérale**

Dans le tableau suivant nous allons définir les différents sols qui sont concernés par l’amélioration avec des colonnes ballastées et par la résistance que peut fournir ce sol pour stabiliser les colonnes ballastées.

Tableau II.16 : Champ d’application des colonnes ballastées.

Champs d’application des colonnes ballastées en fonction de la nature de la résistance du sol (étreinte latérale) d’après (Dhouib et Blondeau) 2005.

Sol	Faisabilité	Etreinte latérale				Remarque
		P ₁ (KPA)	Q _c (MPA)	N _{spt} (coups)	C _u (KPA)	
Argile	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
Limon	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
Sable fin lâche	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs
Autres sols organiques	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs
Remblai inerte	Oui	200-500	0.6-1.6	-	-	
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs

➤ **Matériau d’apport**

Les matériaux employés lors de la mise en place des colonnes ballastées doivent être de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Ils sont caractérisés par :

- Son angle de frottement interne.
- Son module d’élasticité.
- Sa granulométrie et sa nature.
- Sa densité a l’état lâche.

- Sa densité en place (compactée).

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

Tableau II.17 : Caractéristique des matériaux d’apport.

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

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

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

II.9.1. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

a. La méthode de Greenwood 1970

À cette même période, Greenwood proposait des courbes permettant d'effectuer un pré dimensionnement du point de vue de la réduction des tassements apportée par la réalisation de colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Ces courbes avaient l'avantage de paramétrer, ne serait-ce que de façon grossière, deux facteurs importants à savoir la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes, et le procédé de réalisation des colonnes.

Pour les paramètres indiqués, ces courbes se situent dans la moyenne des résultats obtenus à partir des méthodes théoriques plus sophistiquées.

Les hypothèses correspondant à leur élaboration sont les suivantes :

- Les colonnes reposent sur une couche plus ferme,
- Le calcul ne tient pas compte des tassements immédiats ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés.[20]

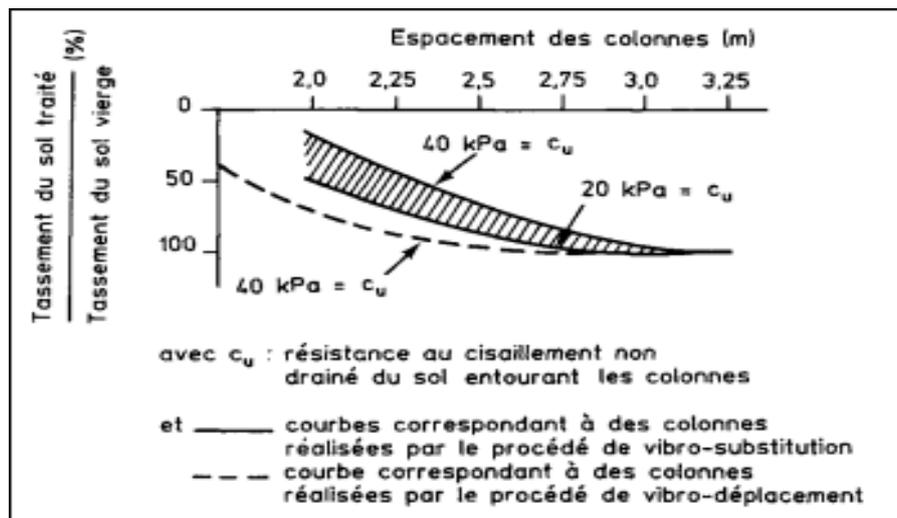


Figure II.7 : Abaque de Greenwood 1970.

b. Les courbes de Thorburn (1975) et Thorburn et Mac Vicar (1968)

En 1968, Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement graphique de la charge admissible d'une colonne ballastée, règle valable pourvu que l'on utilise les vibreurs torpille Keller ou ceux mis au point par la Société Cimentation Ltd., ces matériels se plaçant dans la même gamme de puissance. Cette règle avait été établie, de manière semi-empirique, à partir d'essais de laboratoire d'un modèle de comportement du sol autour du ballast fondé sur la théorie de Rankine pour les états limites de poussée-butée, convenablement modifiée pour tenir compte de l'aspect radial des déformations et de recalages faits sur les diamètres réels de colonnes exécutées sur divers sites. Cette règle était valable aussi bien pour des colonnes isolées chargées en tête, que pour des colonnes appartenant à des files d'inclusions situées sous des semelles filantes ou à des réseaux sous des fondations étendues, pourvu que l'on suppose dans ces deux derniers cas que toute la charge est reprise intégralement par les colonnes sans participation du sol environnant. Elle associait dans l'esprit des auteurs un coefficient de sécurité

convenable tant au point de vue de la rupture « à court terme », au moment de l'application de la charge, que de la rupture « à long terme », après consolidation du sol autour du ballast.

Cette règle a été proposée de nouveau par Thorburn en 1975, sous la forme indiquée dans la «figure 8», à prendre en compte dans des calculs plus poussés, en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol à traiter.

On insistera cependant sur le caractère indicatif de ces valeurs; une vérification du diamètre efficace des colonnes devra impérativement être réalisée sur le chantier, ne serait-ce que par le biais du contrôle de l'incorporation du matériau d'apport.[20]

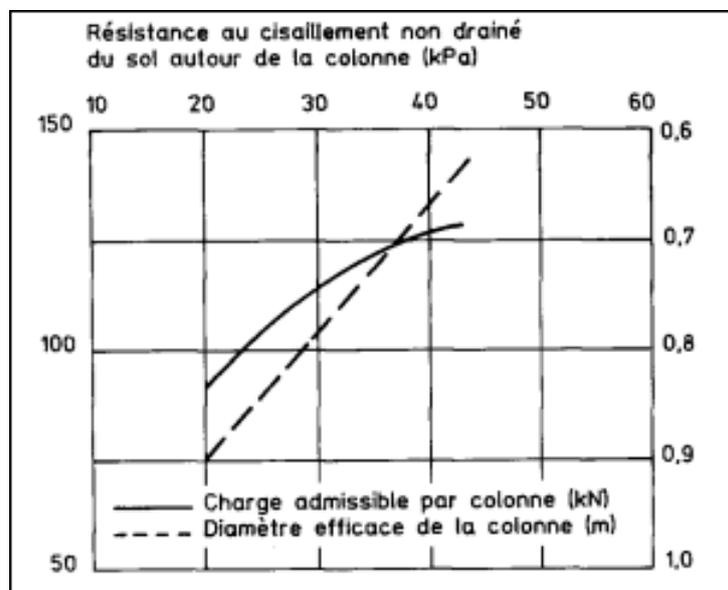


Figure II.8 : Prévion de la charge admissible en tête et du diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thorburn, 1975).

c. Méthode d'homogénéisation

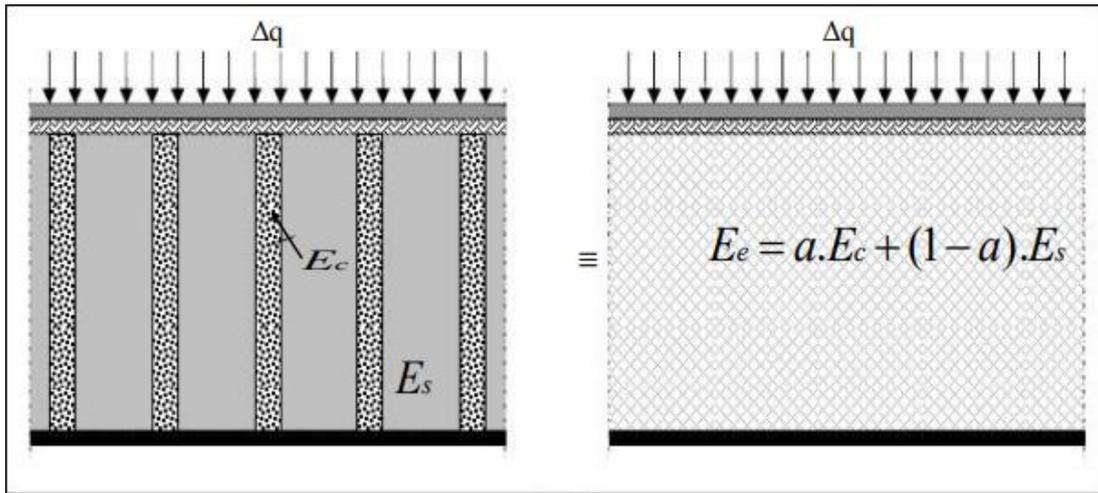
c.1. Méthode d'homogénéisation simplifiée

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol composite en un milieu homogène équivalent.

Selon les auteurs, il est possible de déterminer un module équivalent :

$$E_e = a.E_c + (1 - a).E_s$$

E_e : module équivalent après l'homogénéisation.



a)- Sol composite traité

b)- Sol homogène équivalent

Figure II.9 : Principe d'homogénéisation simplifiée.

- L'équilibre des efforts permet d'écrire que :

$$\Delta q = \left(\frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \Delta q_s$$

- En adoptant l'hypothèse respective que :

$$n = \left(\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}\right) = \frac{E_c}{E_s}$$

- Cas d'une fondation rigide il est aussi possible d'écrire que :

$$E_e = \left(\frac{A_c}{A}\right) \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

- Ce qui amène :

$$\beta = 1 + \left(\frac{A_c}{A}\right) \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

A: Section de la cellule élémentaire.

Ac: Section de la colonne.

Ec: Module d'élasticité drainé du matériau constitutif de la colonne.

Es: Module d'élasticité drainé du sol.

Δq: Incrément de l'étreinte latérale de la colonne.[21]

c.2. Homogénéisation du sol traité

Le principe de cette méthode est d'assimiler le sol traité par des colonnes ballastées à un milieu équivalent en caractéristiques mécaniques (C_e, φ_e) , ces derniers seront déterminés en appliquant un facteur m d'homogénéisation de la relation suivante :[7]

$$\gamma_e = a\gamma_c + (1 - a)\gamma_s$$

$$m = \frac{(n_1 - a)a}{n_1}$$

$$C_e = (1 - a)C_u$$

$$\tan \varphi_e = m \tan \varphi_c \Rightarrow \varphi_e = \tan^{-1}(m \tan \varphi_c)$$

d. Méthode Baalam et Booker

Lors de leurs études sur le comportement d'une fondation rigide de grande taille sur un sol renforcé par des colonnes ballastées, Baalam et Bookers (1981) ont élaboré une solution analytique précise en termes d'élasticité linéaire en utilisant le modèle de la cellule élémentaire qui est soumise aux conditions œdométriques.

En utilisant les résultats établis par les auteurs, on peut donc définir directement (n, β) de la manière suivante :

$$n = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{\lambda_c + 2\mu_c - 2\lambda_c f}{\lambda_s + 2\mu_s + \lambda_s f + \left(\frac{D_c^2}{D_e^2 - D_c^2}\right)}$$

$$\beta = \frac{S_n}{S_a} = 1 + \frac{(\lambda_c + 2\mu_c) - 2(\lambda_c - \lambda_s)f}{\frac{((\lambda_s + 2\mu_s) - 1)D_c^2}{D_s^2}}$$

Avec

$$F = (\lambda_c - \lambda_s) \frac{D_e^2 - D_c^2}{2(D_c^2(\lambda_s + \mu_s - \lambda_c - \mu_c) + D_e^2(\lambda_c + \mu_c - \lambda_s - \mu_s))}$$

λ_i, μ_i ($i = c$ ou s) sont les coefficients de lamé des deux constituants de la cellule définie de la façon suivante :

$$\lambda_i = \frac{\nu_i E_i}{(1 - 2\nu_i)(1 + \nu_i)} \quad \text{tel que :} \quad \mu_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu_i)}$$

D_c et D_e représentent respectivement le diamètre de la colonne et le diamètre d'influence de la colonne.

e. La méthode de Priebe

Cette méthode est couramment utilisée et reconnue comme fiable. Cette méthode consiste à assimiler les déformations du sol environnant la colonne et celle du tube épais de mêmes caractéristiques draines ν_s et E_s que le terrain compressible.

L'ensemble sol colonne est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux ($S_{sol} = S_{col}$).
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre actif contenu, les déformations de la colonne suivent celle 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 ν constant sur toute la profondeur.

Il y a une conservation des sections planes.

Dans tous les cas, les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge Δq en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne, Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale.

$\Delta p = \Delta \sigma_{hc} - \Delta \sigma_{hs}$, dans cette relation :

$\Delta \sigma_{hc}$: représente l'accroissement de la contrainte horizontale due à $\Delta \sigma_c$ avec :

$$\Delta \sigma_{hc} = k_{ac} \Delta q_c = \Delta q_c \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_c}{2}\right)$$

$\Delta \sigma_{hs}$: représente l'accroissement de la contrainte horizontale due à Δq_s .

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol assimilé à un liquide à l'interface avec le ballast attribué aux conditions d'exécution. $\Delta \sigma_{hs} = \Delta q_s$

On souligne aussi l'inexistence du déplacement radiale des points la surface extérieure du tube.[7]

e.1. Détermination du facteur d'amélioration a la base

Le facteur initial de réduction β_0 est exprimé par :

$$\beta_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left(\frac{0.5 + f(v_s, A_c/A)}{K_{ac} f(v_s, A_c/A)} - 1 \right)$$

Ou: $f(v_s, A_c/A) = \frac{(1-v_s)(1-A_c/A)}{1-2v_s+A_c/A}$ et $K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_c}{2}\right)$

Pour une valeur du coefficient de Poisson $v_s = 1/3$ (valeur couramment utilisée dans la pratique pour calculer l'état final), le résultat s'exprime simplement par :

$$\beta_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{5 - A_c/A}{4K_{ac}(4K_{ac}(1 - A_c/A))} \right]$$

e.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne

Selon les auteurs, la compressibilité de la colonne se traduit par une augmentation de Δ (A_c/A) de la section transversale de la colonne, qui dépend du rapport de module (E_c/E_s). Le graphique de la figure rend directement compte de cette augmentation. Cela conduit à un nouveau rapport des sections ($\overline{A_c/A}$) donné par :

$$\overline{A_c/A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

Le facteur d'amélioration β_1 est donné par la suite par l'équation de β_0 en introduisant la valeur du nouveau rapport des sections ($\overline{A_c/A}$).[7]

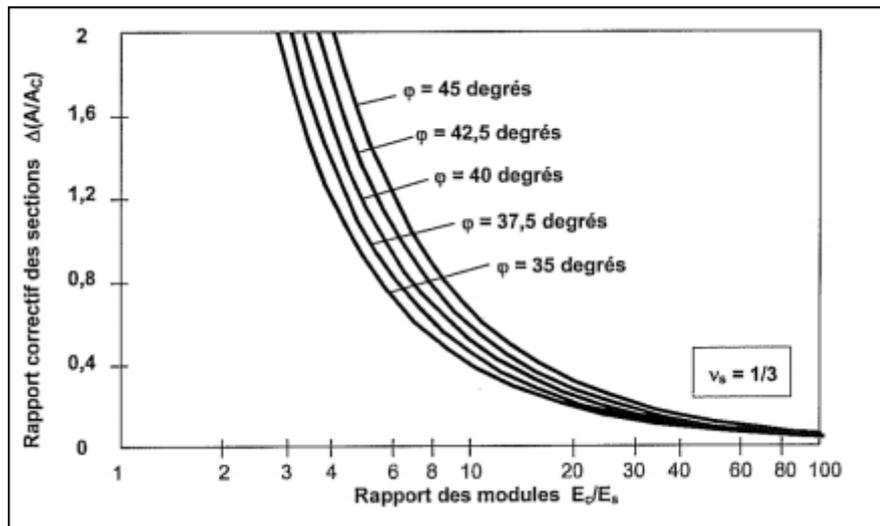


Figure II.10 : Prise en compte de la compressibilité de la colonne(1995).

e.3. Influence de la profondeur

Quand la contrainte causée par le poids des terres sous-jacentes augmente, l'étreinte latérale de la colonne ballastée augmente également, ce qui entraîne une résistance accrue de la colonne ballastée. Selon l'écrivain, l'impact de la profondeur est défini par un facteur de profondeur appelé f_d , déterminé par l'expression suivante :

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

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

γ : désigne le facteur d'influence qui est directement donné par l'abaque représenté dans la figure 2.18 en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $\Delta(A/A_c)$.

Cette approche présente l'avantage de prendre en compte l'impact de l'installation en augmentant le coefficient de pression latérale du sol ($K = 1$). Bien que la méthode repose sur diverses hypothèses simplificatrices, elle obtient des résultats satisfaisants et est largement utilisée par les entreprises et les bureaux d'études européens, tels que Keller.

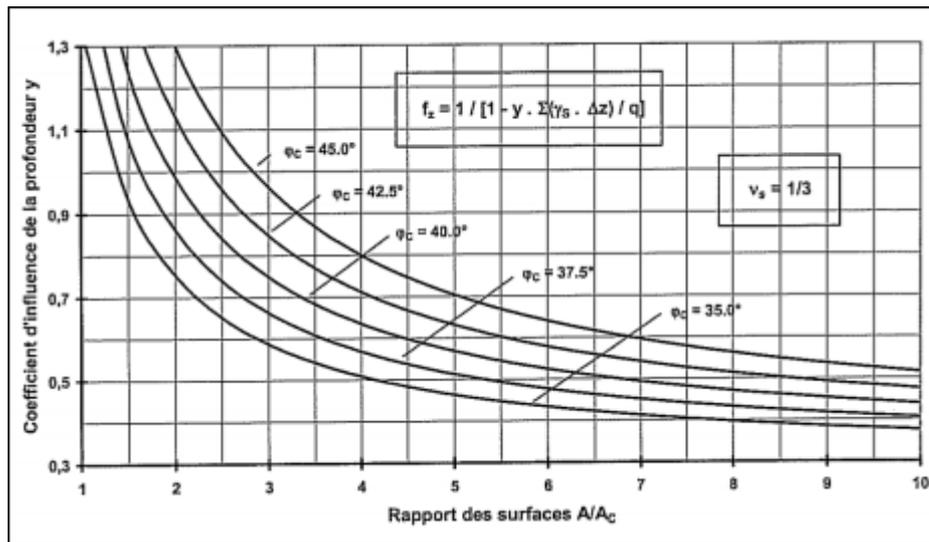


Figure II.11 : Influence de la profondeur (Priebe 1995)

II.9.2. Modes de ruptures

a. Rupture par expansion latérale

La théorie développée par Greenwood en 1970 est utilisée pour analyser la rupture par expansion latérale. La colonne est comparée à une éprouvette constituée du même matériau granulaire qui est soumise à une compression axiale q_c sous une contrainte de confinement p égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant à une profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales. Le fait que le ballast soit drainant permet de penser que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée. De cette manière, les valeurs q_c , kp_c , p représentent respectivement la force verticale qui agit sur la colonne lors de la rupture, le coefficient de butée du ballast et la force effective maximale que le sol peut supporter autour de celle-ci. [22]

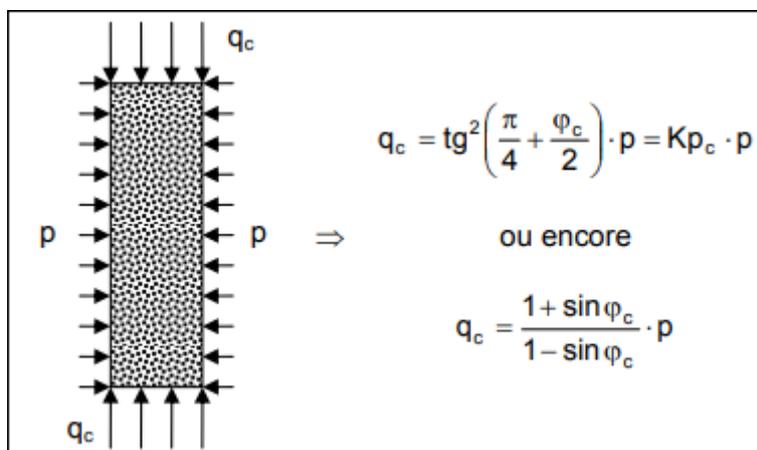


Figure II.12 : Rupture par expansion latérale.

b. Rupture par cisaillement généralisé

Il est essentiel de vérifier si la colonne ballastée est rompue par cisaillement généralisé pour les colonnes courtes. Brauns (1978) a suggéré une hypothèse de rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite appelé "ballast-sol", qui est défini par une surface tronconique dont la naissance à un angle avec l'horizontale, centré sur l'axe de colonne et développé sur une profondeur h. [22]

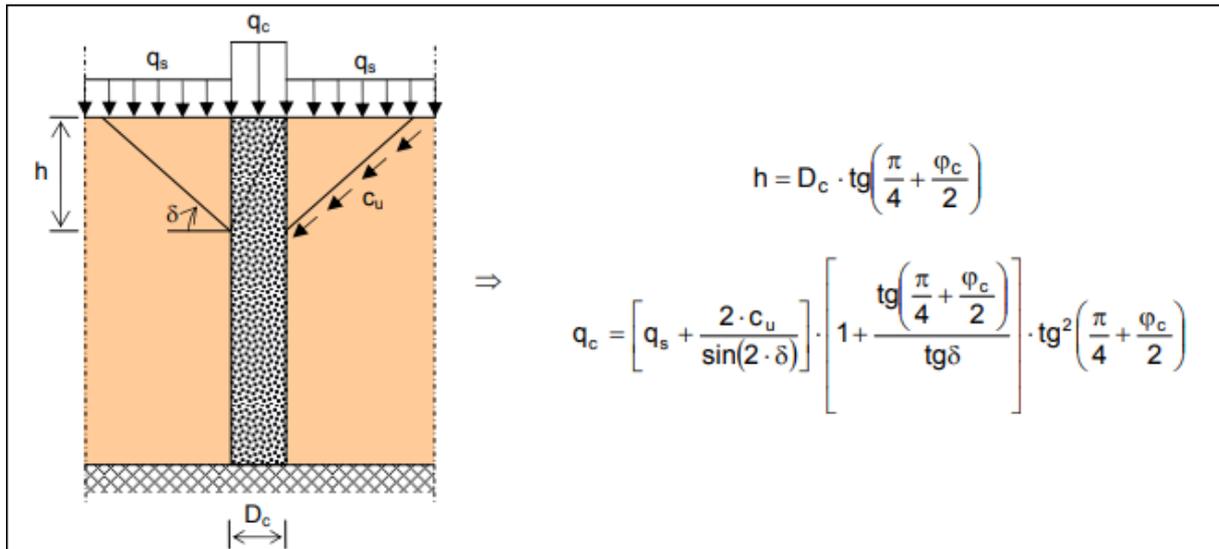


Figure II.13 : Rupture par cisaillement généralisé.

