

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou



Faculté de génie de la construction
Département de génie civil
LABORATOIRE GEOMATERIAUX, ENVIRONNEMENT ET
AMENAGEMENT

MEMOIRE

de M aster 2

En vue de l'obtention du Diplôme Master 2
Option : Géotechnique et environnement

Thème

**Tassement des sols renforcés sous des
bacs de stockage d'hydrocarbure**

Réalisé par :
M^R: ZIDELMAL Djamel

Encadré par :
M^R: BAHAR Ramdane
M^R: SADAoui Omar

Master 2 Promotion 2010-2011

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à:

- Mes très chers parents, ceux grâce à qui j'ai pu atteindre ce niveau et ceux à qui je dois beaucoup de respect. Aujourd'hui, c'est autant un plaisir qu'un devoir pour moi de vous remercier pour votre amour, votre grande patience et vos sacrifices

- La mémoire de mon frère Saïd.

- Mes chers frères Samir, Nassim et mon adorable sœur Hassina.

- Mon adorable petite nièce Yasmine.

- Mon adorable beau frère mouh et sa famille.

- Mes chers frères membres de l'association culturelle IMAL

- Mes tantes et mes oncles.

- Zizi Saïd et sa famille.

- Mes cousins et cousines.

*- Tous mes amis : Michel, Salim, Rezak, Saïd, Salim, Toufik, et tous ceux qui sont chers, **Il** faudra m'excuser de ne pas m'être lancé dans une énumération exhaustive de tous mes amis (es), pourtant chacun garde une place dans mon cœur.*

- Toute la section de genie civil (LMD)

- Tous ceux qu'ils m'ont formé.

.....DJAMEL

& Remerciements

Je remercie le Bon Dieu pour m'avoir donné courage et volonté pour réaliser ce travail et qui ma éclairé les chemins par la lumière de son immense savoir.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude aux personnes, qui grâce à leur aide, mon travail a vu le jour.

Mon encadreur M^{er} BAHAR et M^{er} SADAoui, pour avoir accepté de diriger mon travail et de le soutenir.

Je remercie les membres du laboratoire LGEA pour leur aide considérable en particulier M^{er} MELBOUCI, Melle BELHASSANI, Melle KARA, Melle KEBIRI, Melle MEDJNOUN, Melle SACI, Melle DJERBAL, et Melle GUIROUS et Madame BAIDI et NEDJIMI

Je suis également reconnaissant aux personnels de la bibliothèque de génie civil pour leur aide

Je remercie les membres du jury qui me font l'honneur d'examiner et de critiquer ce modeste travail.

Mes sincères remerciements vont à tous mes enseignants.

Mes remerciements vont également à tous ceux et celles qui de, près ou de loin, m'ont porté aide et encouragements. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

" Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence "

Louange à ELLAH le très miséricordieux

Liste des notations

- a Taux d'incorporation
- A_c Aire de la colonne
- A Aire totale (de la cellule unitaire)
- A_s Aire du sol
- D_c Diamètre de la colonne ballastée.
- D_e Diamètre de la cellule unitaire (diamètre d'influence équivalent).
- d Distance entre l'entraxe des colonnes
- C_u Cohésion non drainée du sol
- E La tolérance d'exécution.
- E_c Module de déformation élastique
- E_{oeds} Module oedométrique du sol.
- E_{oedc} Module oedométrique de la colonne.
- E_m Module pressiométrique.
- e_o Indices des vides
- e Tolérance d'exécution

- E_p Epaisseur minimale de la couche de forme

- E_s Module de déformation élasticité du sol (estimé par le pressiomètre)
- f_s Frottement latéral.
- H Epaisseur de couche
- I_r Indice de rigidité
- k Coefficient multiplicateur
- K_{ac} Coefficient de poussé de ballaste
- K_{pc} Coefficient de butée du ballast
- L_{clim} Longueur minimale
- L_{cmax} Longueur maximale
- L_c La longueur des colonnes flottantes
- M_c module oedométrique de la colonne
- M_s module oedométrique du sol
- N Nombre de coups

Liste des notations

- n Rapport de concentration des contraintes verticales
- P_L Pression limite du sol mesuré au pressiomètre.
- P périmètre du micropieu
- q_c Résistance à la pénétration du cône.
- q_{clim} Charge axiale limite
- R_T Effort total
- q_{su} Frottement latéral unitaire
- q_c Résistance du pénétromètre statique
- S_0 Tassement du sol sans traitement
- s_f Tassement du milieu composite obtenu après traitement
- s_c Tassement de la colonne ballastée.
- s_s Tassement de la colonne ballastée.
- S_r Degré de saturation
- s_{hc} Contrainte horizontale dû à q_{sol}
- s_{hs} Contrainte horizontale dû à q_{sol}
- s_c Contrainte en tête de la colonne,
- s_s Contrainte en surface du sol,
- s'_r Contrainte verticale effective de rupture en tête de colonne)
- σ_{hmax} Etreinte maximale latérale
- s'_{h0} Contrainte horizontale effective dans le sol avant traitement
- $\sigma_v(z)$ La contrainte verticale
- σ_r Contrainte verticale de rupture.
- s_0 Charge (initialement appliquée par la fondation)
- γ_h poids volumique humide
- γ_d poid volumique du solide
- ϕ_c Angle de frottement de la colonne
- n_s Coefficient de poisson du sol
- β Facteur de réduction des tassements

Liste des notations

- b_0 Facteur d'amélioration de base
- ΔR_e Rayon de la colonne ballastée
- W_l Limite de liquidité.

Liste de figures :

Chapitre I :

Fig. I.1 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité (Dhouib et Blondeau, 2005).	3
Fig. I.2 : Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides.	6
Fig. I.3 : domaine d'application des inclusions rigide.....	8
Fig. I.4 : Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.....	10
Fig. I.5 : Schémas des différents types de jets.	11
Fig. I.6 : Résistance d'une colonne de Jet Grouting - Documents Solétanche-Bachy.....	11
Fig. I.7 : un type d'équipement utilisé contenant trois tarières chevauchantes.....	12
Fig. I.8 : schéma illustrant les colonnes chevauchantes stabilisées de DSM.....	13
Fig. I.9. Technique de mise en œuvre de DSM.....	13
Fig. I.10 : l'outil est ancré dans le sol.	14
Fig. I.11. Poches sur un bloc de sol durci.....	15
Fig. I.12. Non chevauchement des colonnes..	15
Fig. I.13 : Instrument de malaxage utilisé pour les Lime Cement Columns et colonne.....	16
Fig. I.14 : Exemple de tassement sous remblais : comparaison avec et sans colonnes.	16
Fig. I.15 : Principe des CMM sous une semelle. Source : KELLER FONDATIONS SPECIALES.	17
Fig. I.16 : Caractéristiques du fuseau granulométrique des CB des CMM.	19
Fig. I.17 Etape 1 et 2. Sources KELLER FONDATIONS SPECIALES.	21
Fig. I.18 : Etape 3 et 4. Sources KELLER FONDATIONS SPECIALES.	22

Chapitre II :

Figure II.1 :Domaine d'application des techniques d'amélioration des sols par colonnes ballastées [document Keller].....	23
Fig. II.2. Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initiale. Gambin (1999-2000).	24
Fig. II.3 : principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentée par le haut. [Sébastien Corneille, 2007].....	26
Fig. II.4 : Alimentation d'une colonne ballastée par voie sèche en matériau granulaire [Djebrou, 2008].	
Fig. II.5 : mise en place d'une colonne ballastée par voie humide (Djebrou, 2008).	27
Fig. II.6 : principe de réalisation d'une colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le bas par vibreur à sas [Sébastien Corneille, 2007]	28
Fig. II.7 : schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée.	29
Fig. II.8. Schéma des couches formant le matelas de répartition.....	32
Fig. II.9 : Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête dans une couche compressible. [Vincent Six, 2007].	35
Fig. II.10 : Analogie colonne ballastées/éprouvette triaxiale.[Vincent Six 2007].....	36
Fig. II.11 : caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé [Vincent Six 2007].	38

Fig. II.12 : caractérisation de la surface de rupture par poinçonnement [Vincent Six 2007].	38
Fig. II.13. Principe de la cellule unitaire dans le réseau des colonnes ballastées.	40
Fig. II.14. Cas des colonnes débordant des semelles.	41
Fig. II.15. Disposition des colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne (Baalam et Poulos, 1983).	41
Fig. II.16. Principe de concentration de contraintes.	43
Fig. II.17 : tassement des sols traités et non traités. [Vincent Six 2007].	44
Fig. II .18: Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini.	46
Fig. II.19. Abaque de dimensionnement de Priebe pour un coefficient de poisson.	50
Fig. II.20 : Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée.	51
Fig. II.21: Abaque du facteur d'influence de la profondeur.	53
Fig. II.22 : Abaque de dimensionnement des semelles filantes.	54
Fig. II.23: Abaque de dimensionnement des semelles isolées.	54

Chapitre III :

Fig. III.1 : mode de réalisation des micropieux type I.	58
Fig. III.2 : Micropieux de type II – injection gravitaire.	59
Fig. III.3.a : Différentes phases de réalisation d'un micro pieu de type III.	60
Fig. III.3.b : Différentes phases de réalisation d'un micro pieu de type VI.	60
Fig. III.4. Tube à manchettes.	61
Fig. III.5. Schéma d'un obturateur double.	62
Fig. III.6 : réalisation du renforcement de deux ponts avec de micropieux.	63
Fig. III.7: exemple d'application des micropieux dans la reprise sous œuvre.	65
Fig. III.8 : Exemple d'application des micropieux dans les fondations neuves.	66
Fig. III.9 : Exemple d'application des micropieux dans le renforcement en zone sismique.	67

Chapitre IV :

Fig IV.1 : situation de la wilaya de Béjaia (google earth 2011).	72
Fig IV.2: Vue de la plaine de Bejaia.(google earth, 2011).	74
Fig IV.3 : Plan de masse du terminal nord et sud de stockage de pétrole et implantation des essais géotechniques.	77
Fig IV.4 : vue du modèle de bac de stockage de pétrole de terminal de Béjaia.	79
Fig IV.5 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage C9.(Terminal marin nord à proximité de oued Seghir).	81
Fig IV.6 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage R21	

(Terminal marin sud).....	81
Fig IV.7 : coupe lithologique du bac R13.	92
Fig IV.8: coupe lithologique du bac R21	
Fig IV.9.résistance en pointe qc du pénétromètre statique CPT3.....	94
Fig IV.10 : Schéma de la méthode de réalisation du renforcement.	97
Fig IV.11: Affaissement du bac C9 avant et après traitement.	98

Chapitre V :

Fig. V.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D.	102
Fig. V.2 – Séquence de calcul générale, d’après Billiaux et Cundall (1993).	103
Fig. V.3 : modèle de mohr-colomb, essai triaxial.	107
Fig. V.4. Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d’après ITASCA.	108
Fig. V.5 : critère de rupture de type mohr-coulomb.....	108
Fig. V.6 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées.....	113
Fig. V.7 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées.....	115
Fig. V.8 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées.....	118
Fig. V.9 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées.....	120
Fig. V.10 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées.....	122
Fig. V.11: description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) sans renforcement.....	124
Fig. V.12 : les valeurs du déplacement vertical.	124
Fig. V.13 : les valeurs du déplacement horizontal.	125
Fig. V.14: les vecteurs déplacements.	125
Fig. V.15 : description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) avec renforcement.	126
Fig. V.16: les valeurs du déplacement vertical avec une longueur de 25m des colonnes ballastées.....	126
Fig. V.17 : les valeurs du déplacement horizontal sous $\sigma=130\text{KPa}$	127
Fig. V.18 : les vecteurs déplacements.....	127
Fig. V.19 : description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) avec renforcement.	128
Fig. V.20: les valeurs du déplacement vertical avec une longueur de 25m des colonnes ballastées.	128
Fig. V.21 : les valeurs du déplacement horizontal sous $\sigma=130\text{KPa}$	129
Fig. V.22 : les vecteurs déplacements.	129

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1 : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. (Sources magnan 1994).....	5
Tableau I.2. Caractéristiques de résistance et de perméabilité de différents sols traités.	9
Tableau I.3 : Principe et domaine d'application du DSM.	14

Chapitre II :

Tableau II.1. Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées.....	31
Tableau II.2 : essai d'information-nombre d'essais (DTU 13.2).....	33
Tableau II.3. Résistances minimales vis-à-vis des essais in situ.	33
Tableau II.4 : Définition de k [VincentSix 2007].	37
Tableau II.5. Détermination des sections.	42

Chapitre IV :

Tableau IV.1. Les caractéristiques géométriques du bac de stockage d'hydrocarbure de Béjaia.....	78
Tableau IV.2. Les paramètres physiques et mécaniques du bac et du pétrole.....	78
Tableau IV.3. Coupes lithologiques des sondages carottés.....	80
Tableau IV.4: caractéristiques physico-mécaniques des sols.	82
Tableau IV.5 : les résultats de l'analyse granulométrique du S01 et S03.	82
Tableau IV.6: Caractéristiques physiques et mécaniques	83
Tableau IV.7-Les résultats des analyses chimiques de l'eau.....	84
Tableau IV.8 : Catégorie et structure des sols selon le sondage pénétrométrique..	86
Tableau IV.9 : les valeurs de facteur de portance K_c en fonction du type et de la classe du sol (Melbouci Bachir, 2009).....	87
Tableau IV.10 : résultat des données physiques des sondages.....	88
Tableau IV.11 : résultats de calcul du module œnométrique	89
Tableau IV.12 : résultats de calcul par la formule de Boussineq.....	90
Tableau IV.13 : résultats de calcul du tassement à partir du l'oedomètre.....	91
Tableau IV.14 : Valeur de β et q_{smax} sont données selon le fascicule n° 62.	95
Tableau IV.15: les valeurs de Q_{su} selon les sondages.....	96

Chapitre V :

Tableau V.1 : paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe.....	111
---	-----

Tableau V.2 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Φ 0,8m sur une profondeur de 18m avec un maillage de 2,97m ² pour une contrainte appliquée ($\sigma_0=1,3\text{bar}$) en utilisant la méthode de Priebe	112
Tableau V.3 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Φ 0,8m sur une profondeur de 22m avec un maillage de 2,97m ² pour une contrainte appliquée ($\sigma_0=1,3\text{bar}$) en utilisant la méthode de Priebe.	114
Tableau V.4 : paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe.....	116
Tableau V.5 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Φ 1m sur une profondeur de 20m avec un maillage de 2,97m ² pour une contrainte appliquée ($\sigma_0=1,3\text{bar}$) en utilisant la méthode de Priebe.....	117
Tableau V.6 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Φ 1m sur une profondeur de 22m avec un maillage de 2,97m ² pour une contrainte appliquée ($\sigma_0=1,3\text{bar}$) en utilisant la méthode de Priebe.....	119
Tableau V.7 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Φ 1m sur une profondeur de 23m avec un maillage de 2,97m ² pour une contrainte appliquée ($\sigma_0=2\text{ bar}$) en utilisant la méthode de Priebe.....	121
Tableau V. 8: données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées.....	123

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : LES TECHNIQUES D'AMELIORATION DES SOLS PAR INJECTION

I.1. Introduction.....	01
I.2.Objectif du traitement.....	01
I.3. Domaine d'application des techniques de traitement de sol.....	01
I.4. Le renforcement des sols compressibles	04
I.5. Présentation de la méthode	04
I.6. Principe du renforcement.....	05
I.6.1. Les Inclusions Rigides (IR)	05
I.6.2. Mécanismes de fonctionnement	06
I.6.3. Matelas de répartition	07
I.6.4. Mise en œuvre	07
I.6.5. domaine d'application des inclusions rigides	07
I.7.1. Inclusion par mélange avec le sol	08
I.7.1.1. Jet Grouting.....	09
I.7.1.2. Deep soil mixing	12
I.7.1.3. Lime Cement Columns ou Deep Cement Mixing.....	15
I.7.1.3. Présentation d'une méthode de renforcement de sol par CMM – Brevet	
KELLER FONDATIONS SPECIALES	17
I.8. Conclusion	22

Chapitre II : RENFORCEMENT DES SOLS PAR COLONNES BALLASTEES

II.1. Introduction	23
II.2. Définition d'une colonne ballastée	24
II.2.3.Les principaux effets de la mise en place d'une colonne ballastée.....	25

II.2.4.Utilisations.....	25
II.2.5.Méthodes d'exécution	26
II.2.5.1. Les colonnes ballastées par voie sèche alimentée par le haut	26
II.2.5.2. Les colonnes ballastées par voie humide.....	27
II.2.5.3. Les colonnes ballastées à sas	28
II.2.5.4. Autres méthodes de réalisation	28
II.3. Choix des matériaux constitutifs	30
II.4. Données réglementaires (DTU 13.2)	33
II.4.1. Essai d'information	33
II.4.2. Contrôle de compacité.....	33
II.4.3. Contraintes de calcul à l'ELS	34
II.5. Comportement d'une colonne ballastée isolée	34
II.5.1. Généralités	34
II.5.2. Modes de rupture d'une colonne ballastée isolée	35
II.6. Cas d'un réseau de colonnes ballastées sous charge statique verticale.....	39
II.6.1. Principe de la cellule unitaire	39
II.6.2. Disposition des colonnes ballastées	40
II.6.3. Taux d'incorporation.....	42
II.7. Paramètres rendant compte de l'amélioration	42
II.7.1.Facteur de concentration des contraintes verticales.....	42
II.7.2. Facteur de réduction des tassements	44
II.8. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.....	44
II.8.1. Méthode de Priebe (1976-1995)	45
II.8.1.1. Détermination du facteur d'amélioration de base b_0	48
II.8.1.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne.....	50
II.8.1.3. Prise en compte de l'influence de la profondeur	51

II.8.1.4. Cas des semelles isolées et filantes	53
II.8.2. Colonnes ballastées et liquéfaction	54
II.9. Fondement du comportement des sols	55
II.9.1. Les principaux paramètres qui conditions le comportement d'un sol.....	55
II.10. Conclusion.....	56

Chapitre III : Etude de micropieux injectés

III.1. Introduction générale.....	57
III.2. Définition	57
III.3. Différents types de micropieux	58
III.4. MÉTHODES DE SCHELLEMENT	61
III.4.1. Scellement « gravitaire ».....	61
III.4.2. Injection globale unitaire (IGU)	61
III.4.3. Injection répétitive et sélective (IRS).....	61
III.4.4. Injection répétitive simultanée.....	62
III.5. Domaine d'application des micropieux	63
III.5.1. Reprises-en sous-œuvre	63
III.5.2. Fondation neuves de bâtiments et d'ouvrages d'arts.....	64
III.5.3. Ouvrages en zone sismique	64
III.6. METHODE DE MISE EN ŒUVRE	67
III.7. Principes de conception des fondations sur micropieux	68
III.8. Comportement des micropieux	68
III.8.1. Mobilisation de la résistance de pointe.....	68
III.8.2. Frottement latéral.....	69
III.9. Conclusion.....	70

CHAPITRE IV : ETUDE D'UN CAS DE REPRISE EN SOUS ŒUVRE PAR MICRO-PIEUX

IV.1. Introduction.....	71
IV.2. Situation du site.....	71
IV.3. Contexte géologique de la plaine alluviale de Bejaia.....	72
IV.3.1. Contexte géologique de la zone d'étude.....	73
IV.3.1.1. Alluvions anciennes	73
IV.3.1.2. Alluvions marécageuses	73
IV.3.1.3. Alluvions récentes	73
IV.3.1.4. Remblais	73
IV.4. Hydrologie locale	74
IV.5. Hydro climatologie.....	74
IV.6. Effets des séismes dans la zone d'étude	75
IV.7. Comportement des fondations de quelques ouvrages fondés sur les sols compressibles de la plaine de Bejaia.....	75
IV.8. Reconnaissance du site (la plaine de Bejaia)	75
IV.9. Campagne de reconnaissance géotechnique du site.....	76
IV.9.1. Description de l'ouvrage.....	77
IV.9.1.2. Détermination des charges et surcharges.....	78
IV.9.2. Sondage carottés	80
IV.10. Essais de laboratoire	82
IV.10.2. Analyse granulométrique	82
IV.10.2.1. Susceptibilité à la liquéfaction	83
IV.10.2.2. Interprétation des résultats	83
IV.10.3. Analyse chimique	84
IV.11. Essais in situ	84
IV.11.1. Essais au standard pénétration test	84
IV.11.2. Essai de pénétration statique	85

IV.11.2.1 Evaluation du tassement à partir de l'oedomètre carottier.....	88
IV.11.2.2. Relation entre le module oedométrique et le module d'élasticité	89
IV.11.2.3. Calcul des tassements	90
IV.11.2.4. Dépôt normalement consolidé	90
IV.11.2.5. Transmission des contraintes induites par une charge répartie uniformément sur une surface circulaire.....	91
IV.12. Evaluation de la fiabilité du confortement par micros pieux injectés	94
IV.13. Conclusion	100

CHAPITRE V : Tassement du sol sous radier d'un bac de stockage

V.1. Introduction	101
V.2. Présentation de la méthode des différences finis.....	101
V.3. Calculs en déformations planes (2D).....	102
V.4. Présentation de FLAC	102
V.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC	103
V.4.2. Principe de calcul.....	105
V.4.2.1 Equations du mouvement	106
V.4.2.2. Modèles de comportement pour les sols	107
V.4.2.2.1. Elasticité	107
V.4.2.2.1.1. Elasticité linéaire isotrope	107
V.4.2.2.2. Elastoplasticité de Mohr Coulomb.....	108
V.4.2.2.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb	109
V.4.2.2.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb	111
V.4.2.3. Implémentation des modèles de comportement mécaniques dans le logiciel	111
V.5. Traitement des sols par colonnes ballastées.....	112
V.5.1. Justification du traitement par colonnes ballastées	112
V.5.2. Caractéristiques du traitement par colonnes ballastées	112
V.5.3. Calcul analytique des colonnes ballastées	113

V.5.3.1. Méthode de Priebe	113
V.5.4. Calcul numérique des colonnes ballastées	125
V.5.5. Etude comparative.....	132
V.6. Conclusion	132

Introduction générale

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols se manifestent, par une capacité portante faible, des déformations (tassements absolus ou différentiels) importantes sous charges statiques ou dynamiques (séisme) surtout pour les sols sableux lâches et saturés.

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

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors d'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du XX^{ème} siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des pieux en bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injections, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Le présent travail de mémoire a pour objectif d'améliorer nos connaissances sur le comportement mécanique des inclusions du sol en utilisant les méthodes analytiques et numériques. Il est subdivisé en deux parties principales : une recherche bibliographique a été menée sur les différentes techniques d'amélioration (étude analytique de dimensionnement) la deuxième partie comporte le suivi des études géotechniques, la collecte et l'exploitation de données relatives aux sites des ouvrages réalisés dans la zone portuaire de la ville de Bejaïa et d'une étude numérique paramétrique sur la base d'un modèle axisymétrique.

Le présent travail est présenté en cinq chapitres :

Le premier chapitre traite les techniques d'amélioration des sols instables et leurs domaines d'applications, l'utilisation des pieux pour reprendre les charges appliquées par l'ouvrage et les transmettre vers le substratum, mais il arrive que ce dernier soit très profond ou on a à faire un sol liquéfiable en zone sismique, dans ce cas, leur utilisation impose un financement onéreux. Aujourd'hui, on a pu confronter ces difficultés grâce à de nouvelles méthodes comme : les colonnes ballastées, les colonnes de sol traitées à la chaux, jet grouting, et deep soil mixing.

Le deuxième chapitre est consacré aux techniques de mise en œuvre des colonnes ballastées (colonnes ballastées réalisées par voie humide, sèches, colonnes pilonnées), et leur domaine d'application. Ce chapitre traite aussi le comportement des colonnes en zone sismique. A la

fin de ce chapitre, on expliquera le comportement des colonnes isolées puis disposées en réseaux chargées en tête et les méthodes de dimensionnement existantes à savoir les méthodes analytiques (méthodes empiriques, élastique et élastoplastiques) et les méthodes numériques.

Le troisième chapitre vise à l'évaluation de la méthode de renforcement des sols par des micro-pieux et cette technique est adaptée généralement pour la reprise en sous œuvre ou le confortement de fondations d'ouvrages ayant subi des tassements pour les stabiliser et également pour augmenter la capacité portante d'une fondation destinée à reprendre une charge plus importante suite à des travaux de surélévation.

Le domaine d'application de cette technique englobe tous les types de sols granulaires de l'argile au sable de même que les sols organiques (tourbe). Par contre l'efficacité du traitement est encore controversée dans les argiles molles saturées à cause des surpressions d'eau qui peuvent nécessiter plusieurs jours à se dissiper ; d'où la nécessité d'accompagner ce traitement par un réseau de drainage.

Concernant le maillage du traitement par compactage statique, il n'existe à ce jour aucune méthode de calcul simple permettant la détermination de l'effet de compactage en tout point. La maille est fixée par l'évaluation empirique de l'étendue du domaine d'influence de l'injection solide dans un sol donné. Il est en général nécessaire de procéder à un plot d'essai avant le chantier afin d'affiner tous les paramètres (quantité à incorporer, maillage, phasage d'injection, pression, débit et la composition du mortier).

Pour bien cerner les contextes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques de la zone d'étude. Le quatrième chapitre est consacré principalement au suivi des études géotechniques, à la collecte et l'exploitation des données relatives à quelques sites des ouvrages réalisés dans la zone du terminal marin de la plaine alluviale de Bejaïa. On s'intéresse principalement aux bacs de stockage d'hydrocarbure de SONATRACH.

Le cinquième chapitre présente principalement une étude du site à renforcer par des colonnes ballastées. Le site concerne la réalisation d'un bac de pétrole d'une capacité de stockage de 51448m^3 situé dans la zone du terminal marin sud de Bejaïa. Tout d'abord, une justification du traitement par des colonnes ballastées a été donnée. En suite, une estimation des tassements a été effectuée par des méthodes analytiques et par une étude numérique élaborée en utilisant le code de calcul FLAC^{2D}. Les résultats obtenus par les méthodes analytiques ont été comparées et confrontés aux résultats de l'étude numérique.

Enfin, on terminera par une conclusion générale.

CHAPITRE I

TECHNIQUES D'AMÉLIORATION DES SOLS PAR INJECTIONS.

I.1. Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilités ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet.

Les premiers usages des méthodes de traitement des sols furent mises en point à la fin du dix-neuvième siècle et au début du vingtième siècle comme remède ultime face à des problèmes imprévus de sols. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injections, de substitutions des sols, de compactages statiques et dynamiques, de pré-chargements et des colonnes ballastées. Elles sont couramment appliquées et jugées efficaces et sont actuellement utilisées comme un élément à part entière des projets. Néanmoins, la conception des travaux d'amélioration des sols n'est pas toujours facile et de nombreuses expérimentations et recherches sont encore réalisées pour améliorer ces méthodes de conception et d'exécution.

I.2. Objectif du traitement

L'objectif attendu de ces techniques est la pérennité de l'ouvrage, la réduction des risques d'instabilité par la réduction des tassements et l'augmentation de la capacité portante du sol en améliorant ces caractéristiques mécaniques, le facteur économique du projet demeure aussi un paramètre de décision.

I.3. Domaines d'application des techniques de traitement de sols

Chaque technique de traitement de sol, a un domaine d'action restreint qui dépend des conditions géologiques et hydrogéologiques du site, mais aussi de l'état de compacité et de consolidation du sol en place.

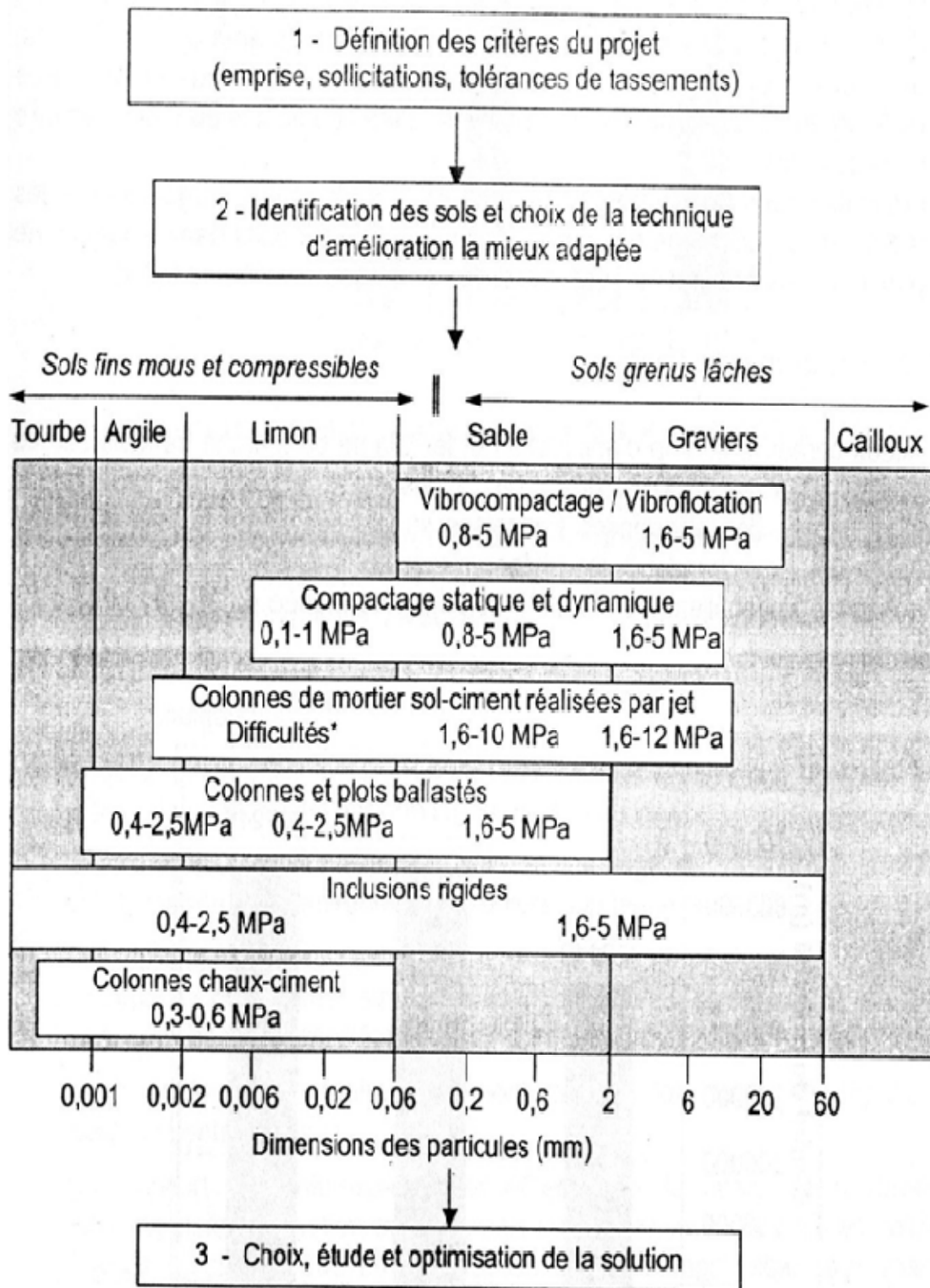
Les sols fins mous et compressibles (argiles molles, vases..) se caractérisent par des tassements excessifs, tassements différentiels, et des déformations à long terme.

Dans le cas des sols grenus (sables), la forte perméabilité fait que l'on observe une augmentation des surpressions interstitielles dans ces sols, dans le cas de liquéfaction, généralement provoqué par des sollicitations sismiques.

L'application des techniques d'amélioration des sols est directement liée à la granulométrie des sols à traiter. L'expérience acquise dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes [Dhouib et Blondeau, 2005] :

1. Il est possible de procéder à des compactages dynamique, statique (dit aussi compactage horizontal statique (CHS) ou par vibration radiale (vibroflottation ou vibrocompactage), ou réaliser des colonnes de mortier sol- ciment (Jet- Grouting) dans des matériaux sablo graveleux plus ou moins fins ;
2. Lorsque les sols à compacter, présentent un fuseau granulométrique fins à très fins, à la limite des procédés de compactage, cela correspond au début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol chaux- ciment.
3. La réalisation des colonnes ballastées est subordonnée à l'existence d'une étreinte latérale suffisante et pérenne mobilisable par le milieu traité pour éviter l'expansion latérale du ballast dépourvu de cohésion (matériau grenu) ;
4. Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organiques ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas nécessaire ;
5. Dans le cas des sols organiques caractérisés par des teneurs élevées en eau naturelle, une solution de colonnes chaux - ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptée, lorsque la teneur en eau naturelle est faible cette technique peut être employée par voie humide (Deep soil mixing).

La figure I.1 illustre la structure des domaines d'application des méthodes de traitement de sols en référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône q_c au pénétromètre statique.



* Utilisation de grande énergie ou double-jet.

Figure I.1 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité (Dhouib et Blondeau, 2005).

I.4. Le renforcement des sols compressibles

Aujourd'hui nous assistons de manière de plus en plus systématique à la raréfaction des sols de bonnes qualités pour la réalisation des routes, ouvrages d'art et bâtiments. Ainsi, pour répondre à la demande, les techniques de renforcement des sols compressibles se développent afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité des ouvrages.

Ainsi, le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

I.5. Présentation de la méthode

Les sols compressibles (argiles molles, limons, vases, et tourbes) et les sols pulvérulents, lâches (sables fins) issus des dépôts alluvionnaires récents sont généralement présents dans les vallées et autour des fleuves. De nos jours, il est devenu inévitable qu'autour de ces zones se développent les réseaux routiers, autoroutiers, ferroviaires et zones d'activités industrielles.

La construction d'ouvrages sur de tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'en améliorer leurs caractéristiques mécaniques.

Ces techniques sont nombreuses et sont classées comme suit :

- Technique d'amélioration du sol en place (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflottation, compactage statique en profondeur, consolidation par pré-chargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, pré-chargement par le vide, électro-consolidation ; Injection des sols grenus et sols fins ;
- Amélioration des sols par inclusions verticales (colonnes ballastées, inclusions rigides, colonnes à mortier sol-ciment réalisé par jet (jet grouting), colonnes de sol traitées à la chaux et/ou au ciment) ; Congélation des sols.

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte 4 étapes (d'après *Dhouib, 2004*) :

- Définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés
- Identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;
- Choix de la solution d'amélioration des sols ;
- Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Tableau I.1 : Principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. [Magnan, 1994].

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Préchargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

I.6. Principe du renforcement

Le chapitre ci-dessous accorde une part importante à l'étude bibliographique de certaines méthodes de renforcement de sol abordées dans ce travail. Celui-ci comprend aux techniques de réalisation de Colonnes à Modules Mixtes, procédé qui associe Inclusions rigides et Colonnes Ballastées. De même, il développe une étude sur un procédé plus spécifique en Semelles Mixtes, alliance Inclusions – Semelle.

I.6.1. Les Inclusions Rigides (IR)

L'inclusion rigide constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le pré-chargeement ou la mise en place de drain vertical. Cette technique consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers les couches compressibles afin de transférer les charges vers un volume plus rigide.

Par conséquent l'Inclusion Rigide (IR) augmente la capacité portante et réduit les tassements du sol. On envisage ce type de fondation pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos. Par cette méthode on améliore les caractéristiques mécaniques du sol trop compressible et on limite les tassements importants de l'ouvrage à construire.

Dans le cas des renforcements de sol par inclusion rigide (IR), on a souvent l'obligation de les armer par des cages d'armatures ou de les associer à un « matelas » afin que le sol renforcé puisse supporter les sollicitations horizontales liées essentiellement au vent ou au séisme.

La plus part du temps, la technique d'inclusion rigide est associée à la mise en place d'un « matelas de répartition de charge » entre les inclusions et la surface du chargement. Sa présence va contribuer au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voûtes dans le sol granulaire constituant cette partie de l'ouvrage. Ainsi ce matelas assure la répartition des charges entre les inclusions et le sol compressible. Ce qui va permettre de diminuer et d'homogénéiser les tassements en surface du massif de fondation.

I.6.2. Mécanismes de fonctionnement

Le dimensionnement du réseau d'inclusions et du matelas de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.

- 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 annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions sont 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 se tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage.
- Le matelas a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géo synthétiques. Quand à sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques, elles sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

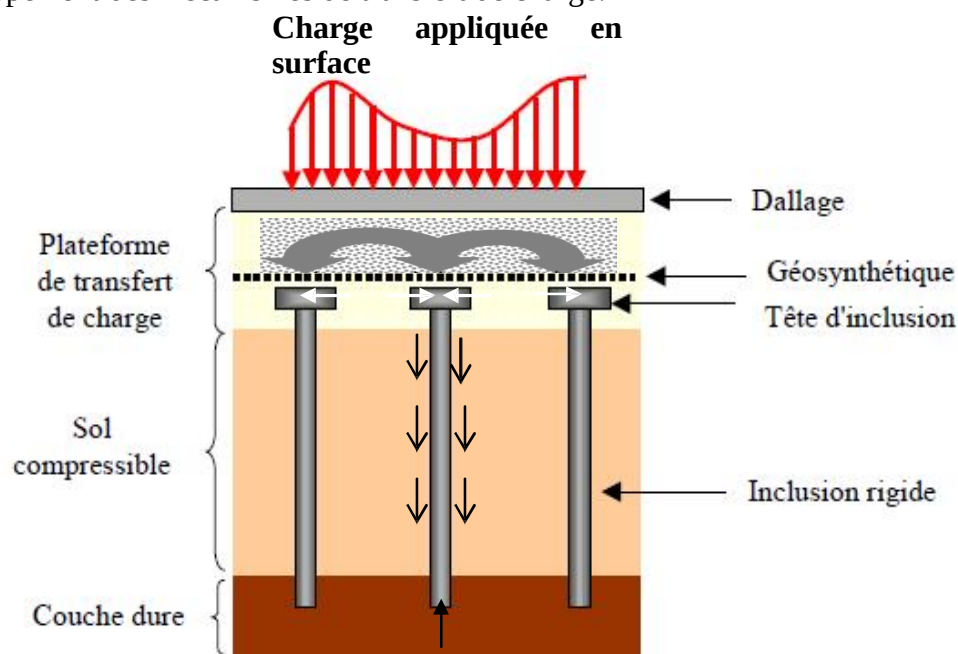


Figure I.2 : Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides.

Ce phénomène de voûte rencontré dans les sols granulaires a été décrit par *Terzagui* en 1943 et peut également être connu sous le nom d'effet silo. Diverses méthodes de détermination de la charge transmise aux inclusions par effet voûte sont référencées. Mais dans la mesure où cette partie ne constitue pas une part essentielle de ce rapport nous n'aborderons dans la partie 2 que les plus usuelles.

Diverses études montrent que le développement de ces voûtes suppose que le matelas ait une résistance au cisaillement et une hauteur suffisante. Les tassements sont également dépendants du module de déformation.

1.6.3. Matelas de répartition

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué soit par un matériau noble comme les graves ou le ballast, soit par des matériaux traités à la chaux ou au ciment (afin d'en augmenter les propriétés mécaniques), plus rarement il est constitué par un matériau grossier.

Cette dernière option est certainement la moins onéreuse contrairement à l'utilisation de matériaux nobles. Cependant il n'existe aucune étude concernant le développement des mécanismes de report de charge en fonction de la nature du sol constituant le matelas (*Briançon et al., 2004*). La bibliographie concernant les ouvrages renforcés par des inclusions rigides ne fournit quasiment pas d'informations ou de données caractérisant le matelas de transfert de charge.

1.6.4. Mise en œuvre

Il existe de nombreux procédés pour la réalisation des inclusions rigides qui varie en fonction du type de pieu choisi pour le renforcement. Selon les propriétés mécaniques et géotechniques de la couche compressible le choix du type d'inclusion est envisagé. On retrouve des inclusions pouvant être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil-mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

1.6.5. domaine d'application des inclusions rigides

La technique de renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides a connu un grand essor depuis les années 70

La figure I.3 montre les différents domaines d'application : remblais routiers ou ferroviaires industriels, les remblais d'accès à des ouvrages d'art, les fondations pour les plates formes industrielles, réservoir de stockage ou station d'épuration.

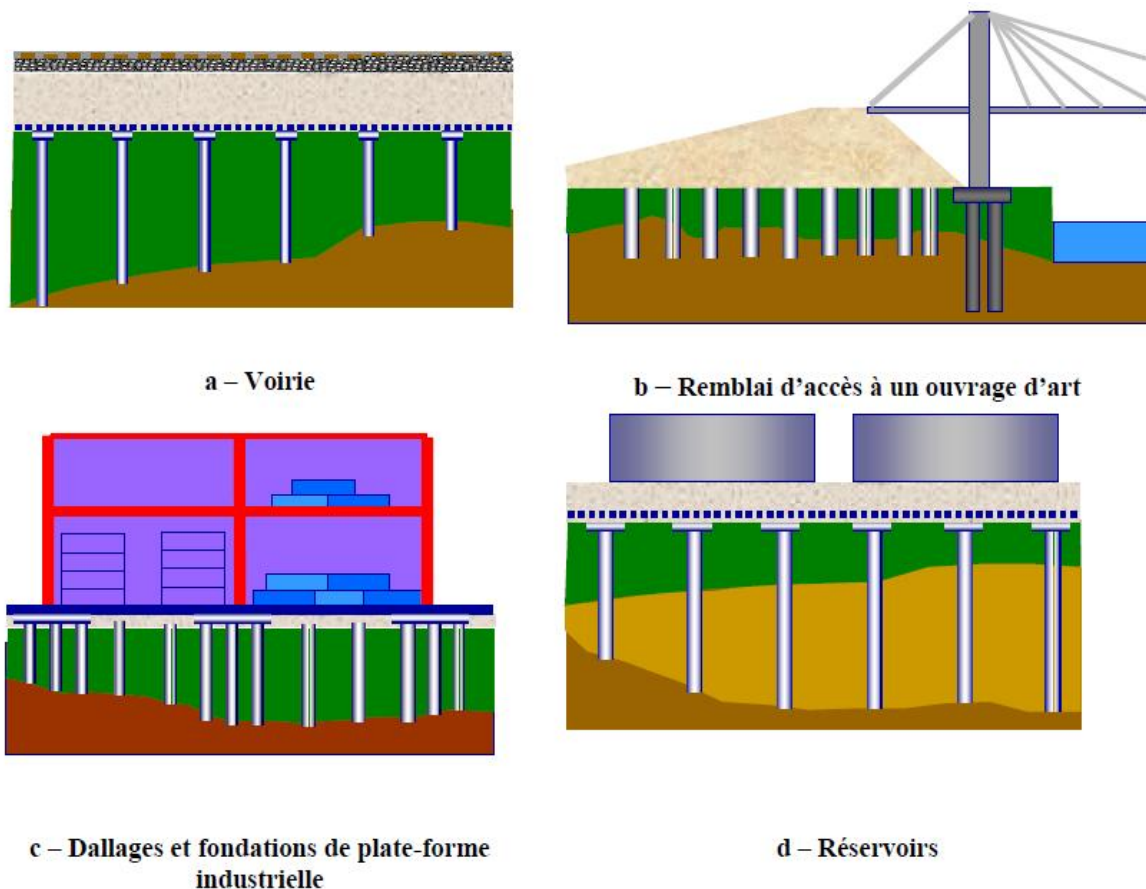


Figure I.3 : Domaine d'application des inclusions rigides

I.7.1. Inclusions par mélange d'un liant avec le sol

Les inclusions par mélange d'un liant avec le sol dites "inclusions par mixing" permettent de réaliser des colonnes de sols stabilisés qui, étant donné les performances mécaniques généralement obtenues, peuvent s'apparenter aux inclusions rigides. Ces techniques ont été développées d'une part pour le renforcement des sols compressibles et d'autre part pour leur stabilisation, cette seconde application ne rentrant pas dans notre cadre d'étude.

Parmi les différentes méthodes de "mixing", qui peuvent être obtenues par différentes techniques: mécaniques, hydrauliques, avec ou sans air..., on trouve les dénominations suivantes:

- Jet Grouting,
- Soil Mixing,
- Deep Cement Mixing (DCM),
- Deep Soil Mixing (DSM),
- Lime Columns (LC) et Lime Cement Columns (LCC),
- Colonne à module mixte

L'objectif des méthodes de traitement des sols par "mixing" est de modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques en réalisant des colonnes rigides ou semi-rigides.

Le module d'élasticité et la résistance à la compression simple sont typiquement 5 à 10 fois inférieurs à ceux du béton. Tous les sols peuvent être traités, cependant les sols contenant plus de 10% de tourbe doivent être préalablement testés. Le tableau I.2 présente les caractéristiques de résistance et de perméabilité de différents sols traités.

Tableau I.2. Caractéristiques de résistance et de perméabilité de différents sols traités

Type de sol	Ciment incorporé	Résistance à la compression simple	Perméabilité
Vases, boues	240 à 400 kg/m ³	70 à 350 kPa	1.10 ⁻⁸ cm/s
Limons organiques et argiles	150 à 260 kg/m ³	350 à 1400 kPa	5.10 ⁻⁷ cm/s
Limons cohérents	120 à 240 kg/m ³	700 à 2100 kPa	5.10 ⁻⁷ cm/s
Sables limoneux et sables	120 à 240 kg/m ³	1400 à 3500 kPa	5.10 ⁻⁶ cm/s
Sables et graves	120 à 240 kg/m ³	3000 à 7000 kPa	1.10 ⁻⁵ cm/s

A titre d'exemple, nous allons présenter quatre (4) méthodes de "mixing" :

- le Jet Grouting,
- Deep Soil Mixing,(DSM)
- les Lime Cement Columns.
- Colonne à module mixte

I.7.1.1. Jet Grouting

L'idée du jet grouting est née au Royaume-Uni à la fin des années 50, c'est un procédé de construction utilisant un jet de fluide à haute énergie cinétique pour déstructurer un terrain et le mélanger avec un coulis liquide. Il ne s'agit donc pas exactement d'une technique d'injection, mais plutôt de procédé de mélange hydrodynamique terrain-coulis visant à former un «béton de sol» in situ dans la masse du terrain.

Le traitement se déroule ainsi (figure I.4) :

Le forage : des tiges de forage équipées avec un porte-buses de jet et un taillant sont utilisées pour forer le trou jusqu'à la profondeur requise.

En général, le coulis est utilisé comme fluide de forage pour stabiliser les parois.

Le jet : la déstructuration de la structure granulaire avec un puissant jet de fluide commence en partie basse de l'élément. L'excédent du mélange eau/sol/ciment est évacué à la surface par le vide annulaire entre la tige de forage et la paroi.

L'injection : un coulis de ciment est injecté sous pression simultanément à l'érosion du sol. Les turbulences créées par la technique de jet résultent en un mélange uniforme du coulis avec le sol dans la zone de traitement.

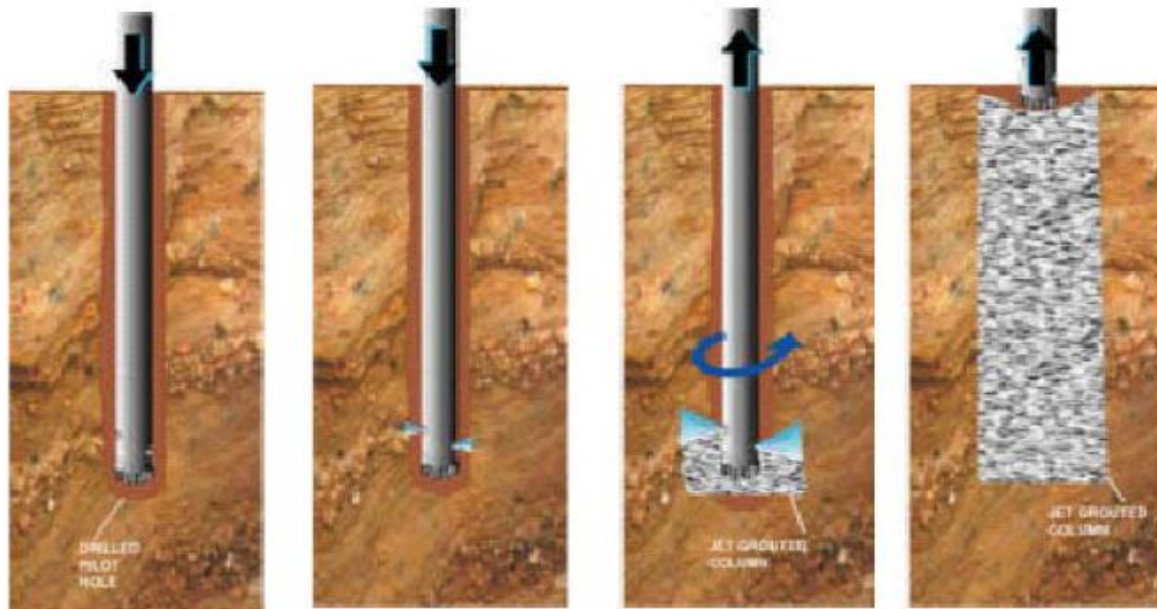


Figure I.4 : Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.

Le jet grouting peut être réalisé de trois façons différentes (figure I.5) la méthode à utiliser est déterminée en fonction du type de terrain prédominant, ainsi que la qualité recherchée des éléments de jet grouting :

- **Le jet simple** : dans ce procédé, le fluide du jet est le coulis lui-même, qui assure les trois fonctions de déstructuration, extraction et incorporation. Une partie importante de l'énergie cinétique du jet est dissipée par frottement dans le terrain mis en suspension et les rejets formés deviennent parfois trop visqueux pour remonter librement jusqu'en tête de forage. Le jet simple est utilisé pour des petites à moyennes colonnes de jet grouting.
- **Le jet double** : si on protège le jet de coulis à très grande vitesse par un jet de l'air, le rayon d'action du jet en face du même terrain se trouve considérablement augmenté par le cône d'air enveloppant. Dans le procédé jet double, le rôle de l'air est d'améliorer la possibilité d'extraction du terrain en place par le phénomène d'air lift. Le jet double est principalement utilisé pour le blindage de fouilles, reprises en sous-œuvre et bouchons étanches.
- **Jet triple** : dans le jet triple, les fonctions déstructuration et extraction du terrain sont obtenues par un jet double d'eau et d'air séparément de la fonction d'incorporation du liant assurée par un jet de coulis envoyé simultanément à basse pression (quelques MPa) par une buse inférieure. Le procédé triple est utilisé pour les projets de reprise en sous-œuvre, voiles étanches et bouchons étanches

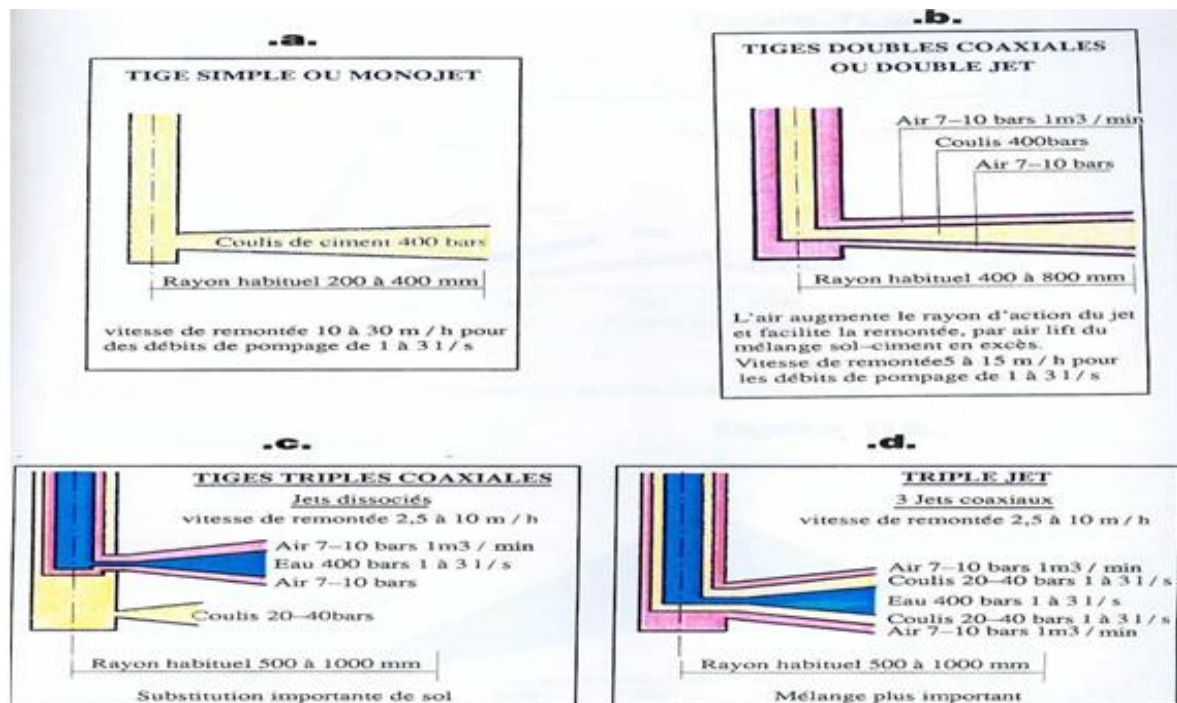


Figure I.5 : Schémas des différents types de jets.