La contrainte verticale limite q_c en tête de la colonne est donnée par la relation indiquée dans la figure précédente. Cette contrainte dépend de la surcharge appliquée à la surface du sol autour de la fondation placée en tête de la colonne.

c. Rupture par poinçonnement

Les colonnes flottantes sont confrontées à la rupture par poinçonnement lorsque la résistance de pointe de la colonne ne peut pas équilibrer l'effort axial q_c transmis par la colonne.

La figure ci-dessous montre comment une colonne flottante se rompt par poinçonnement et comment la contrainte verticale augmente en fonction de la profondeur z (Braus, 1980). [22]

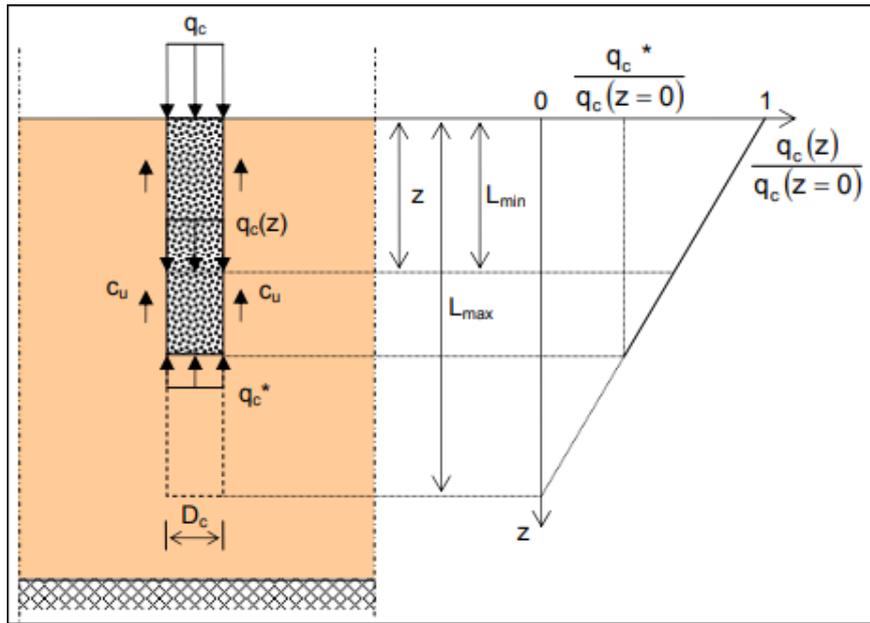


Figure II.14 : Rupture par poinçonnement.

II.9.3. Groupe de colonnes

a. Priebe (1995)

Une méthode très simple a été suggérée par Priebe (1995) pour évaluer le tassement d'une fondation traitée par un petit nombre de colonnes. Il est possible de calculer le tassement (S) d'une semelle isolée ou filante en utilisant la valeur du rapport des tassements (S/S_α), représentée par les abaques présentés dans la figure 15. En outre, il est important de noter que le tassement total S_α , pour le cas limite dans des conditions homogènes, est donné par :

$$S_\alpha = \sigma_0 \frac{Z}{E_s \beta_2}$$

Avec β_2 est la valeur moyenne du facteur d'amélioration sur la profondeur considéré z donné par la relation : $\beta_2 = \beta_1 f_d$

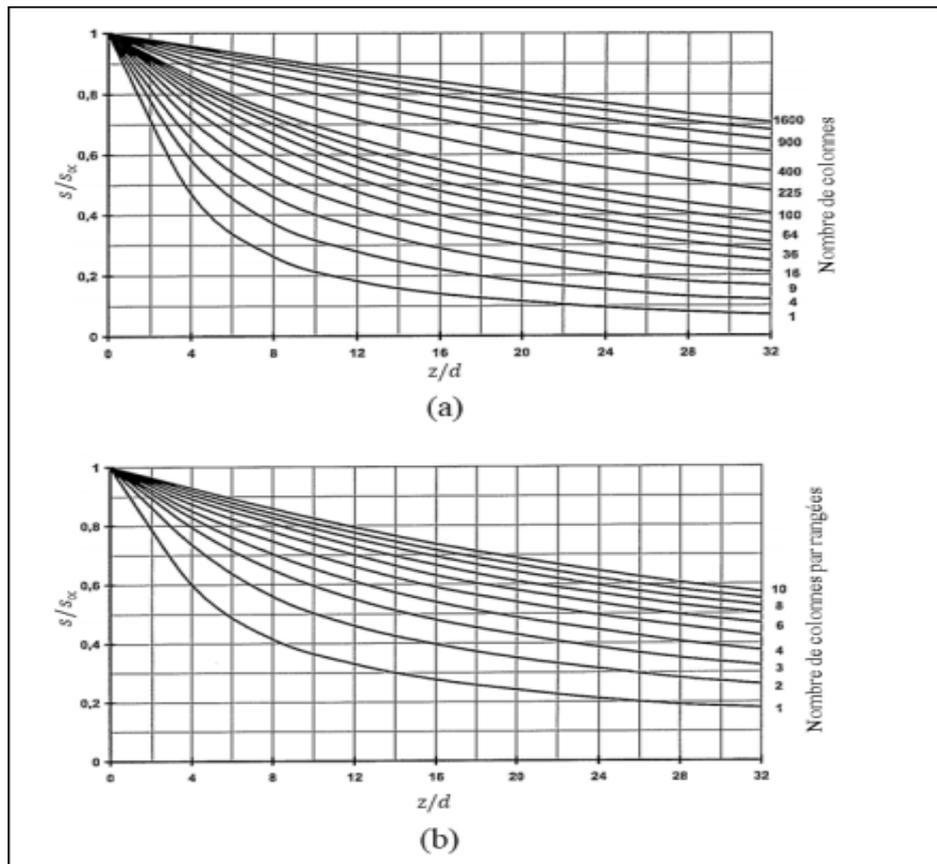


Figure II.15 : Rapport des tassements (S/S_{∞}) d'après Priebe (1995) : (a) semelle isolée ; (b) semelle filante.

b. Castro (2014)

Une solution analytique a été suggérée par Castro (2014a) afin d'évaluer le tassement d'une fondation rigide qui repose sur un sol mou amélioré par un ensemble de colonnes ballastées. La technique implique de réduire la géométrie en utilisant un modèle 2D axisymétrique, et de transformer le groupe de colonnes en une seule colonne centrale, comme illustré dans la figure suivante. Selon cette méthode, le sol est supposé élastique, mais les déformations plastiques sont prises en compte dans la colonne en utilisant une loi de comportement de Mohr Coulomb et une règle d'écoulement non liée. Afin d'obtenir le tassement de la fondation (S), il est nécessaire de diviser le profil du sol/colonne sous la fondation en plusieurs tranches d'épaisseur finie (Δt_i). Le tassement de la fondation (S) est calculé en ajoutant les déformations verticales au centre de chaque tranche ($\epsilon_{z,i}$).

$$S = \sum_1^i \epsilon_{z,i} \Delta t_i$$

La solution analytique est limitée par les hypothèses simplificatrices, par exemple, elle ne peut pas être directement utilisée pour les grandes surfaces ou les sols stratifiés. De plus, la solution ne s'applique pas lorsque la longueur des colonnes flottantes est insuffisante est en dessous de **2B**. En outre, cette solution ne peut être utilisée que pour des charges de fondations faibles à modérées (**50-100 kPa**), car les déformations plastiques dans le sol ne sont pas prises en compte.

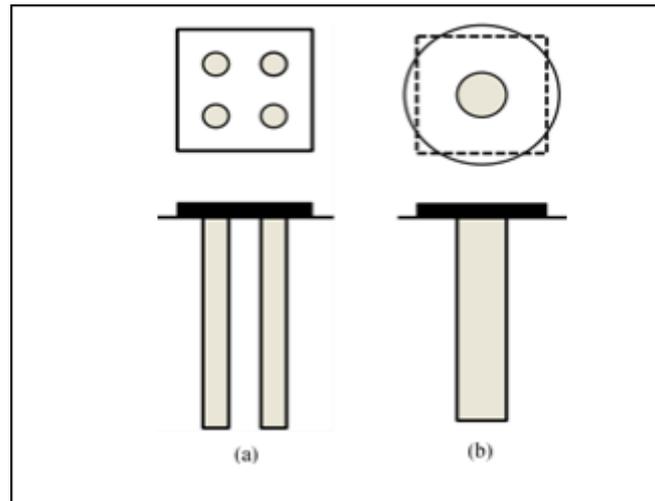


Figure II.16 : Transformation d'un groupe de colonnes à une seule colonne centrale d'après Castro (2014).

II.10 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre une vue globale sur les pieux ainsi que les méthodes de dimensionnement et l'effet d'un groupe de pieux, et après cela, nous avons également évoqué la technique du traitement de sol par les colonnes ballastées et nous avons exposé les différentes méthodes de dimensionnement et les modes de rupture.

Les pieux et les colonnes ballastées sont des techniques complémentaires du renforcement des sols qui permettent d'adapter la solution aux contraintes géotechnique et structurelle de chaque projet.

Chapitre III

III.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, on s'intéresse à la présentation du projet à étudier, et à l'étude géotechnique du site qui permet d'identifier la stratification du sol support et de déterminer les caractéristiques géotechniques des différentes couches rencontrées.

L'étude détaillée sur place a impliqué des forages de puits d'essai, des tests de pénétration dynamique et une variété d'essais de laboratoire. L'objectif de l'enquête sur site était d'identifier et d'analyser les données géologiques et les différentes caractéristiques géotechniques, telles que la dureté et la qualité du terrain de la section d'enquête, afin de constituer la base de données des structures fondamentales et de fournir ces données à la conception des travaux de terrassement destinés.

III.2. Situation géologique du site

La Géologie de la région de Bejaia est représentée par :

- Des terrains alluvionnaires de la vallée Soummam, secondaires et tertiaires des anticlinaux de djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.
- Des dépôts alluvionnaires anciens et récents : basses terrasses, sables, argiles et argiles vaseuses de la vallée Soummam.
- Des brèches de pentes recimentées d'âge mio-pliocène rencontrées dans l'ancienne ville passant sous les argiles gris- blanchâtres de l'oued Sghir, on retrouve ce niveau argileux jusque dans la région de Mellala.
- Des schistes rouges et verts, des calcaires lenticulaires inters stratifiés et des alternances régulières de marno-calcaires de 200 à 300 m d'épaisseur d'âge lias, jurassique des anticlinaux de djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

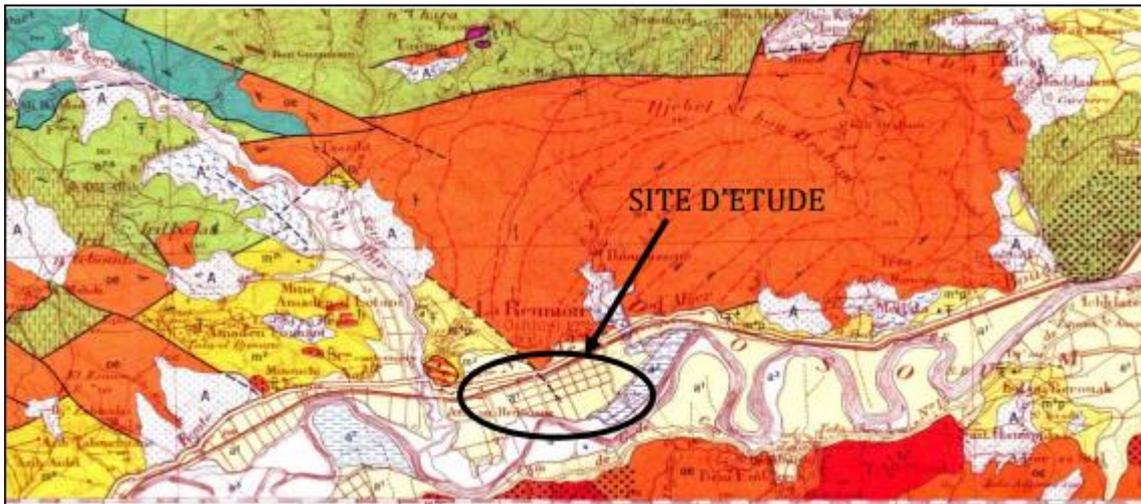


Figure III. 1 : Extrait de la carte géologique de Bejaia au 1/50 000e.

III.3. Situation géographique

Le site d'étude est situé au centre de la plaine de Bejaia, à 11 km au sud de la ville d'Oued Ghir. Il est délimité au nord par la ville et la route nationale N12, et est entouré de terres agricoles, créant un cadre où la nature et l'agriculture coexistent harmonieusement.



Figure III. 2 : Localisation du site d'étude.

III.4. Aperçu sur le projet

En se basant sur les informations fournies par le groupement **CRCC/Sapta**, le présent projet vise la conception et la mise en place d'un échangeur stratégique au niveau du point kilométrique 11, établissant une liaison essentielle entre la route nationale N°12 et la pénétrante locale. Cette initiative s'inscrit dans une démarche visant à améliorer l'efficacité et la fluidité du réseau routier dans la région de la plaine de Bejaïa, offrant ainsi une solution cruciale pour faciliter la circulation et optimiser les connexions entre les différentes voies de transport. La

conception de cet échangeur répond à des impératifs de développement infrastructurel, promettant d'apporter des avantages significatifs en termes de mobilité et de connectivité pour les résidents et les usagers.

D'après la nouvelle classification du CGS (RPOA 99, modifié en 2003), la wilaya de Bejaia est classée dans la zone **IIa** de sismicité moyenne.

III.5 Objectif de l'intervention

- Connaître la nature de sol ;
- Déceler d'éventuelles anomalies ;

Le programme des travaux de reconnaissance établi au niveau du site par **CRCC/Sapta**, se résume à la réalisation des essais suivants :

- Quatre (04) sondages pressiométriques de quarante-cinq (45 ml) avec réalisation des essais à chaque pas de deux mètres.

III.6. Compagne des essais laboratoire et des essais in-situ réalisés

III.6.1. essais in-situ

III.6.1.1.Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Cet essai constitue la succession de deux opérations : un forage pressiométrique et des essais pressiométriques. Ces essais permettent d'apprécier la succession des couches du sol et éventuellement leur nature, de définir l'aptitude des terrains à recevoir certains types de construction et d'orienter le choix et le dimensionnement des fondations d'ouvrages.

Les caractéristiques du sol déduites sont :

- Le module pressiométrique **EM** qui définit le comportement pseudo –élastique.
- La pression limite **PL** qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- La pression de fluage **PF** qui correspond à la fin de la phase pseudo-élastique.

Les essais pressiométriques réalisés sont des essais au Pressiomètre MENARD.

Essais d'expansion en forage conforme à la norme ENISO 22476-4 procédure B.

Avant d'introduire la sonde dans le forage, des étalonnages sont effectués pour celle-ci :

- Étalonnage des pressions.
- Étalonnage des volumes.

Le module œdométrique E_{oed} est relié au module pressiométrique par la corrélation suivante :

$$E_m = \alpha \cdot E_{oed} \quad \text{III.1}$$

Ce qui nous donne : $E = \frac{0.74}{\alpha} E_m$ III.2

E_m : module pressiométrique ;

E_{oed} : module œdométrique ;

α : coefficient rhéologique.

Un sondage pressiométrique d'une profondeur de quarante-cinq (45 m) a été réalisé, avec un essai tous les deux mètres (2m). Les valeurs des paramètres E_m et P_L sont résumées dans le tableau suivant :

a. 1^{er} essai pressiométrique (PMT E11-1)

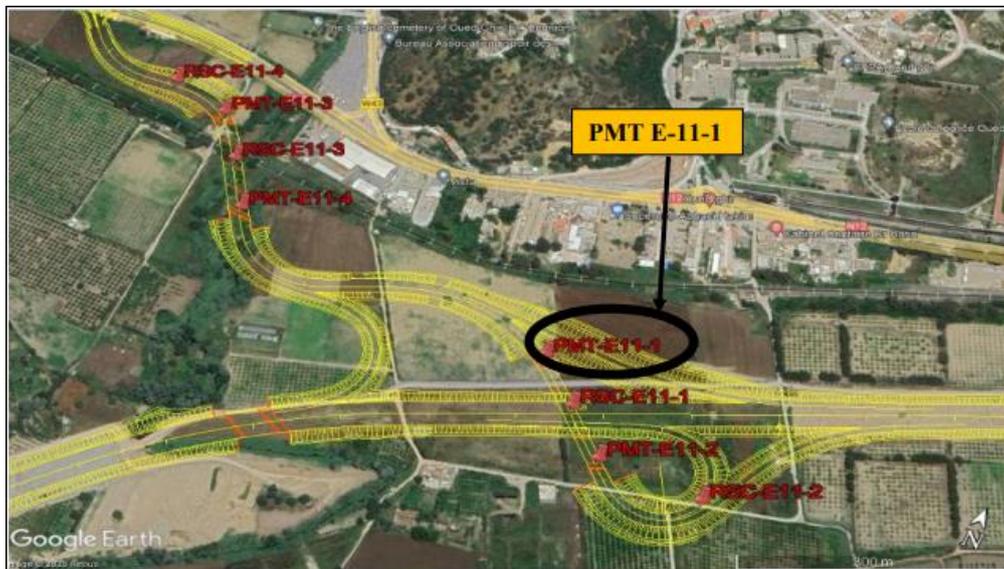


Figure III.3 : localisation de l'essai pressiométrique 1.

Tableau III.1 : Résultats d'essai pressiométrique PMT E11-1

Profondeur (m)	P_L (Bars)	E_m (Bars)	E_m/P_L	P_L^*	Classification
2	8.43	116.03	13,76	8.33	Argile graveleuse
4	9.39	74.16	7.90	9.19	Argile graveleuse
6	9.08	87.04	9.59	8.78	Argile graveleuse
8	7.01	39.85	5.68	6.61	Argile graveleuse
10	7.77	142.8	18.38	7.07	Argile graveleuse
12	7.35	45.71	6.22	6.35	Argile graveleuse

14	5.71	39.13	6.85	4.41	Limon argileux mous
16	5.51	34.43	6.25	3.91	Limon sableux mous
18	6.17	27.59	4.47	4.27	Limon sableux mous
20	9.84	186.1	18.91	7.64	Limon sableux
22	9.78	124.46	12.73	7.28	Limon sableux
24	9.67	90.83	9.39	6.87	Limon sableux
26	8.54	132.51	15.52	5.44	Limon sableux
28	11.01	139.63	12.68	7.61	Limon sableux
30	11.21	116.7	10.41	7.51	Limon sableux
32	16.52	135.35	8.19	12.52	Argile et limon ferme
34	12.32	77.19	6.27	8.02	Argile et limons ferme
36	13.49	135.88	10.07	8.89	Argiles et limons fermes
38	25.57	236.87	9.26	20.67	Limon sable compacte
40	22.62	364.98	16.14	17.42	Limon sableux
42	25.59	303.7	11.87	20.09	Limon sable compacte
44	28.26	376,41	13.32	22.46	Sable limoneux compacte
45	25.78	208.1	8.07	19.83	Sable limoneux compacte

III.6.1.2 Les essais de pénétration (SPT)

Le Standard Pénétration Test est un essai de pénétration dynamique normalisé. Il consiste à compter le nombre de coups N nécessaire à l'enfoncement d'un carottier normalisé d'une profondeur donnée sous une énergie de percussion connue.

Principe : L'essai se réalise de la manière suivante : Par battage et on compte ensuite le nombre de coups N1 pour obtenir un enfoncement de 15 cm et le nombre de coups N2 pour obtenir un nouvel enfoncement de 15 cm.

On a : $N = N_1 + N_2$



Figure III.4 : Carottier SPT avec échantillon récupéré au niveau RSC E11-1.

a. 1^{er} essai de pénétration (SPT)

Tableau III.2 : Récapitulatif des résultats d'essai SPT.

Sondage	SPT Profondeur	N0	N1	N2	N= N1+N2
RSC E11- 01 PK11	3.00-3.45	03	04	04	08
	6.00-6.45	02	03	04	07
	9.00-9.45	05	08	08	16
	12.00-12.45	06	07	08	15
	15.00-15.45	03	04	05	09
	18.00-18.45	04	05	05	10
	21.00-21.45	09	10	11	21
	24.00-24.45	08	10	13	23
	27.00-27.45	06	09	12	21
	30.00-30.45	08	10	12	22

33.00-33.45	10	13	16	29
36.00-36.45	07	10	13	23
39.00-39.45	09	11	14	25
42.00-42.45	12	15	17	32
45.00-45.45	Refus	Refus	Refus	Refus
48.00-48.45	Refus	Refus	Refus	Refus

III.6.2 essais laboratoire

III.6.2.1 Essais physiques

a. Analyse granulométrique (NF P 94-056/NF P 94-057)

Des essais ont été effectués sur des échantillons de sol prélevés à différentes profondeurs du sondage carotté réalisés.

En analysant ces résultats, on constate que ces essais confirment la description géologique du sol.

Les tableaux ci-après récapitulent les résultats des différents essais :

a. 1^{er} essai

Tableau III.3 : Récapitulatif des essais granulométriques.

Type d'essai	Granulométrie (%)			
Tamis (mm)	<5mm	<2mm	<0.08mm	
Profondeur de l'échantillon(m)				
ECH N°01	4.00/4.30	100	99.92	
ECH N°02	9.00/9.60	97.77	99.11	
ECH N°03	13.70/14.00	100	99.25	
ECH N°04	29.40/29.50	100	99.95	
RSC E11-1	ECH N°05	32.90/33.00	91.60	85.12
	ECH N°06	42.00/42.25	99.89	99.73
	ECH N°07	45.00/45.30	65.96	60.51

b. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation

La teneur en eau d'un sol est déterminée en mesurant la perte d'eau d'un échantillon représentatif après séchage à l'étuve jusqu'à une masse constante à une température de 105 °C. On compare ensuite cette masse d'eau perdue (évoluée) à la masse des solides obtenus après séchage.

Les tableaux ci-après récapitulent les 04 résultats des différents essais :

a. 1^{er} essai

Tableau III.4 : Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation.