Le diamètre de la colonne obtenue dépend de la nature du terrain, de la puissance du jet et des vitesses de remontée et de rotation ; il varie généralement entre 0,6 et 1,0 m. La résistance à la compression simple dépend de la qualité du ciment utilisé, du rapport C/E du coulis et de la nature du sol (Figure I.6).

Au cours de la réalisation, les contrôles portent sur le coulis (pression, débit, consommation, composition) et sur la foreuse (enregistrement des paramètres). Le contrôle a posteriori consiste généralement à effectuer des carottages avec essais de densité et de compression simple. Des carottages soniques entre sondages ainsi que des essais de chargement peuvent compléter ce contrôle.

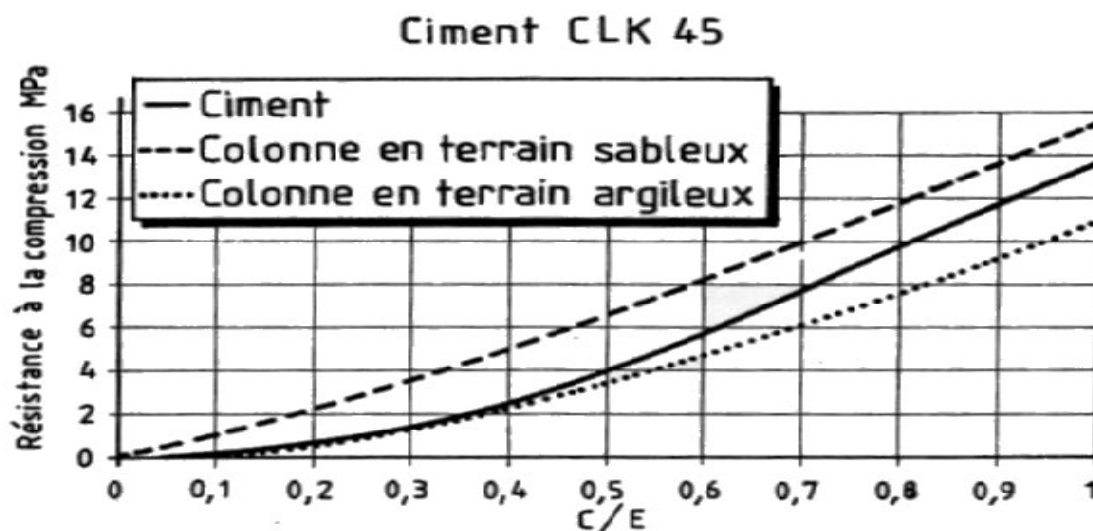


Figure I.6 : Résistance d'une colonne de Jet Grouting [Document Solétanche-Bachy]

I.7.1.2. Deep soil mixing (DSM):

Objectif

- L'amélioration de la capacité portante, ou la résistance au cisaillement du sol, d'où il sera capable de résister à des pressions hydrostatiques différentes et aux différents chargements effectués sur sol.
- Modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques, en réalisant des colonnes rigides ou semi rigides.

Principe de DSM

Elle consiste à mélanger mécaniquement le terrain en place avec un coulis injecté sous basse pression. Ceci est réalisé avec un ensemble de colonnes de sol stabilisé. La stabilisation du sol des colonnes est formée par une série de puits de mélange, guidée par une grue. (Grout, slurry) et pompée à travers la tige creuse de l'outil et injecté dans le sol à son extrémité. Cette technique utilise un système de tarière (une ou multiple) foré dans le sol (figure I.7). Les axes des tarières se chevauchent les uns dans les autres et forment un mélange continu de chevauchement de colonne (figure I.8). Le brassage continu avec l'outil malaxeur garantit une très bonne homogénéité de l'inclusion. Lorsque la profondeur est atteinte, l'outil est retiré et le processus de mélange est répété sur le chemin de la surface.

SLURRY : est un mélange d'eau et de bentonite et / ou de l'argile attapulgite. Autres additifs peuvent être utilisés tel qu'il a été approuvé par l'ingénieur pour améliorer le comportement de la suspension.

GROUT : est un mélange d'eau et de ciment Portland. Autres matériaux tels que l'argile de bentonite, argile attapulgite, ou les cendres volantes peuvent être ajoutées.



Figure I.7 : Types d'équipement utilisés contenant trois tarières chevauchantes.

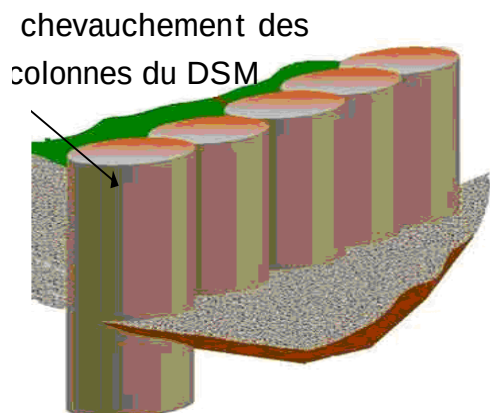


Figure I.8 : Schéma illustrant les colonnes chevauchantes stabilisées de DSM.

Domaine d'application

Deep soil mixing (DSM) est une technologie d'amélioration des sols, utilisés pour la construction de murs de soutènement ou le traitement des sols mous in situ. Les colonnes ainsi obtenues servent au transfert en profondeur des charges de bâtiments, de remblais ou de digues et peuvent également être imbriquées pour fournir une paroi étanche in-situ stabilisée.

Technique de mise en œuvre

- Le mélange de sol s'effectue comme suit (Figure I.9):
- Rotation d'un outil de mélange (Figure I.10), tout en forant dans le sol.
- Rotation inverse de forage, effectuée en même temps que le liant est injecté et mélangé avec le sol. L'outil reste sur le fond du trou, en tournant pour approximativement 0.5 à 2 mn pour un mélange complet. Après il est élevé en continuant à pomper le liant à un taux réduit. Le retrait est à deux fois la vitesse de pénétration typiquement, 4pieds à 10pieds (1m à 3m) par minute.

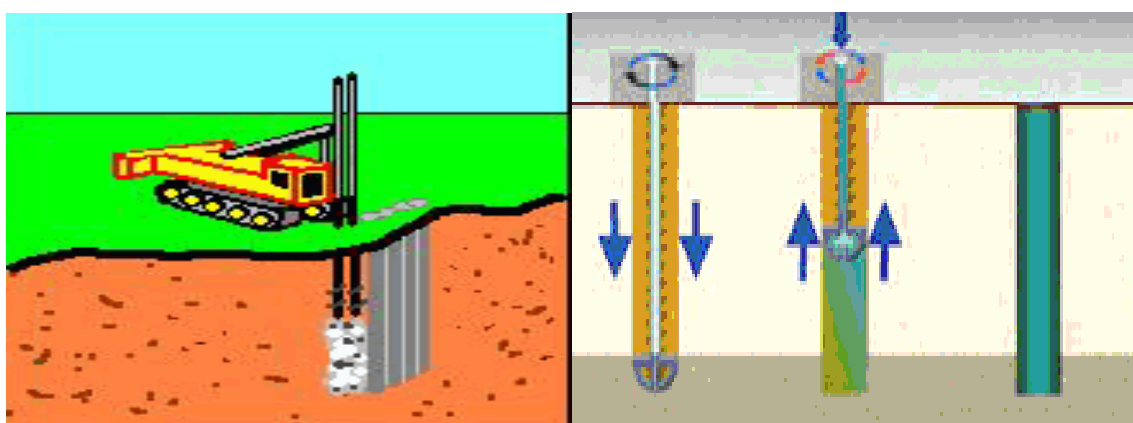


Figure I.9. Technique de mise en œuvre de DSM.

Dans le cadre du mouvement de rotation, le sol est mélangé avec le coulis et une réaction immédiate commence. Le diamètre de la colonne du mélange de sol varie entre 500 mm à 1000

mm et des longueurs jusqu'à 25m peuvent être construites de façon contrôlée, en hauteur et en profondeur.

La tarière est tournée dans la terre, typiquement à 10-20 tr/min, lentement et avancé de 2 à 5pieds (0.5 à 1.5m) par minute.



Figure I.10 : Vue de l'outil est ancré dans le sol.

On pourra aussi Citer le Deep soil mixing à sec ;

Le mélange de sol à sec est un système de traitement de sol très efficace pour améliorer la performance d'argile molle, la tourbe et d'autres faibles sols. En variant la proportion de la chaux, du ciment et des adjonctions, une gamme de force gain peut être réalisée. Les plus grandes améliorations peuvent être réalisées dans des sols minéraux à faible teneur en humidité. Très bons résultats peuvent également être réalisés dans les argiles sensibles.

Tableau I.3 : Principe et domaine d'application du DSM.

résumé: Deep Dry Soil Mixing (DSM à sec)	
Principe	• La stabilisation des produits chimiques
Applicable aux sol (s)	• silt Limon argileux • L'argile marine • argile sensible • vase • tourbe
Effet (s)	• Augmentation de la résistance au cisaillement • Augmentation de la rigidité
Les applications	• excavation profonde • Des routes et des talus de chemin de fer • Murs de quai

La profondeur maximale	• 25m
------------------------	-------

a) Avantages et Inconvénients

- Traitement des sols donc il en résulte de faible perméabilité.
- Améliorer le support d'excavation
- S'adapter aux plusieurs types de sol (argiles molles, tourbe, ...)

Cependant, il est limité aux moyens et aux grands projets à cause des coûts élevés de la conception.

- On remarque sur cette figure des poches sur un bloc de sol durci produites lorsqu'il y a eu un mélange insuffisant où le (sol-ciment) n'a pas été intentionnellement et soigneusement mélangé.

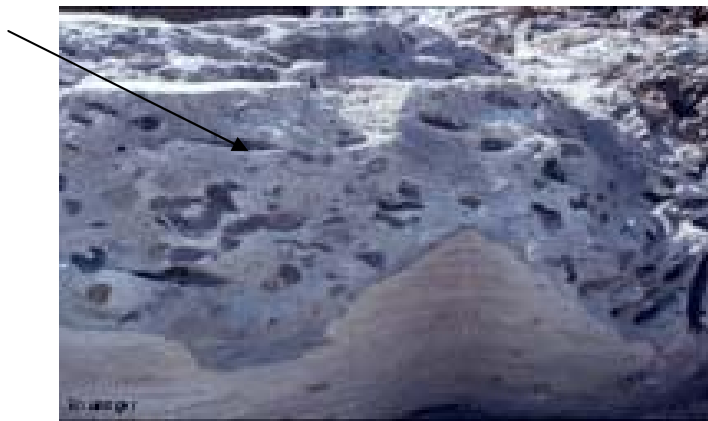


Figure I.11. Poches sur un bloc de sol durci.

- Une petite faute de conception des colonnes ou un mauvais contrôle provoque un non chevauchement des colonnes, contrairement aux réglementations qui exigent un même et un chevauchement bien déterminé.



Figure I.12. Non chevauchement des colonnes.

I.7.1.3. Lime Cement Columns ou Deep Cement Mixing

Les colonnes de sol traitées à la chaux et au ciment (Lime Cement Columns) sont couramment utilisées dans les pays scandinaves. Une conférence internationale portant uniquement sur ce sujet a même eu lieu à Stockholm en 1999. Une présentation complète de cette méthode a été faite par Broms B.B. (2001). Une technique similaire, dénommée Deep

soil Mixing (Deep Cement Mixing ou Deep Lime Mixing) a été développée au Japon.

La réalisation d'une colonne de sol traitée à la chaux et au ciment passe par deux étapes :

- l'instrument de malaxage (Figure 13a) est tout d'abord vissé dans le sol jusqu'à une profondeur correspondant à la longueur désirée des colonnes ; la longueur maximale est de l'ordre de 15 m,
- ensuite l'instrument est lentement retiré (avec une vitesse inférieure à 2,5 cm/tr) et la chaux vive et le ciment sont incorporés au sol par des trous localisés juste au-dessus de l'instrument.

La (figure 13b) présente une photographie d'une colonne excavée.



Figure : 13a



figure : 13 b

Figure I.13 : Instrument de malaxage utilisé pour les Lime Cement Columns et colonne excavée .

Les deux courbes de la (figure I.14) illustrent d'une part l'efficacité des LCC en terme de tassement sous un remblai : le tassement total est réduit de 2/3 ou plus, et d'autre part en terme de gain de temps pour stabiliser l'ensemble puisque le temps de tassement complet est divisé par un facteur 4.

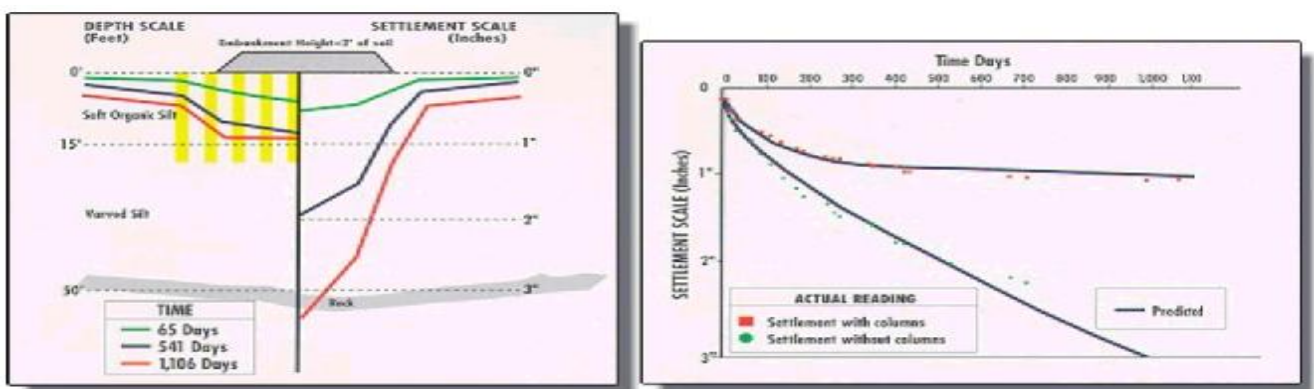


Figure I.14 : Exemple de tassement sous remblais : comparaison avec et sans colonnes

Pour évaluer cette méthode, plusieurs expérimentations ont été réalisées. En particulier, une expérimentation en vraie grandeur a été réalisée en France sur le site de Limay (78) entre 1981 et 1982 pour tester l'efficacité du renforcement de sol compressible par traitement de colonne à la chaux (Delfaut et Soyez, 1990). Cette expérimentation avait pour objectif de rassembler les données expérimentales en vue de déduire par extrapolation le maillage optimal à effectuer lors du traitement de sols compressibles susceptibles de supporter des installations industrielles ne tolérant que des tassements donnés sous une charge limite fixée par le maître d'œuvre.

Cette méthode de renforcement par colonnes traitées à la chaux s'est avérée efficace malgré une teneur en matière organique entre 4 et 6 %. La théorie sur le comportement du sol traité (similaire à une argile fissurée) élaborée par Broms et Boman (1978) a été vérifiée. En particulier la valeur de la contrainte de fluage $\sigma_{fl}^{col} = (3\text{à}5) \cdot C_{comp-simple}$ où $C_{comp-simple}$ est la cohésion apparente dans un essai de compression simple.

Ce procédé s'est avéré séduisant du fait de la simplicité et de la rapidité d'exécution des colonnes et des faibles moyens en hommes et en matériel nécessaire pour la réalisation du programme d'essai.

I.7.1.3. Présentation d'une méthode de renforcement de sol

La colonne à Module Mixte également connue sous le nom de CMM est un procédé d'amélioration de sol breveté et entrant dans la gamme des procédés de l'entreprise KELLER FONDATIONS SPECIALES. L'ambition de cette nouvelle technique est de combiner les avantages des Colonnes Ballastées et des Inclusions rigides réalisées par refoulement.

a) Caractéristiques générales

Les Colonnes à Modules Mixtes sont une technique de renforcement de sol alternative aux procédés couramment utilisés en France utilisant la technicité des Inclusions Rigides associée aux Colonnes Ballastées.

Ainsi les CMM sont constituées d'une partie supérieure l'ordre de 1.5m de hauteur suivit d'une partie inférieure en IR exécutée par refoulement.

Cette association permet d'accumuler les performances des deux systèmes tout en évitant leurs inconvénients. De plus, elles semblent présenter des avantages pour la construction en zone sismique.

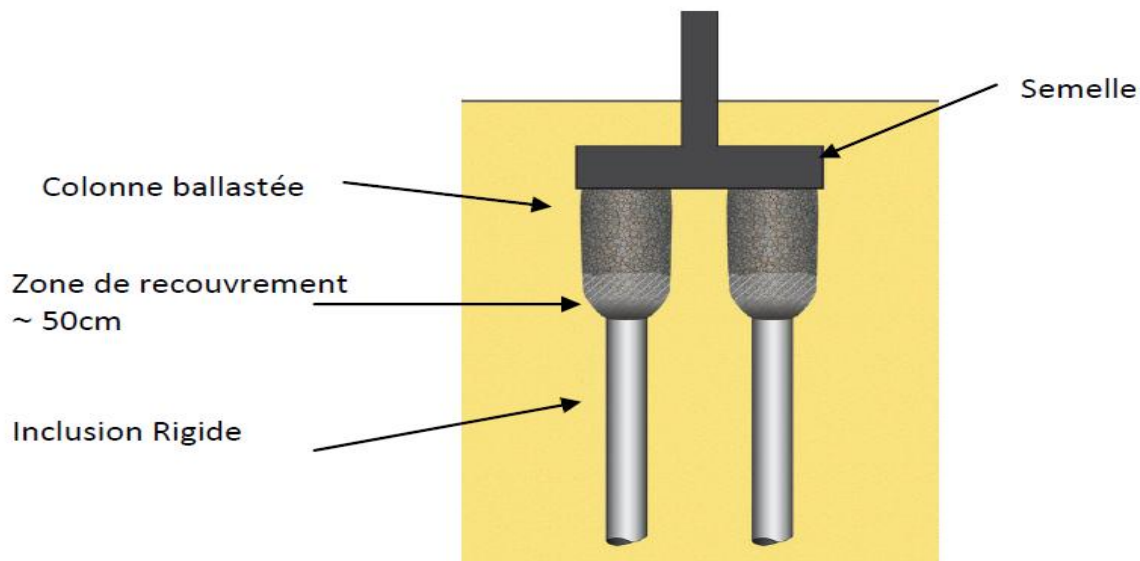


Figure I.15 : Principe des CMM sous une semelle. Source : KELLER FONDATIONS SPECIALES.

b) Principe de fonctionnement

Dans le cas des renforcements de sol par Inclusion Rigide, on a souvent l'obligation d'armer les IR par des cages d'armatures ou de les associer avec un matelas afin que le sol renforcé puisse supporter les sollicitations horizontales liées essentiellement au vent ou au séisme.

Ces inconvénients peuvent être évités grâce à la réalisation de la partie supérieure en gravier refoulé de la CMM.

Celle-ci est plus déformable en interaction avec le sol en place et donc va se comporter comme une zone roulée dissipative qui transmet :

- Moins d'énergie **par effet directe** à la superstructure ;
- Moins d'énergie à la partie inférieure rigides des CMM **par effet inertiel**.

c) Avantages du procédé

Ce procédé améliore les performances du sol de fondation des ouvrages fondés superficiellement en répondant aux spécifications :

- Réduction des tassements du sol ;
- Reprise des efforts Horizontaux et des Moments sans réaliser de matelas intercalaire sous les semelles. La forte résistance au cisaillement de la partie supérieure permet ainsi de reprendre ces efforts horizontaux et moments. De plus en zone sismique, la partie supérieure en gravier permet de jouer le rôle de rotule plastique ce qui amène à dissocier les effets inertiels des effets cinématiques ;
- Augmentation de la capacité portante du sol, en général de 0.2 à 0.3MPa aux ELS ;
- Suppression du phénomène du point dur dans le cas d'un dallage.

Concernant les inconvénients, on arrive à les limiter grâce à la mixité des deux techniques.

Les IR n'ont pas besoins :

- D'être armées en tête car le cisaillement est repris par les massifs de CMM en partie supérieure ;

- De recépage car les massifs ne reposent plus directement sur les IR. Quant aux semelles ou dallage, ils sont directement coulés sur les colonnes de graviers ;
- D'être surdimensionnées par l'effet des Moments. En effet, ces efforts présents dans la partie rigide de la CMM sont acceptables, les CB reprennent les mêmes efforts qu'un matelas de répartition de forte épaisseur.

d) Domaine d'application

Cette technique de renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction. De plus, le procédé s'applique à la majorité des sols cohérents et pulvérulents. En effet, même les sols de plus mauvaises qualités, constitués de remblais ou fortement organiques en partie inférieure, la CMM permet leur renforcement.

e) Caractéristiques mécaniques

- Partie supérieure de la CMM

Les prescriptions relatives sont celles qui s'appliquent aux Colonnes Ballastées. Les matériaux d'apport doivent être de granulométries contrôlées. Mais le choix se portera uniquement sur les graves naturelles, roulées ou concassées.

Type de classe B de répartition comprenant maximum 5% de fines

Les sols sont répartis en 4 classes :

Classe A : sols fins

Classe B : sols sableux et graveleux avec fines

Classe C : sols compressibles

Classe D : sols insensibles à l'eau

Le fuseau granulométrique le plus couramment utilisé doit se situer dans le fuseau caractéristique :

$$\begin{aligned} 8mm &\leq D_{\max} \leq 40mm \\ 0.25mm &\leq D_{\min} \leq 20mm \end{aligned}$$

Quand aux matériaux de la classe F au sens de la norme NF P 11 300 et de la GTR 92 « sol organiques et sous-produits industriels » (matériaux de démolition F7, Mâchefers d'incinération d'ordure ménagère MIOM F6 ...), ils ne sont pas admis.

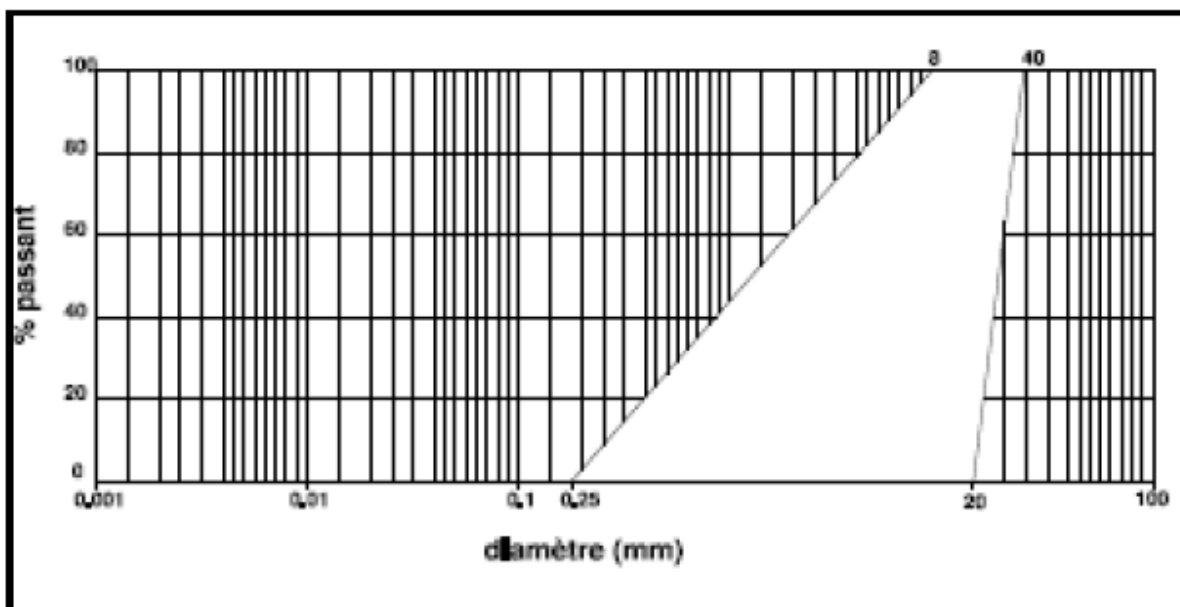


Figure I.16 : Caractéristiques du fuseau granulométrique des CB des CMM

Enfin le choix de la granulométrie va dépendre principalement du matériel utilisé. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont particulièrement sensibles. Une granulométrie inappropriée est la source de bouchon dans le tube.

En complément, ce matériau d'apport doit vérifier un certain nombre de caractéristiques validant sa dureté. Il présente les résistances :

$$\begin{aligned} LA &< 35 \\ MDE &< 30 \\ LA + MDE &< 60 \end{aligned}$$

LA : essai Los Angeles d'après la norme NF P 18573

MDE : essai Micro Deval d'après la norme NF P 18572

- Partie inférieure de la CMM

Cette partie est constituée d'un béton prêt à l'emploi garantissant l'ouvrabilité et la résistance à la compression simple selon la norme NF EN206-1 (béton à propriété spécifiques).

Les caractéristiques les plus courantes du béton doivent avoir :

- Une granulométrie 0-22,4mm
- Indépendamment de leur origine minéralogique, on classe les granulats en deux catégories qui doivent être conformes à la norme NF EN 12620 et la XP P 18-545 (granulats pour bétons) ;
- Une classe de résistance à la compression : C8/10 au minimum ;
- Une classe d'exposition : X₀. Cette classification concerne les bétons qui ne sont soumis à aucun risque de corrosion ni d'attaque. Elle ne peut concerner que les bétons non armés ou faiblement armés avec un enrobage d'au moins 5 cm, non soumis au gel ni à l'abrasion, ni à des attaques chimiques ;

- Une classe d'affaissement ou d'ouvrabilité ; type S3 ou S4.

Quant au choix du ciment, il tient compte de la nature du sol. Le ciment à utiliser doit être conforme à la norme NF EN 197-1. De ce fait, selon l'agressivité du sol en présence autour des CMM on pourra jouer entre différentes catégories :

- Classes 32.5: CEM II/A, CEM II/B, CEM III/C, CEM V/A-ES
- Classes 42.5: CEM I-ES, CEM II/A, CEM II/B, CEM III/A

Dans le cas des semelles reposant sur des CMM il n'est pas utile d'intégrer un matelas intercalaire, la partie supérieure en Colonnes Ballastées jouant déjà ce rôle. Ces dernières reposent directement sur les têtes de colonnes.

f) Autres Dispositions constructives

La distance minimale entre deux CMM est au moins égale à trois fois le diamètre de la partie inférieure des CMM et avec un minimum d'un mètre.

- Phase 1 : réalisation de la partie dite inférieure.

Cette partie est réalisée à l'aide d'un outil de refoulement développé par KELLER FONDATIONS SPECIALES, monté sur un porteur lourd pouvant être du type :

- Tarière à refoulement;
- Tube vibrofoncé à bout fermé;
- Vibreur Keller type Alpha ou Béta avec incorporation du matériau en base de l'outil servant de tubage provisoire pendant la réalisation;
- Tarière creuse.

Le diamètre de l'outil est à adapter en fonction des objectifs à atteindre. Lorsque l'outil a atteint la profondeur finale, un béton de consistance adaptée est pompé.

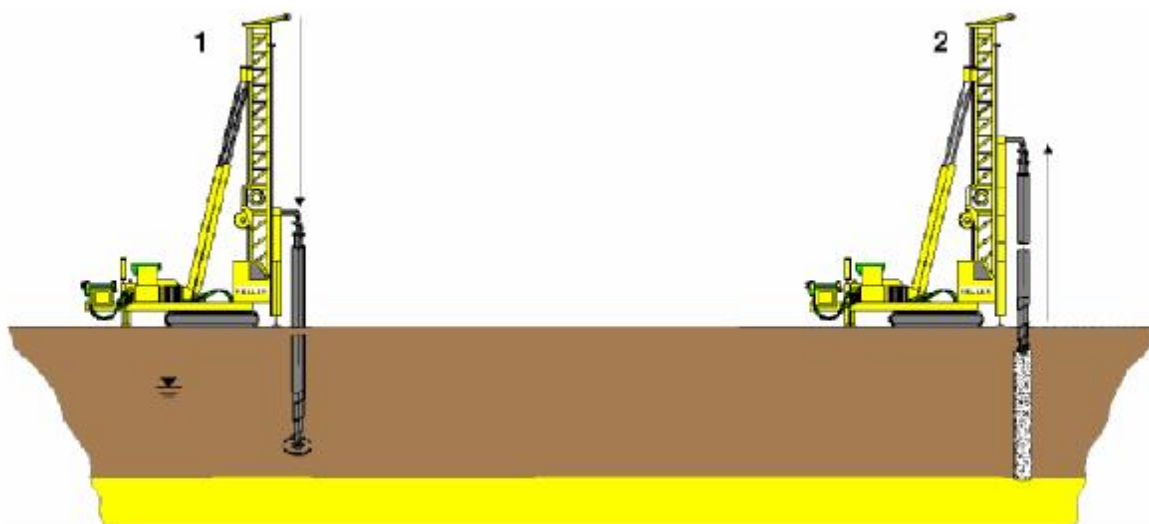


Figure I.17 Etape 1 et 2. Sources KELLER FONDATIONS SPECIALES.

Du fait du refoulement, qui évite l'extraction de la terre, ce procédé permet d'obtenir un bon fretage du terrain et n'entraîne pas de remontée significative de déblais

Les arases avant la réalisation de la partie supérieure de la CMM sont contrôlées par la mesure du volume incorporé, ou l'arrêt mécanique du coulage. L'étalonnage est effectué par dégarnissage de la tête de colonne au démarrage du chantier.

Dans un premier temps le forage s'effectue en petit diamètre avec un outil à refoulement, jusqu'à la cote de dimensionnement souhaité. Puis on incorpore le béton pompable par l'âme centrale de la vis tout en remontant l'outil. On procède au contrôle du remplissage par la vérification du volume incorporé ou l'arrêt du coulage mécanique.

- Phase 2 : réalisation de la partie dite supérieure

Lorsque l'élément rigide est réalisé à la cote désirée, une Colonne Ballastée est mise en œuvre en partie supérieure de celle-ci. Elle est ainsi réalisée à l'aide d'un atelier spécifique de fabrication KELLER FONDATIONS SPECIALES conjuguant :

- Un vibreur muni d'un tube latéral amenant les matériaux à la pointe de l'outil caractérisé par une puissance limitée à 100 kW et une amplitude inférieure à 10 mm afin de ne pas déstructurer le sol. Le porteur est équipé d'un mat rigide garantissant la verticalité de l'outil et une parfaite mise en station dans l'axe de l'inclusion,
- Une poussée statique de l'outil pour permettre l'interpénétration des 2 parties afin d'assurer ainsi une zones de recouvrement garantissant un parfait liaisonnement.

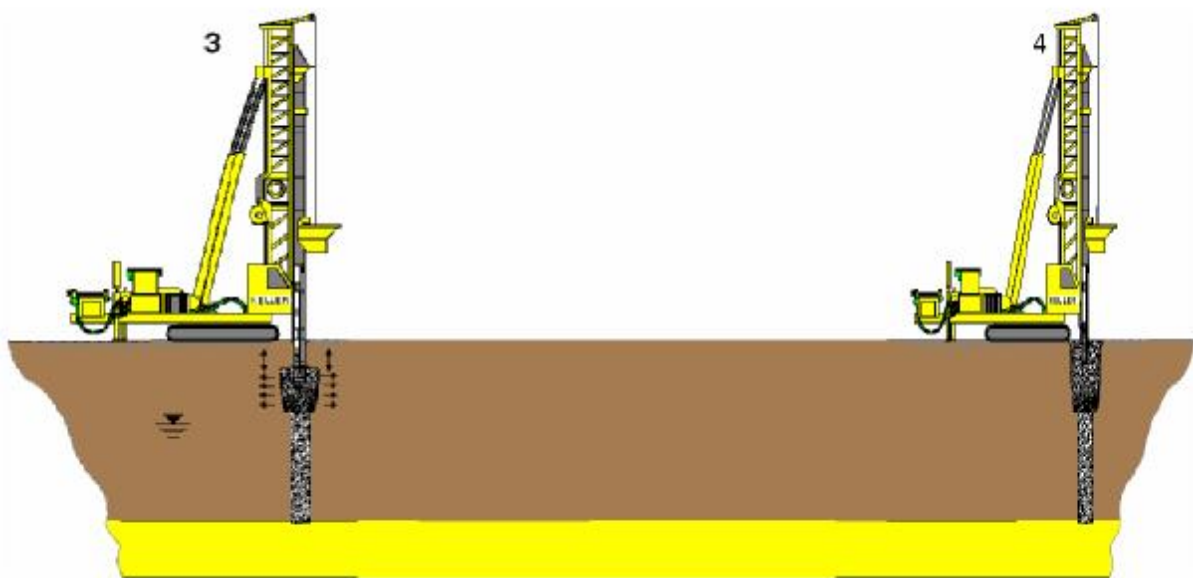


Figure I.18 : Etape 3 et 4. Sources KELLER FONDATIONS SPECIALES.

La réalisation de la zone de recouvrement se fait par la descente d'un vibreur de colonne ballastée dans le béton frais de l'inclusion rigide sur 0.50cm, ceci définit la hauteur de recouvrement (Zone de transition).

Les granulats sont alors incorporés, compactés et refoulés dans le sol par pénétration d'un vibreur. On procède ensuite par passes successives de l'ordre de 50cm en remontant le vibreur de façon à constituer une colonne continue ayant un diamètre variable suivant la consistance de la couche traversée.

I.8. Conclusion

Nous avons vu dans ce chapitre qu'il existait une grande variété d'inclusions rigides. Elles diffèrent selon la nature de leur matériau de construction, selon leur procédé de fabrication (préfabriquées ou réalisées in situ), ou encore selon leur mode de mise en œuvre (par refoulement, par mélange avec le sol en place...). Tous ces paramètres doivent sans doute influencer les mécanismes de renforcement mais ils n'ont jamais été étudiés à ce jour.

Par ailleurs les matériaux constituant le matelas de transfert de charge sont difficiles à caractériser et il n'existe pas de règle précise et universelle pour dimensionner ces matelas ou pour juger de la nécessité d'intercaler ou non une ou plusieurs nappes géosynthétiques.

Le volume d'activité du renforcement par inclusions rigides est encore faible en France mais cette activité est susceptible d'un grand essor. Cette méthode de renforcement est beaucoup plus répandue à l'étranger et a déjà fait ses preuves dans de nombreux cas. De plus, cette méthode peut s'étendre à de nouveaux domaines tels que le renforcement d'ouvrages en zone sismique.

Pour toutes ces raisons, il apparaît important d'entreprendre une étude visant à améliorer les connaissances dans ce domaine en analysant au préalable les différentes recherches antérieures ayant donné lieu ou non à une proposition de méthode de dimensionnement ou à une explication de mécanismes.

CHAPITRE II

RENFORCEMENT DE SOL

PAR COLONNES BALLASTÉES

II.1. Introduction

Le développement économique et l'accroissement des populations des villes saturées entraînent l'extension des agglomérations. Ainsi, de plus en plus de constructions et d'infrastructure sont construites sur des sols de mauvaises qualités tels que les sols meubles dans les zones côtières ou sur les zones de dépôt de sédiments des rivières. Cela entraîne une importance grandissante des méthodes et techniques d'amélioration du sol. Parallèlement à cela les outils informatiques et numériques prennent de l'importance fournissant ainsi aux ingénieurs des outils primordiaux. A l'aide de l'ensemble de ces procédés numériques l'ingénieur géotechnique est en mesure d'utiliser toutes ces aides potentielles, assurant ainsi un choix pertinent de structure prenant en compte les états limites de service et états limites ultimes. Les nouvelles technologies permettent la création et l'utilisation de modèles complexes.

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration de sol parmi les plus compétitives de part leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes. Cependant, cette méthode est entourée d'inconnue, en effet l'impact de l'implantation d'une colonne ballastée sur le sol environnant est méconnu. En effet, on ignore encore quelle est l'augmentation de la capacité portante entraînée par l'ajout d'une colonne ballastée, l'interaction sol/colonne et l'influence de son implantation par refoulement.

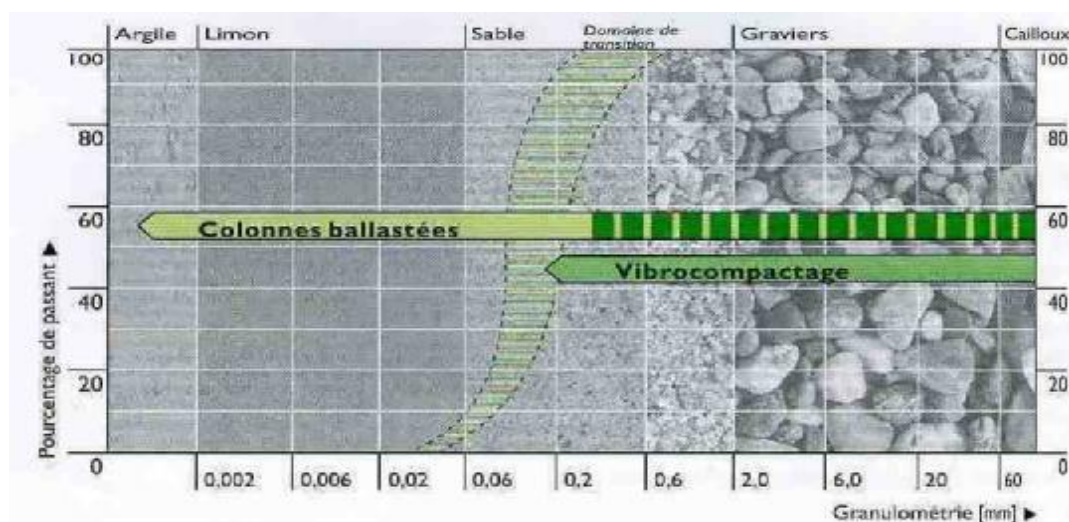


Figure II.1 : Domaine d'application des techniques d'amélioration des sols par colonnes ballastées [document Keller]

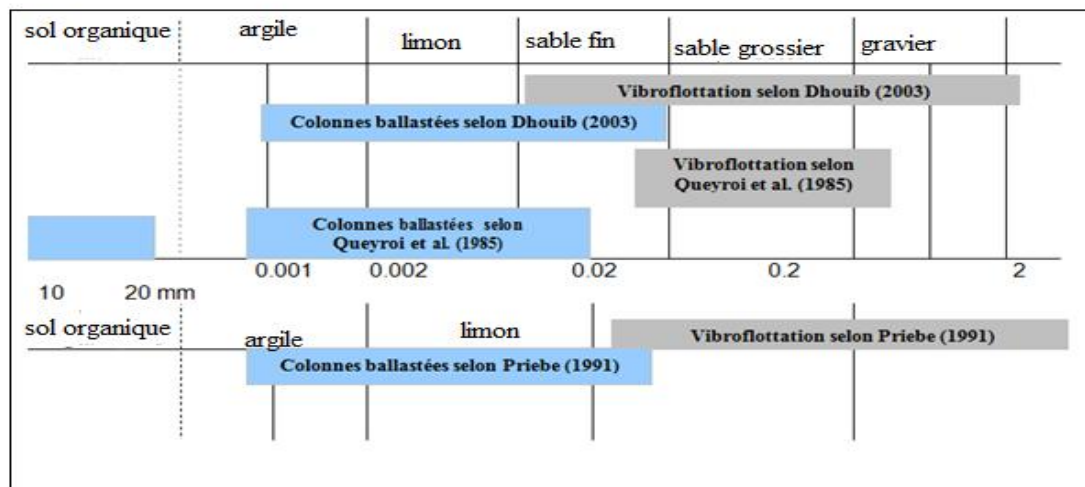


Figure II.2. Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initiale. [Gambin, 2000]

Les méthodes pour améliorer les sols meubles sont :

- Ø le pré-chargement avec drains verticaux
- Ø les colonnes ballastées
- Ø compactions
- Ø puits ballastés

Notre étude ne concerne que les colonnes ballastées. Nous ne présenterons que cette méthode.

II.2. Définition d'une colonne ballastée

Les colonnes ballastées constituent une méthode de renforcement des sols par l'incorporation de colonnes de ballast ou de gravier compactées dans le sol. Ce procédé convient à des sols argileux ou limoneux contenant plus de 10% à 15% de limons et d'argiles. Les colonnes ballastées ne constituent en rien des éléments de fondation. Leur but est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructures de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre,...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation. Elles permettent la maîtrise du comportement des fondations superficielles du futur ouvrage. Le matériau de la colonne ballastée est un matériau pulvérulent de forte portance, la colonne constitue donc un drain et permet donc en plus de l'augmentation de la capacité portante du sol d'augmenter la vitesse de consolidation du sol.

Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes ou en groupes ou même de manière isolées.

II.2.3. Principaux effets de la mise en place d'une colonne ballastée

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

- Ø amélioration de la portance ;
- Ø réduction des tassements ;
- Ø homogénéisation des caractéristiques géotechniques ;
- Ø augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants ;
- Ø augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformations) ;
- Ø réduction du risque de liquéfaction dans les zones sismiques

II.2.4. Domaine d'utilisations :

Le dimensionnement et l'utilisation des colonnes ballastées dépendent de la nature du sol ainsi que du type d'ouvrage à réaliser. Cette partie a pour objet le recensement des utilisations possibles de la méthode des colonnes ballastées.

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où ils existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements (halls de stockage, bâtiments industriels et commerciaux, silos et réservoir de toute nature, ouvrages hydrauliques étanches (réservoir, station d'épuration)

On les retrouve également sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous exploitation et prescriptions techniques associées.

En génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux) ;

Sous fondations superficielles de bâtiments individuels ou collectifs;

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans certains terrains tels que les décharges d'ordures ménagères, les tourbes. C'est-à-dire les sols présentant des risques de pertes dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques définies par la norme XP 94-047

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

Les colonnes ballastées peuvent être utilisées dans tout type de sol. Leur hauteur usuelle est comprise entre 2m et 20m tandis que leur diamètre, dépendant de la résistance mécanique visée, est compris entre 0,8 et 1,2m.

II.2.5.Méthodes d'exécution

Il existe un grand nombre de méthodes d'exécution des colonnes ballastées, qui dépendent de la nature du sol dans lequel elles sont implantées :

II.2.5.1. Colonnes ballastées réalisés par voie sèche

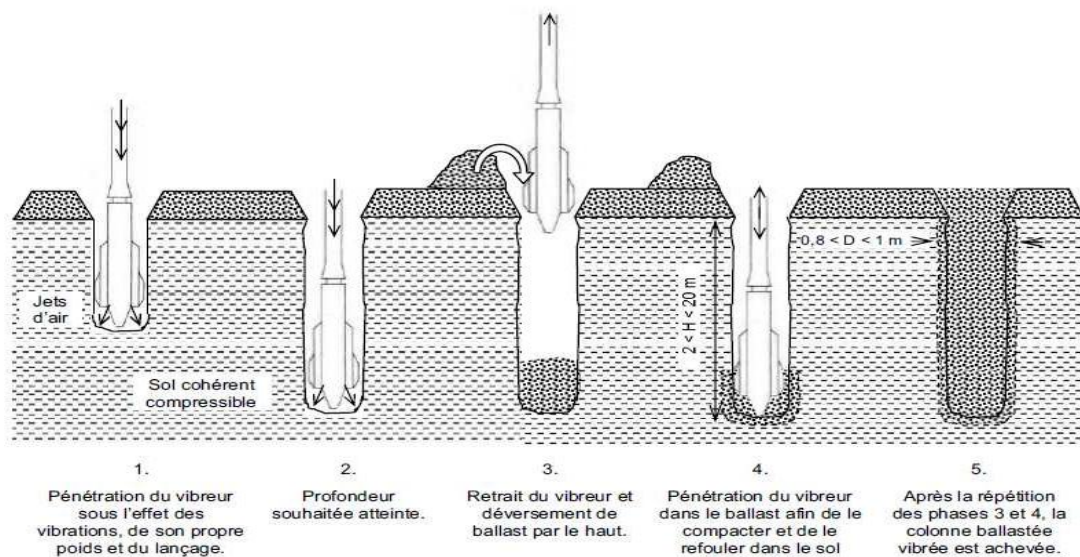


Figure II.3 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentée par le haut. [Sébastien Corneille, 2007].

La colonne ballastée est obtenue par le vibro-refoulement latéral du sol d'un vibreur radial avec l'utilisation d'un lançage à air jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est introduit en le laissant tomber par gravité et par pression d'air constante. Il est refoulé dans le sol et compacté par ce vibreur à pression d'air constante, par passes successives 20cm à 50cm d'épaisseur. Les différentes étapes de la mise en place de la colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut sont données par la figure II.3.

L'énergie mise en œuvre et la vitesse de remontée sont adaptées au diamètre et à la compacité retenue dans le calcul. L'entraînement du vibreur peut être soit électrique, soit hydraulique. Par ailleurs, le remplissage s'effectue soit par la base, au moyen d'un tube latéral fixé au vibreur, soit par le haut.

Lors d'une alimentation par le haut, il faut veiller à ce que le ballast atteigne bien la base de la cavité, et elle suppose la tenue des parois latérales de la cavité. De plus, il faut veiller à ce que trop de sol ne vienne pas se mélanger avec le ballast, ce qui nuirait à la résistance de la colonne. Pour des colonnes ballastées de hauteur importantes (supérieures ou égale à 12m), la méthode d'alimentation par le haut est problématique, (parois difficile à maintenir, mélange sol/ballast trop important), la méthode dite à sas (ou alimentation par le bas) est alors utilisée. De plus en plus, la méthode d'alimentation par le haut est délaissée par les constructeurs au profit de la méthode à sas.



Figure II.4 : Alimentation d'une colonne ballastée par voie sèche en matériau granulaire [Djebrou, 2008],

II.2.5.2. Colonnes ballastées par voie humide

Le procédé est le même que celui présenté précédemment, la différence repose sur le fait que le fluide de lançage est ici de l'eau.

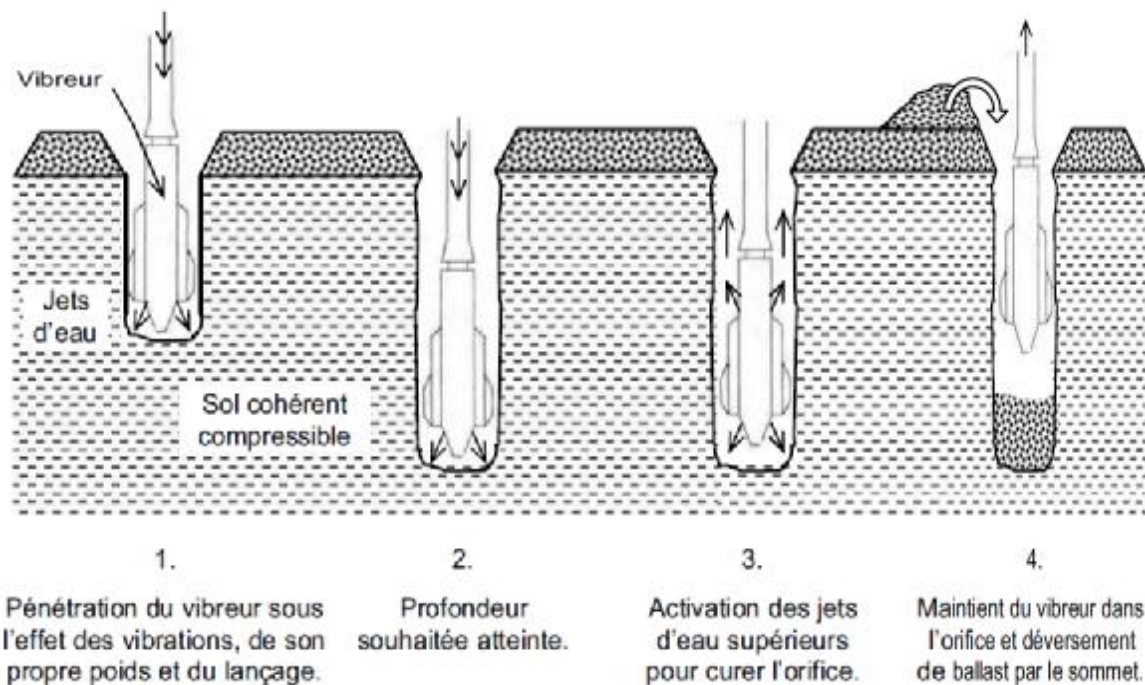


Figure II.5 : Mise en place d'une colonne ballastée par voie humide, [Djebrou, 2008]

La mise en place de colonne ballastée par voie humide est utilisée lorsque le sol est pulvérulent et que la stabilité des parois n'est pas assurée. Dans les cas contraire c'est la méthode par voie sèche qui est utilisée.

Il est possible de procéder à un remplissage complémentaire de coulis bentonite-ciment simultanément à la mise en place du ballast à l'aide d'un tube latéral afin de maintenir les parois.