Sondage Carotté	Profondeur (m)	Densité sèche " γ_d " (t/m ³)	Densité humide " γ_h " (t/m ³)	Teneur en eau "W" (%)	Degré de saturation "Sr" (%)
RSC E11-1	4.00/4.30	1.62	2.00	23.21	95
	9.00/9.60	1.64	2.03	23.98	99.76
	13.70/14.00	1.65	2.05	24.27	100
	29.40/29.50	1.92	2.23	15.93	100
	32.90/33.00	2.09	2.31	10.31	96.21
	42.00/42.25	1.66	2.05	23.20	100
	45.00/45.30	2.05	2.28	11.40	96.43

- Les échantillons testés présentent des valeurs plus ou moins homogènes de densité variant entre **1.62 t/m³** et **2.09 t/m³**, le sol testé est **dense à très dense**.
- Les teneurs en eau obtenues indiquent que le sol est **légèrement humide à humide**.
- Les degrés de saturation indiquent un sol **saturé**.

c. Limites d'Atterberg, Plasticité : (Selon la norme NF P 94-051)

Les valeurs de limites de liquidité **W_L** et de l'indice de plasticité **I_p** reportés sur le diagramme de Casagrande, indique que la fraction fine est représentée par **un sol peu plastique**.

On peut déterminer l'indice de consistance par la relation suivante :

W_L : Limite de liquidité

I_p : Indice de plasticité

Ces résultats sont illustrés sur les tableaux suivants :

a. 1^{er} essai

Tableau III.5 : Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051).

Sondage Carotté	Profondeur (m)	W _L (%)	W _P (%)	I _p (%)
RSC E11-1	4.00/4.30	28.0	10.0	18.0
	9.00/9.60	36.0	26.0	10.0
	13.70/14.00	35	20	15
	29.40/29.50	/	/	/
	32.90/33.00	/	/	/
	42.00/42.25	/	/	/

III.6.2.2 Essais mécaniques

a. Essai de cisaillement

Les essais de cisaillement caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation par l'application d'une contrainte normale, et un déplacement à vitesse constante, la composante horizontale qui s'oppose au déplacement du chariot suivant un plan de rupture caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par les mesures de la cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ) donne une possibilité de calculer la contrainte limite du sol.

a. 1^{er} essai

Tableau III.6 : Essai de cisaillement à la boîte de casagrande.

Sondage Carotté	Profondeur (m)	Non Consolidé, Non Drainé		Consolidé, Drainé	
		C _{uu} (Bars)	ϕ_{uu} (°)	CCD (Bars)	Φ (°)
RSC E11-1	9.00/9.60	0.31	18.91	/	/
	13.70/14.00	0.35	24.04	/	/
	42.00/42.25	0.18	21.28	/	/

III.6.2.3. Essais chimiques

Des analyses chimiques sommaires ont été effectuées sur les échantillons prélevés des sondages carottés pour évaluer l'agressivité du sol à l'égard des sulfates, la quantité de matière organique, de carbonate et de chlorure.

Les conclusions des analyses sont exposées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7 : Résultats des analyses chimiques des échantillons carottés.

Echantillon	Profondeur	Sulfates SO_4^-	Carbonate $CaCO_3$	Chlorure Cl^-	Matière organiques
RSC E11-1	4.00/4.30	Traces	23.30	Traces	1.33
	29.40/29.50	Traces	25.45	Traces	1.10

Selon les résultats indiqués au tableau précédant et aussi la norme **NFP 18 – 011** le sol n’est pas agressif aux sulfates, et selon la norme **NFP 94-011** le sol est faiblement organique ou inorganique vu le taux faible de matières orgiaques qu’il possède

III.6.3. essais in-situ

III.6.3.1.Essai pressiométrique

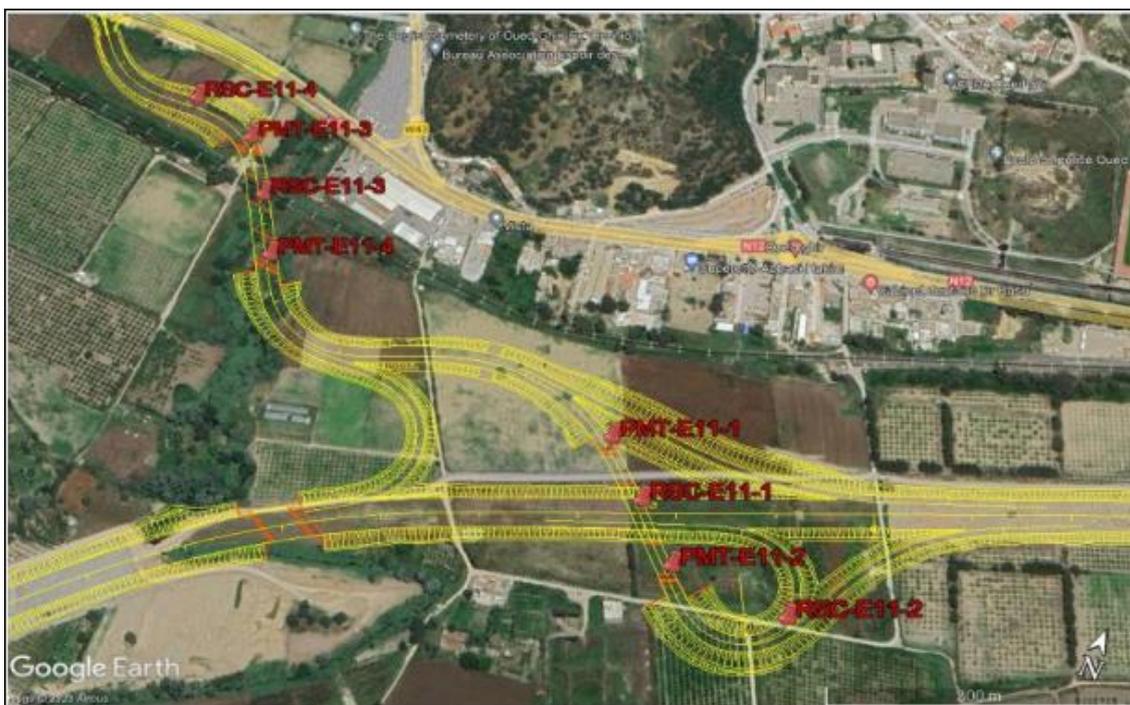


Figure III.5 : localisation de l’essai pressiométrique 2.

b. 2^{eme} essai pressiométrique (PMT E11-2)

Tableau III.8 : Résultats d’essai pressiométrique PMT E11-2.

Profondeur (m)	PL (Bars)	Em (Bars)	Em/PL	PL*	Classification
2	9.45	263.59	27.89	9.35	Limon argileux
4	10.52	188.74	17.94	10.32	Limon argileux

6	9.24	180.63	19.55	8.94	Limon argileux
8	7.37	54.02	7.33	6.97	Limon argileux
10	5.11	54.8	10.72	4.41	Limon argileux mous
12	5.94	41.03	6.91	4.94	Limon argileux mous
14	6.02	29.63	4.92	4.72	Limon argileux mous
16	4.08	67.4	16.52	2.48	Sabla limoneux lâche
18	8.48	47.92	5.65	6.58	Sable limoneux
20	7.89	86.61	10.98	5.69	Limon argileux
22	8.62	66.42	7.71	6.12	Alluvions moyens
24	9.79	94.27	9.63	6.99	Limon argileuse
26	13.85	205.45	14.83	10.75	Limon argileuse
28	9.92	114.33	11.53	6.52	Limon argileuse
30	12.5	157.48	12.60	8.8	Limon argileuse ferme
32	11.6	99.92	8.61	7.6	Limon argileuse ferme
34	14.38	346.27	24.08	10.08	Limon argileuse ferme
36	14.8	138.73	9.37	10.2	Limon argileuse ferme
38	22.85	410.58	17.97	17.95	Limon argileuse
40	28.87	427.23	14.80	23.67	Limon argileuse
42	29.01	363.37	12.53	23.51	Sable limoneux compact
44	26.78	269.16	10.05	20.98	Sable limoneux compact
45	29.06	521.44	17.94	23.11	Alluvions moyen compact

III.6.3.2 Les essais de pénétration (SPT)

Le Standard Pénétration Test est un essai de pénétration dynamique normalisé. Il consiste à compter le nombre de coups N nécessaire à l'enfoncement d'un carottier normalisé d'une profondeur donnée sous une énergie de percussion connue.

Principe : L'essai se réalise de la manière suivante : Par battage et on compte ensuite le nombre de coups N1 pour obtenir un enfoncement de 15 cm et le nombre de coups N2 pour obtenir un nouvel enfoncement de 15 cm.

On a :

$$N = N_1 + N_2$$

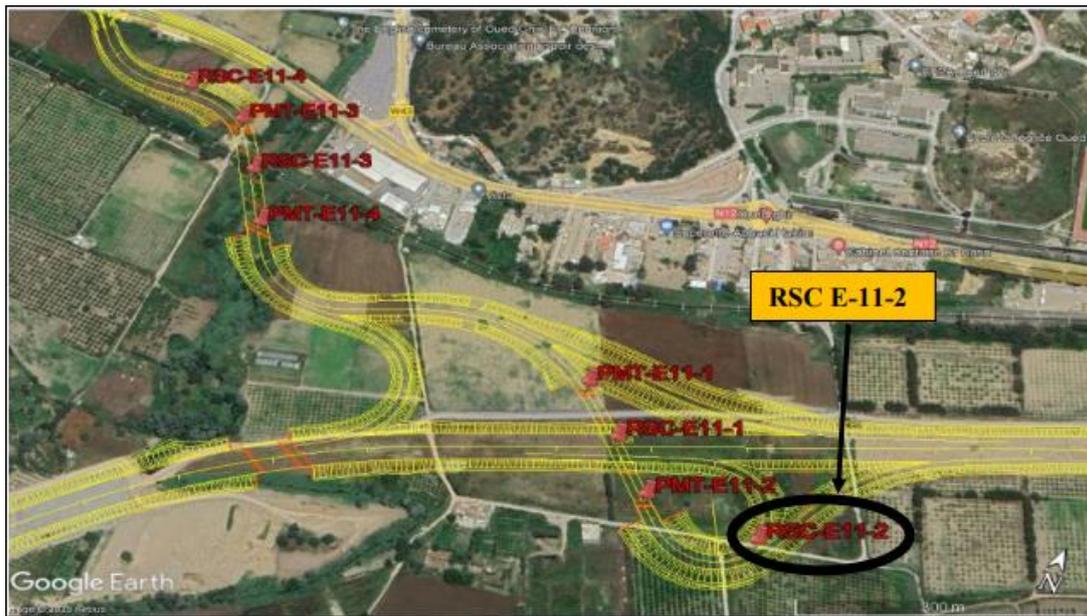


Figure III.6 : Carottier SPT avec échantillon récupéré au niveau RSC E11-2

a. 2^{eme} essai de pénétration (SPT)

Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats.

Sondage	SPT Profondeur	N0	N1	N2	N= N1+N2
RSC E11-02 PK11	3.00-3.45	06	08	09	17
	6.00-6.45	02	05	07	08
	9.00-9.45	05	08	08	16
	12.00-12.45	08	10	10	20
	15.00-15.45	04	05	05	10
	18.00-18.45	07	09	11	20
	21.00-21.45	15	20	23	43
	24.00-24.45	09	10	12	22
	27.00-27.45	10	11	13	24
	30.00-30.45	11	12	14	26
	33.00-33.45	10	14	15	29
	36.00-36.45	11	14	14	28
	39.00-39.45	07	09	10	19
42.00-42.45	16	Refus	Refus	Refus	

45.00-45.45	Refus	Refus	Refus	Refus
48.00-48.45	20	Refus	Refus	Refus

III.6.4. Essai au laboratoire

III.6.4.1 Essais physiques

a. Analyse granulométrique (NF P 94-056/NF P 94-057)

Des essais ont été effectués sur des échantillons de sol prélevés à différentes profondeurs du sondage carotté réalisés.

En analysant ces résultats, on constate que ces essais confirment la description géologique du sol.

Les tableaux ci-après récapitulent les résultats des différents essais :

Tableau III .10 : Récapitulatif des essais granulométriques.

Type d'essai		Granulométrie (%)			
Tamis (mm)		<5mm	<2mm	<0.08mm	
Profondeur de l'échantillon(m)					
ECH N°01	4.50/5.00	99.93	99.87	98.53	
ECH N°02	11.00/11.30	99.92	99.67	52.84	
ECH N°03	17.70/18.00	99.71	99.57	32.90	
RSC E11-2	ECH N°04	33.20/33.70	/	100	98.12
	ECH N°05	40.60/41.00	/	100	75.57

a. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation

La teneur en eau d'un sol est déterminée en mesurant la perte d'eau d'un échantillon représentatif après séchage à l'étuve jusqu'à une masse constante à une température de 105 °C. On compare ensuite cette masse d'eau perdue (évacuée) à la masse des solides obtenus après séchage.

Les tableaux ci-après récapitulent les 04 résultats des différents essais :

b. 2^{eme} essai

Tableau III.11 : Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation.

Sondage Carotté	Profondeur (m)	Densité sèche " γ_d " (t/m3)	Densité humide " γ_h " (t/m3)	Teneur en eau "W" (%)	Degré de saturation "Sr" (%)
-----------------	----------------	-------------------------------------	--------------------------------------	-----------------------	------------------------------

RSC E11-2	4.50/5.00	1.85	2.15	16.46	96.09
	11.00/11.30	1.75	2.11	20.29	100
	17.70/18.00	1.98	2.24	13.15	97.58
	33.20/33.70	1.57	1.99	27.15	100
	40.60/41.00	1.57	2.00	27.38	100

- Les échantillons testés présentent des valeurs plus ou moins homogènes de densité variant entre **1.57 t/m3** et **1.98 t/m3**, Le sol ainsi testé est **peu dense à dense**.
- Les teneurs en eau obtenues indiquent que le sol est **légèrement humide à humide**.
- Les degrés de saturation indiquent un sol **détrempé à saturé**.

d. Limites d’Atterberg, Plasticité : (Selon la norme NF P 94-051)

Les valeurs de limites de liquidité **W_L** et de l’indice de plasticité **I_P** reportés sur le diagramme de Casagrande, indique que la fraction fine est représentée par **un sol peu plastique**.

On peut déterminer l’indice de consistance par la relation suivante :

W_L : Limite de liquidité

I_P : Indice de plasticité

Ces résultats sont illustrés sur les tableaux suivants :

a. 2^{eme} essai

Tableau III.12 : Limites d’Atterberg (selon la norme NF P 94-051).

Sondage Carotté	Profondeur (m)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)
RSC E11-2	4.50/5.00	42.00	30.00	12.00
	11.00/11.30	41.00	22.00	19.00
	17.70/18.00	36.00	29.00	07.00
	33.20/33.70	/	/	/
	40.60/41.00	/	/	/

III.6.4.2 Essais mécaniques

a. Essai de cisaillement

Les essais de cisaillement caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation par l’application d’une contrainte normale, et un déplacement à vitesse constante, la composante

horizontale qui s’oppose au déplacement du chariot suivant un plan de rupture caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par les mesures de la cohésion (C) et de l’angle de frottement (φ) donne une possibilité de calculer la contrainte limite du sol.

a. 2^{ème} essai

Tableau III.13 : Essai de cisaillement à la boîte de casagrande.

Sondage Carotté	Profondeur (m)	Non Consolidé, Non Drainé		Consolidé, Drainé	
		C_{uu} (Bars)	φ_{uu} (°)	C_{cd} (Bars)	Φ (°)
RSC E11-2	4.50/5.00	0.35	27.79	/	/
	11.00/11.30	0.41	26.82	/	/
	25.60/25.90	/	/	26	31

III.6.4.3. Essais chimiques

Des analyses chimiques sommaires ont été effectuées sur les échantillons prélevés des sondages carottés pour évaluer l'agressivité du sol à l’égard des sulfates, la quantité de matière organique, de carbonate et de chlorure.

Les conclusions des analyses sont exposées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.14 : Résultats des analyses chimiques des échantillons carottés.

Echantillon	Profondeur	Sulfates SO_4^-	Carbonate $CaCO_3$	Chlorure Cl^-	Matière organiques
RSC E11-2	25.40/25.90	Traces	26.40	Traces	1.51
	33.20/33.70	Traces	23.65	Traces	0.95

Selon les résultats indiqués au tableau précédant et aussi la norme **NFP 18 – 011** le sol n’est pas agressif aux sulfates, et selon la norme **NFP 94-011** le sol est faiblement organique ou inorganique vu le taux faible de matières orgiaques qu’il possède

III.6.5. essais in-situ

III.6.5.1. Essai pressiométrique



Figure III.7 : localisation de l'essai pressiométrique 3

c. 3^{ème} essai pressiométrique (PMT E11-3)

Tableau III.15 : Résultats d'essai pressiométrique PMT E11-3.

Profondeur (m)	P_L (Bars)	E_m (Bars)	E_m/P_L	P_L^*	Classification
2	6,68	66,72	9,99	6,58	Agile limoneuse molle
4	6,1	54,72	8,97	5,9	Agile limoneuse molle
6	6,3	67,04	10,64	5,8	Agile limoneuse molle
8	7,94	63,61	8,01	7,14	Argile plastique
10	6,89	37,12	5,39	5,79	Argile plastique molle
12	5,13	58,39	11,38	3,73	Alluvions mous
14	4,8	119,39	24,87	3,1	Alluvions mous
16	7,84	76,08	9,70	5,84	Alluvions
18	7,67	83,77	10,92	5,37	Limon argileux plastique
20	7,86	99,66	12,68	5,26	Limon argileux plastique
22	9,93	136,89	13,79	7,03	Limon argileux plastique

24	10,44	132,43	12,68	7,24	Limon argileux plastique
26	12,96	193,09	14,90	9,46	Limon argileux plastique ferme
28	11,54	153,32	13,29	7,74	Limon argileux plastique
30	13,16	92,88	7,06	9,06	Limon sableux ferme
32	8,62	151,76	17,61	4,22	Limon sableux
34	17,2	156,12	9,08	12,5	Limon sableux ferme
36	25,93	274,38	10,58	20,93	Limons sableux très ferme
38	27,39	246,39	9,00	22,09	Limons sableux très ferme
40	28,66	258,27	9,01	23,06	Limons sableux très ferme
42	28,82	335,23	11,63	22,92	Limons sableux très ferme
44	26,4	299,26	11,34	20,2	Limons sableux très ferme
45	28,52	284,89	9,99	22,17	Limons sableux très ferme

III.6.52. Les essais de pénétration (SPT)

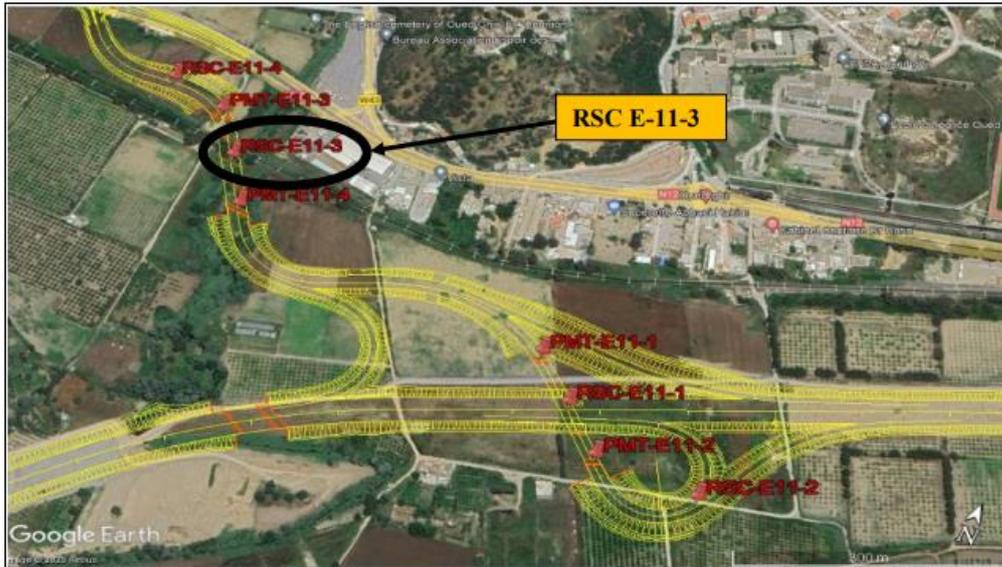


Figure III.8 : Carottier SPT avec échantillon récupéré au niveau RSC E11-3

a. 3^{eme} essai de pénétration (SPT)

Tableau III.16 : Récapitulatif des résultats.

Sondage	SPT Profondeur	N0	N1	N2	N= N1+N2
RSC E11-03 PK11	3.00-3.45	10	12	12	24
	6.00-6.45	07	08	08	16
	9.00-9.45	06	07	08	15
	12.00-12.45	08	26	REFUS	REFUS
	15.00-15.45	30	REFUS	REFUS	REFUS
	18.00-18.45	07	09	09	18
	21.00-21.45	06	07	08	15
	24.00-24.45	08	09	11	20
	27.00-27.45	05	06	06	12
	30.00-30.45	07	09	10	19
	33.00-33.45	08	10	13	23

III.6.6 Essai au laboratoire

III.6.6.1 Essais physiques

a. Analyse granulométrique (NF P 94-056/NF P 94-057)

Des essais ont été effectués sur des échantillons de sol prélevés à différentes profondeurs du sondage carotté réalisés.

En analysant ces résultats, on constate que ces essais confirment la description géologique du sol.

Les tableaux ci-après récapitulent les résultats des différents essais :

a. 3^{ème} essai

Tableau III.17 : Récapitulatif des essais granulométriques.

Type d'essai		Granulométrie (%)			
Tamis (mm)		<5mm	<2mm	<0.08mm	
Profondeur de l'échantillon(m)					
RSC E11-3	ECH N°01	5.60/5.90	99.92	99.70	87.13
	ECH N°02	16.50/17.00	99.50	99.26	95.48
	ECH N°03	21.00/21.50	98.86	98.35	95.99
	ECH N°04	26.50/27.00	100	99.52	97.71
	ECH N°05	37.60/38.00	/	/	29.80
	ECH N°06	46.60/46.90	99.92	99.85	91.18

a. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation

La teneur en eau d'un sol est déterminée en mesurant la perte d'eau d'un échantillon représentatif après séchage à l'étuve jusqu'à une masse constante à une température de 105 °C. On compare ensuite cette masse d'eau perdue (évacuée) à la masse des solides obtenus après séchage.

Les tableaux ci-après récapitulent les 04 résultats des différents essais :

Tableau III.18: Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation.