II.2.5.3. Colonnes ballastées à sas

La méthode est la même que pour les deux méthodes précédentes à l'exception du remplissage en matériau qui s'effectue par la base, avec application constante d'une pression d'air sur le ballast. (figure II.6)

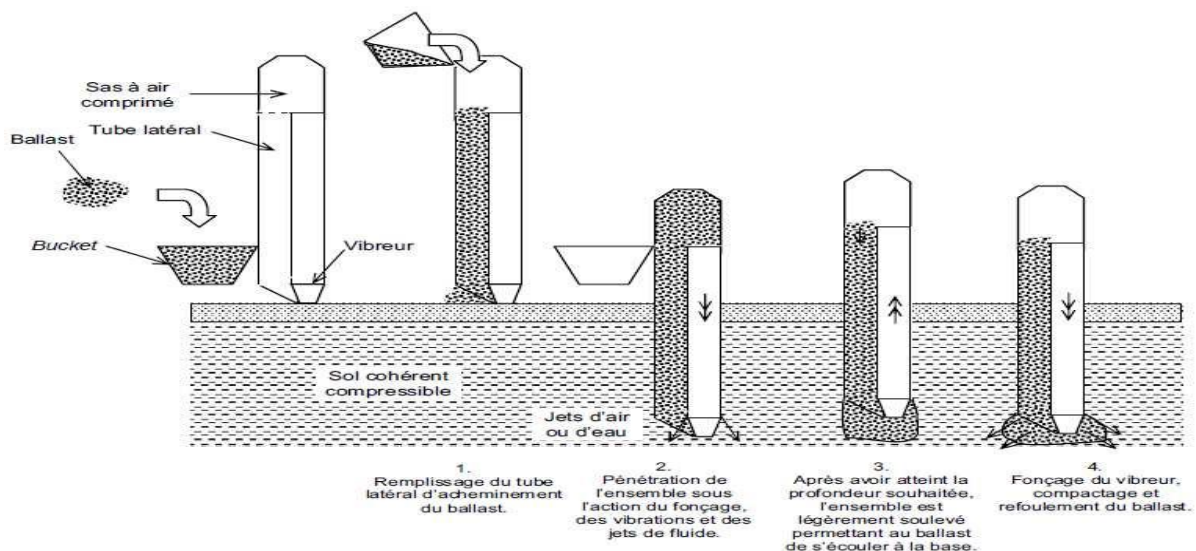


Figure II.6 : Principe de réalisation d'une colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le bas par vibreur à sas [Sébastien Corneille, 2007]

Cette méthode est de plus en plus utilisée, cependant il faut veiller à ce que la dimension des grains du ballast n'excèdent pas 35mm au risque de bloquer le sas. Cette méthode peut être indifféremment exécutée par voie humide ou voie sèche.

Un autre procédé existe il s'agit des colonnes ballastées pilonnées ou encore appelées pieux de gravier Franki.

II.2.5.4. Autres méthodes de réalisation

a. Colonne ballastée pilonnée

Elle est obtenue par battage d'un tube obturé à sa base jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est introduit par petites quantités en tête de tube et compacté au fur et à mesure par pilonnage en pied. Le tube est remonté petit à petit de sorte que le volume incorporé, toujours supérieur au gabarit du tube, est conforme au diamètre de calcul. Le diamètre du tube est choisi selon les caractéristiques du sol et de la colonne. Le poids du pilon est adapté à ce tube. L'énergie est modulée en faisant varier la hauteur de chute. (Figure II.7)

L'intérêt de cette méthode est le maintien des parois de la cavité par le tube. Cependant le battage du tube suppose que le sol ne soit pas trop compressible (ex : argile sensible) et que le chantier ne soit pas une zone fortement urbanisée. (vibration, nuisance,...).

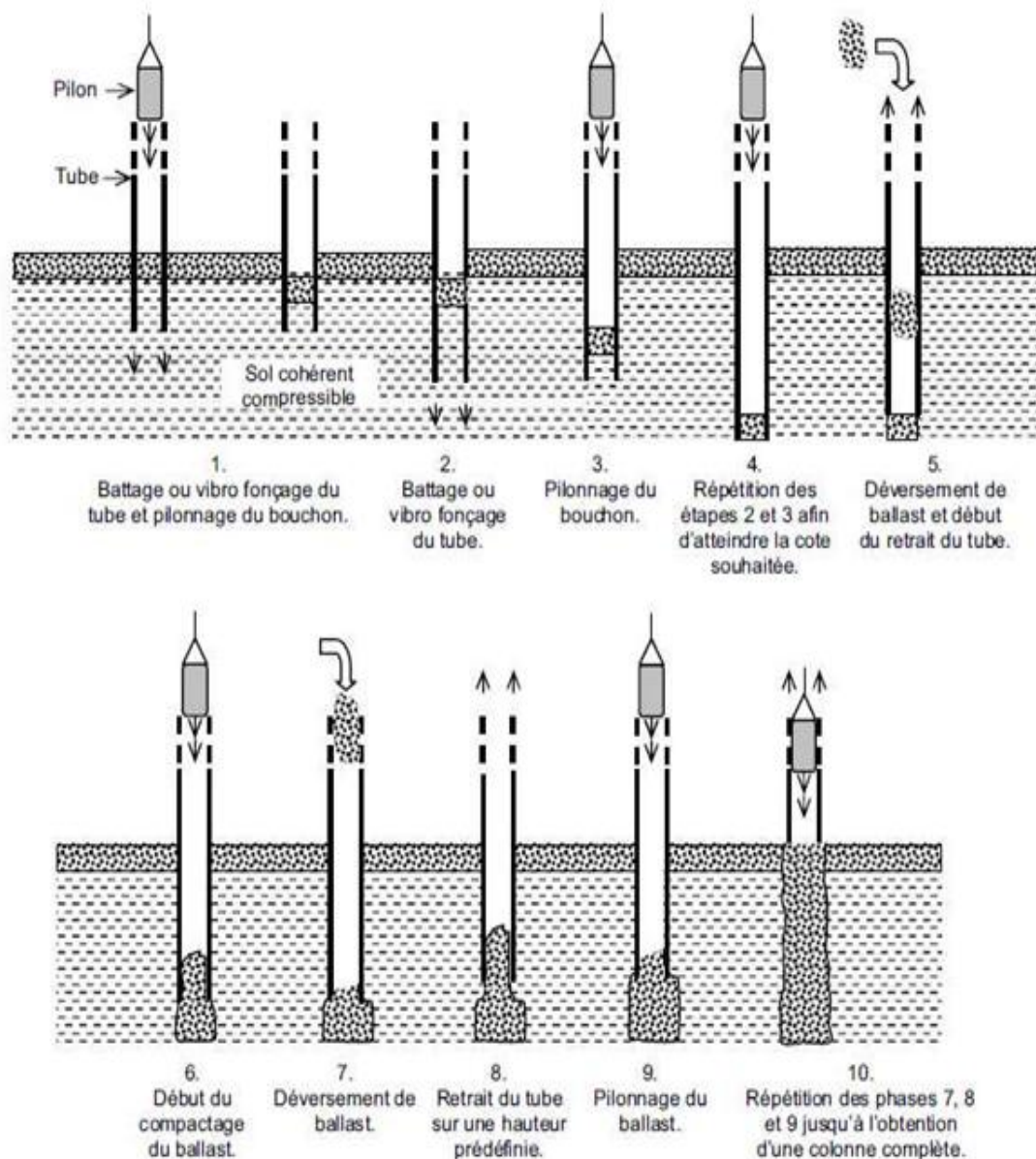


Figure II.7 : Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée

b. Plot ballastées pilonné

Les colonnes sont obtenues par l'excavation de sol sur des profondeurs de 8 des rayons de 2-3m et par compactation dynamique du ballast par une charge de 15-20tonnes tombant en chute libre de manière répétée.

c. Exigences techniques et facteurs influents dans la mise en œuvre

Le caractère déformable des colonnes ballastées les rend très fiables pour les ouvrages souples tels que les remblais sur les sols compressibles, les dallages et les radiers souples. Cependant l'application hâtive de procédé pour fonder des ouvrages lourds et sensibles peut entraîner,

contrairement aux fondations profondes classiques (pieux, barrettes, micropieux), des désordres résultant de déformations excessives

Pour se prémunir contre ces effets parfois lourdes conséquences, il est impératif de respecter les règles suivantes :

- Etude géotechnique approfondie du terrain à renforcer dont la profondeur d'investigation, la consistance de l'étude (type d'essai...) et les différents paramètres géomécaniques à mesurer dépendent de la géologie du site et de l'importance de l'ouvrage à construire
- Evaluation des descentes de charges des ouvrages à fonder
- Dimensionnement du projet de colonnes ballastées en tenant compte des tassements absolus et différentiels que l'ouvrage pourra supporter après son achèvement et sa mise en service
- Au niveau de la réalisation, une grande attention doit être accordée à l'implantation des colonnes suivant le plan de maillage, vérification de la profondeur de refus, suivi de la consommation du ballast et l'enregistrement des paramètres (ampérage, profondeur, nombre de goudets...etc).
- Qualité de l'atelier de vibro fonçage (verticalité, effort d'appui, équipement en enregistreur de paramètres...).
- Puissance du vibreur, qui joue un rôle primordial dans la qualité de la colonne (verticalité, continuité, compacité...).
- La qualité du matériau (ballast) employé : un matériau d'apport tendre peut générer selon la puissance du vibreur, des fines pendant les séquences de compactage et par conséquent réduire le pouvoir drainant de la colonne.

II.3. Choix des matériaux constitutifs

a. Matériaux constitutifs des colonnes

Les matériaux d'apport doivent être de qualité, de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées et doivent être drainants. Selon la norme NF P 11-212 (DTU 13.2 « fondations profondes pour le bâtiment »), les dispositions constructives suivantes doivent être respectées :

1. La granulométrie du matériau d'apport doit vérifier les trois conditions :
 $d_5 > 0,1\text{mm}$, $d_{30} > 10\text{mm}$;
2. Le fuseau granulométrique doit être choisi selon la fonction essentielle que l'on veut conférer à la colonne ballastée ;
3. Le rôle porteur est accru par un fort pourcentage de cailloux. Le matériau d'apport peut être roulé ou concassé en fonction des disponibilités locales (roches, calcaire..);
4. La roche constituant les éléments du matériau d'apport doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées ($R_c > 25\text{ MPa}$) et ne pas être délitable ni sujette à l'attrition.

Les règles du DTU 13.2 ne distinguent pas les matériaux d'apport en fonction du mode d'exécution des colonnes (par voie humide ou par voie sèche). Par contre les «Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées» du COPREC (2004) tolèrent des diamètres d_{30} et d_{100} de cailloux d'apport plus importants pour la voie humide ($d_{30} > 40\text{mm}$ et $d_{100} > 160\text{mm}$). Les caractéristiques adoptées pour le ballast servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante sont résumées dans le tableau (II.1) [Dhouib et Blondeau, 2005]

Tableau II.1. Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées.

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40 / 60	Voie humide
	12 / 40	Voie sèche
Indice de concassage (%)	> 80	-
Angle de frottement	$35^\circ < \varphi < 46^\circ$	-
LA	< 25 – 35*	Essai « Los Angeles » (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 25 – 30*	Essai « Micro-Deval » (Norme NF EN 1097-1)
(LA + MDE)	< 40 – 60*	-
Pourcentage de fines	< 5 %	-

* Valeurs limites.

Les valeurs usuelles des paramètres mécaniques admis pour des colonnes ballastées correctement mises en œuvre sont les suivantes, [Dhouib et Blondeau, 2005 ; recommandations COPREC, 2004] :

- Module de déformation (moyenne sur le volume de la colonne) : $E_c = 60$ à 100 MPa,
- Angle de frottement intergranulaire,
 - (matériau roulé) : $j'_c = 38^\circ$
 - (matériau concassé) : $j'_c = 40^\circ$
- S'agissant d'un matériau pulvérulent, la cohésion est nulle ($C'_c = 0$),
- Coefficient de poisson : $n_c = \frac{1}{3}$
- Poids volumique saturé du matériau en place : $\gamma_c = 20$ à 21 KN/m^3
-

b. Matériaux du matelas de répartition

Il est nécessaire de disposer un matelas de répartition (figure II.8) entre l'élément de fondation et le sol traité ; ce matelas a pour rôle d'assurer la répartition complémentaire des charges.

Le DTU 13.2 stipule qu'un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition, il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plate-forme de travail elle même qui joue le rôle de couche de répartition.

Le texte du COPREC précise que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs, tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.4m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme. La couche de forme doit avoir une épaisseur minimale de 25cm de matériau autre que la classe F (norme NF P 11-300) et doit avoir un module d'élasticité supérieur à 50 MPa. Elle est réalisée avant les colonnes ballastées.

La couche de répartition peut être mise en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : elle sert alors de plate forme de travail.

Le reprofilage, le compactage finale, le retraitement avec éventuellement un complément de matériau d'apport pour régler l'épaisseur demandée, doivent être réalisés après l'exécution totale des colonnes ballastées, afin d'assurer un nivellement et des caractéristiques conformes aux éléments du projet.

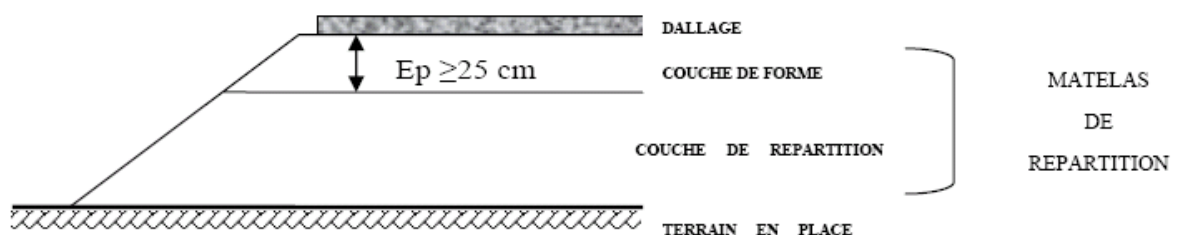


Figure II.8. Schéma des couches formant le matelas de répartition.

II.4. Données réglementaires (DTU 13.2)

Le DTU (document technique unifié) 13.2, relatif aux fondations profondes reste actuellement le règlement en vigueur. Néanmoins, apparaît de plus en plus la nécessité de mettre en place des recommandations communes à destination de la profession (Dhouib et Blondeau, 2005)

Aussi, cette partie rappelle de manière synthétique ce règlement.

II.4.1. Essai d'information

Le tableau suivant définit le nombre d'essais en fonction de la profondeur à réaliser :

Tableau II.2 : essai d'information-nombre d'essais (DTU 13.2)

essais	Nombre d'essais	Remarque
Coupe approximative des terrains rencontrés	N $\geq$ 1 pour 50 colonnes	Le volume de matériau d'apport $\geq$ 1,5 fois le volume théorique de la colonne ballastée correspondant au diamètre à prendre en compte dans les calculs
Volumes du matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne		
	N $\geq$ 3 par ouvrage	

II.4.2. Contrôle de compacité

Il est aussi réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique (mesure continue) ou d'un pressiomètre (mesure discontinue). Ce contrôle doit descendre 1m sous la base de la colonne. Et les résistances minimales en tout point de l'axe de la colonne doivent être respectivement égale à [DTU 13.2] :

Tableau II.3. Résistances minimales vis-à-vis des essais in situ.

Essais	Résistance minimale	Nombre d'essais
Pénétromètre dynamique	$R_d = 15MPa$	Fixé par les documents Particuliers du marché. au moins égale au nombre d'essais d'information.
Pénétromètre statique	$R_p = 10MPa$	
Pressiomètre	$P_l = 1,5 MPa$	
SPT	$N = 30$	

L'essai au pressiomètre avec essai tous les mètres et l'essai au pénétromètre dynamique de type A, sont d'utilisation plus délicate dans les matériaux de type ballast [Recommandations COPREC, 2004].

II.4.3. Contraintes de calcul à l'ELS

La contrainte admissible de calcul à l'état limite ultime $q_{adm}(ELU)$, correspond à l'application d'un coefficient de sécurité de 1,5 sur la contrainte verticale de rupture q_c

$$q_{adm,ELU} = \frac{q_c}{1,5} \quad (1)$$

Avec $q_c = \min(q_c \text{ de rupture par expansion latérale}, q_c \text{ de rupture par poinçonnement})$

La contrainte de calcul à l'ELS sur une section théorique de colonne ballastée doit être inférieure à 2 fois l'étreinte latérale du sol encaissant sans toutefois être supérieure à 0,8 MPa

Par analogie avec l'essai triaxial, la contrainte verticale de rupture de la colonne est :

$$q_c = p \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = p \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

La contrainte admissible à l'ELS est calculée à partir de q_c avec un coefficient de sécurité supérieur à 2 (DTU 13.2)

$$q_{adm} = \frac{q_c}{2} \quad (3)$$

La valeur de l'étreinte latérale (p) résulte du rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire ou à partir d'essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre. Dans le cas du pressiomètre, on peut assimiler l'étreinte latérale p à la valeur de la pression limite.

II.5. Comportement d'une colonne ballastée isolée

II.5.1. Généralités

Le comportement des colonnes ballastées varie si elles sont isolées ou en groupe. Pour l'ensemble de nos études nous nous sommes placés dans le cas d'une colonne ballastée reprenant une charge ponctuelle (ex : fondation superficielle).

Le comportement d'une colonne ballastée dépend de manière totalement dépendante du sol environnant, on parle de complexe sol/colonne. L'ampleur des déplacements et des déformations aussi bien verticaux qu'horizontaux de la colonne dépendent des propriétés du sol, notamment de la pression des terres ou de l'étreinte latérale qu'il exerce sur la colonne.

Lorsqu'une charge verticale est appliquée à la colonne ballastée cette dernière se tasse, transmettant ainsi des contraintes verticales au sol. De plus, sous l'effet de cette charge et de ce tassement vertical, on observe une expansion latérale de la colonne ballastée qui est due au phénomène de conservation de volume. En effet, la perte de volume engendré par le

tassement vertical et compensé par une augmentation latérale du volume

Cette expansion latérale permet également un transfert de contrainte de la colonne au sol environnant. On a ainsi un confinement latéral de la colonne. Ce confinement est amplifié par le groupage de colonnes, puisqu'une extension latérale entraîne une augmentation des contraintes horizontales du sol à son voisinage. Cet effet ne sera pas développé ici. [Barkdale et Bachus, 1983].

Ces interactions entre le sol et la colonne des auteurs, au moment de l'application de la charge les contraintes se répartissent de manière équivalente entre le sol et la colonne. Ensuite au cours des phénomènes de consolidation due à la dissipation des pressions interstitielles dues à l'écoulement de l'eau vers les colonnes ballastées de perméabilité très importante en comparaison des sols cohérents, une partie des contraintes reprises par les sols et transmise aux colonnes ballastées. Le rapport entre les contraintes reprise par la colonne et celle du sol peut être compris entre 3 et 6 après consolidation. Ces rapports varient selon le sol. L'argile par exemple peut reprendre des contraintes plus importantes que celles reprises par le sol environnant après consolidation. Ceci est dû à la modification des propriétés importantes, notamment de la rigidité, au cours de la consolidation. [Sébastien Corneille 2007].

II.5.2. Modes de rupture d'une colonne ballastée isolée

Le dimensionnement des colonnes ballastées est essentiellement basé sur des méthodes empiriques, et diffère selon que l'on considère des colonnes isolées ou en réseaux. Notre étude ne considérant qu'une colonne isolée nous ne présenterons que les méthodes pour une colonne isolée. Une colonne isolée peut être ancrée dans un substratum de performance mécanique importante ou flottante, reposant sur le sol qui l'entoure. Ce dernier cas est rare.

On distingue trois modes de rupture pour une colonne isolée chargée en son sommet :

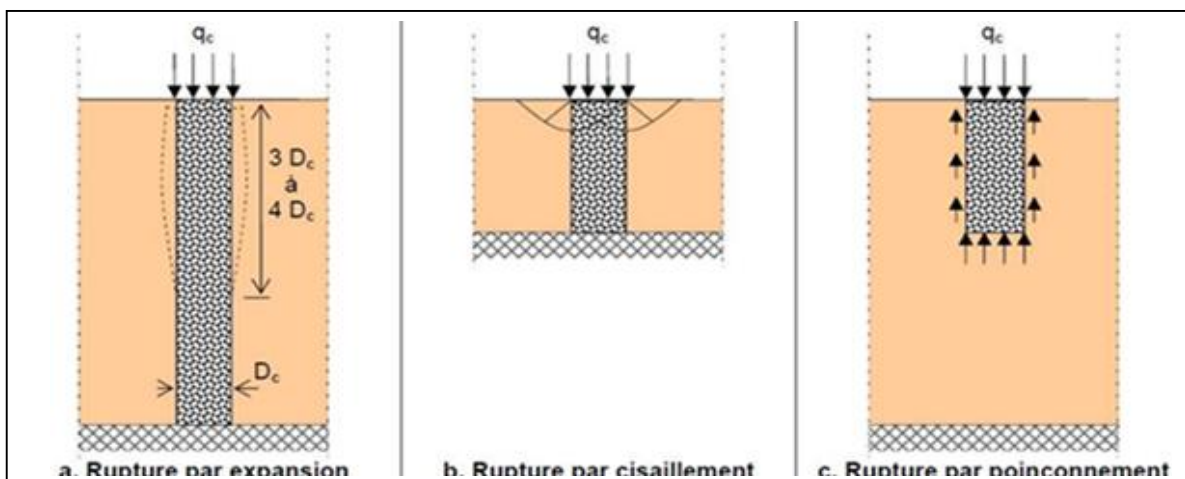


Figure II.9 : Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête dans une couche compressible. [Vincent Six, 2007]

a. Rupture par expansion latérale

Un faible pourcentage de la contrainte appliquée en tête se retrouve à la base de la colonne. En effet au fur et à mesure que la colonne ballastée s'expande latéralement et que son sommet se tasse, le matériau granulaire est poussé dans le sol mou et transmet une partie des contraintes au sol ambiant sous forme de contrainte de cisaillement.[Sébastien Corneille, 2007].

La théorie de la rupture par expansion latérale est donnée par (Greenwood 1970). Elle consiste en l'assimilation de la colonne ballastée à une éprouvette composée du même matériau granulaire subissant une compression axiale q_c sous une contrainte de confinement p égale à la résistance latérale maximale que le sol ambiant est capable d'offrir à la profondeur où les caractéristiques mécaniques sont minimales. Au vu de la perméabilité du ballast on suppose que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée. D'après les hypothèses, q_c , K_p et p , sont respectivement la contrainte verticale agissant à la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale mobilisée par le sol autour de la colonne. φ' angle de frottement du ballast.

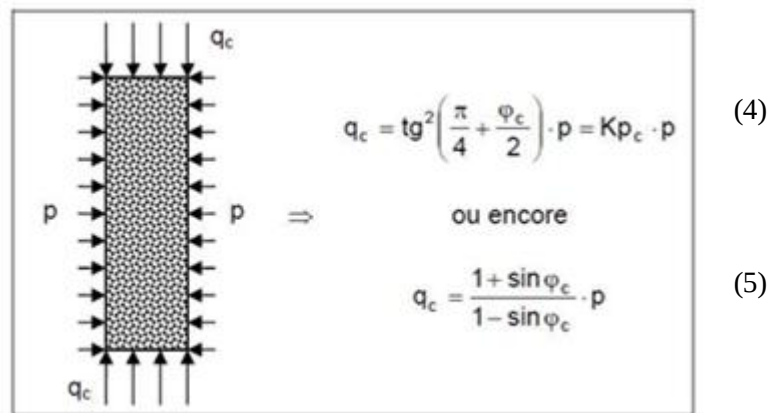


Figure II.10 : Analogie colonne ballastées/éprouvette triaxiale.[Vincent Six 2007]

P : correspond à la pression d'une sonde pressiométrique. Pression maximale mobilisable par le sol.

Pour déterminer q_c il faut pouvoir calculer p . Greenwood et Kirsh (1983) propose

$$p = (\sigma'_{h,0} + u_0) + kc_u \quad (6)$$

Avec :

$\sigma'_{h,0}$: Contrainte effective horizontale maximale existant dans le sol avant la réalisation de la colonne

k : Coefficient multiplicateur

Le tableau suivant donne la définition de « k », en fonction des propriétés du sol : I_r , « Indice de rigidité » dépendant de la cohésion non drainé C_u , du module d'élasticité du sol E_s et du coefficient de Poisson ν_s .

Tableau II.4 : Définition de k [Vincent Six 2007]

Expression de k	Auteurs	Remarque
$k = 1 + \ln \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot c_u}$	Hughes et Withers (1974) Wroth et Hughes ⁽¹⁾	⁽¹⁾ $k=4$: valeur conseillée au vu d'essais drainés réalisés avec un pressiomètre autoforeur de Cambrigde
$k = 1 + \ln I_r$ $I_r = \frac{E_{sol}}{3 \cdot c_u}$ ⁽¹⁾	Brauns (1978) Ghionna et Jamiolkowski (1981) ⁽²⁾ Nahrgang (1976) ⁽³⁾	⁽¹⁾ I_r : indice de rigidité pour un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée ⁽²⁾ E_s : Estimation à partir d'essai in situ au pressiomètre autoforeur ⁽³⁾ $k=6,18$: valeur donnée sur la base d'essais sur modèle réduit de colonnes

Une colonne ballastée peut rompre par expansion latérale si sa hauteur est supérieure à 2-3 fois son diamètre. Il a lieu généralement lorsque une couche profonde d'épaisseur supérieur ou égale au diamètre de la colonne ballastée a une rigidité très faible. En dessous de cette valeur de hauteur, la rupture est souvent due à un cisaillement généralisé

b. Théorie de l'expansion cavitaire

La théorie de l'expansion cavitaire est ici exposée, dans le but de justifier notre modélisation numérique. En effet, l'implantation de la colonne ballastée sera modélisée sous forme d'une expansion radiale.

Gibson et Anderson (1961) considèrent l'expansion radiale d'une cavité cylindrique infiniment longue dans un milieu cohérent non drainée, et ayant un comportement élasto-plastique.

La pression P appliquée sur les parois de la cavité sur les parois d'une cavité s'étant expansée d'un rayon initial a_0 à a_f est :

$$P = P_0 + C_u \left(1 + \ln \left[I_R \left(1 - \frac{a_0^2}{a_f^2} \right) \right] \right) \quad (7)$$

Avec :

P_0 : Pression de référence de la cavité

I_R : Indice de rigidité du sol (G/C_u) ;

G : Module de cisaillement du sol ;

C_u : Cohésion non drainée du sol ;

a_f : Rayon final;

a_0 : Rayon initial;

a. Rupture par cisaillement généralisé

Il concerne le plus souvent des colonnes ballastées de petite taille, des colonnes Ballastées reposant sur une couche à la résistance mécanique élevée, ou y étant faiblement ancrée ou si la couche de surface à une faible rigidité.