Sondage Carotté	Profondeur (m)	Densité sèche " γ_d " (t/m ³)	Densité humide " γ_h " (t/m ³)	Teneur en eau "W" (%)	Degré de saturation "Sr" (%)
RSC E11-3	5.60/5.90	1.64	2.03	23.46	98.65
	16.50/17.00	1.54	1.98	28.33	100
	21.00/21.50	1.57	2.00	27.75	100
	26.50/27.00	1.59	2.03	27.76	100
	37.60/38.00	1.85	2.18	17.85	100

46.60/46.90	1.66	2.06	24.10	100
-------------	------	------	-------	-----

- Les échantillons testés présentent des valeurs plus ou moins homogènes de densité variant entre **1.54 t/m³** et **1.85 t/m³**, le sol ainsi testé est **peu dense à dense**.
- Les teneurs en eau obtenues indiquent que le sol est **légèrement humide à humide**.
- Les degrés de saturation indiquent un sol **détrempé à saturé**.

e. Limites d’Atterberg, Plasticité : (Selon la norme NF P 94-051)

Les valeurs de limites de liquidité **W_L** et de l’indice de plasticité **I_P** reportés sur le diagramme de Casagrande, indique que la fraction fine est représentée par **un sol peu plastique**.

On peut déterminer l’indice de consistance par la relation suivante :

W_L : Limite de liquidité

I_P : Indice de plasticité

Ces résultats sont illustrés sur les tableaux suivants :

a. 3^{eme} essai

Tableau III.19 : Limites d’Atterberg (selon la norme NF P 94-051).

Sondage Carotté	Profondeur (m)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)
RSC E11-3	5.60/5.90	36.00	22.00	14.00
	16.50/17.00	28.00	21.00	7.00
	21.00/21.50	39.00	21.00	18.00
	26.50/27.00	/	/	/
	37.60/38.00	/	/	/
	46.60/46.90	/	/	/

III.6.6.2 Essais mécaniques

a. Essai de cisaillement

Les essais de cisaillement caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation par l’application d’une contrainte normale, et un déplacement à vitesse constante, la composante horizontale qui s’oppose au déplacement du chariot suivant un plan de rupture caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par les mesures de la cohésion (C) et de l’angle de frottement (ϕ) donne une possibilité de calculer la contrainte limite du sol.

a. 3^{ème} essai

Tableau III.20 : Essai de cisaillement à la boîte de casagrande.

Sondage Carotté	Profondeur (m)	Non Consolidé, Non Drainé		Consolidé, Drainé	
		C_{uu} (Bars)	φ_{uu} (°)	C_{cd} (Bars)	Φ (°)
RSC E11-3	5.60/5.90	0.23	6.84	/	/
	16.50/17.00	/	/	0.25	24.13
	21.00/21.50	0.2	8.80	/	/
	26.50/27.00	/	/	0.31	25.78

III.6.6.3. Essais chimiques

Des analyses chimiques sommaires ont été effectuées sur les échantillons prélevés des sondages carottés pour évaluer l'agressivité du sol à l'égard des sulfates, la quantité de matière organique, de carbonate et de chlorure.

Les conclusions des analyses sont exposées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.21 : Résultats des analyses chimiques des échantillons carottés.

Echantillon	Profondeur	Sulfates SO ₄ ⁻	Carbonate CaCO ₃	Chlorure Cl ⁻	Matière organiques
RSC E11-3	16.50/17.00	Traces	21.15	Traces	0.93
	26.50/27.00	Traces	23.20	Traces	0.85

Selon les résultats indiqués au tableau précédant et aussi la norme **NFP 18 – 011** le sol n'est pas agressif aux sulfates, et selon la norme **NFP 94-011** le sol est faiblement organique ou inorganique vu le taux faible de matières orgiaques qu'il possède

III.6.7. essais in-situ

III.6.7.1.Essai pressiométrique

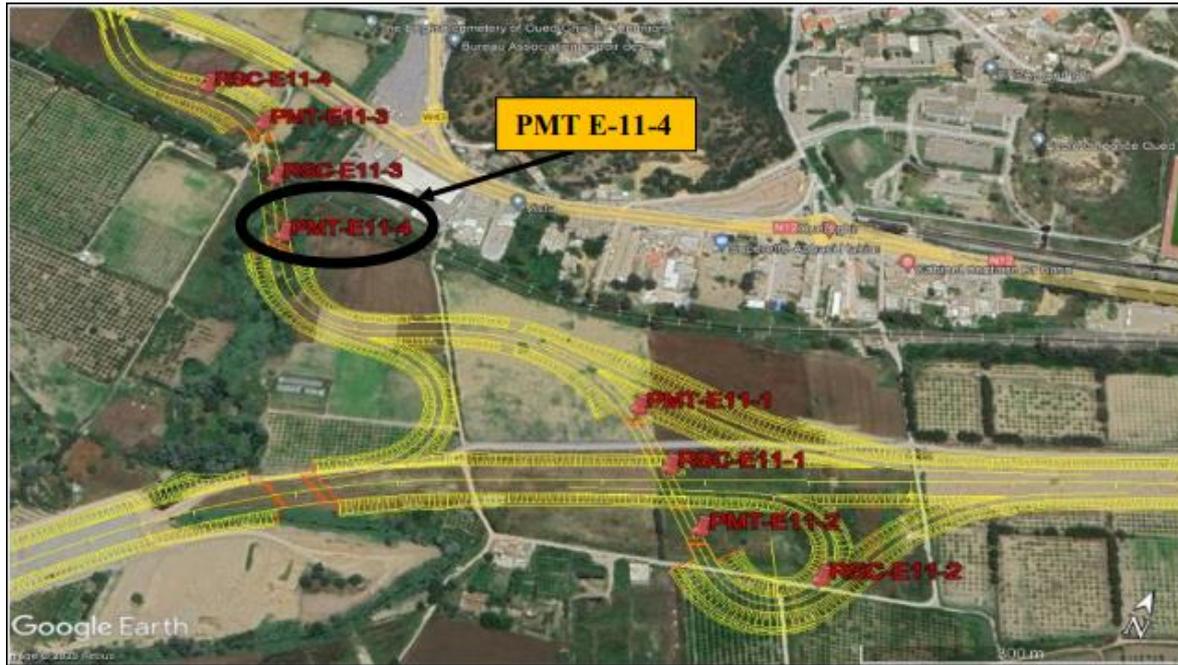


Figure III.9 : localisation de l’essai pressiométrique 4.

d. 4^{eme} essai pressiométrique (PMT E11-4)

Tableau III.22 : Résultats d’essai pressiométrique PMT E11-4.

Profondeur (m)	PL (Bars)	Em (Bars)	Em/PL	PL*	Classification
2	7,13	129,82	18,2075736	7,03	Argile graveleuse
4	4,82	104,37	21,653527	4,42	Argile graveleuse
6	10,73	119,12	11,1015843	10,03	Limon argileux
8	9,96	110,51	11,0953815	8,96	Limon argileux
10	11,76	141,11	11,9991497	10,46	Limon argileux
12	6,55	116,98	17,859542	4,95	Limon argileux mous
14	5,73	155,36	27,113438	3,83	Limon argileux mous
16	7,75	84,27	10,8735484	5,55	Limon argileux
18	7,63	70,86	9,2870249	5,13	Limon argileux
20	13,86	177,42	12,8008658	11,06	Limon argileux ferme
22	10,82	178,27	16,4759704	7,72	Limon argileux
24	10,77	118,44	10,9972145	7,37	Limon argileux
26	10,51	190,46	18,1217888	6,81	Limon argileux
28	12,8	235,28	18,38125	8,8	Limon argileux ferme

30	16,69	147,05	8,81066507	12,39	Limon argileux ferme
32	13,63	269,54	19,7754952	9,03	Limon argileux ferme
34	20,39	152,03	7,45610593	15,49	Limon argileux
36	25,45	264,08	10,3764244	20,25	Limon argileux très ferme
38	25,42	236,87	9,31825334	19,92	Limon argileux très ferme
40	22,47	364,98	16,2429907	16,67	Limon argileux très ferme
42	28,5	383,08	13,4414035	22,4	Limon argileux très ferme
44	25,97	307,32	11,8336542	19,57	Limon argileux très ferme
45	28,27	376,41	13,3148214	21,72	Limon argileux très ferme

III.6.7.2 Les essais de pénétration (SPT)

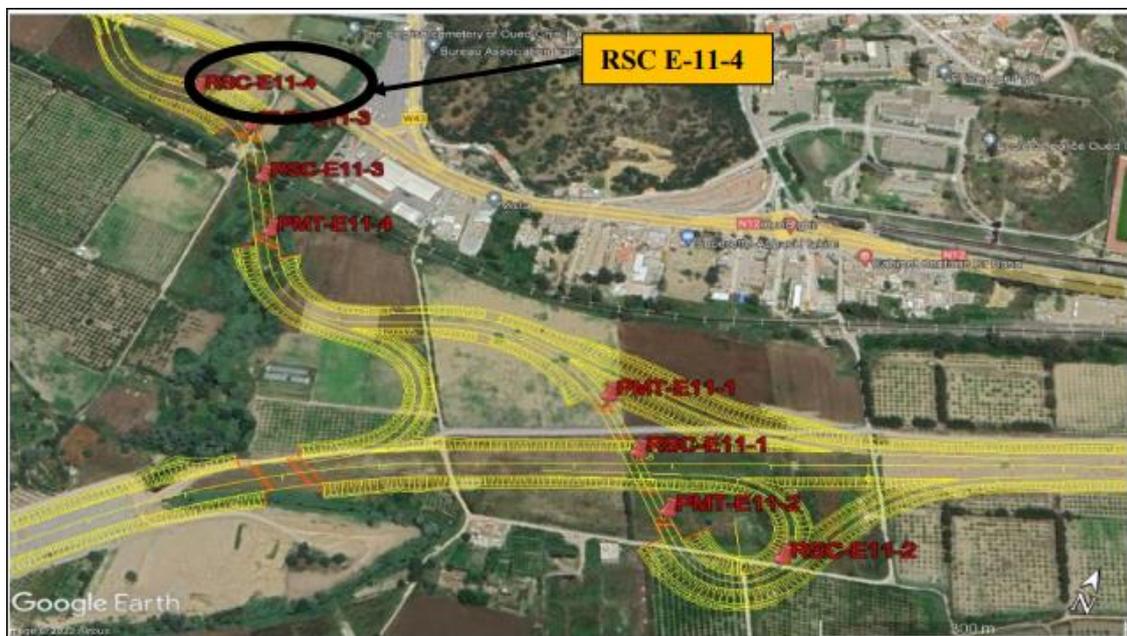


Figure III.10 : Carottier SPT avec échantillon récupéré au niveau RSC E11-4

a. 4^{eme} essai de pénétration (SPT)

Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats.

Sondage	SPT Profondeur	N0	N1	N2	N= N1+N2
RSC E11-04 PK11	3.00-3.45	03	03	02	05
	6.00-6.45	04	06	08	14
	9.00-9.45	06	07	08	15
	12.00-12.45	06	07	09	16
	15.00-15.45	08	09	10	19
	18.00-18.45	06	10	11	21
	21.00-21.45	07	08	09	17
	24.00-24.45	09	12	13	25
	27.00-27.45	08	10	15	25
	30.00-30.45	09	10	13	23
	33.00-33.45	07	11	12	22
	36.00-36.45	08	13	16	29
	39.00-39.45	08	12	12	24
	42.00-42.45	12	14	14	28
	45.00-45.45	10	13	15	28
48.00-48.45	20	Refus	Refus	Refus	

III.6.8. Essai au laboratoire

III.6.8.1 Essais physiques

a. Analyse granulométrique (NF P 94-056/NF P 94-057)

Des essais ont été effectués sur des échantillons de sol prélevés à différentes profondeurs du sondage carotté réalisés.

En analysant ces résultats, on constate que ces essais confirment la description géologique du sol.

Les tableaux ci-après récapitulent les résultats des différents essais :

a. 4^{eme} essai

Tableau III.24 : Récapitulatif des essais granulométriques.

Type d'essai		Granulométrie (%)			
Tamis (mm)		<5mm	<2mm	<0.08mm	
Profondeur de l'échantillon(m)					
RSC E11-4	ECH N°01	5.40/6.00	100	99.41	96.74
	ECH N°02	8.20/8.70	99.70	99.40	96.96
	ECH N°03	17.40/18.00	100	99.84	97.71
	ECH N°04	23.60/24.00	100	99.92	99.15
	ECH N°05	36.00/36.40	/	/	/
	ECH N°06	44.30/44.80	99.19	97.09	65.16

a. Teneur en eau, Densité sèche et Degrés de saturation

La teneur en eau d'un sol est déterminée en mesurant la perte d'eau d'un échantillon représentatif après séchage à l'étuve jusqu'à une masse constante à une température de 105 °C. On compare ensuite cette masse d'eau perdue (évaporée) à la masse des solides obtenus après séchage.

Les tableaux ci-après récapitulent les 04 résultats des différents essais :

c. 4^{eme} essai

Tableau III.25 : Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation.

Sondage Carotté	Profondeur (m)	Densité sèche " γ_d " (t/m ³)	Densité humide " γ_h " (t/m ³)	Teneur en eau "W" (%)	Degré de saturation "Sr" (%)
RSC E11-4	5.40/6.00	1.57	2.06	31.61	100
	8.20/8.70	1.70	2.01	18.44	84.25
	14.50/15.00	1.61	2.03	25.91	100
	23.60/24.00	1.62	2.04	25.92	100
	36.00/36.40	1.57	2.00	27.67	100
	44.30/44.80	1.75	2.10	20.16	99.89

- Les échantillons testés présentent des valeurs plus ou moins homogènes de densité variant entre **1.57 t/m³** et **1.75 t/m³**, le sol ainsi testé est **peu dense à dense**.

- Les teneurs en eau obtenues indiquent que le sol est **légèrement humide à humide**.
 - Les degrés de saturation indiquent un sol **détrempé à saturé**.
- f. **Limites d’Atterberg, Plasticité : (Selon la norme NF P 94-051)**

Les valeurs de limites de liquidité **W_L** et de l’indice de plasticité **I_p** reportés sur le diagramme de Casagrande, indique que la fraction fine est représentée par **un sol peu plastique**.

On peut déterminer l’indice de consistance par la relation suivante :

W_L : Limite de liquidité

I_p : Indice de plasticité

Ces résultats sont illustrés sur les tableaux suivants :

III.6.8.2 Essais mécaniques

a. Essai de cisaillement

Les essais de cisaillement caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation par l’application d’une contrainte normale, et un déplacement à vitesse constante, la composante horizontale qui s’oppose au déplacement du chariot suivant un plan de rupture caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par les mesures de la cohésion (C) et de l’angle de frottement (ϕ) donne une possibilité de calculer la contrainte limite du sol.

a. 4^{eme} essai

Tableau III.26 : Essai de cisaillement à la boîte de casagrande.

Sondage Carotté	Profondeur (m)	Non Consolidé, Non Drainé		Consolidé, Drainé	
		C_{uu} (Bars)	φ_{uu} (°)	C_{cd} (Bars)	Φ (°)
RSC E11-4	5.90/6.00	0.34	9.29	/	/
	8.20/8.70	0.27	11.28	/	/
	14.50/15.00	/	/	19	27
	23.60/24.00	0.33	9.98	/	/
	36.00/36.40	/	/	25	24.96
	44.30/44.80	0.33	8.73	/	/

III.6.8.3. Essais chimiques

Des analyses chimiques sommaires ont été effectuées sur les échantillons prélevés des sondages carottés pour évaluer l'agressivité du sol à l'égard des sulfates, la quantité de matière organique, de carbonate et de chlorure.

Les conclusions des analyses sont exposées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.27 : Résultats des analyses chimiques des échantillons carottés.

Echantillon	Profondeur	Sulfates SO_4^-	Carbonate $CaCO_3$	Chlorure Cl^-	Matière organiques
RSC E11-4	8.20/8.70	Traces	26.65	Traces	1.57
	23.60/24.00	Traces	27.35	Traces	1.18

Selon les résultats indiqués au tableau précédant et aussi la norme **NFP 18 – 011** le sol n'est pas agressif aux sulfates, et selon la norme **NFP 94-011** le sol est faiblement organique ou inorganique vu le taux faible de matières organiques qu'il possède.

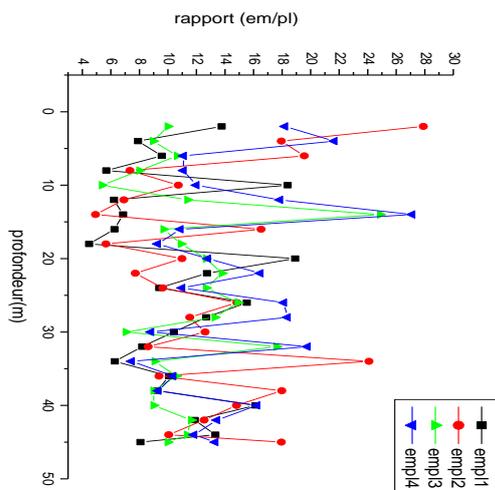


Figure III.11 : rapport Em/Pl

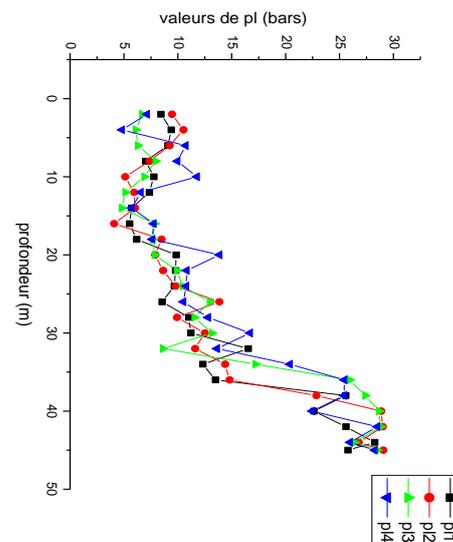


Figure III.12 : valeurs de la pression limite

Commentaire

Nous remarquons depuis le graphe du rapport em/pl que les principaux constituants du sol varient entre chaque point pris lors des essais in situ.

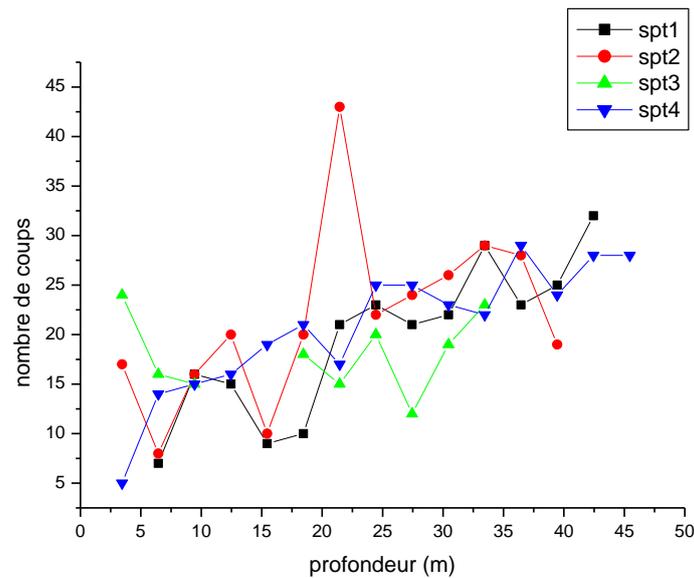


Figure III.13 : courbe résultats des essais SPT

Commentaire

Nous remarquons que le nombre de coups dans chaque courbe change d'une couche à une autre ce qui nous permet de constater le changement des paramètres mécaniques tel l'angle de frottement et la cohésion.

III.7 Conclusion

Les résultats de l'étude géotechnique du site d'implantation de projet nous indiquent sur l'homogénéité horizontale et verticale du sol, des caractéristiques physico-mécaniques insuffisantes pour recevoir un chargement important tel un remblai autoroutier d'une hauteur de 10 m, concernant l'aspect chimique le sol ne se situe pas dans une zone agressive. Les résultats présentés dans ce chapitre serviront à l'étude de remblai autoroutier sous différentes configuration du sol d'assise qui sera traité dans le chapitre IV suivant.

Chapitre IV

IV.1. Introduction

Le dimensionnement des pieux et des colonnes ballastées est une étape cruciale qui suit une approche similaire basée sur les charges applicables, les tassements admissibles et les caractéristiques du sol en place. Ces derniers sont sélectionnés en fonction des caractéristiques du sol, des charges et des déformations tolérées.

IV.2. Evaluation de la capacité portante du sol

Les prochaines étapes seront consacrées à l'analyse de la résistance admissible et le tassement du sol sans traitement en effectuant des essais in-situ (Pressiomètre, CPT, SPT), et des essais en laboratoire.

IV.2.1. Calcul fondation superficielle

La fondation superficielle est la partie située sur la toute première couche du sol de 2 m hauteur, sa capacité portante se calcule en utilisant la loi de terzaghi.

$$\text{On a un sol saturé : } q_u = \frac{1}{2} B \gamma' N_\gamma S_\gamma + C N_c S_c + \gamma' D N_q S_q \quad \text{II.1}$$

Par soucis de données, la cohésion 'C' n'y figure pas, alors on propose d'utiliser une méthode pédagogique qui stipule que le développement de la cohésion est linéaire à travers les couches du sol afin de donner une valeur pour le calcul.

L'équation de la droite : $Y = ax + b$

On propose A (0,0) ; B (0.35 ; 4.5)

$$a = \frac{4.5}{0.35} = 12.85 \text{ m} ; b = 0 ;$$

$$C = 12.85 * 2 = 25.7 \text{ KPa} = 0.26 \text{ bars} ;$$

$$D = 2 \text{ m} ;$$

$$B = 1 \text{ m} ;$$

On va calculer l'angle de frottement qui est donné par la relation suivante :

$$\varphi = 27.560 + 0.274 * N ;$$

N : nombre de coup qui est égale 8

$$\varphi = 27.56 + 0.274 * (8) = 29.75^\circ ;$$

Dans les calculs il a été pris : $\operatorname{tg} \varphi' = \operatorname{tg}(\frac{2}{3} \varphi)$; d'où $\varphi' = \operatorname{Arctg}(\frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi)$

$$\varphi' = 19,83 ;$$

Et $C' = \frac{2}{3} C$ (cas d'un sol mou d'après Terzaghi) ;

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi'} = 6.32 ;$$

Ou bien par la valeur intermédiaire, interpoler :

$$N_j = N_j(\varphi_1) + \frac{\Delta N_j}{5}(\varphi - \varphi_1)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' = 3.83 ;$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'} = 14.75 ;$$

$$S_q = 1 ;$$

$$S_\gamma = (1 - 0.2) \frac{B}{L} = 0.8$$

$$S_c = (1 + 0.2) \frac{B}{L} = 1.2 ;$$

$$q_0' = \gamma' D = 10 * 2 = 20 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = 146.32 \text{KPa} = 1.46 \text{bars}$$

$$\text{ELU} : \sigma_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{2} = 0.2 + \frac{1.46 - 0.2}{2} = 0.83 \text{bars} ;$$

$$\text{ELS} : \sigma_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{3} = 0.2 + \frac{1.46 - 0.2}{3} = 0.62 \text{bars} ;$$

Une fois que la fondation superficielle calculée, on a constaté que la capacité portante de *ELS*: $\sigma_{adm} = 0.62$ bars ce qui est moins résistant et insuffisant pour une construction importante telle qu'une route d'où la nécessité d'un renforcement avec plusieurs méthodes.