Brauns a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau

composite « ballast-sol » délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle avec l'horizontal, centré sur l'axe de la colonne et développe sur une profondeur h

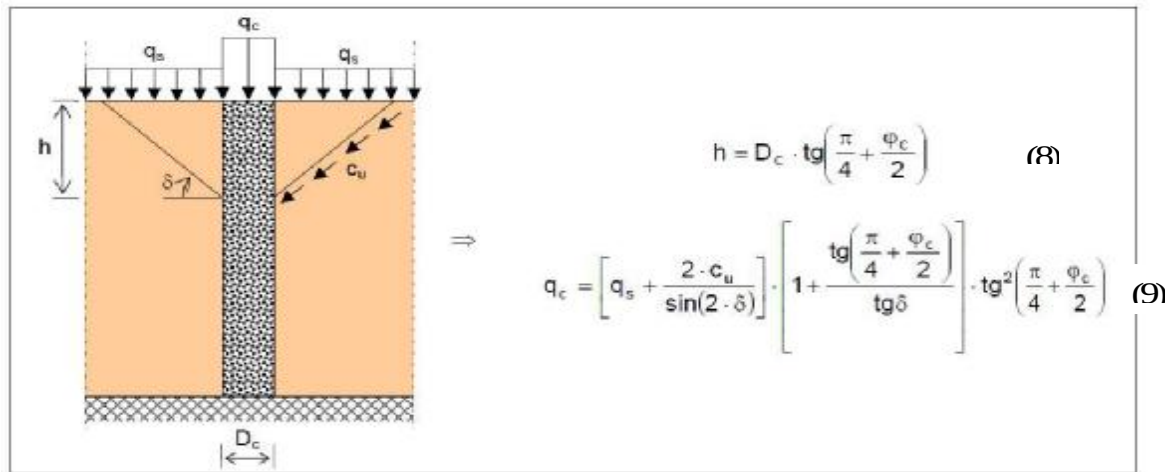


Figure II.11 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé [Vincent Six, 2007]

q_c : Surcharge appliquée sur la colonne

q_s : Surcharge appliquée sur le sol

Cette relation repose sur des hypothèses simplificatrices comme notamment l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes. De plus la cohésion non drainée du sol C_u est supposée constante sur toute la hauteur.

d. Rupture par poinçonnement

Ce mode de rupture concerne les colonnes ballastées flottantes de faible hauteur.

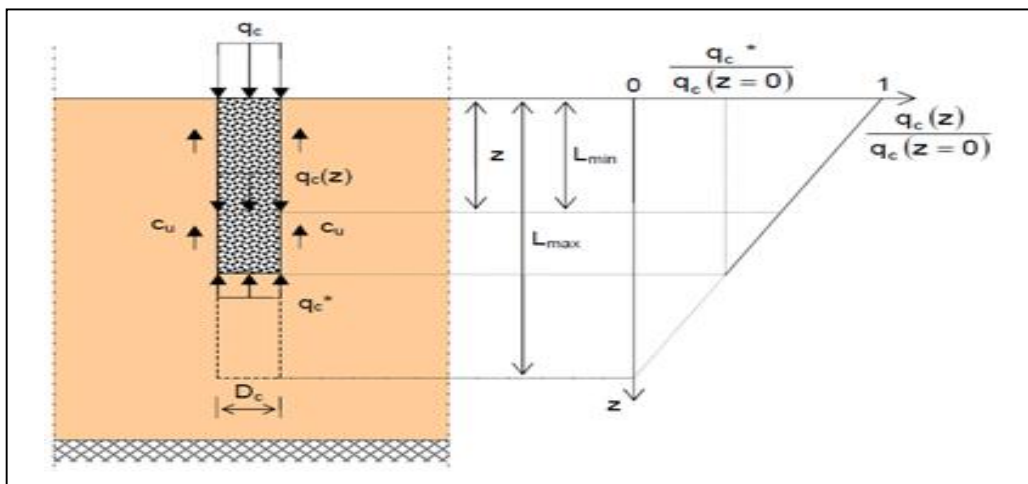


Figure II.12 : Caractérisation de la surface de rupture par poinçonnement [Vincent Six, 2007]

La théorie de ce mode de rupture proposée par Hughes et al (1975) et Brauns (1980), considère que la colonne travaille comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et un frottement latéral positif.

La contrainte $q_c(z)$ régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne :

$$q_c(z) = q_c + z \cdot \left(\gamma_c - 4 \cdot \frac{c_u}{D_c} \right) \quad (10)$$

Pour éviter tout poinçonnement, la contrainte verticale $q_c(L_{\min})$, ne doit pas excéder la contrainte limite en pointe mobilisable dans la couche d'argile dont la valeur usuellement utilisée pour les pieux est de $9 C_u$. En négligeant le poids du ballast, $L_{\min}$ est donnée par la relation :

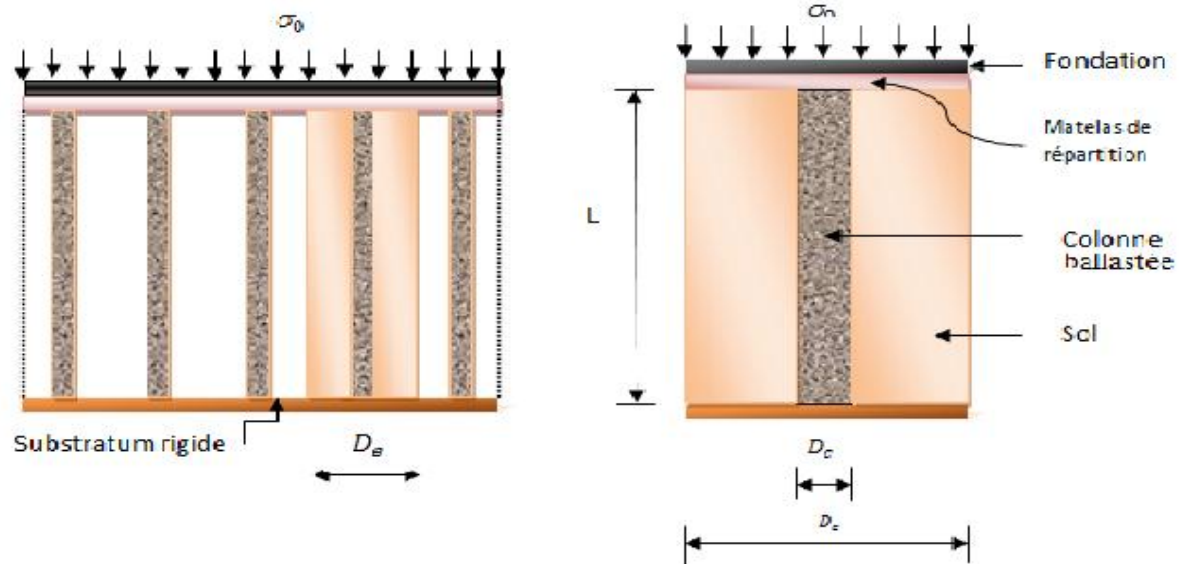
$$L_{\min} = \frac{1}{4} \cdot D_c \cdot \left(\frac{q_c}{c_u} - 9 \right) \quad (11)$$

2.6. Cas d'un réseau de colonnes ballastées sous charge statique verticale

2.6.1. Principe de la cellule unitaire

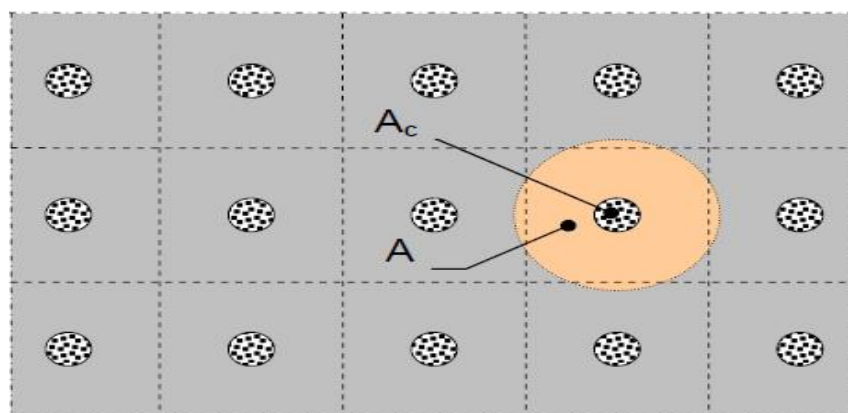
Sous les charges réparties apportées par des ouvrages de grandes dimensions (figure II.12.a), les colonnes sont suffisamment rapprochées et réparties très souvent selon un maillage régulier et on peut les assimiler à des colonnes isolées sous charge verticale. Cette colonne est appelée cellule unitaire (figure II.12.b). Le principe de la cellule unitaire [Ghionna et Jamiolkowski, 1981] s'applique parfaitement et on peut généraliser les règles de calcul et de dimensionnement des colonnes isolées sous charge verticale, aux réseaux de colonnes ballastées sous charge verticale.

Sous les charges centrées apportées par les semelles de fondation (isolée, filante), l'application du principe de la cellule unitaire n'est pas judicieuse car elle dépend de la disposition et du nombre de colonnes dans le groupe de colonnes adopté.



a. Réseau de colonnes ballastées

b. Cellule unitaire



b. Vue en plan du réseau

Figure II.13. Principe de la cellule unitaire dans le réseau des colonnes ballastées
[Ghionna,,88]

2.6.2. Disposition des colonnes ballastées

- Pour les ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier carré ou triangulaire.
- Sauf justification particulières et hors zone sismique, les colonnes ne sont pas disposées à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné. (Revue française de géotechnique, N°111, 2ème trimestre 2005)
- Pour les semelles filantes et isolées, le maillage résulte du critère le plus défavorable : contrainte admissible et tassement admissible après traitement du sol.

- En l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu extérieur des colonnes (figure II.14) doit être au moins égal à la tolérance d'exécution (qui sera défini après).

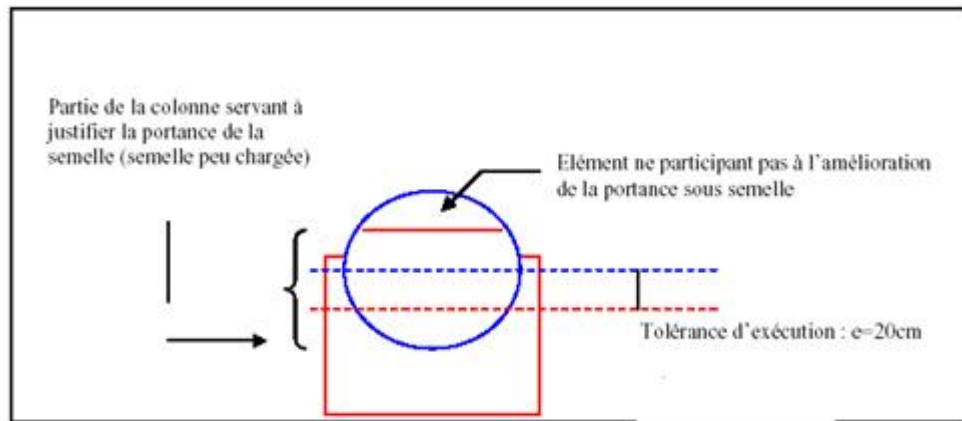


Figure II.14. Cas des colonnes débordant des semelles

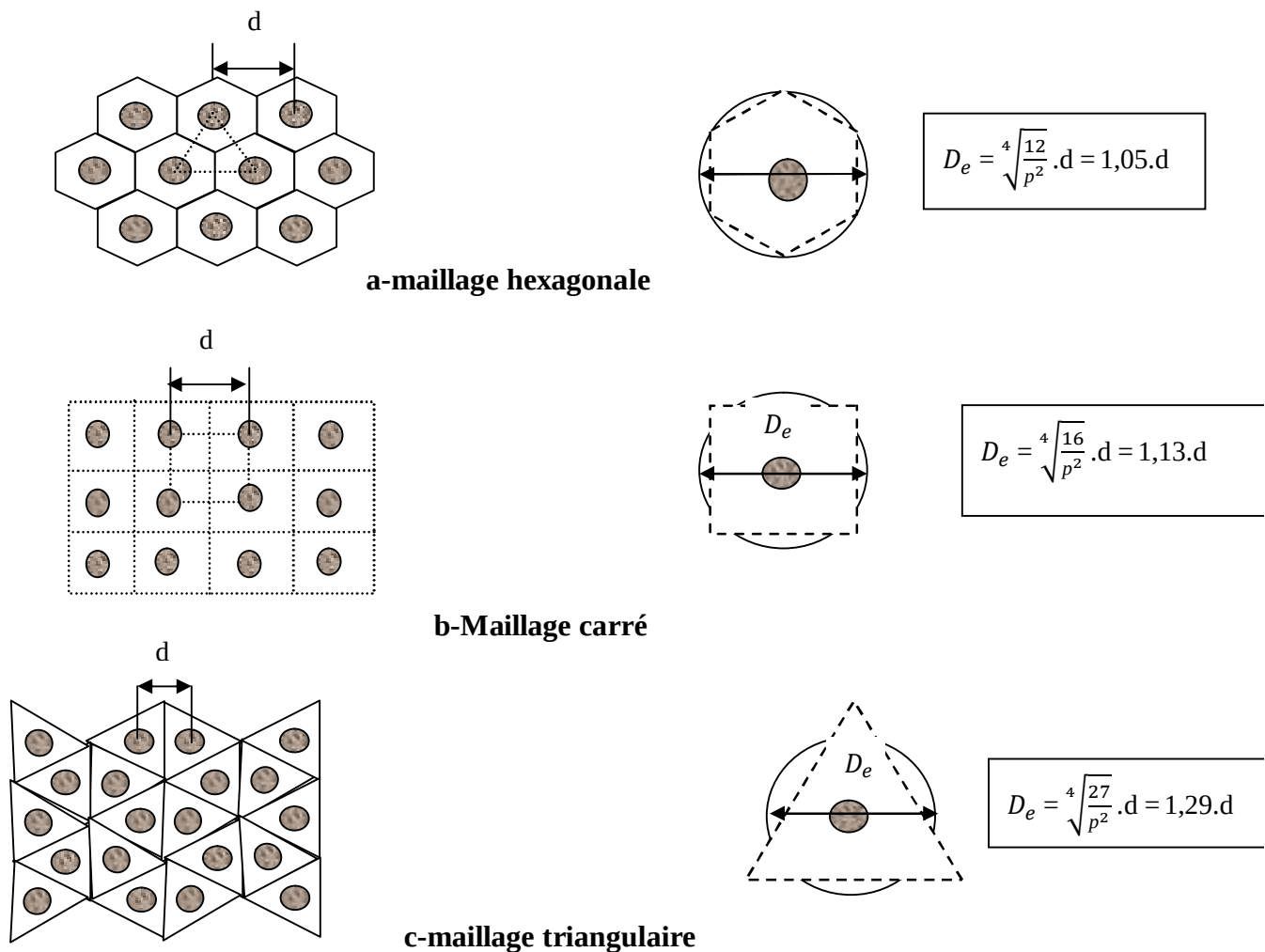


Figure II.15. Disposition des colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne [Baalam et Poulos, 1983]

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées suivant la figure (2.14) qui est présentée ci dessus:

- a- Selon un maillage hexagonal
- b- Selon un maillage carré
- c- Selon un maillage triangulaire

2.6.3. Taux d'incorporation

Le taux d'incorporation (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie sèche) ou le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie humide) est le rapport « a » de l'aire traitée A_c (section de la colonne) à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire)

$$a = A_c / A \quad (12)$$

Avec ;

Tableau II.5. Détermination des sections.

§ Aire de la colonne	$A_c = \frac{p D_c^2}{4}$
§ Aire totale (de la cellule unitaire)	$A = \frac{\pi D_e^2}{4}$
§ Aire du sol	$A_s = A - A_c$

2.7. Paramètres de l'amélioration

2.7.1. Facteur de concentration des contraintes verticales

Les colonnes ballastées ont une résistance au cisaillement et un module de déformation supérieurs à ceux du sol traité, Il en résulte un transfert de la charge s_0 (initialement appliquée par la fondation) qui conduit à une concentration de la contrainte (figure.II.16) sur les colonnes (noté s_c) et à une réduction de la charge sur le sol (noté s_s).

Le rapport de concentration des contraintes verticales, notée « n » est définit par :

$$n = s_c / s_s \quad (13)$$

La transmission des charges en tête des colonnes et à la surface du sol dépend essentiellement :

- Du type de fondation, car elle est plus accentuée dans le cas de la fondation rigide (radier rigide, semelle), que dans celui de la fondation souple (remblais, dallage et radier souple) [Eggestad, 1983] ;
- De l'épaisseur et de la qualité du matelas de répartition.

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

Les tassements en tête des colonnes, (qui possèdent un module de déformation élastique E_c), et les tassements du sol entre les colonnes (de module de déformation élastique E_s), sont identiques en raison du caractère « indéformable » de la fondation rigide. Et en raison de l'égalité des tassements en tête de la colonne et à la surface de sol, le frottement demeure « positif » sur toute la hauteur de la colonne.

Le rapport de concentration des contraintes n , est dans ce cas, égale au rapport des deux modules de déformation :

$$n = E_c / E_s \quad (14)$$

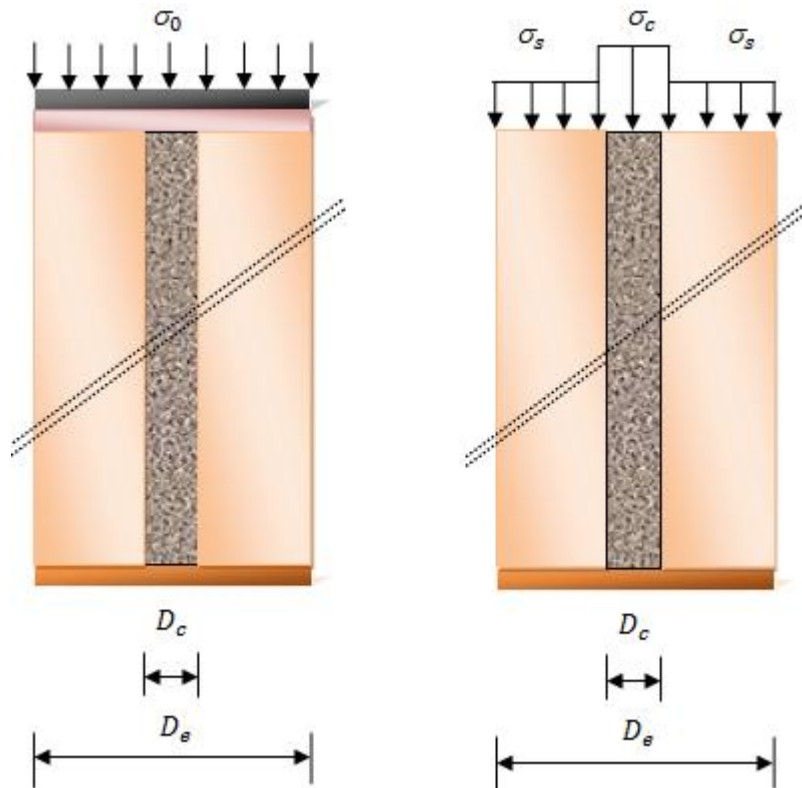


Figure II.16. Principe de concentration de contraintes.

n : constitue un paramètre fondamental dans la caractérisation du comportement de la colonne ballastée. Cette concentration n'est pas immédiate mais se développe au fur et à mesure

de l'évolution de la consolidation primaire du sol autour de l'inclusion.
 η est généralement compris entre 3 et 5. Pour des sols au comportement élastique :

$$n = \frac{q_c}{q_s}$$

2.7.2. Facteur de réduction des tassements

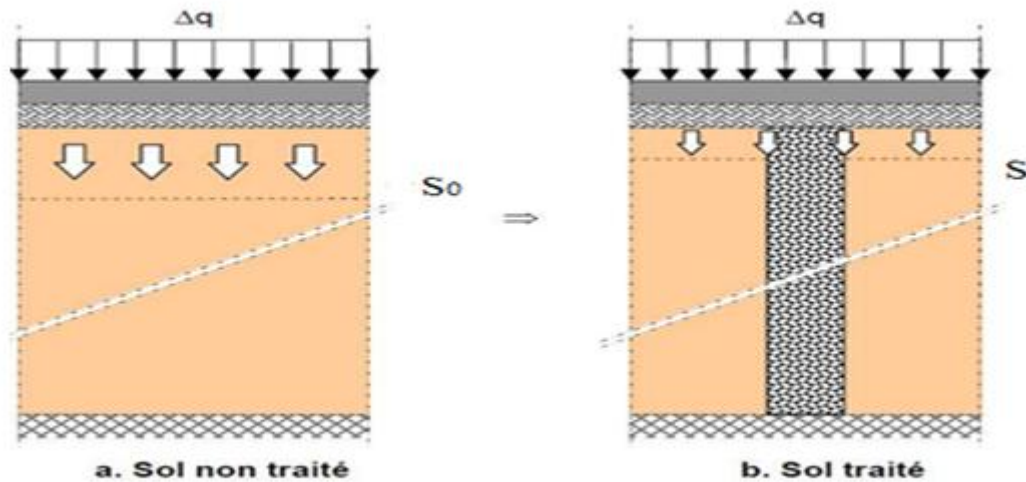


Figure 2.17 : tassement des sols traités et non traités. [Vincent Six 2007]

Un autre paramètre important pour caractériser l'efficacité du traitement est le facteur de réduction des tassements β . Il se définit de la manière suivante :

$$\beta = \frac{S_0}{S} \quad (17)$$

Avec :

S_0 : Valeur des tassements du sol avant traitement

S : Valeur des tassements du sol après traitement

2.8. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

Les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées en tenant compte d'une colonne isolée ou d'un réseau infini de colonnes, du type de fondations, du comportement mécanique des matériaux ainsi que de l'objectif visé (augmentation de la capacité portante du sol, de sa résistance au cisaillement, de la stabilité globale ou réduction du tassement)

2.8.1. Méthode de Priebe (1976-1995)

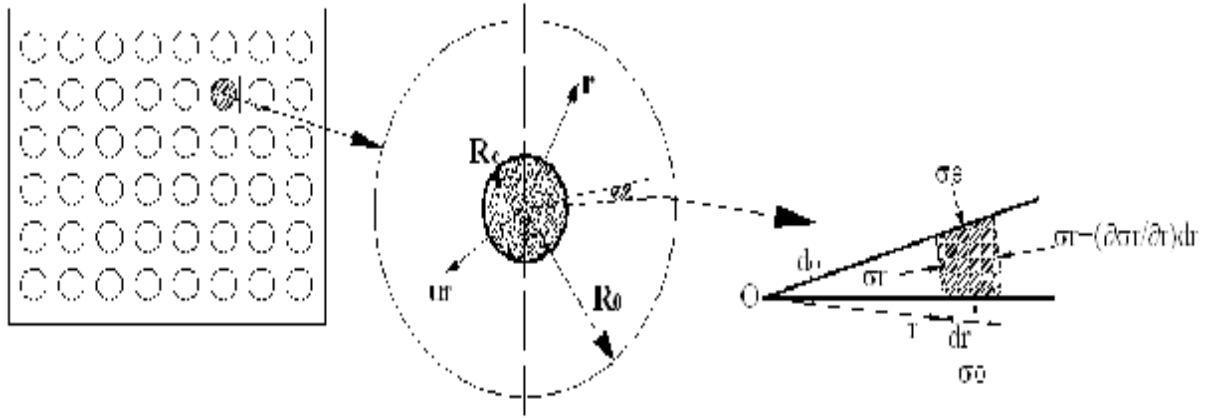
Cette méthode introduit la notion d'amélioration globale des caractéristiques mécaniques du milieu traité et des corrections inhérentes à la compressibilité relative (sol-colonne) et à l'effet de la profondeur.

Priebe c'est basé sur le principe de la cellule unitaire avec l'assimilation des déformations élastiques du sol entourant la colonne à celle d'un tube épais, de mêmes caractéristiques drainées E et ν que le terrain compressible.

Les principales hypothèses de la méthode sont [Sadaoui, 2006]:

- Les tassements en surface sont égaux ($S_{\text{sol}} = S_{\text{colonne}}$) à la fin de la consolidation primaire;
- 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_{sol} et un coefficient de poisson ν_{sol} constant sur toute la profondeur.
- Il y'a conservation des sections planes. Par conséquent, les cisaillements le long du fût de la colonne ballastée sont négligeables voire nuls.
- Dans tous les cas, les déformations du sol et le ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge q 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.
- Chaque milieu est caractérisé, d'une manière générale, par les paramètres mécaniques suivant; $E_s, \nu_s, C_s, \phi_s, E_c, \nu_c, \phi_c$

Le comportement de la colonne ballastée dans le sol est assimilé par Priebe au principe de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini (Figure 2.18) [Dhouib et Blondeau, 2005].



a- Réseau de colonnes

b- Notations géométriques

c- Contraintes

Figure II.18 : Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini.

On applique à la phase des déformations linéaires, la théorie de l'élasticité en considérant le sol comme un cylindre de rayon (r) à parois infiniment épaisses, et soumis à une pression intérieure uniforme (s_r).

Par projection sur la bissectrice de l'angle dq de l'ensemble des forces agissant sur l'élément (dV), il en résulte :

$$\frac{ds_r}{dr} + \frac{s_r - s_q}{r} = 0 \quad (18)$$

$$\frac{ds_z}{dz} = 0 \quad (19)$$

D'autre part on a :

$$e_r = \frac{1}{E_s} \cdot [s_r - n_s \cdot (s_q + s_z)], e_q = \frac{1}{E_s} \cdot [s_q - n_s \cdot (s_z + s_r)], e_z = \frac{1}{E_s} \cdot [s_z - n_s \cdot (s_r + s_q)] \quad (20)$$

En négligeant les déformations axiales ($e_z = 0$), il en résulte les relations suivantes entre les contraintes et les déformations :

$$s_z = n_s \cdot (s_r + s_q). \quad (21)$$

$$e_r = \frac{1 - n_s^2}{E_s} \cdot \left(s_r - \frac{n_s}{1 - n_s} \cdot s_q \right) \quad (22)$$

$$e_q = \frac{1-n_s^2}{E_s} \cdot \left(s_q - \frac{n_s}{1-n_s} \cdot s_r \right) \quad (23)$$

La résolution des équations précédentes par rapport aux contraintes s_r et s_q conduit à :

$$s_r = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot [(1-n_s) \cdot e_r + n_s \cdot e_q] \quad (23.a)$$

$$s_q = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot [(1-n_s) \cdot e_q + n_s \cdot e_r] \quad (23.b)$$

L'introduction du déplacement radial U_r conduit aux déformations suivantes :

$$e_r = \frac{dU_r}{dr}, \quad e_q = \frac{U_r}{r} \quad \text{et} \quad e_z = \frac{dU_z}{dz} \quad (24)$$

En reportant ces relations dans les équations (23.a) et (23.b), on obtient :

$$s_r = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot \left[(1-n_s) \cdot \frac{dU_r}{dr} + n_s \cdot \frac{U_r}{r} \right] \quad (24.a)$$

$$s_q = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot \left[(1-n_s) \cdot \frac{U_r}{r} + n_s \cdot \frac{dU_r}{dr} \right] \quad (24.b)$$

$$\frac{ds_r}{dr} = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot \left[(1-n_s) \cdot \frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{n_s}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - n_s \cdot \frac{U_r}{r^2} \right] \quad (24.c)$$

Ensuite, le report dans les équations de comportement fournit les expressions des contraintes s_r , s_q et s_z :

$$s_r = \frac{E_s}{(1+n_s)} \cdot \left[\frac{C_1}{(1-2 \cdot n_s)} - \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (25.a)$$

$$s_q = \frac{E_s}{(1+n_s)} \cdot \left[\frac{C_1}{(1-2 \cdot n_s)} + \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (25.b)$$

$$s_z = n_s \cdot (s_r + s_q) = \frac{E_s}{(1+n_s)} \cdot \frac{2 \cdot C_1 \cdot n_s}{(1-2 \cdot n_s)} \quad (25.c)$$

L'application de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique aux colonnes ballastées permet de déterminer les constantes d'intégration C_1 et C_2 . Les conditions aux limites du modèle sol/colonne sont les suivantes :

-En contraintes :

$$s_r(r = R_c) = s_h \quad (26)$$

s_h : Etant l'étreinte latérale du sol encaissant

- En déplacements :

$$u_r(r = R_e) = 0 \quad (27)$$

On obtient :

$$C_1 = -s_h \cdot \frac{(1+n_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2 \cdot n_s) \cdot a}{(1-2 \cdot n_s) + a} \quad (28.a)$$

Et

$$C_2 = s_h \cdot \frac{(1+n_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2 \cdot n_s) \cdot a}{(1-2 \cdot n_s) + a} \cdot R_e^2 \quad (28.b)$$

Avec,

$$a = \frac{A_c}{A} = \left(\frac{R_c}{R_e} \right)^2 \quad (29)$$

2.8.1.1. Détermination du facteur d'amélioration de base b_0

Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale (σ) défini comme suit [Dhouib et Blondeau, 2005];

$$\sigma = \sigma_{hc} - \sigma_{hs} \quad (30)$$

Compte tenu de l'hypothèse que le sol se comporte comme un liquide (donc $\sigma_h = \sigma_v$), la contrainte latérale est donnée par

$$\sigma_h = K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s \quad (31)$$

Avec ;

σ_c : Contrainte en tête de la colonne,

σ_s : Contrainte en surface du sol,

K_{ac} : Coefficient de poussé de ballaste soit :

$$K_{ac} = \tan^2\left(\frac{p}{4} - \frac{j'_c}{2}\right) \quad (32)$$

Et en posant

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

(33)

Il revient :

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

(34)

En écrivant l'égalité des tassements de la colonne et du sol ($s_c = s_s$), on obtient [Dhouib et BLONDEAU] :

$$s_c = L_c (\sigma_c K_{ac} - \sigma_s) \frac{f(v_s, a)}{E_{oedc}} \quad (35)$$

Le tassement de la couronne de sol s'écrit :

$$s_s = \sigma_s \frac{L_c}{E_{oedc}} \quad (36)$$

$$\sigma_s = 2(K_{ac} \sigma_c - \sigma_s) f(v_s, a) \quad (37)$$

Sachant que

$$\sigma_0 = a \sigma_c + (1 - a) \sigma_s \quad (38)$$

On déduit le facteur de réduction des tassements b_0 , appelé ultérieurement n_0 dans les publications de Priebe, qui caractérise l'efficacité de traitement

$$b_0 = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} = 1 + a \left[\frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] = 1 + a \left[\frac{0,5 + f(v_s, A_c/A)}{K_{ac} f(v_s, A_c/A)} - 1 \right] \quad (39)$$

La relation entre le facteur d'amélioration b_0 , et le rapport des sections A/A_c et l'angle de frottement du matériau de remplissage ϕ_c permet d'aboutir au graphe bien connu de la figure (2.19).

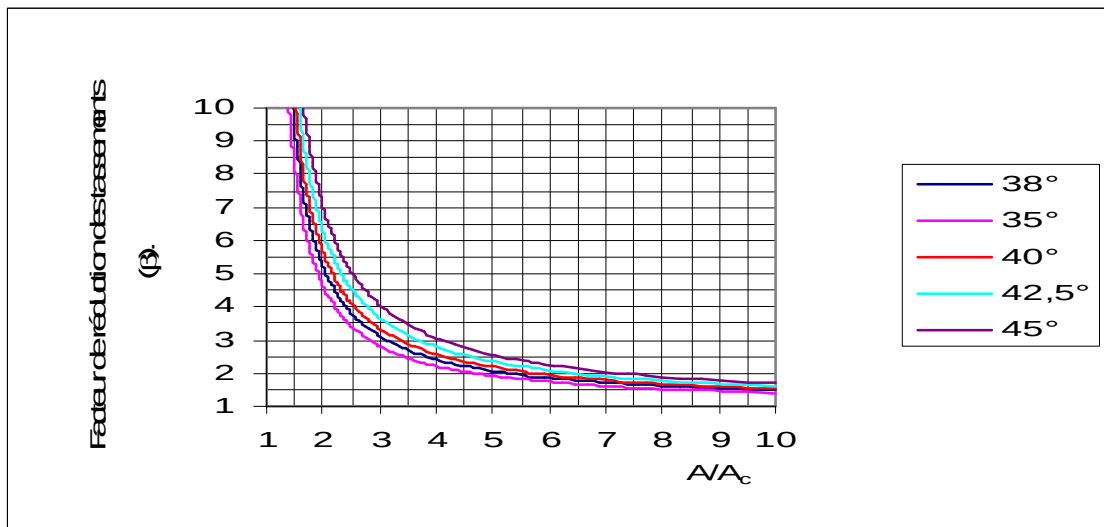


Figure II.19. Abaque de dimensionnement de Priebe pour un coefficient de poisson ($n_s = \frac{1}{3}$).

2.8.1.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La compressibilité de la colonne se traduit, d'après l'auteur par un accroissement de la section de la colonne, en fonction de la rigidité relative colonne / sol (E_c/E_i). Cet accroissement est donné par l'équation suivante (a , est le facteur de substitution déduit à partir de β_0) [Dhouib et Blondeau, 2005]:

$$\bar{a} = a + \Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)}, \text{ tel que : } \Delta\left(\frac{1}{a}\right) = \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \left[\frac{A_c}{A} \right]_1 - 1 \quad (40)$$

En posant $\beta_0 = E_c/E_s$ et dans le cas, où $n_s = \frac{1}{3}$, il vient :

$$\text{Soit : } \left[\frac{A_t}{A} \right] = -\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (b_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (b_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1} \right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (b_0 - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}} \quad (41)$$

Finalement, le facteur d'amélioration n_1 ou β_1 est donné par :

$$b_1 = 1 + \bar{a} \cdot \left[\frac{0,5 + f(u_s, \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(u_s, a)} - 1 \right] \quad (42)$$

Dans le cas où $n_s = \frac{1}{3}$, la figure (II.20) donne la correction du rapport des surfaces en fonction du rapport des modules d'élasticité oedométriques de la colonne du sol.

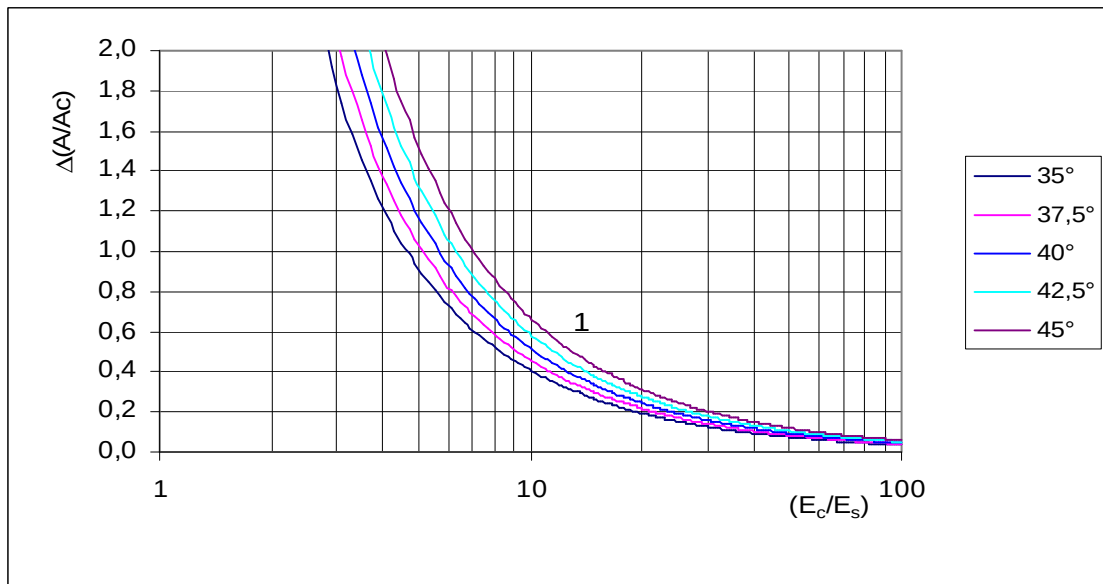


Figure II.20 : Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée.(priebe,95)

2.8.1.3. Prise en compte de l'influence de la profondeur

La prise en compte de l'influence de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur (f_d) qui prend en compte l'influence de l'augmentation de la contrainte horizontale du sol (σ_h) avec la profondeur sur les contraintes dans la colonne. Ce facteur tient compte des faibles déformations de la colonne avec la profondeur et du principe de l'état hydrostatique du sol autour de la colonne ballastée ($k = 1$). Le facteur de profondeur est donné par l'expression suivante [Dhouib et Blondeau, 2005] :

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0C} - 1}{K_{0C}} \cdot \sum_i \frac{g_i \cdot d_{ci}}{s_c}} \quad (43)$$

$K_{0C} = 1 - \sin \varphi_c$: coefficient de poussée du ballast au repos,

$$s_c = \frac{s_0(z)}{a + \frac{1-a}{\frac{s_c}{s_s}}} \quad \frac{s_c}{s_s} = n = \frac{0,5 + f(J_s, \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(u_s, \bar{a})} \quad (44)$$

Pour tous calculs faits, on aboutit à l'expression suivante de f_d :

$$f_d = \frac{1}{1 - y \cdot \left[\sum_i^n \frac{s_{si}(z)}{s_{oi}(z)} \right]} \quad (45)$$

y: le facteur d'influence qui est donné par l'expression (III.43) et d'après l'abaque (2.21)

$$y(\bar{a}) = \frac{\sin j_c}{1 - \sin j_c} \cdot \left[\bar{a} + \frac{(1 - \bar{a}) \cdot K_{ac} \cdot f(J_s, \bar{a})}{0,5 + f(J_s, \bar{a})} \right] \quad (46)$$

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

$$n_2 = n_1 \cdot f_d \quad \text{Ou, } \beta_2 = \beta_1 \cdot f_d \quad (47)$$

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

$$1 \leq f_d \leq y \cdot \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}} \quad (48)$$

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

Avec,

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}} \quad (49)$$

Le graphe (2.21) donne la valeur du facteur f_d en fonction des rapports des sections.

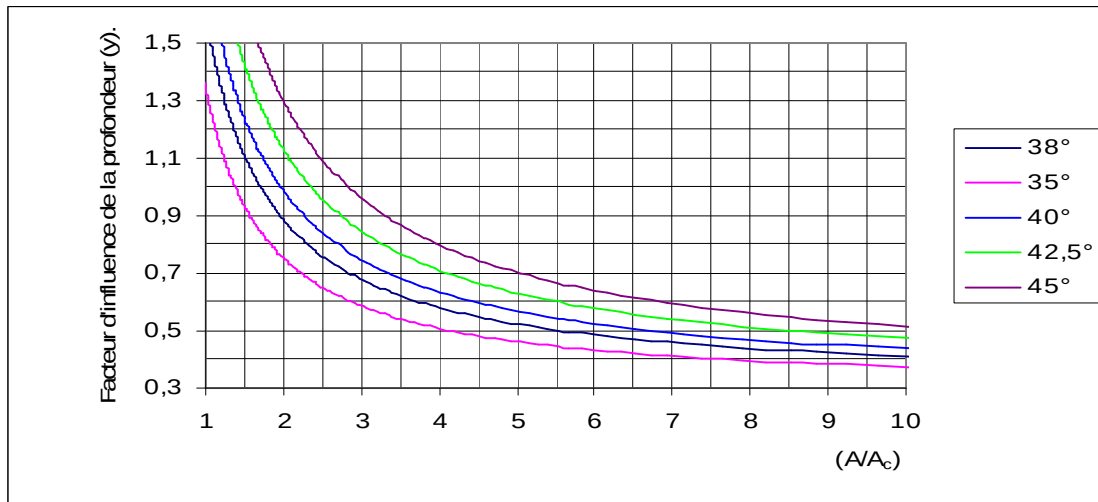


Figure II.21: Abaque du facteur d'influence de la profondeur.(priebe,95)

2.8.1.4. Cas des semelles isolées et filantes

Concernant ce type de fondations, les rares méthodes existantes pour la justification de tassements des colonnes ballastées sont empiriques et généralement basées sur l'aspect expérimental. Toutefois, seul Priebe (1995) a élaboré des abaques de dimensionnement en appliquant au tassement (S_∞) donné par la formule (48) une correction qui tient compte de la densité de traitement exprimé en nombre de colonnes ou de rangées de colonnes, respectivement sous les semelles isolées de forme ($\frac{a}{b} \leq 2$) et filantes ($\frac{a}{b} \geq 4$). Des abaques de dimensionnement sont proposés à cet effet par l'auteur (figures 21 et 22) pour évaluer le rapport de réduction du tassement (S/S_∞) en fonction du rapport de la profondeur au diamètre de la colonne (d/D_c) et le nombre de colonnes ballastées. Le tassement (S_∞) est exprimé par la formule suivante [Sadaoui, 2006]:

$$S_\infty = \frac{s_0 \cdot L_c}{n_2 \cdot E_s} \quad (50)$$

- s_0 est la contrainte apportée par la fondation à l'ELS,
- L_c désigne la longueur de la colonne (profondeur de traitement),
- n_2 est le facteur d'amélioration donné par l'équation (44).

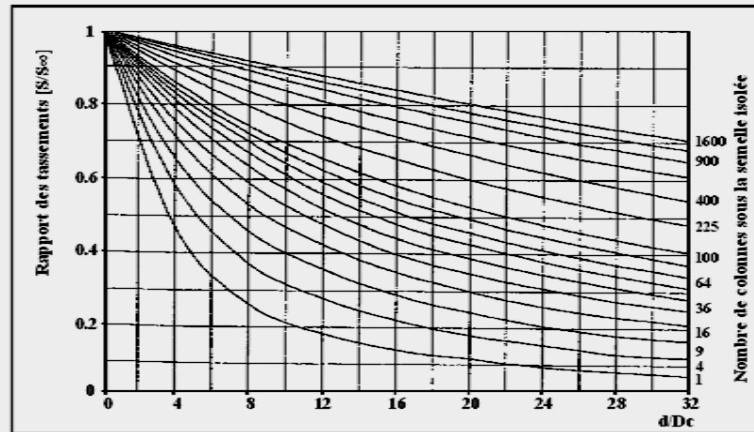


Figure II.22 : Abaque de dimensionnement des semelles filantes (priebe,2005).

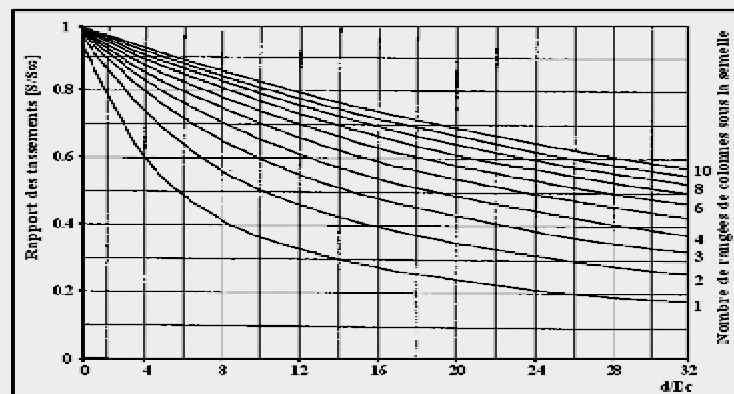


Figure II.23: Abaque de dimensionnement des semelles isolées.(priebe,2005)

2.8.2. Colonnes ballastées et liquéfaction

La liquéfaction se produit sous sollicitations sismiques et se traduit par la perte de résistance d'un matériau sableux lâche saturé en eau, elle est liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

Il convient de noter, que depuis son apparition le sujet de construction de colonnes ballastées contre le risque de liquéfaction a fait l'objet de plusieurs études.

- Ø Engelhardt et Golding (1975), ont considéré la technique de renforcement par colonnes ballastées, comme une solution de fondation adéquate dans les zones de sismicité élevé, et ont réalisé des essais de grandeurs réelles pour démontrer entre autre que l'utilisation des colonnes ballastées, assure la densification des sables existant en profondeur contre le facteur de liquéfaction.
- Ø Shenthan et al (2004), ont développé une méthodologie analytique pour évaluer l'efficacité de la technique des colonnes ballastées dans la prévention contre la liquéfaction des sables et silts non plastiques saturés, les paramètres de conception et les propriétés des sols qui affectent l'efficacité de cette technique, et les choix de la méthode de construction appropriés ont été également identifiés.
- Ø Al-Homoud et Degen (2006), ont indiqué l'utilisation des colonnes ballastées dans le port de Patras au Grec pour la prévention contre la liquéfaction d'une couche de lœss et sable silteux, et ont utilisé les méthodes de Seed et Idriss (1971) et Priebe (1998) pour étudier la sécurité en basant sur l'essai CPT.

2.9. Fondement du comportement des sols

Un sol est un milieu triphasé (solide, liquide, gazeux). Ici, il sera considéré comme étant sec ou saturé dans tout ce rapport afin de simplifier les équations régissant son comportement.

Son comportement dépend d'un grand nombre de paramètres et de l'évolution de ces paramètres au cours du temps.

2.9.1. Principaux paramètres conditionnant le comportement d'un sol

Le comportement d'un sol est dépendant d'un grand nombre de paramètres. On distingue pour un sol donnée :

- Ø La cohésion : lien entre les grains ;
- Ø La teneur en eau;
- Ø Le type de sol (cohérent, pulvérulent,...) ;
- Ø La taille des grains de la matrice granulaire (% en fine, matrice < 80µm)
- Ø L'angle de frottement interne ;
- Ø Le module Young et le coefficient de Poisson ;
- Ø La phase liquide (composition, présence ou non de sel de cations) ;
- Ø L'organisation géologique : (présence de strate, de failles, etc...) ;
- Ø La composition minéralogique : (ex : présence de montmorillonite,...);
- Ø L'état hydrique :(saturé, non saturé, sec) ;
- Ø Le degré de consolidation : (normalement consolidé, sous consolidé, sur consolidé) ;
- Ø Végétation : (importance du nombre d'arbre, type d'arbre, type de végétation ceci

va influencer l'équilibre des fluides...);

Ø Hétérogénéité du sol ;

De plus ces propriétés changent au cours de la vie d'un sol. En effet, le climat, l'érosion, les aménagements artificielles sont autant de facteurs changeant les propriétés d'un sol au cours de son existence ce qui modifie de manière fondamentale les paramètres du sol.

2.10. Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a exposé les techniques de mise en œuvre des colonnes ballastées à savoir les colonnes à vibreur à sas (vibreur pendulaire), et dans le cas particulier en zone aquatique.

A la lumière du DTU 13-2 et les recommandations COPREC (2004), on a donné les limites du domaine d'application des colonnes ballastées selon la nature du sol et le type d'ouvrage, ainsi que les travaux de contrôles au cours et à la fin de réalisation.

Ensuite, on a traité le comportement des colonnes ballastées isolées chargées en tête et leurs modes de rupture (rupture par expansion latérale, cisaillement généralisé, et par poinçonnement.), les réseaux de colonnes ballastées sont assimilées à une colonne isolée appelée cellule unitaire, les coefficients η (rapport de concentration des contraintes) et β (facteur de réduction des tassements) caractérisent l'efficacité du traitement par colonnes ballastées.

En fin de ce chapitre une synthèse des méthodes de dimensionnements des colonnes ballastées est exposée en les classant en :

- méthodes en élastoplasticité : méthode de Priebe (plus utilisée)
- méthode numériques : méthode des éléments finis fréquemment utilisée.

Comme on a pu le constater, la difficulté de dimensionnement des colonnes ballastées résulte de :

- Définition des différents paramètres intervenant dans les calculs.
- Complexité du choix du modèle de calcul.

Dans le chapitre V, les études analytiques et numériques seront présentées pour mieux appréhender les phénomènes qui règnent lors du chargement des colonnes ballastées

CHAPITRE III

ETUDE DE MICRO-PIEUX INJECTÉS

III.1. Introduction générale

Les micros pieux sont utilisés depuis longtemps dans le domaine du génie civil en tant que technique de renforcement des sols. L'intérêt des micros pieux est qu'ils permettent de transférer des charges pouvant être importantes au sol environnant, en grande partie grâce à la mobilisation d'un frottement le long de l'inclusion. Les techniques de mise en place des micros pieux sont très variées et vont de la fabrication en place de l'inclusion jusqu'à l'insertion dans le sol, par, vérinage ou vibrofonçage, d'éléments préfabriqués (tubes, pieux en bois, béton, etc.). Comme tout autre type de fondation, les fondations profondes peuvent être soumises à des chargements très variés et complexes, monotones, cycliques, verticaux, horizontaux, et se pose alors le problème de leur dimensionnement pour résister et se comporter correctement par rapport à ces sollicitations.

Les micros pieux, caractérisés et utilisés dès les années 50 en Italie par Lizzi («palli radice») représentent un type de fondation profonde qui se caractérise, en particulier, par un diamètre relativement faible (25 cm ou moins). Le domaine d'application des micros pieux a été tout d'abord lié aux problèmes de pathologie et de reprise en sous-œuvre. Il s'étend, depuis, progressivement, au domaine de l'amélioration des sols en place et à une utilisation, en groupe ou en réseau, comme éléments de fondations dans le cadre de travaux neufs.

Une caractéristique importante des micros pieux est qu'ils sont généralement utilisés en grand nombre et placés assez proches les uns des autres en groupe (inclusions verticales) ou en réseau (inclusions inclinées). Le dimensionnement de ces structures nécessite alors la prise en compte des effets d'interaction entre les inclusions, appelés de manière générique « effets de groupe » (ou de réseau).

Ces effets sont dus aux interactions entre les pieux ou micros pieux ainsi qu'à l'évolution des caractéristiques de la zone de sol entourant le pieu lors des phases d'installation des inclusions adjacentes (modification de densité, des états de contraintes) et du chargement du groupe.

III.2. Définition

Les pieux et les micropieux (ou fondations semi profondes) permettent de profiter des couches résistantes, sur des sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par l'inclusion sous forme de frottement latéral, mobilisé le long du fût du pieu, et de la résistance en pointe.

Les pieux et les micropieux se différencient essentiellement par leur dimension et leur utilisation. En effet, en ce qui concerne les dimensions, le faible diamètre des micro-pieux fait qu'il est généralement considéré que l'effort est repris par le frottement latéral et on néglige la résistance en pointe, contrairement au pieu. De plus, les micropieux sont généralement utilisés en très grand

Mémoire de Master

nombre et positionnés très proches les uns des autres, ce qui nécessite la prise en compte d'interactions entre les inclusions (effet de groupe) différentes de celles considérées dans le cas des groupes de pieux classiques.

III.3. Différents types de micro-pieux

Le document technique unifié 13.2 paru en 1991 présente quatre types de micropieux correspondant à des nominations devenues courantes pour les pieux de diamètre inférieur à 25cm.

La technologie des micro-pieux ainsi que les modes d'exécution associés a été assez largement étudiés et présentés dans différents rapports. Sans que notre liste soit exhaustive, on pourra se référer à Lizzi (1982a), Bustamante et Doix (1985), Schlosser *et al.* (1992), Amar (1993), Plumelle (1994), Vezole (1994) et Bruce *et al.* (1997), Juran . (1999).

Les différents types de micropieux utilisés en France en suivant l'ordre de présentation du Document Technique Unifié de 1991 (DTU) sont :

III.3.1. Type I

C'est un pieu foré tubé de diamètre inférieure à 250 mm .le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier au tube plongeur. Le tubage est en suite obturé en tête et l'intérieur du tubage au dessus du mortier mis sous pression. Le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier. Ce type de micropieu n'est pratiquement pas utilisé pour les ouvrages d'art.