Par un calcul de fondation avec la méthode pressiométrique et pour la même profondeur de **2m**, nous avons obtenus la capacité portante **$q_u = 3.52$ bars**. La contrainte admissible à

l'ELS $\sigma_{adm} = 1.30 \text{ bars}$. Cette valeur sera négligée devant la contrainte admissible $\sigma_{adm} = 0.62 \text{ bars}$ qui est plus la défavorable.

IV.2.2. En utilisant le pressiomètre

La contrainte de rupture d'un sol (q_u) sous une fondation superficielle à partir des résultats de l'essai pressiométrique est donnée par la formule suivante :

$$q_u = k_p p_l e^* + q_0 \tag{II.2}$$

q_0 : contrainte verticale du sol à la base de la fondation,

$p_l e^*$: pression limite équivalente,

k_p : facteur de portance dépend de la nature du sol donnée par le tableau, de la fiche équivalente et les dimensions de la fondation. Il est donné par le **Tableau 1**

La fiche équivalente D_e est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les pressions limites peuvent être remplacées par une moyenne analytique égale à $p_l e^*$.

La fiche équivalente est donnée par la formule :

$$D_e = \frac{1}{p_l^* e} \sum_i^n p_l^* \cdot \Delta z_i \tag{II.3}$$

Tableau IV. 1 : Valeurs du coefficient k_p selon le fascicule 62.

Type de sol	Expression de k_p
Argiles et limons A, craies A	$0.8[1+0.25(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Argiles et limons B	$0.8[1+0.35(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Argiles C	$0.8[1+0.5(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sable A	$[1+0.35(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sables et graves B	$[1+0.5(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sables et graves C	$[1+0.8(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Craies B et C	$1.3[1+0.27(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$[1+0.27(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$

1. Essai pressiomètre

L'essai pressiométrique consiste à descendre en profondeur une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Le sol est composé d'une couche d'argile graveleuse d'une profondeur de 4 m.

L'évaluation de la portance du sol à partir du pressiomètre

$$q_u = k_p p l_e^* + q_0'$$

$$q_0' = \gamma' D = 10 * 2 = 20 \text{KN/m}^2$$

$$Pl^* = Pl - P_0$$

$$P_0(z) = k_0 \sigma_v = k_0 \sum_i \gamma_i h_i$$

$$k_0 = 1 - \sin \theta$$

$$Pl_e^* = \sqrt[n]{\prod_{i=0}^n P l_i^*}$$

Remarque : le facteur q_0 est négligé lors du calcul de la fondation superficielle afin de se concentrer d'avantage sur la sécurité par rapport à la capacité portante du sol.

Tableau IV. 2 : Valeurs des pressions limites.

Z(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
Pl (KPa)	713	482	1073	996	1176	655	573	775	763	1386	1082	1077	1051	1280
P ₀ (KPa)	10	40	70	100	130	160	190	220	250	280	310	340	370	400
Pl* (KPa)	703	442	1003	896	1046	495	383	555	513	1106	772	737	681	880

$$Pl_e^* = 5.57 \text{bars ;}$$

Calcul D_e :

$$D_e = \frac{1}{5.57} * 2 [7.03 + 4.42] = 4.12 \text{m ;}$$

Calcule k_p

Nature du sol est une argile graveleuse, d'après le tableau k_p c'est une argile de classe A.

$$k_p = 0.8 [1 + 0.25 (0.6 + 0.4 \frac{1}{1}) \frac{4.12}{1}] = 1.6 ;$$

$$q_u = 1.6 * 5.57 = 8.91 \text{ bars ;}$$

$$\text{ELU : } \sigma_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{2} = 0.2 + \frac{8.91 - 0.2}{2} = 4.55 \text{ bars ;}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{3} = 0.2 + \frac{8.91 - 0.2}{3} = 3.1 \text{ bars ;}$$

Cet essai est le plus défavorable par rapport aux 4 pressiomètres exécutés.

On résume les autres essais pressiométrique (1,2 et 3) dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : Valeurs des pressions limites.

Pressiomètre	PR1	PR2	PR3
Pl _e * (bars)	8.75	9.82	6.23
D _e (m)	4.00	4.01	4.00
k _p	1.6	1.6	1.6
q _u (bars)	14	15.71	9.97
ELU : σ_{adm} (bars)	7.1	7.95	5.04
ELS : σ_{adm} (bars)	4.8	5.37	3.45

➤ **La charge qui sera transmise par le remblai est comme suit**

$$G_R = H_R * \gamma_R = 10 * 20 = 200 \text{ KPa}$$

2. Calcul de tassement

➤ **L'évaluation des tassements à partir de la pressiomètre 04**

Le module œdométrique E_{oed} est relié au module pressiométrique par la corrélation suivante :

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

$$\text{Ce qui nous donne : } E = \frac{0.74}{\alpha} * E_m$$

En général, le tassement est le résultat de trois composantes :

$$S = S_i + S_c + S_f ;$$

S_i : Tassement instantané,

S_c : Tassement secondaire causé par une consolidation primaire du sol,

S_f : Tassement secondaire causé par le fluage du sol.

La formule empirique suivante est proposée par Ménard pour calculer le tassement final d'une fondation de largeur :

$$B = S_f = S_d + S_c$$

Avec :

$$S_d = \frac{4}{18E_d} (q - \sigma v') B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha ;$$

$$S_c = \frac{\alpha}{E_c} (q - \sigma v'_0) \lambda_c B ;$$

S_d : tassement déviatorique,

S_c : Tassement sphérique.

q : Contrainte effective appliquée par la semelle,

B_0 : largeur de référence = 0.6 m,

α : coefficient rhéologique du sol donné par le tableau

λ_c , λ_d sont des coefficients de forme, fonction du rapport $\frac{L}{B}$ donné par le tableau

σv_0 : contrainte effective verticale initiale du sol au niveau de la fondation.

E_c et E_d sont des modules équivalents donnés par les formules suivantes :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-16}}$$

En cas d'inconnue entre E_9 et E_{16} , le calcul est effectué par :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} ;$$

En cas d'inconnue entre E_6 et E_8 , le calcul est effectué par :

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} ;$$

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

$E_c = E_1 =$ moyenne harmonique des modules pressiométriques dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située immédiatement sous la fondation.

Tableau IV. 4 : Valeurs des coefficients de forme.

$\frac{L}{B}$	Cercle	1	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau IV. 5 : Valeurs du coefficient α selon Ménard.

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m/pl	A	E_m/pl	A	E_m/pl	α	E_m/pl	α	E_m/pl	α
Sur consolidé ou très serré	-	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé	-	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré et Remanié	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

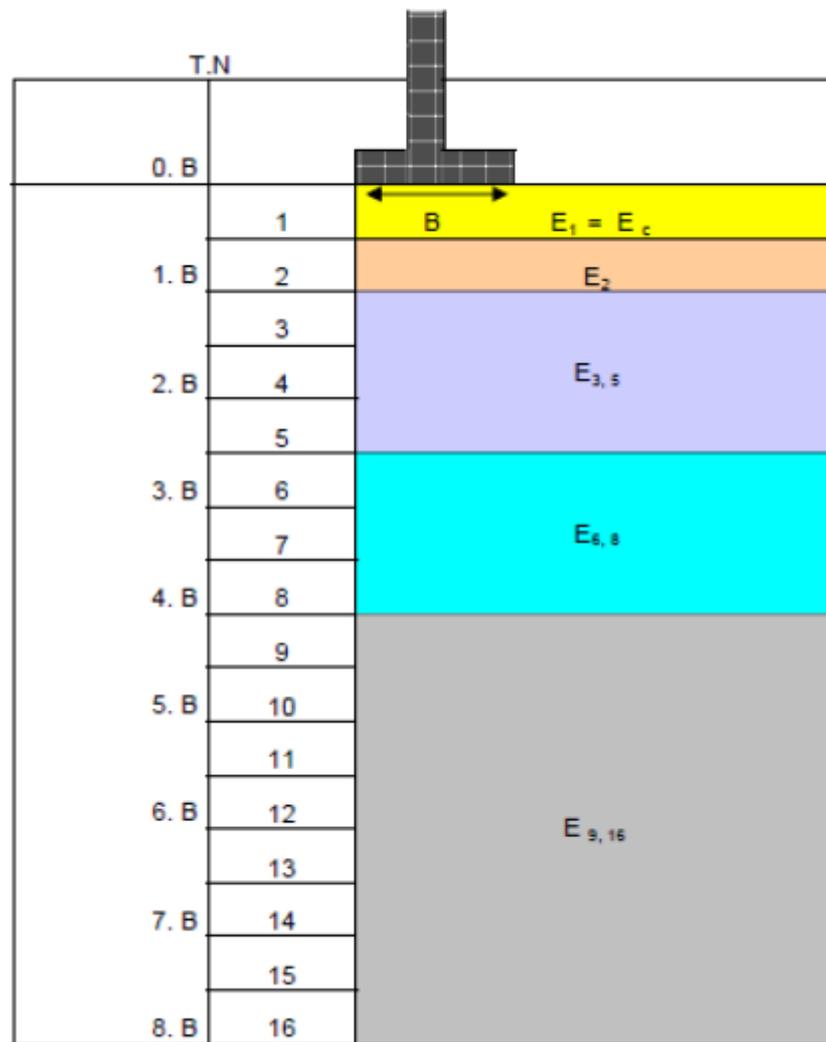


Figure IV. 1 : Le découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique.

Pour calculer le tassement, il est nécessaire de commencer par établir les modules de pression pour chaque profondeur, qui seront résumés dans le tableau ci-dessous :

On à : $E_c = E_1 = 129.82 \text{ bars}$.

Tableau IV. 6 : Valeur des modules pressiométriques.

Module pressiomètre	E ₁	E ₂	E ₃	E ₅	E ₆	E ₈	E ₉	E ₁₆
Valeurs du module (bars)	129.82	86.65	86.65	82.69	82.69	128.81	128.81	136.49
α	-	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5	0.5	0.67

$$\frac{2}{E_{3-5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_5} = \frac{1}{86.65} + \frac{1}{82.69} = 84.62 \text{bars}$$

$$\frac{2}{E_{6-8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_8} = \frac{1}{82.69} + \frac{1}{128.81} = 100.72 \text{bars}$$

$$\frac{2}{E_{9-16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{16}} = \frac{1}{128.81} + \frac{1}{136.49} = 132.53 \text{bars}$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{129.82} + \frac{1}{0.85 \cdot 86.65} + \frac{1}{84.62} + \frac{1}{2.5 \cdot 100.72} + \frac{1}{2.5 \cdot 136.49}$$

$$E_d = 99.78 \text{bars}$$

Calcul de la charge des couches de forme de la route sur les couches du sol :

$$q = (H_r \cdot \gamma_r + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) = (10 \cdot 20 + 24 \cdot 0.305 + 22 \cdot 0.6) = 220.52 \text{KPa}$$

Qui donne :

- ✓ Le poids volumique de remblai égal à $\gamma' = 20 \text{Kn/m}^3$.
- ✓ Le poids volumique de la couche structurale de chaussée est pris égale à $\gamma_1 = 24 \text{Kn/m}^3$.
- ✓ Le poids volumique des matériaux destinés au remblai de fondation inondée $\gamma_2 = 22 \text{Kn/m}^3$.
- ✓ L'intensité de surcharge des véhicules est prise égale à 10Kn/m^2 .
- ✓ L'épaisseur de la couche structurale de la chaussée $h_1 = 0.305 \text{ m}$.
- ✓ La hauteur des matériaux inondables remblayés $h_2 = 0,6 \text{ m}$.
- ✓ La forme du remblai est trapézoïdale.

Tableau IV. 7 : Valeurs de la contrainte effective.

Profondeur (m)	$\gamma_h - \gamma_w$ (KN/m ³)	$\sigma v'_0$ (KN/m ²)
1.5	10.6	15.9
4.5	10.6	47.7
7.5	10.1	75.75
10.5	10.1	106.05
13.5	10.1	136.35
16.5	10.3	169.95
19.5	10.3	200.85
22.5	10.3	231.75
25.5	10.4	265.2
28.5	10.4	296.4
31.5	10.4	327.6
34.5	10.4	358.8
37.5	10.00	375
40.5	10.00	405
43.5	10.00	435
46.5	11.00	511.5
49.5	11.00	544.5
52.5	11.00	577.5
55.5	11.00	610.5
58.5	11.00	643.5
61.5	11.00	676.5
64.5	11.00	709.5
67.5	11.00	742.5
$\sum \sigma v'_0 = 10143.9$ KN/m ²		

Après application de la loi de calculs des tassements, on obtient les résultats suivants :

$$S_d = 18.67 \text{ cm.}$$

$$S_c = 51.21 \text{ cm.}$$

Ce qui nous donne la valeur du tassement finale qui est : **S_f = 69.88 cm.**

IV.2.3. La capacité portante à partir des essais laboratoire

La capacité portante des fondations superficielles est évaluée à partir des essais de laboratoire par la formule suivante :

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

N_γ, N_c, N_q : sont des facteurs de portance, ils dépendent de l'angle de frottement du sol, ils sont donnés par le tableau en annexe.

S_γ, S_c, S_q : sont des coefficients de forme, ils dépendent de la forme de la fondation.

Pour une semelle carrée de côté **B=1m.**

$$\varphi = 6.84^\circ ; \text{ on à } \varphi' = 4.57^\circ :$$

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi'} = 1.55$$

Ou bien par la valeur intermédiaire, interpoler :

$$N_j = N_j(\varphi_1) + \frac{\Delta N_j}{5}(\varphi - \varphi_1)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi' = 0.1$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'} = 6.88$$

$$S_q = 1 ;$$

$$S_\gamma = (1 - 0.2) \frac{B}{L} = 0.8$$

$$S_c = (1 + 0.2) \frac{B}{L} = 1.2$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma' = 10.3 \text{ KN/m}^3 ;$$

C= 0.23 ;

$$q_u = \frac{1}{2} * 1 * 10.3 * 0.1 * 0.8 + 10.3 * 2 * 1.55 * 1 + 0.23 * 6.88 * 1.2 = 2.22 \text{ bars ;}$$

$$\text{ELU : } \sigma_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{2} = 0.2 + \frac{2.22 - 0.2}{2} = 1.21 \text{ bars ;}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{3} = 0.2 + \frac{2.22 - 0.2}{3} = 0.87 \text{ bars ;}$$

Cet essai est le plus défavorable par rapport aux 4 laboratoires exécutés.

On Résume les essais laboratoire (1,2 et 4) dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Résultats des essais laboratoire.

Laboratoire	Essai 01	Essai 02	Essai04
γ' (KPa)	10	11.5	10.6
C(KPa)	31	35	34
ϕ'	12.60	18.52	6.19
S_q	1	1	1
S_γ	0.8	0.8	0.8
S_c	1.2	1.2	1.2
N_q	3.28	5.68	1.81
N_γ	1.02	3.13	0.18
N_c	10.20	13.97	7.47
q_u (bars)	4.49	7.31	3.43
ELU : σ_{adm}	2.34	3.78	1.82
ELS : σ_{adm}	1.63	2.60	1.28

1. Tassement laboratoire

Nous allons calculer le tassement en fonction de l'essai le plus défavorable.

$$\text{Nous avons : } E_m = \alpha \cdot E_{oed} \rightarrow E_{oed} = \frac{E_m}{\alpha}$$

$$\Delta_{\sigma z} = I \cdot q$$

Donc le tassement se calcul comme suit :

$$\Delta_h = h \frac{\Delta_{\sigma z}}{E_{oed}}$$

La hauteur de la couche est fixée à **h=3m**.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 9 : Résultats des tassements.

Profondeur (m)	α	$\sigma v'_0$ (KN/m ²)	$\Delta_{\sigma z}$	E_{oed} (bars)	Δ_h (cm)
1.5	0.67	0.159	210	193.83	3.25
4.5	0.67	0.477	210	166.05	3.79
7.5	0.5	0.7575	210	229.30	3.68
10.5	0.67	1.0605	201.6	190.92	3.16
13.5	1	1.3635	197.4	133.46	5.21
16.5	0.67	1.6995	189	114.9	4.93
19.5	0.67	2.0085	180.6	151.15	3.58
22.5	0.67	2.3175	176.4	212.42	2.49
25.5	0.67	2.652	163.8	217.99	2.25
28.5	0.5	2.964	159.6	361.96	1.32
31.5	0.67	3.276	147	284.01	1.55
34.5	0.67	3.588	142.8	288.01	1.49
37.5	0.67	3.75	134.4	372.74	1.08
40.5	0.67	4.05	130.2	557.92	0.7
43.5	0.67	4.35	121.8	509.01	0.71
46.5	0.67	5.115	117.16	561.8	0.63
49.5	0.67	5.445	113.4	561.8	0.61
52.5	0.67	5.775	105	561.8	0.56
55.5	0.67	6.105	100.8	561.8	0.54
58.5	0.67	6.435	96.6	561.8	0.51
61.5	0.67	6.765	92.4	561.8	0.49
64.5	0.67	7.095	88.2	561.8	0.47

67.5	0.67	7.425	84	561.8	0.45
$\Sigma \Delta_h = 43.45\text{cm}$					

Commentaire

Selon les résultats des essais in-situ et des essais en laboratoire, nous avons constaté des tassements très importants qui dépassent les 50 cm défavorables et empêchant l'utilisation directe du sol. Nous concluons donc à l'important d'utiliser des pieux pour réduire ces tassement au moins de 50%.

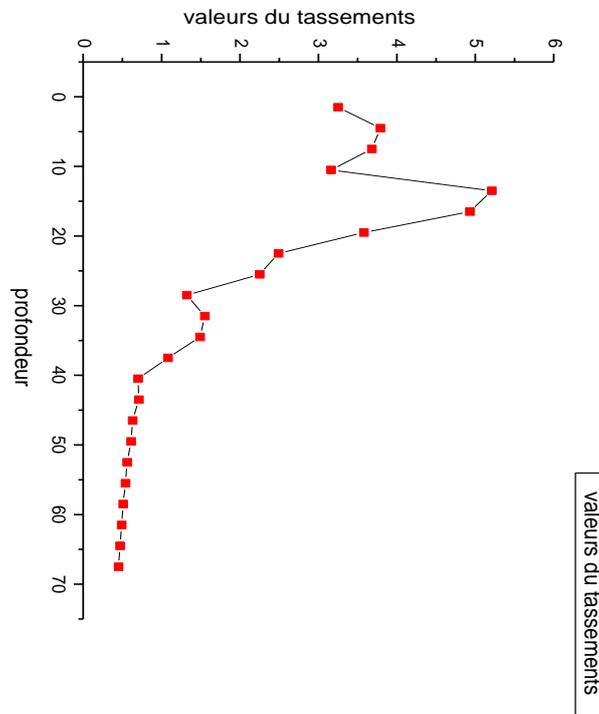


Figure IV.2 : Courbe du tassement de l'essai pressiométrique.

Commentaire

Après réalisation du graph, nous aboutissons à la conclusion suivante :
 Les tassements importants sont enregistrés dans les premières couches du sol à savoir le domaine [0-40] m, les autres tassements hors de ce domaine sont minimes.

IV.3. Dimensionnement des pieux sous charge statique axiale

Après avoir fait de nombreux essais pressiométriques pénétrométriques et des sondages carottés, les résultats récupérés ont démontré une faible pression limite aux alentours de 20 à 25 mètres de profondeur, nous prenons compte de cette dimension que nous utiliserons par la suite pour dimensionner notre pieu allant jusqu'à 25 mètres de profondeur.

Dans le schéma ci-dessous nous représentons les différentes couches à travers 27 mètres de profondeur du sol, tout en démontrant la hauteur de chaque couche et sa nature.

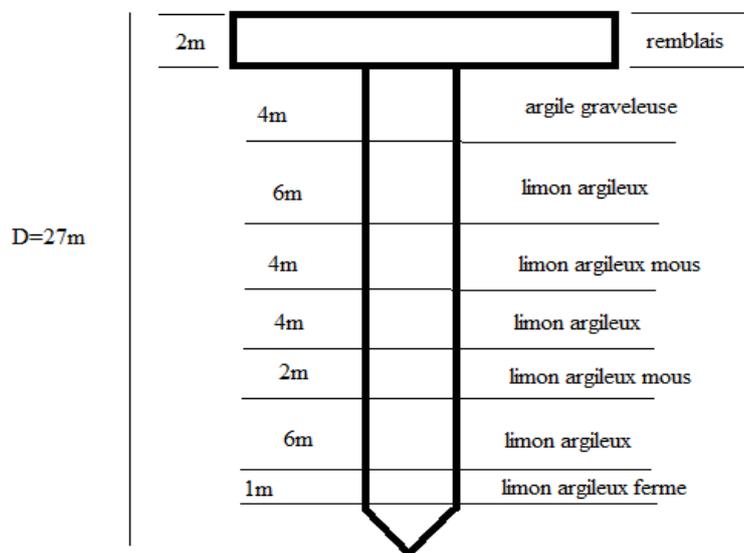


Figure IV.3 : Coupe lithologique des couches du sol

a) A partir des essais laboratoire

Vu la nature liquéfiable des couches superficielles, et pour des raisons de sécurité, nous négligeons leur frottement latéral.

À partir du rapport de sol, les caractéristiques de substratum marneux sont les suivantes :

Argile graveleuse (5.60-5.90) $C_{cu}=23\text{KPa}$; $\varphi = 6.84^\circ$

Limon argileux ferme (21.00-21.50) $C_{cu}= 20\text{KPa}$; $\varphi = 8.8^\circ$

Limon argileux (26.00-26.50) $C_{cu}= 20\text{KPa}$; $\varphi = 25.78^\circ$

Le frottement latéral unitaire est donné par la formule : $q_s = \sigma_h' \text{tg}\varphi + c'$.

La longueur des pieux est $L = 25\text{m}$.

Dans le tableau suivant nous résumons les calculs par rapport au nombre de pieux qui seront réalisés, ceci en prenant une maille de 60 m de largeur et 100 m de longueur.

Tableau IV.10 : Nombre de pieux avec les résultats d’essais laboratoire

B(m)	Q _{pl} (kn)	Q _{sl} (kn)	Q _c (kn)	Q _n (kn)		Nombre de pieux					
				ELU		ELS		ELU		ELS	
				CF	CA	CR	CQR	CF	CA	CR	CQP
1m	506.58	587.18	664.31	781.25	875	603.91	474.5	1609	1064	1542	1962
1.2m	729.22	704.61	857.83	1024.16	1147.06	779.84	612.73	1228	811	1194	1520

CF : Combinaison fondamentale ;

CA : Combinaison accidentelle ;

CR : Combinaison rare ;

CQP : Combinaison quasi-permanente ;

b) A partir du pressiomètre

Nous allons calculer le nombre de pieux selon les combinaisons fondamentales, accidentelles, rares et quasi-permanent :

Tableau IV.11 : Nombre de pieux avec les résultats d’essais pressiométrique.

B(m)	K _P	Q _{pl} (kn)	Q _{sl} (kn)	Q _c (kn)	Q _n (kn)				Nombre de pieux			
					ELU		ELS		ELU		ELS	
					CF	CA	CR	CQP	CF	CA	CR	CQP
1m	1.1	810.12	671.96	875.43	1058.62	1185.66	795.84	625.30	1188	785	1170	1489
1.2m	1.1	1166.13	806.35	1147.51	1408.91	1577.13	1043.19	819.65	893	590	893	1136

➤ **Discussion des résultats**

D’après les résultats obtenus dans les tableaux précédents, nous pouvons conclure que les valeurs du nombre des pieux à adopter sont les valeurs obtenues par l’essai pressiométrique qui offre des résultats plus fiables que les essais laboratoires, et la combinaison qui donne les valeurs les plus défavorables est la combinaison rare.

NB : Les essais laboratoire donnent des valeurs proches mais pas assez fiables, causées par le déplacement de l'échantillon du site jusqu'au laboratoire ce qui entraîne de légères modifications des paramètres du sol.

c) Tassement du pieu

Dans notre situation, nous avons pris en considération des pieux en pointe de travail. Étant donné leur diamètre considérable et leur élancement, nous avons décidé de les mettre en place en effectuant un forage préalable avec une stabilisation des parois par la bentonite.

Pour :

- $B = 1\text{m}$; $S_{\text{ref}} = 6\text{mm}$
- $B = 1.2\text{m}$; $S_{\text{ref}} = 7.2\text{mm}$

La méthode empirique de tassement nous indique que V_0 est de 10 mm pour un pieu de 1 m de diamètre et de 12 mm pour un pieu de 1,2 m. Ils ne dépassent pas 10 cm, ce qui est considéré comme un tassement admissible par R. FRANK.

d) Etude du comportement d'un groupe de pieux

La distance entre axe de pieux est trois fois le diamètre.

Tableau IV.12 : Caractéristiques du groupe de pieux

B (m)	C_e	Nombre de pieux	Q_1 (KN) un pieu	Q_1 (KN) (groupe)	Poids d'un pieu (KN)	Poids de groupe (KN)
1m	0.7	1170	1482.08	1213823.52	490.87	574317.9
1.2	0.71	893	1972.48	1250611.49	706.85	631217.05

e) Tassement du groupe de pieux

D'après les calculs effectués et nos résultats obtenus concernant le coefficient d'efficacité C_e du groupe de pieux, nous avons pris les résultats des essais pressiométriques pour obtenir des valeurs fiables afin d'éviter le tassement d'un groupe de pieux.

Le tassement du groupe de pieux est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Résultats du tassement du groupe de pieux.

B (m)	E_p (MPa)	E (MPa)	S/B (m)	A	V_0^i (mm)	V_0 (mm)
1m	34 000	19.21	4	0.65	6	0.0548
1.2m	34 000	19.21	3.33	0.61	7.2	0.0547

➤ **Commentaire**

En utilisant les résultats des essais pressiométriques, nous allons évaluer le tassement d'un groupe de pieux, en commençant d'abord par calculer le poids du sol et des pieux sur le poids du sol et des pieux sur une maille de 100 mètres de longueur et de 60 mètres de largeur, puis reprendre les contraintes effectives du sol à partir de 28 mètres de profondeur allant jusqu'à 69 mètres.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci dessous :

Tableau IV.14 : Résultats des tassements du groupe de pieux.

Profondeur (m)	α	q (KN/m ²)	$\Delta_{\sigma z}$	E_{oed} (Bars)	Δ_h (cm)
28.5	0.5	305.72	226.23	361.96	1.87
31.5	0.67	305.72	207.89	284.01	2.19
34.5	0.67	305.72	201.77	288.01	2.10
37.5	0.67	305.72	189.55	372.74	1.52
40.5	0.67	305.72	183.43	557.92	0.98
43.5	0.67	305.72	183.43	509.01	1.08
46.5	0.67	305.72	165.08	561.8	0.88
49.5	0.67	305.72	158.97	561.8	0.84
52.5	0.67	305.72	146.74	561.8	0.78
55.5	0.67	305.72	140.63	561.8	0.75
58.5	0.67	305.72	134.51	561.8	0.71
61.5	0.67	305.72	128.4	561.8	0.68
63.5	0.67	305.72	122.28	561.8	0.65
67.5	0.67	305.72	116.17	561.8	0.62

$$\sum \Delta_h = 15.65$$

➤ **Commentaire**

D’après le **Tableau 14**, nous constatons que les valeurs du tassement sont considérables et elles restent admissibles et pour remédier à cet affaissement il est recommandé de réaliser une couche de béton cyclopien d’épaisseur de 20cm. Afin de réduire le tassement sous la valeur obtenue qui est de 15cm, nous proposons comme solution soit augmenter la fiche du pieux et l’ancrer dans la couche de limon la plus ferme.

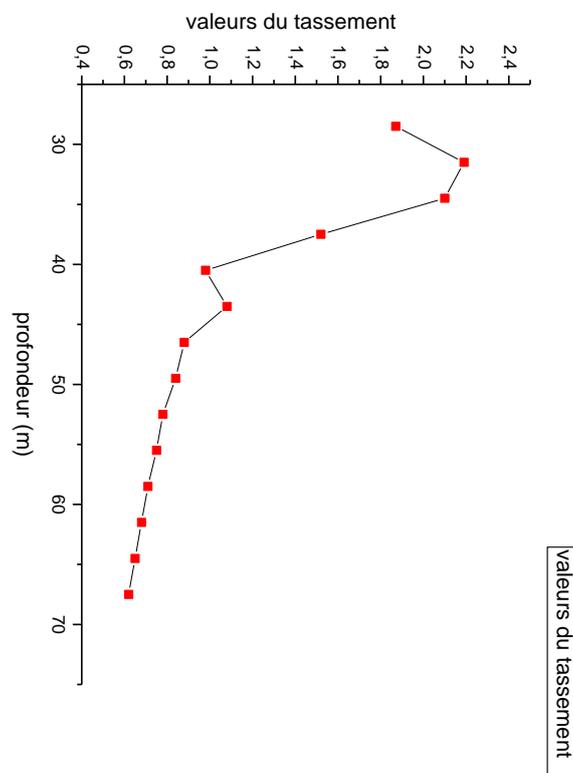


Figure IV.4 : Résultats des tassements du groupe de pieux.

➤ **Commentaire**

Nous remarquons depuis le graphe que les tassements importants se produisent dans le domaine allant de [28 - 40] m après cela les tassements sont minime voir même négligeable.

IV.4 Dimensionnement des colonnes ballastées

Puisque le sol est de caractéristiques mécaniques faibles, donc on optera pour des colonnes ballastées (matériaux concassés) de **18 m** de profondeur sous le radier, en supposant que le diamètre des colonnes est de **0.8 m**.

Module de déformation : $E_c = 600 \text{ bars}$.

Matériaux concassés : $\varphi = 40^\circ$

Coefficient de poisson : $\nu = \frac{1}{3}$

➤ **Application numérique**

Maille $1.6 \times 1.6 \text{ m}^2$

$$A = 1.6 \times 1.6 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$\beta_0 = \frac{E_c}{E_s}; E_s = 113.63 \text{ bars}$$

$$\beta_0 = 5.28$$

$$k_{ac} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.22$$

$$\sigma_0 = 2.1 \text{ bars}$$

$$\sigma_{sol} = 0.62 \text{ bars}$$

$$\beta = \frac{2.1}{0.62} = 3.38$$

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

$$-0.12a^2 + 8.76a - 3.64 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 74.99$$

$$a_1 = 72.58 \text{ (valeur a écarté)}$$

$$a_2 = 0.418$$

En prend : $a = 0.418$

$$F\left(\nu_s; \frac{A_c}{A}\right) = 0.516$$

$$\frac{A_c}{A} = a = 0.418$$

D'après le graphe de priebe.1955 on obtient :

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = 1.15$$

$$\left(\frac{A}{A_c}\right)_1 = \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) + 1 = 2.15$$

Après les calculs

$$\beta_1 = 4.32$$

$$\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{a} = 2.39$$

$$A_c = \frac{6000}{2.39} = 2510.46 \text{ m}^2$$

Nombre de colonne n est :

$$n = \frac{A_c}{a_c} = \frac{2510.46}{0.5} = 5021 \text{ colonnes.}$$

IV.4.1 Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastée

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

$$\text{D'où } n = \frac{\beta - 1}{a} + 1$$

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

$$n = \frac{3.08 - 1}{0.418} + 1 = 6.69$$

$$\sigma_c = 4.14 \text{ bars}$$

On à $\sigma_c = 4.14 \text{ bars} < 8 \text{ bars}$ d'après DTU.13.2 la condition est vérifiée.

IV.4.2. Vérification de la méthode de Priebe

La relation servant de vérification est la relation caractéristique du rapport des charges, donnée par :

$$\sigma_0 * A = \sigma_c * A_c + \sigma_{sol} (A - A_c)$$

$$\sigma_0 * A = 2.1 * 6000 = 12600 \text{ kn}$$

$$\sigma_c * A_c + \sigma_{sol} * (A - A_c) = 12557 \text{ kn}$$

Les deux valeurs sont proches ce qui veut dire que la condition est vérifiée.

IV.4.3. Calcul de tassement du sol traité

Une fois le sol traité avec des colonnes ballastées, nous avons effectué une évaluation du tassement en utilisant les méthodes de Priebe et d'homogénéisation. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.15 : Tassement du sol traité par la méthode de priebe.

Profondeur Z(m)	σ_{sol} (bars)	σ_0 (bars)	E_s (bars)	E_c/E_s	$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$	a	β_1	Y	f_d	β_2	S(m)	
0-4	2	0.212	0.336	143.38	4.184	1.45	0.4	4.08	0.95	0.479	1.954	0.0023
4-10	6	0.424	0.109	131.56	4.560	1.3	0.425	4.41	0.9	0.504	2.222	0.0023
4-10	8	1.232	0.0924	122.05	4.916	1.15	0.454	4.84	0.93	0.519	2.511	0.0024
10-14	12	2.456	0.0756	129.2	4.643	1.28	0.444	4.69	0.91	0.497	2.330	0.0030
14-18	16	4.104	0.042	93.07	6.446	0.85	0.526	6.12	6.12	0.6	3.672	0.0019
S colonnes			S=1.2cm									
18-69			S=19.43cm									
			S_{tot}= 20.63cm									

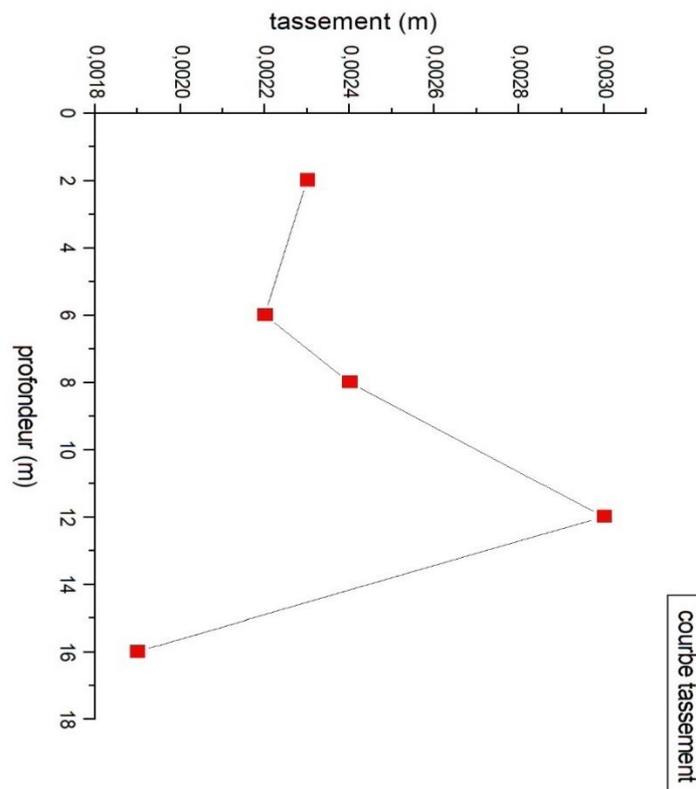


Figure IV.5 : Tassement de la colonne ballastée (Priebe).

Commentaire

Les colonnes ballastées réduisent considérablement le tassement du sol d'assise plus précisément sur la hauteur traité.

Le tassement par la méthode d'homogénéisation est calculé comme suit :

$$S_{\text{tot}} = \frac{\sigma_0 * L_c}{E_c * a + E_s (1 - a)}$$

Les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Tassement du sol par la méthode d'homogénéisation.

Profondeur	Z(m)	Module équivalente	Tassement	S _{tot} (m)
0-4	2	326.02	0.018	
4-10	6	330.64	0.005	
4-10	8	339.03	0.004	
10-14	12	338.23	0.04	0.069
14-18	16	359.71	0.002	
18-69		S=19.43cm		
		ε = 0.2633m		26.33cm

Commentaire

Suite au calcul fourni par **Tableau16**, nous avons obtenu un tassement de **26.33cm**, nous constatons donc que les colonnes ballastées ont réduit le tassement d'une valeur considérable, et qu'elles demeurent une meilleure solution pour le traitement de ce sol.

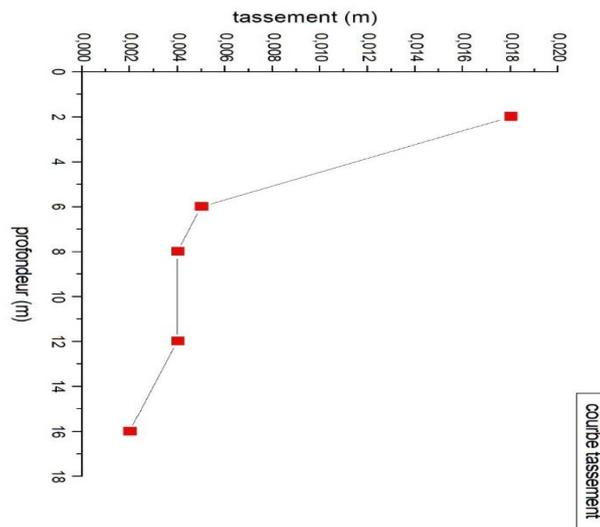


Figure IV.6 : Tassement de la colonne ballastée (homogénéisation simplifiée).

➤ **Commentaire**

D'après le graphe le tassement est d'ordre de 1cm se produit dans la première couche de 2m de profondeur, les autres tassements sont d'ordre de (mm).

IV.5 Conclusion

Ce chapitre a été consacré au calcul et au dimensionnement des pieux et des colonnes ballastées, il a été entamé par la vérification d'une fondation superficielle qui s'est avéré insuffisante pour une route avec un tassement de plus de **43.5cm** et de **69 cm**, nous nous sommes ensuite focalisés sur la variante pieux et son dimensionnement qui nous donne au final un tassement de **15.65cm**. En deuxième partie la variante colonnes ballastées, nous avons déterminé le nombre de colonnes qui est de **5021** sur une surface de **6000 m²** et un tassement de **20.63cm** selon 'Priebe' et **26.33cm** avec la méthode de l'homogénéisation simplifiée.

Chapitre V

Chapitre V Étude numérique du comportement des pieux et des colonnes ballastées

V.1 Introduction

Autrefois le calcul manuel était la seule issue pour un ingénieur afin d'exécuter l'étude pour les structures ou les sols quelconque, mais à présent le développement de la technologie a permis de découvrir des logiciels capables d'assimiler les situations réelles en en modèle a 2 ou 3 dimensions grâce au le logiciel Plaxis.

Dans ce chapitre nous allons effectuer une étude numérique afin de déterminer les déformations du sol vierge induise par un remblai puis en deuxième lieu les déformations de ce même sol avec traitement par colonnes ballastées et pieux.

V.2. Présentation de logiciel

PLAXIS est un programme d'élément fini en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

V.3. Les modèles de comportement utilisés

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol.

a. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire, le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E et le coefficient le poisson ν .

Le modèle linéaire élastique est très limite pour simuler le comportement d'un sol, il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

b. Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol, ce modèle comporte cinq (5) paramètres : le module d'Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ , el l'angle de dilataance ψ .

Le modèle de Mohr-coulomb est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

Chapitre V Etude numérique du comportement des pieux et des colonnes ballastées

$$\xi = \sigma_n \tan \phi + c$$

Où σ_n et ξ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas, la forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

Dans l'espace des contraintes principales effectives σ'_1 ; σ'_2 et σ'_3 la surface est définie par une fonction de charge F , qui est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ telle que c'est donnée sur la figure ci-dessus La fonction de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = \left| \sigma_1 - \sigma_3 \right| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - 2C \cos \phi = 0$$

σ'_1, σ'_3 Représentent les contraintes principales extrêmes, telle que $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$

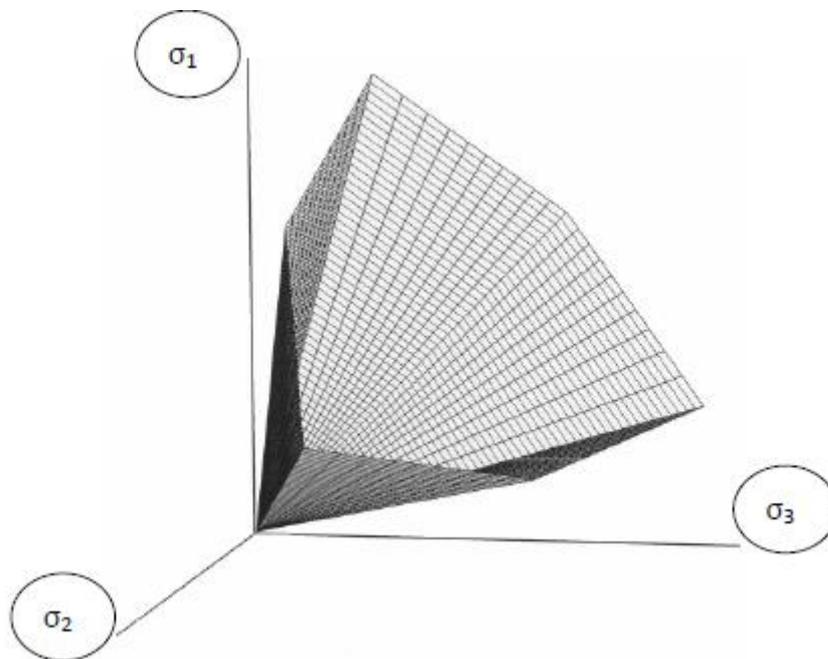


Figure V.1 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales.

Le potentiel plastique est en fonction des contraintes principales extrêmes, qui est donné par la formule suivante :

$$G(\sigma_{ij}) = \left| \sigma_1 - \sigma_3 \right| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$$

Les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\xi_{vol}^p}{d\xi_a^p} = \frac{-2\sin\psi}{1-\sin\psi}$$

La quantité $\frac{-2\sin\psi}{1-\sin\psi}$ caractérise la variation volumique au cours de la phase plastique, c'est pour cette raison ψ est **appelé la dilatance**.

c. Modèle Cam-Clay

Il permet de simuler le comportement des sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe, ces modèles s'appliquent très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

Ils sont basés sur quatre éléments principaux :

- Etude de l'essai de compression isotrope.
- Le concept d'état critique.
- Une relation contrainte dilatance.
- La règle de normalité pour les déformations plastiques

L'équation de la surface de charge est identique à celle du potentiel plastique :

$$F(\mathbf{P}, \mathbf{q}, \mathbf{P}_c) = \frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{P_c}{p} = 0$$

La contrainte est liée à la dilatance par la formule suivante :

$$\frac{d\xi_{vol}^p}{d\xi_a^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p}\right)^2}{2\frac{q}{p}}$$

V.4. Méthodologie de modélisation avec Plaxis

Nous présentons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul avec Plaxis.

a. Géométrie du modèle

Chapitre V Etude numérique du comportement des pieux et des colonnes ballastées

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie, un certain nombre de propriétés sont disponibles.

b. Définition des paramètres des matériaux

Il convient de définir les différentes propriétés des matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettent de le définir pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés.

PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol.

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

c. Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis, l'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), le maillage est effectué à l'aide de l'option « mesh ».

d. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par l'option « calculation », L'interface « input » de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : « calculation ». Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure, cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction, une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés, les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points.

Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent, une fois terminées les résultats sont visionnables grâce à la touche « Output ».

Chapitre V Etude numérique du comportement des pieux et des colonnes ballastées

V.5. Modélisation du sol vierge

D'après les résultats des essais in-situ et des essais de laboratoire qui ont été réalisés sur le site de la construction de la route, nous avons utilisé dans la modélisation les paramètres donnés dans le tableau 1 suivant avec le modèle de Mohr-Coulomb et un comportement drainé.

Tableau V.1 : Caractéristiques des couches de sol.

N°	Nature	Epaisseur (m)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{unsat} (KN/m ³)	N	E_{ref} (KPa)	C_{ref} (KPa)	φ°
1	Remblai	0-2	20	20	0.33	12982	26	29.75
2	Argile graveleuse	2-4	20.6	20.6	0.33	11764	23	6.84
3	Limon argileux	4-10	20.35	20.35	0.33	12229	30.5	10.29
4	Limon argileux mous	10-14	20.3	20.3	0.33	13346	30.5	27
5	Limon argileux	14-18	20.35	20.35	0.33	7821	30.5	27
6	Limon argileux ferme	18-20	20.35	20.35	0.33	17742	30.5	27
7	Limon argileux	20-26	20.4	20.4	0.33	15541	33	9.98
8	Limon argileux fermes	26-32	20.20	20.20	0.33	20324	33	9.98
9	Limon argileux	32-34	20.20	20.20	0.33	15203	33	24.96
10	Limon argileux très fermes	34-45	20.5	20.5	0.33	30909	33	8.73

Une étude numérique sera réalisée en exploitant les résultats du **Tableau 01** afin de déterminer le tassement du sol sans enlèvement du remblai.

La figure présente le tassement du corps de chaussée construit directement sur le sol sans renforcement. Le modèle numérique avec Plaxis 2D réalisé avec 4 phases de calcul sous différents chargements comme suit :

Chapitre V Etude numérique du comportement des pieux et des colonnes ballastées

Une première phase reflétant l'avancement des travaux à 50% ce qui se traduit par la moitié de la charge du remblai **100 KPa** relative au poids propre du remblai qui donne un tassement de **42.1cm**.

La deuxième phase relative à l'achèvement du remblaiement dont la charge totale qui sera transmise au sol est de **200 KPa** ce qui donne un tassement de **86,54cm**,

Et en dernière phase, la mise en service du projet pour laquelle une surcharge d'exploitation qui est égale à **10 KPa** rajoutée au modèle donnant un tassement de **87,4cm**.

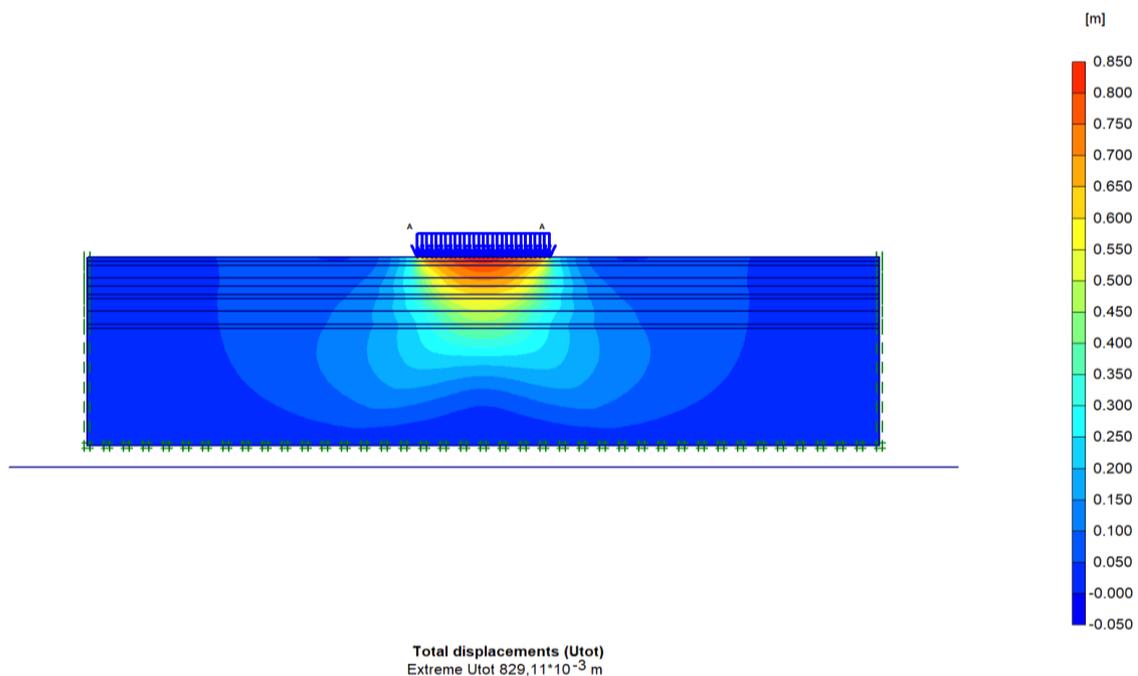


Figure V.2 : tassement de sol avec remblai

Sol après enlèvement de 2m de remblai

La figure présente le tassement du corps de chaussée construit directement sur le sol sans renforcement. Le modèle numérique avec **Plaxis 2D** réalisé avec 3 phases de calcul sous différents chargements comme suit :

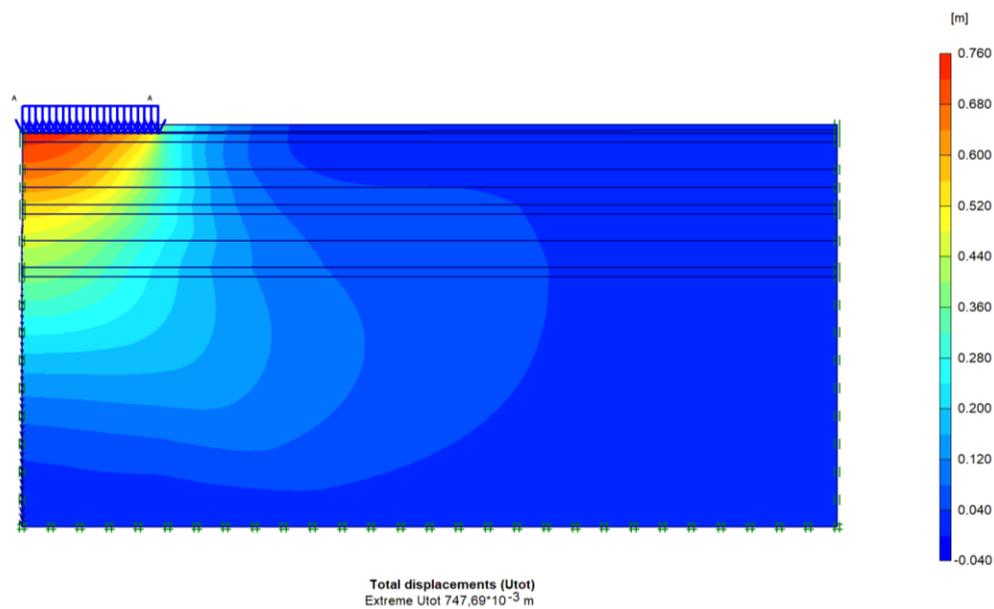


Figure V.3 : tassement du sol après enlèvement de 2m.

Une première phase reflétant l'avancement des travaux à 50% ce qui se traduit par la moitié de la charge du remblai **100 KPa** relative au poids propre du remblai qui donne un tassement de **32.179cm.(figure04)**

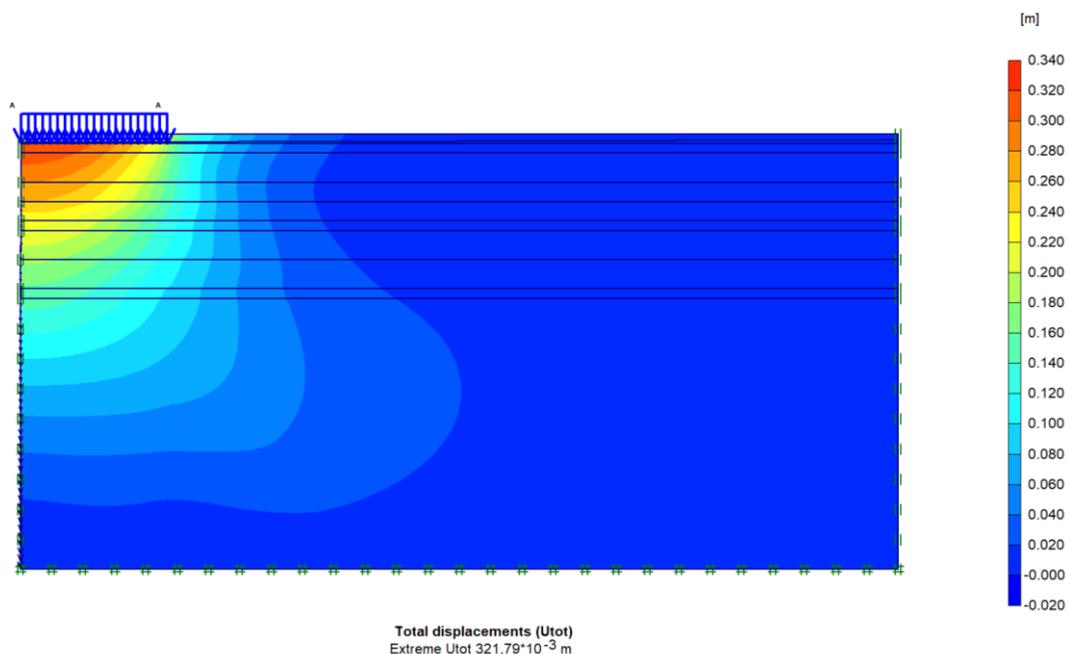


Figure V.4 : tassement du sol a la première phase.

La deuxième phase relative à l'achèvement du remblaiement dont la charge totale qui sera transmise au sol est de **200 KPa** ce qui donne un tassement de **73.943cm.(figure05)**

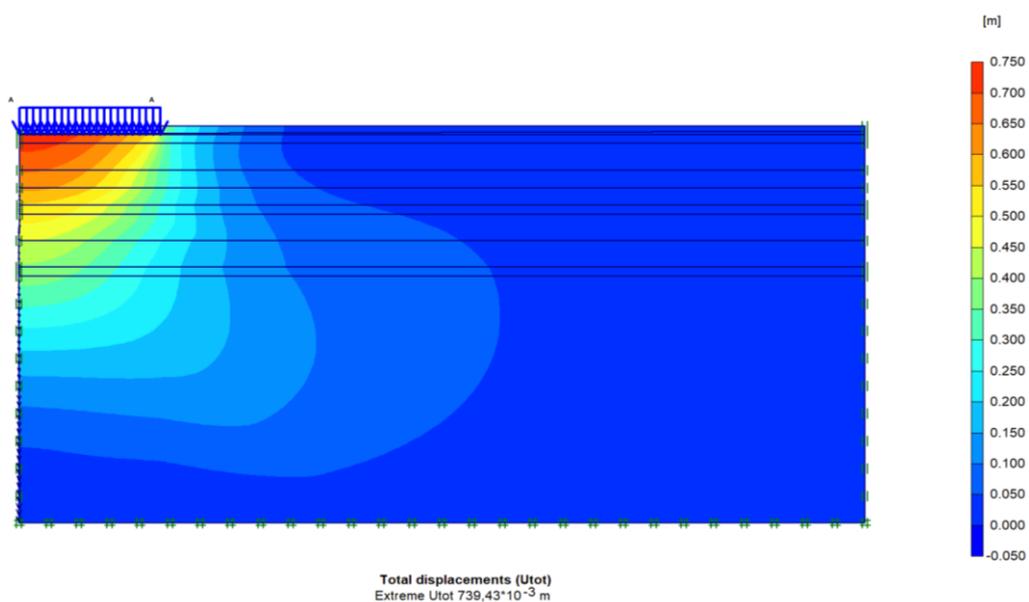


Figure V.5 : tassement du sol a la deuxième phase.

Et en dernière phase, la mise en service du projet pour laquelle une surcharge d'exploitation qui est égale à 10 KPa rajoutée au modèle donnant un tassement de 74,7cm.(figure06)

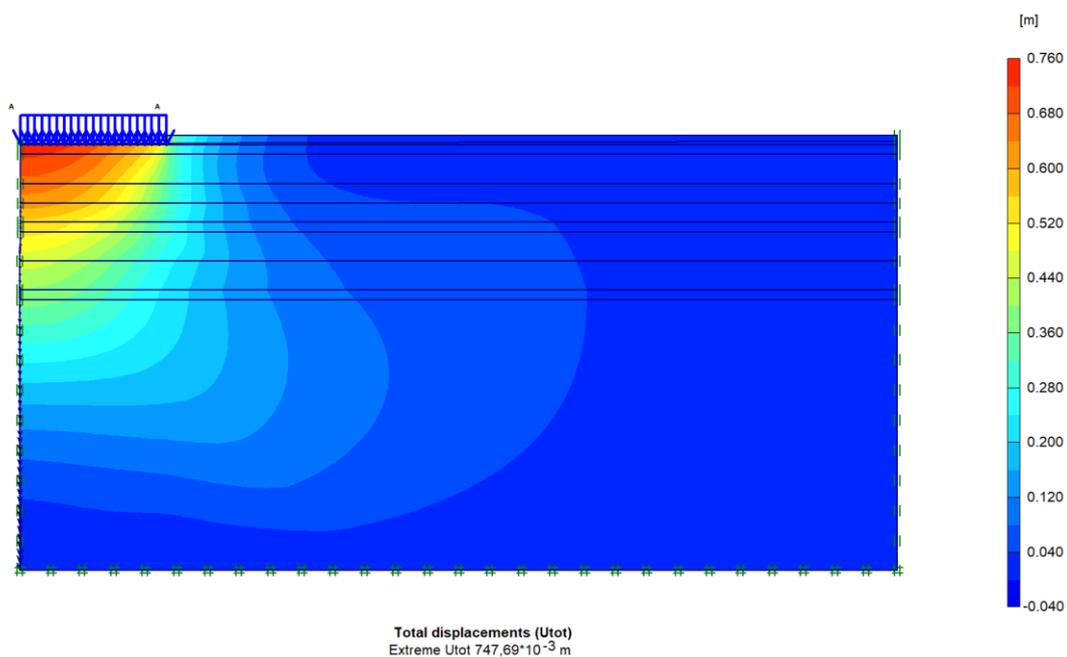


Figure V.6 : tassement du sol a la dernière phase.

Chapitre V Etude numérique du comportement des pieux et des colonnes ballastées

V.6 Modélisation des colonnes ballastées

Le réseau de colonnes ballastées est dimensionné selon la méthode de Priebe, dont nous avons eu un nombre de **5021** colonnes, réparties selon un maillage de **1,4x1,4 m²**.

Nous allons modéliser avec nos colonnes à l'aide de **Plaxis 2D**, avec un modèle équivalent axisymétrique, elles seront mises en œuvre sous forme de couronnes de ballast, l'épaisseur d'une colonne est de **35cm**, calculé comme suit : $e = \frac{n \times A_c}{L}$

D : diamètre de la colonne.

N : Nombre de colonnes,

R : rayon du cercle de répartition.

Les paramètres physico-mécaniques du ballast sont :

$$\gamma_{unsat} = \gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$C = 1 \text{ kPa}, \varphi = 40^\circ$$

$$E_{ref} = 60000 \text{ kPa}; \nu = 0.33.$$

Avec ces paramètres et l'aide du logiciel **plaxis** une étude numérique du sol renforcé par des colonnes ballastées sous différents chargement est effectuée comme suit :

Une première phase du sol renforcé par des colonnes ballastées et chargé à moitié du chargement permanent du remblai d'une valeur de **100kPa**. ce qui donne un tassement considérable de **28.4cm**.(figure07)

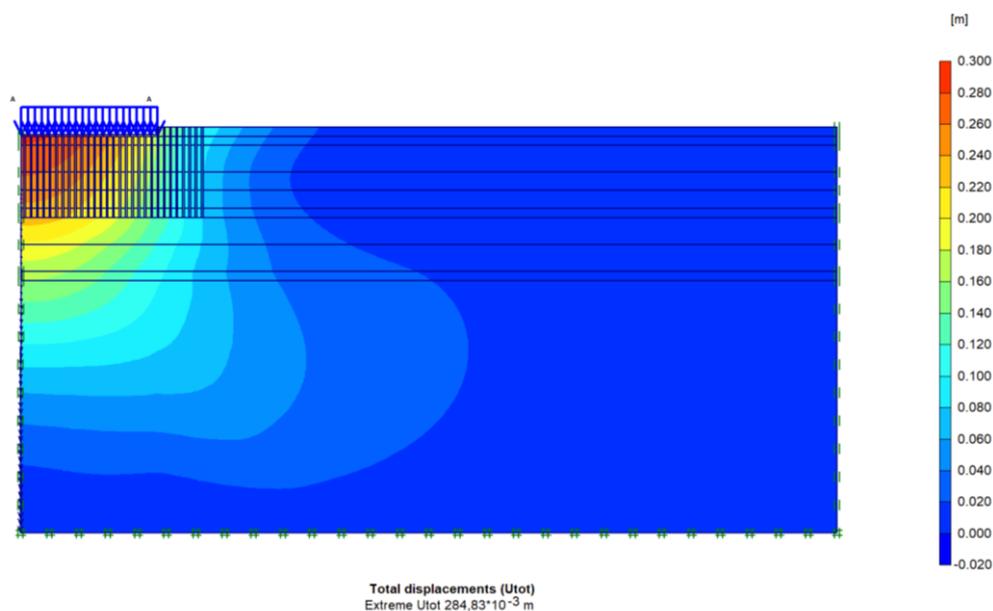


Figure V.7 : tassement du sol a la première phase.

Une deuxième phase ou le tassement du sol chargé avec le chargement permanent du remblai d'une valeur de **200KPa**. ces chargement donne un tassement de **65.3cm**.(figure08)

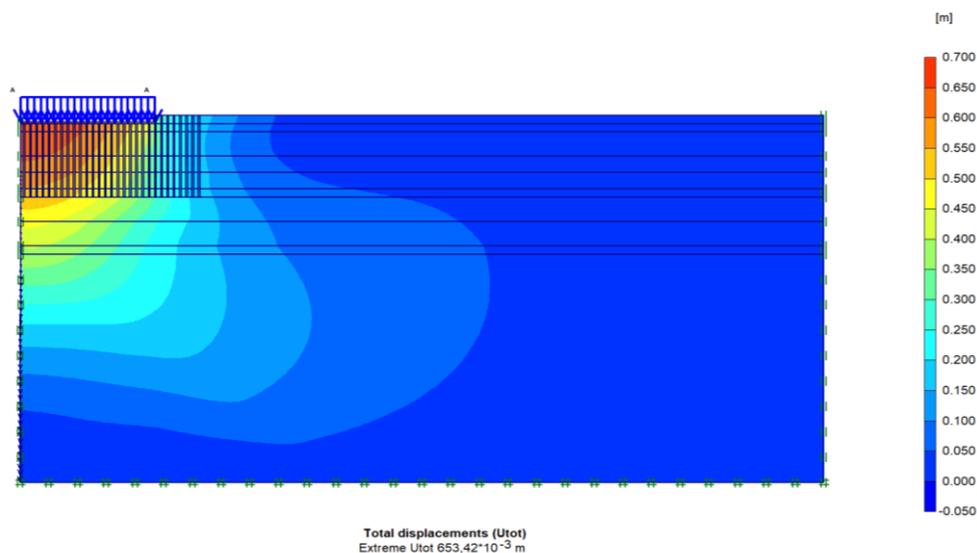


Figure V.8 : tassement du sol a la deuxième phase.

Une troisième phase dont Le tassement est montré sur la figure09 reflète la déformation du sol sous le chargement permanent de **200KPa** plus la charge d'exploitation de **10KPa**. ce chargement donne une valeur de tassement de **65.9cm**.(figure09)

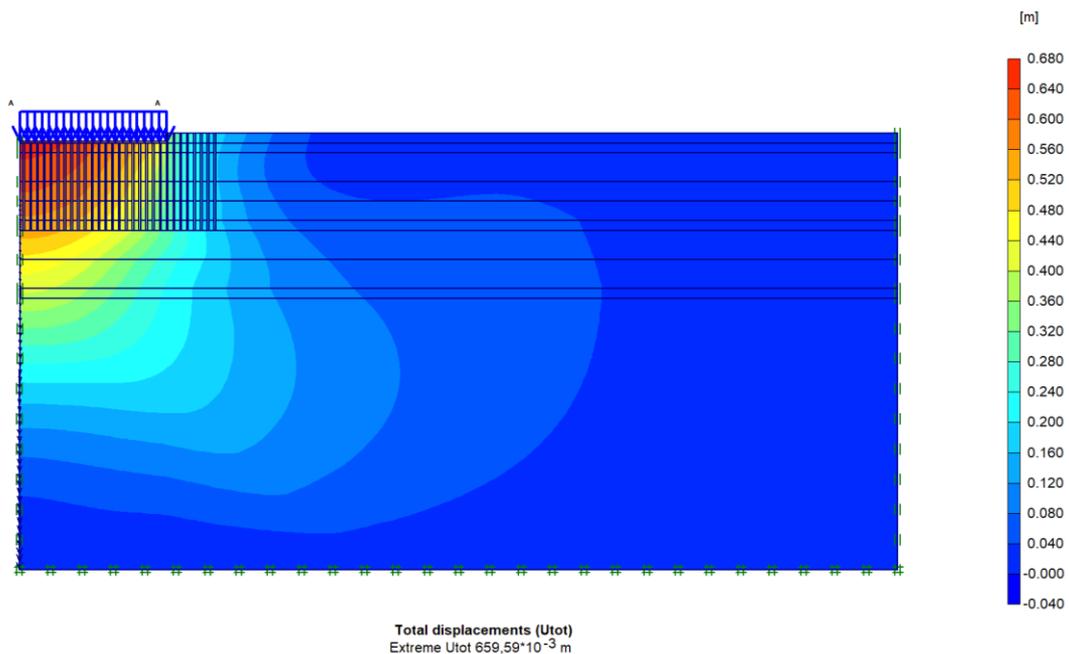


Figure V.9 : tassement du sol à la troisième phase.

Remarque :

Dans la deuxième et la troisième phase les déformations sont excessives et inadmissibles au voisinage de 70cm ce qui montre la médiocrité du sol d'assise aussi une réduction considérable apportée par les colonnes ballastées.

V.7 Modélisation des fondations profondes :

Après modélisation des colonnes ballastées nous avons obtenu des résultats non concluants qui reflètent une légère amélioration du sol mais cette amélioration ne permet pas l'exploitation de ce sol, d'où le besoin d'aller vers les fondations profondes et déterminer le tassement de ce sol renforcé par des pieux.

Les caractéristiques des pieux

$E=32000\text{MPa}$; $\nu=0.2$

Poids volumique : $\gamma=25\text{KN/m}^3$

Pieux de 25 m de longueur.

Une étude numérique du comportement des pieux de **1m** et de **1.2m** de diamètre sera réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 2D et sera répartie en 3 phases :

➤ Pieu de 1m de diamètre

Une première phase où l'on tient compte de la charge des pieux et la moitié de la charge permanente du remblai de valeur de **100KPa**, le tassement donné par ce chargement est de **9.13cm**.

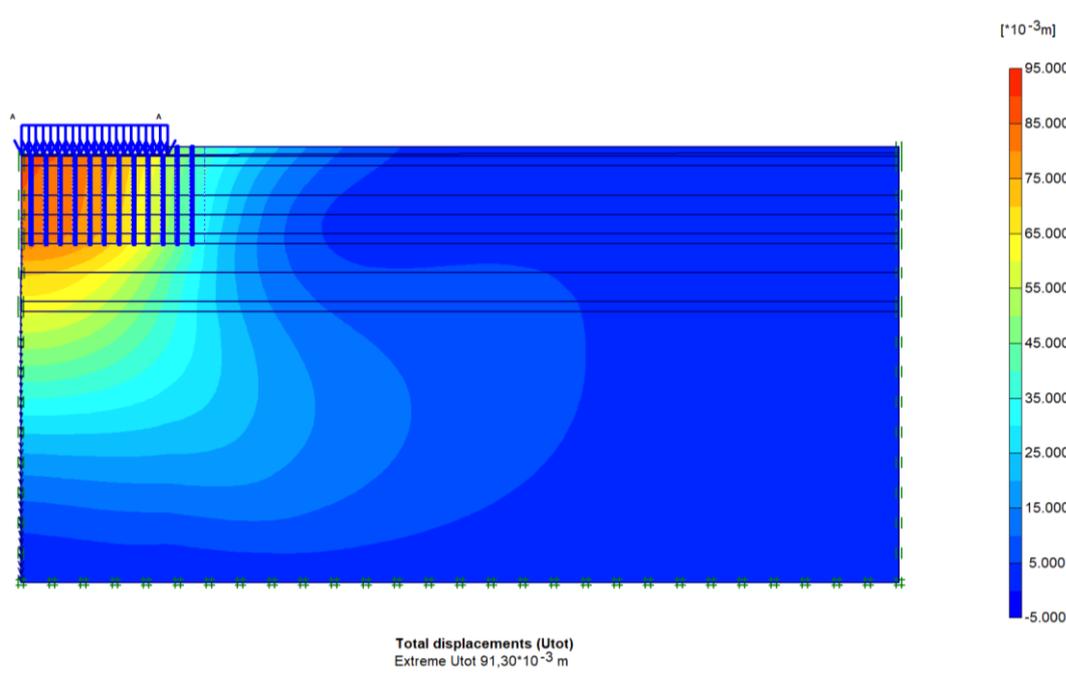


Figure V.10 : Tassement des pieux de 1m en première phase.

Une deuxième phase où le chargement des pieux est comptabilisé avec la charge totale du remblai estimé à **200 KPa**.et donne un tassement de **24.64cm**.

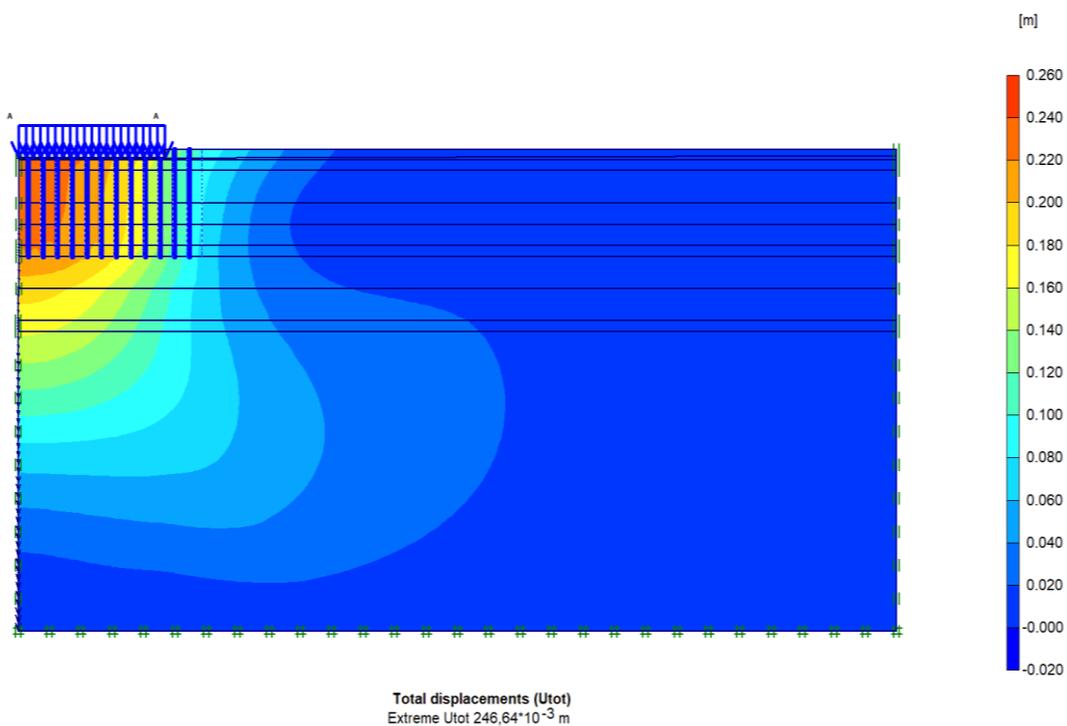


Figure V.11 : Tassement des pieux de 1m en deuxième phase.

Une troisième phase où l'on rajoute au chargement précédent en phase une surcharge d'exploitation de **10 KPa**. Ce qui donne un tassement de **37.6cm**

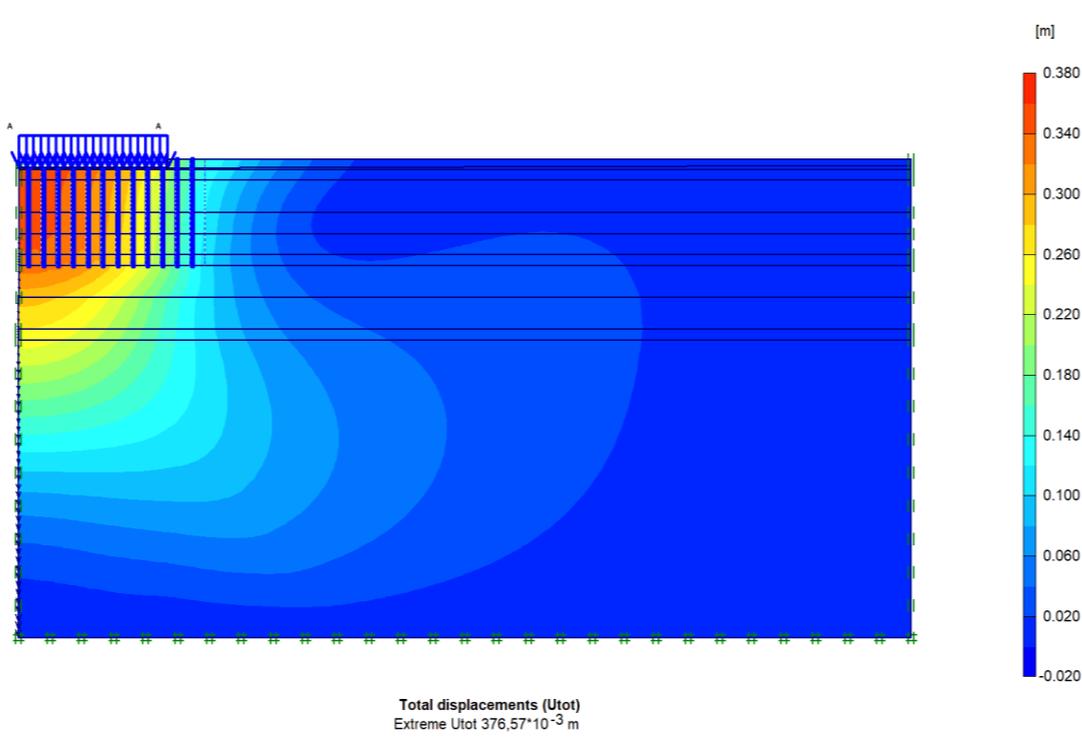


Figure V.12 : Tassement des pieux de 1m en troisième phase.

➤ Pieux de 1.2m de diamètre.

Une première phase avec la moitié du chargement du remblai d'une valeur de **100KPa** appliqué sur le sol traité avec des pieux ce qui nous donne un tassement de **6.7cm**.

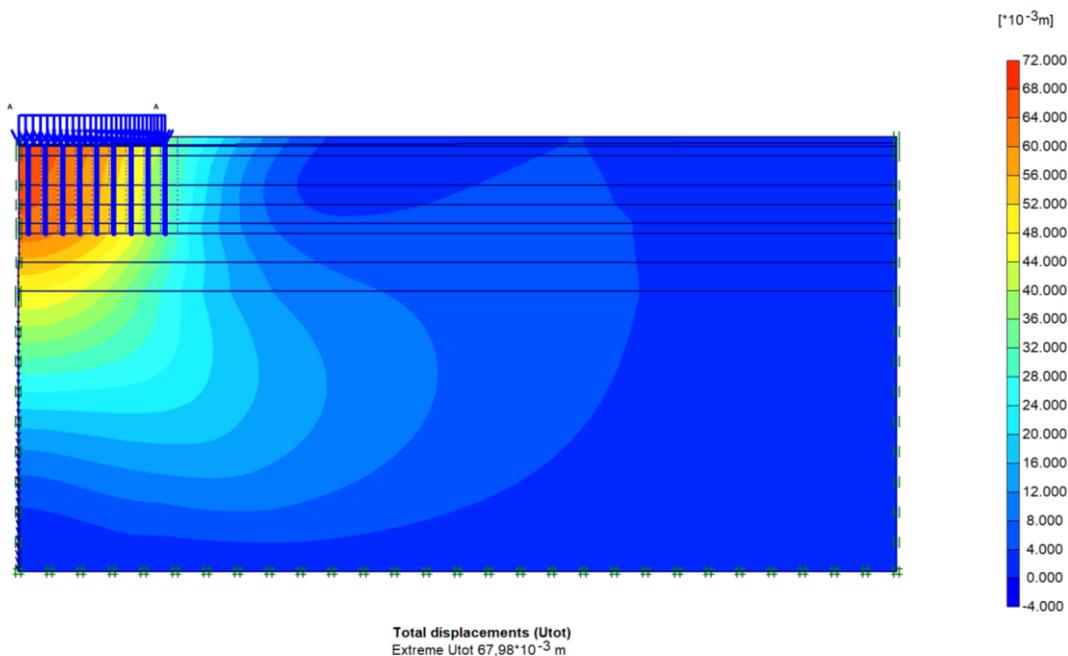


Figure V.13 : Tassement des pieux de 1.2m en première phase.

Une deuxième phase ou la charge permanente totale du remblai de 200KPa est appliquée. En plus de la charge des pieux et donne un tassement de **19.8cm**.

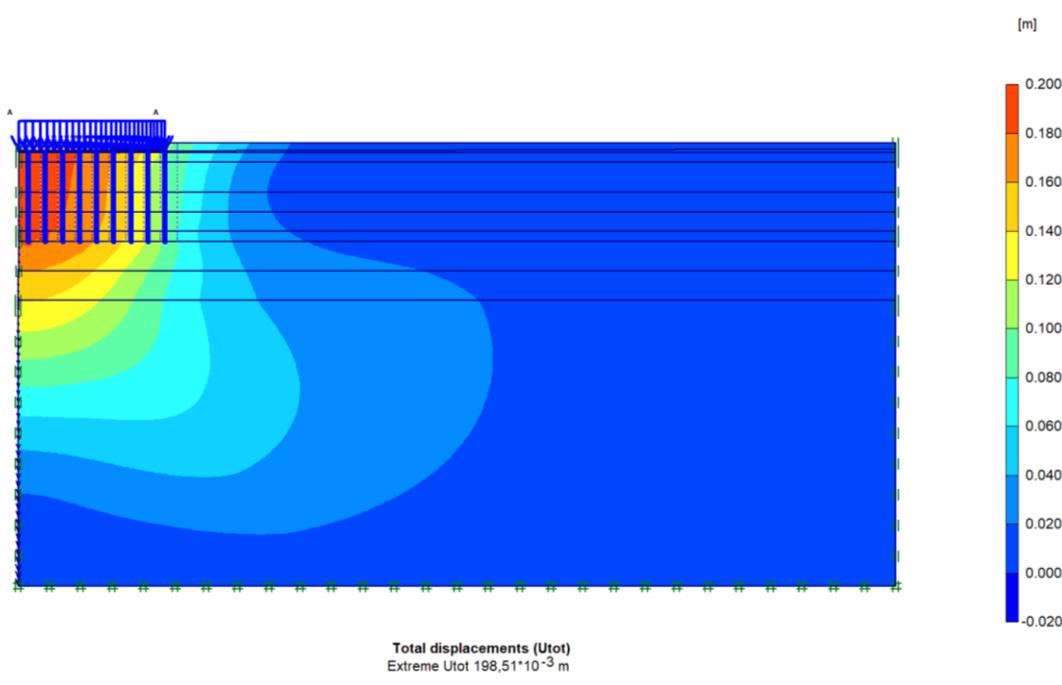


Figure V.14 : Tassement des pieux de 1.2m en deuxième phase.

Une dernière phase où l'on rajoute au chargement de la phase 2 une surcharge d'exploitation de **10KPa** ce qui donne un tassement de **30.8cm**

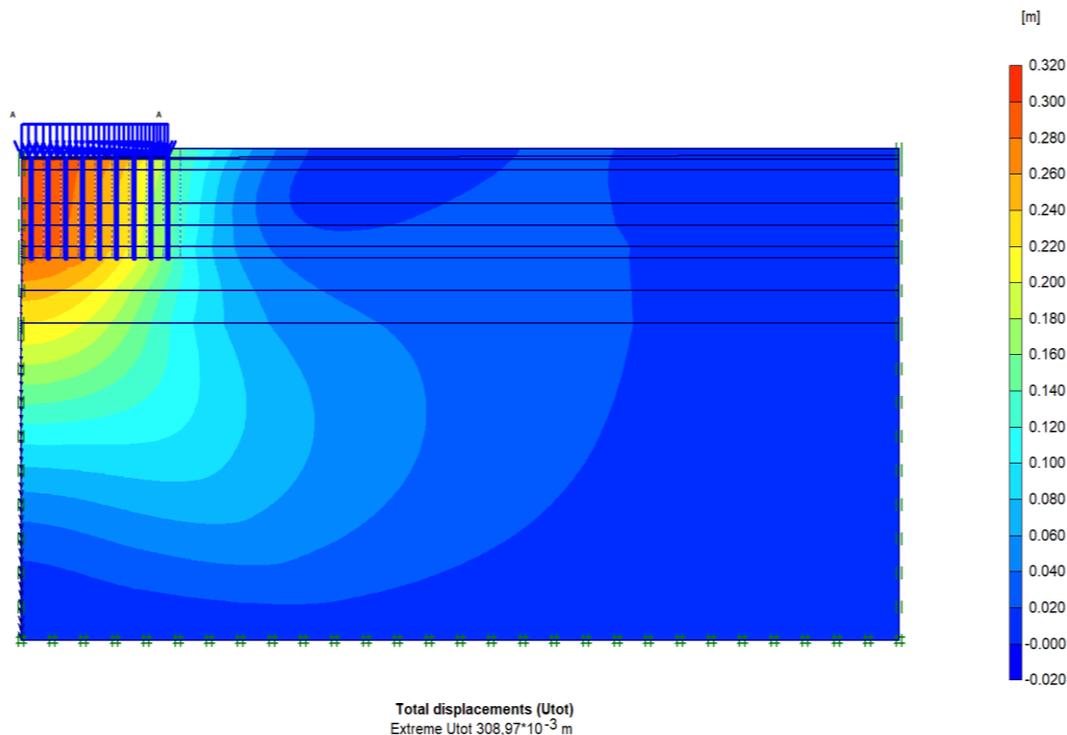


Figure V.15 : Tassement des pieux de 1.2m en troisième phase.

V.8 Conclusion

Dans ce chapitre il a été tracé comme objectif l'étude numérique du comportement du sol avec et sans traitement, et d'après les résultats obtenus nous confirmons que le logiciel Plaxis donne des résultats fiables et proche des résultats analytiques.

D'après ces résultats il est préférable d'opter pour un traitement de sol avec fondations profondes car c'est la méthode qui a permis de réduire les tassements de 50%.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

A l'origine du travail que nous avons présenté, l'idée fondamentale est de donner les différentes techniques de renforcement des sols de caractéristiques géotechniques médiocres réputés comme sols compressibles. Cette entreprise s'est appuyée sur deux techniques de constructions, à savoir: renforcement des sols par colonnes ballastées et les fondations profondes. Cette étude nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances en plus de celles acquise tout au long de notre cursus. En plus elle nous a permis d'explorer le domaine de la géotechnique.

Le renforcement du sol demeure un sujet important et intéressant. Il existe une panoplie de techniques qui permettent d'améliorer les caractéristiques d'un sol compressible et médiocre et ce par la réduction et la diminution des tassements excessif des sols jusqu'à 50%.

Les résultats de l'étude géotechnique du sol réalisé sur le site (PK 11 situé à oued ghir) aboutissent à la conclusion suivante : sols compressibles de caractéristiques médiocres, incapable de supporter les charges d'une structure importante telle la construction d'un échangeur qui est le projet en vue d'être réalisé.

Pour notre projet et après calcul de la capacité portante du sol qui est évaluée à 0.62 bars à partir des essais de laboratoires. Cette dernière demeure faible et insuffisante pour recevoir les charges d'un échangeur qui sont de l'ordre de 2 bars. Le calcul du tassement s'est avéré excessif car il atteint une valeur de 70cm.

Nous avons opté en premier lieu pour un renforcement de sol d'assise par des colonnes ballastées qui est la technique la plus utilisée pour un traitement allant jusqu'à 20m de profondeur. Le tassement a été réduit à une valeur de **26cm**, cette réduction est considérable mais reste inadmissible vu la médiocrité des caractéristiques des couches du sol.

Vu la faible amélioration obtenue par les colonnes ballastées, la solution est de chercher le substratum par la réalisation des fondations profondes de type pieux. Pour cela, deux dimensions différentes sont considérées dans notre étude à savoir : des pieux de 1 m de diamètre et de 1,2 m de diamètre sur une longueur de 25m. Le tassement obtenu d'environ de **15cm**. Ce dernier est jugé admissible.

Les deux procédés permettent de réduire le tassement. Vu l'importance du projet, le choix le plus judicieux est la variante qui adhère à l'objectif de la présente étude de renforcement du sol

CONCLUSION GENERALE

compressible et réduction des tassements excessifs, qui est des fondations profondes de types pieux **de 1m de diamètre** et de **25m** de longueur.

Pour l'étude numérique nous avons opté pour le logiciel Plaxis 2D (bidimensionnel), ce dernier se base sur le calcul par élément finis. Après modélisation de notre sol avec l'utilisation des deux techniques (colonnes ballastées et pieux) nous constatons que les résultats obtenus par l'étude numérique se rapprochent considérablement des valeurs obtenues par calcul analytique.

L'utilisation de l'outil informatique permet de faciliter le travail des praticiens de génie civil, ce dernier permet de simuler les situations réelles sur un outil informatique et permet de prévoir le comportement des projets de génie civil et de déterminer la meilleure solution pour remédier aux problèmes rencontrés.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bibliographie :

- [1] : Johnson 1970, pilot et Michell « les techniques de pré-chargement »
- [2] : Daniel E, Moran dès 1925 « le drainage »
- [3] : Azm S. Al-Homoud, Wehr W. 2006 « vibro-compactage »
- [4] : Liausu P. (1981), « compactage dynamique »
- [5] : Tomlinson (1987) résumés dans le site Internet "Pile info"(www.geoforum.com), « renforcement de sol par inclusion rigide »
- [6] : Magnan J.P, Dronic N, Canapa Y, Dhoub 2009 « Reflexion sur la conception des colonnes ballastées » compte rendu de la 17^e conférence internationale de la mécanique des sols et de la géotechniques, sept 2009 ,Alexandri,Egypte ,pp 1377-1380.
- [7] : Mr LILLOUCHE.S Analyse comparative du comportement des colonnes ballastées et des pieux dans les sols mous et compressibles de la plaine portuaire de Bejaia cas d'un silot capacité de 80000 tonnes.
- [8] : M35 2001-2002 constructions chapitre 3 Fondations avec cours MS Sadaoui, « fondation superficielle (filantes et isolé) »
- [9] : François bourgeset Roger Frank. « Fondation profonde, classification des pieux ».
- [10] : Chapitre XV/pieux C.N.A.M-Géotechnique B1/B6-2004-2005 C. Plumelle : « définition d'un pieux, principe types des pieux ».
- [11] : Centre français d'exploitation, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction **C 248**, « inclusion fabriqué in-situ »
- [12] : CHRISTOULAS (1988) : « Les méthodes (C, ϕ) « classiques »
- [13] : BOURGES et FRANK, 1989 : « Les méthodes dynamiques »
- [14] : GILDAS.D et MONTCHO.S. Thèse de doctorat. CISS « Les méthodes in-situ »
- [15] : (DTR-BC2.33.3) dimensionnement des pieux
- [16] : (DTR-BC2.33.2) dimensionnement des pieux
- [17] : fascicule 62 titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Ministère de l'équipement, du logement et transport.
- [18] : Manuel d'utilisateur Foxta v4 – Partie C.2 – Edition Juillet 2020 © TERRASOL « méthodes pénétrométrique »
- [19] : Priebe H « le dimensionnement des colonnes ballastées »compte rendu du symposium international sur l'amélioration des sols en place.(ASEP-GI 2004).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[20] : Bertrand SOYEZ. Ingénieur de TPE (section des ouvrages en terres). Laboratoire central des ponts et chaussées.

[21] : Etude géotechnique d'un renforcement de sol par colonnes ballastées sous bâtiment (R+13) /200 logements promotionnels cité Tobal-Bejaia

[22] : Mr. Vincent SIX. Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales. Laboratoire de mécanique de Lille (U.M.R8 107)

[23] : RBJ. Brinkgreve et al, 2003, « Plaxis, version 8, manuel de référence ».Delft université de technologie et Plaxis bv.

[24] : Omar Sadaoui 2021, « cours fondation et soutènement ».Université d'Abderrahmane MIRA de Bejaia.