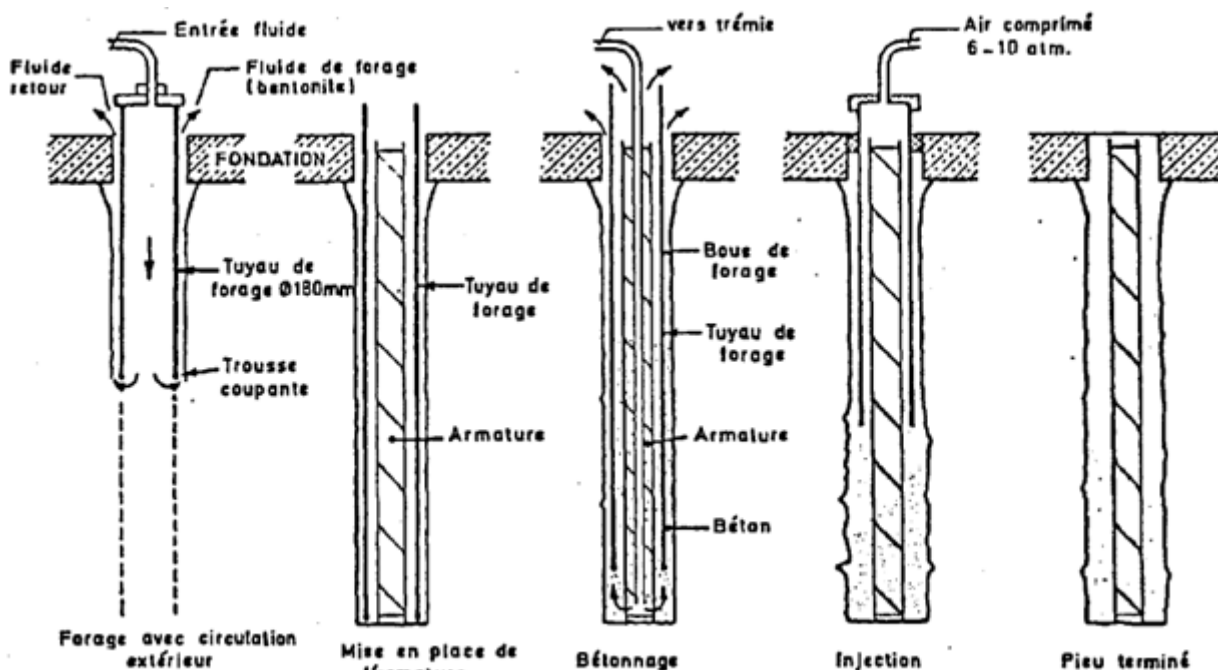


Figure III.1 : mode de réalisation des micro-pieux type

III.3.2. Type II

C'est un micro pieu équipé d'armatures et le forage est rempli de coulis ou de mortier par gravité ou sous faible pression moyennant un tube plongeur. Les armatures peuvent être en place après le remplissage du forage par du coulis.

L'injection gravitaire peut être faite en une ou deux phases, la deuxième phase s'effectuant après un temps suffisant pour l'essorage, mais avant le début de prise.

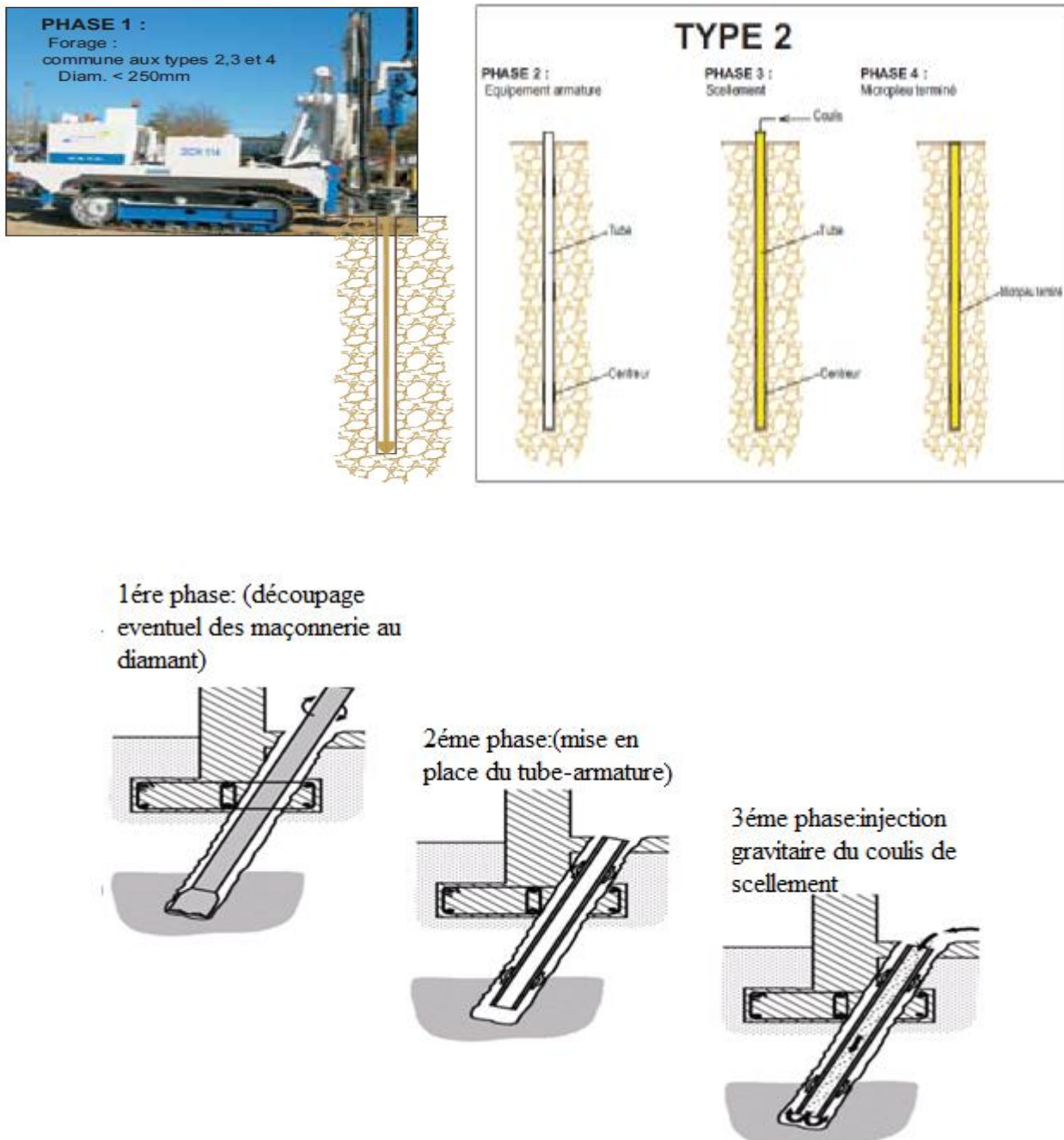
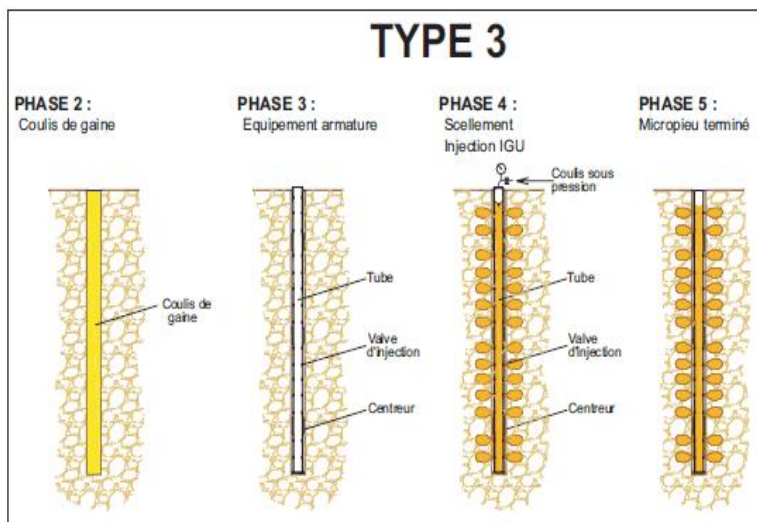


Figure III.2 : Micro-pieux de type II – injection gravitaire

III.3.3. Types III

Le micro-pieu type III est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire (IGU).



Stabilisation talus



Figure III.3.a : Différentes phases de réalisation d'un micro pieu de type III.

III.3.4. Type IV

Le micro-pieu type IV est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection, à l'aide d'un obturateur simple ou double, d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS). Lorsque la nature du sol le permet, le fonçage peut être remplacé par le battage ou le fonçage.

Voute parapluie

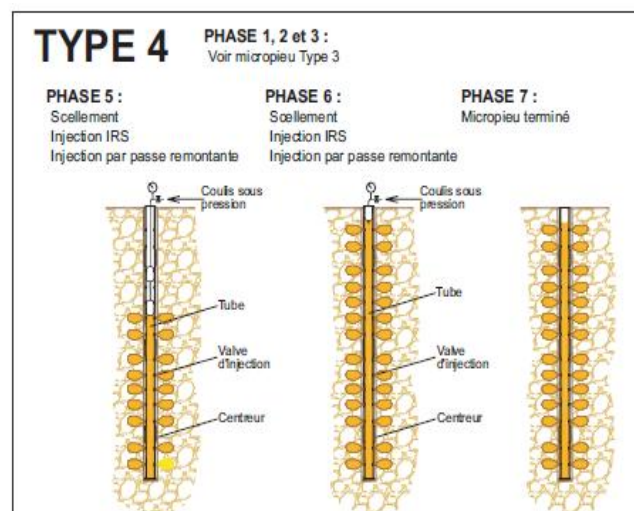
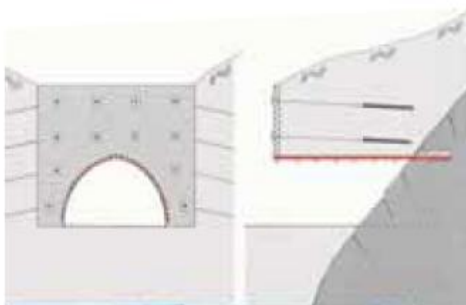


Figure III.3.b : Différentes phases de réalisation d'un micro pieu de type VI

III.5. Méthodes de scellement

III.5.1. Scellement « gravitaire »

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

III.5.2. Injection globale unitaire (IGU)

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

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

III.5.3. Injection répétitive et sélective (IRS)

Cette méthode s'inspire directement des technologies d'injection des sols meubles. Le micropieu est équipé d'un tube à manchettes comprenant un bon nombre de manchettes et scellé dans le coulis de gaine.



Figure III.4. Tube à manchettes.

Un obturateur double figure III5 permet de sélectionner une manchette pour procéder à l'injection à un niveau choisi. Après prise du coulis de gaine, du coulis est injecté sous forte pression par cette manchette : le coulis de gaine est alors « claqué » (rompu), puis le coulis complémentaire pénètre dans le sol. Après avoir « traité » une manchette, on passe à une autre. En principe, on peut réutiliser à volonté les manchettes pour procéder à plusieurs injections successives.

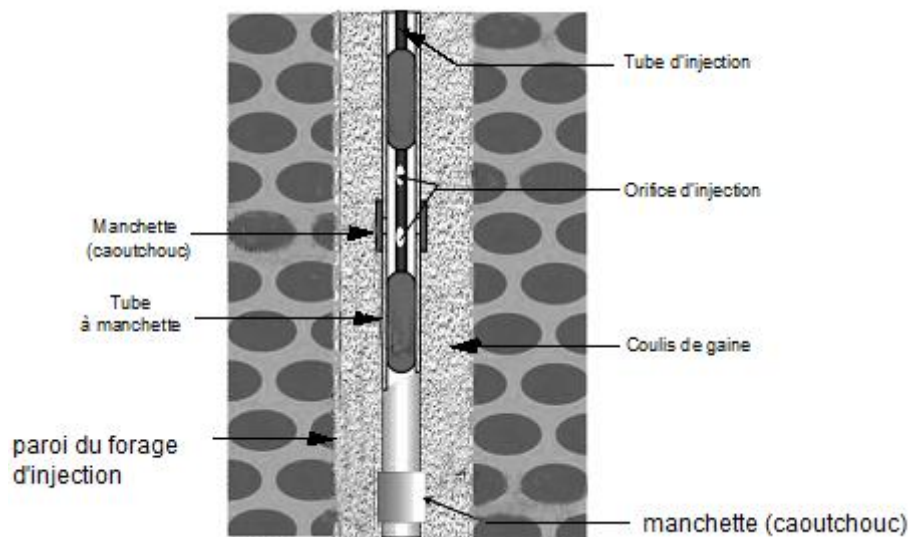


Figure III.5. Schéma d'un obturateur double.

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

Dans les sols fins, cette amélioration s'explique par le mode de progression du coulis dans le sol, le long des claquages (fissures induites par la pression d'injection), qui génère une « étreinte » du sol autour du micropieu. Lorsque K_0 est inférieur à 1, les claquages sont verticaux et à peu près rayant; lorsque K_0 est supérieur à 1, les claquages sont horizontaux. Quand on procède à plusieurs phases de réinjection, dans un sol où K_0 est inférieur à 1, la valeur de K_0 augmente à chaque réinjection au voisinage immédiat du micropieu, et on peut passer, après des claquages verticaux, à des claquages horizontaux.

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

III.5.4. Injection répétitive simultanée

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

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

Le coulis de gaine doit en outre avoir été l'objet d'une compensation d'essorage par le fond du forage pour prévenir la formation d'un passage préférentiel.

Mémoire de Master

Si on souhaite procéder à une deuxième réinjection, le tube à manchettes doit être lavé par une circulation d'eau, et on procède alors à la nouvelle réinjection après le début de prise du coulis de gaine, sans attendre qu'il ait acquis une résistance notable (soit 2 heures plus tard).

III.6. Domaine d'application des micro-pieux

Les micro-pieux ont connu un grand succès dans divers domaines d'application. Leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Les applications internationales de micro-pieux relèvent au moins 90% du cas I, (FHWA 2000). on peut classer leurs application dans deux grandes catégories : les micro-pieux utilisés comme éléments de fondation et les micro-pieux destiné au renforcement de sol.

La majorité des cas on a eu recours aux micro-pieux comme solution à la place des pieux traditionnels relèvent une ou plusieurs restrictions

- § l'accès difficile au site avec moins de 3,5m d'hauteur usuelle
- § la restriction de la vibration induite par la réalisation de grands pieux, en raison de la sensibilité de l'ouvrage lui-même ou de son voisinage
- § la restriction de bruit
- § la restriction de l'élargissement de la fondation existante
- § l'exigence de maintenir le trafic sur une autoroute lors de remplacement ou de renforcement d'un pont
- § le besoin d'une grande capacité portante en compression comme en traction
- § la rigidité importante de sol écarte l'utilisation de gros pieux
- § la complexité géologique de site qui présentent une variation importante de cette rigidité
- § les ouvrages en zone sismique qui nécessitent une fondation relativement flexible avec une grande capacité portante.

La figure III.6 montre un exemple de renforcement par micro-pieux de deux ponts. Ceci illustre le grand intérêt de l'utilisation des micro-pieux dans des sites à accès difficile.



Figure III.6 : réalisation du renforcement de deux ponts avec de micro-pieux

On présente ci-après quelques exemples d'utilisation de micro-pieux pour la reprise en sous-œuvre, les fondations neuves et pour le renforcement des ouvrage en zone sismique

III.6.1. Reprises-en sous-œuvre

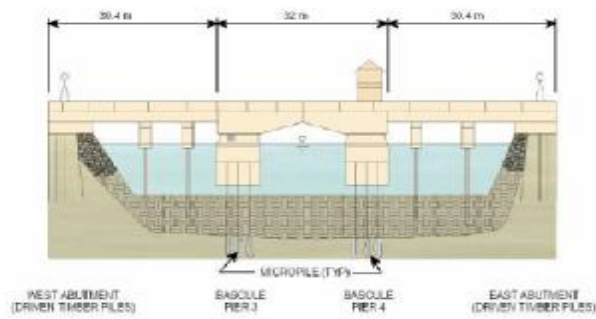
Les micro-pieux sont utilisés comme technique de renforcement des ouvrages anciens et historique. les exemples d'utilisation des micro-pieux pour les travaux de reprise en sous-œuvre sont multiples. la reprise partielle ou totale de la charge de la structure et la limitation des tassement subits par l'ouvrage exigent souvent le recours aux micro-pieux comme solution. on a eu recours aux micro-pieux, pour arrêter les tassements différentiels constaté sur le casino de Mandalay de 43 étage à Las Vegas ; 536 micro-pieux ont été installés entre les pieux existants (ASCE news 2001). le renforcement des fondation de pont de Pocomoke à Maryland était réalisé par des micro-pieux qui étaient installés entre les pieux existants sans causer de tassement additionnel à cette structure âgée de plus de 75 ans (Bruce et al. 1990). le renforcement des piles du pont prière à Bordeaux construit en 1819-1822 (Nadeau et Faure 1997). la reprise en sous-œuvre par micro-pieux de la gare d'Orsay pour l'aménagement du musée (SOLETANCHE). les micro-pieux ont été utilisés pour la reprise en sous-œuvre et le confortement de plusieurs tours de grande hauteur ; la cathédrale de Nicosie en Sicile, l'église de Burano à Venise, le campanile de la cathédrale de Pise, et le confortement de cathédrale de Notre Dame de Paris (Lizzi, 1982).

III.6.2. Fondation neuves de bâtiments et d'ouvrages d'arts

La figure III.8 montre quelques cas d'application des micro-pieux dans le domaine des fondations. Les travaux de remplacement du viaduc Brooklyn-Queens à New York ont comporté des micro-pieux à la place des pieux en raison de l'accès difficile au site et la contrainte à maintenir le trafic sur cette autoroute (Bruce et Gemme, 1992) du même les micro-pieux ont été utilisés comme un système de fondations pour un mur anti bruit sur l'autoroute A4 à Saint-Maurice (Borel, 2002). Mentionnons également l'utilisation des micro-pieux par radier général avec injection (au lieu d'utiliser des gros pieux) pour une tour de trente étages à Marseille en raison de la complexité géologique du site (Soletanche).

III.6.3. Ouvrages en zone sismique

On trouve dans la littérature de nombreux exemples d'utilisation de micro-pieux pour la réparation ou le renforcement d'ouvrages en zone sismique. Beaucoup de ponts en Californie Los Angeles, San Francisco, New York et Southern Illinois ont été renforcés pour augmenter leur résistance sismique. A titre d'exemple la figure III.9 montre le renforcement du pont I-110 reliant Los Angeles et la Californie et le pont de San Rafael, Richmond aux États-Unis le renforcement d'une fondation lors de la réparation du connecteur du (CAL TRANS North Connector) « Pearlman 1993) et l'utilisation d'un réseau de micro-pieux pour améliorer la stabilité de la tour inclinée Al Hadba (XII^{ème} siècle) exposée à un risque sismique dans la ville de Mossoul en Irak (Lizzi et Careval 1981).



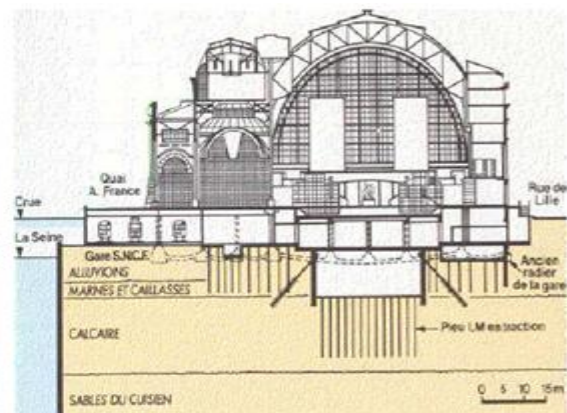
Renforcement du pont Pocomoke à Maryland (Bruce et al. 1990).



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



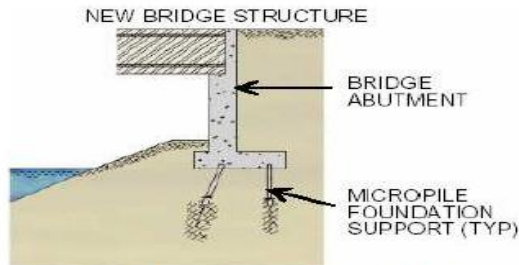
Renforcement du pont Pierre à Bordeaux (Nadeau et Faure 1997).



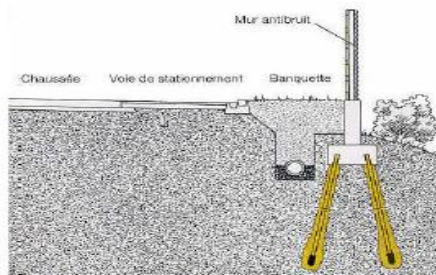
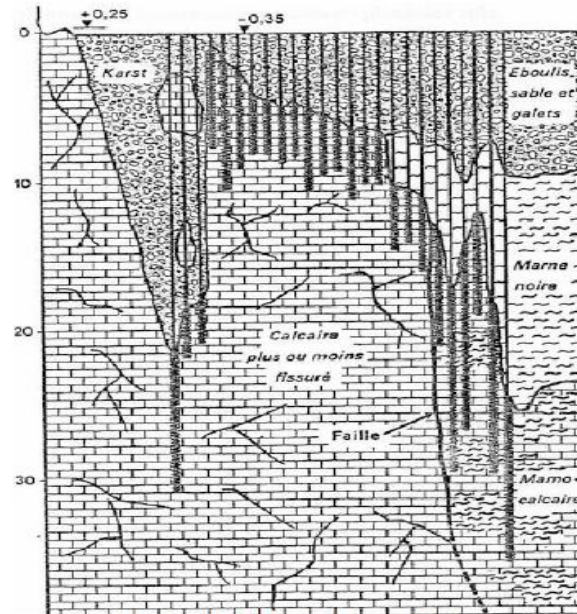
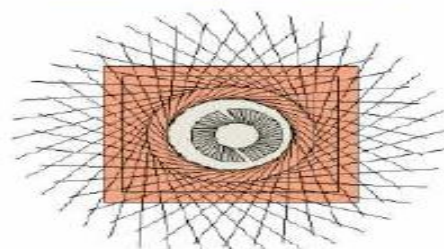
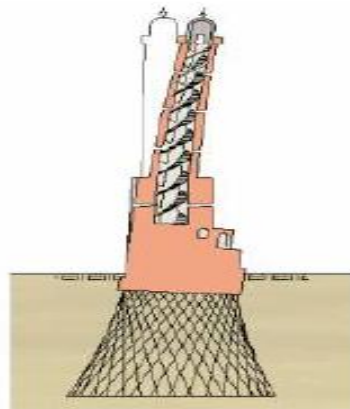
Rénovation de la gare du quai d'Orsay (SOLETANCHE).

Figure III.7: exemple d'application des micropieux dans la reprise sous œuvre

[Hassane A, 2007]



Fondations neuves d'un pont.

Mur antibruit sur une autoroute.
(ISCHEBECK)Site complexe à Marseille
(SOLETANCHE).

Tour Al-Hadba en Irak (Lizzi, 1982).

Figure III.8 : Exemple d'application des micropieux dans les fondations neuves.

[Hassane A, 2007]



Pont sur l'autoroute I-110 à USA
(FHWA 2000).



Pont de Richmond San Rafael à USA,
(Ben C. Gerwick, Inc, 2004).

Figure III.9 : Exemple d'application des micropieux dans le renforcement en zone sismique.[Hassane A, 2007]

III.7. Méthodes de mise en œuvre

Les micros pieux de Type I peuvent ne pas être armés, ils ne sont plus employés en France actuellement. On ne décrira ici que l'exécution des micros pieux de type II, III et IV et des micros pieux auto foreurs.

Le principe d'exécution des micros pieux de type II est sensiblement identique à celui des pieux forés, perforation du terrain et scellement d'une armature en acier.

Par contre le principe d'exécution des micros pieux de type III et IV s'apparente tout à fait à celui des tirants d'ancrage dont les phases sont les suivantes.

- La perforation du terrain est faite avec un matériel approprié au terrain à forer et au chantier à exécuter. le matériel nécessaire à l'exécution des micros pieux de dimension réduite est peu encombrant. Ceci permet de travailler dans des sites difficilement accessibles.
- Le forage est ensuite équipé en scellant au coulis de gaine l'armature en acier et le tube à manchettes. Environ vingt-quatre heures après l'équipement le scellement est réalisé suivant des techniques différentes pour les types III et IV. Pour le type III le scellement est réalisé par une injection de coulis de ciment en tête de forage à des pressions assez faibles (IGU). Pour le type IV le scellement est réalisé par une injection de coulis de ciment manchette. par manchette(s) en commençant par le bas et en remontant et sous des pressions élevées supérieures à 1 MPa et généralement de l'ordre de 3 MPa à l'aide d'un simple et plus souvent d'un double obturateur gonflable (IRS)
- Autour de ces principes de base, il existe de nombreuses variantes qui ont été développées dans le cadre de chaque entreprise.

Pour les micros pieux auto foreurs la barre creuse est utilisée à la fois, dans les opérations de forage comme trains de tiges, dans l'injection du coulis de ciment par l'intermédiaire du taillant et comme élément porteur Cette même technique est aussi utilisée pour les tirants d'ancrage.

III.8. Principes de conception des fondations sur micro-pieux

La spécificité des micro-pieux impose certaines précautions dans la conception de ce type de fondations. Les micros pieux ne pouvant pas reprendre de moments fléchissant on placera 3 micros pieux sous les charges isolées (poteau) et 2 micros pieux sous les charges linéairement réparties (mur, voile). Pour les mêmes raisons on limitera la tolérance d'implantation à 4cm au lieu des 15cm habituels pour les pieux. Pour éviter les interactions entre micros pieux on réservera une distance minimale de 0,50m entre fûts. On vérifiera le déplacement de la tête du micro pieu, spécialement pour les micros pieux de fort élancement équipés de barre à très haute limite élastique, qui devra rester compatible avec le fonctionnement de la structure portée. La liaison avec la superstructure est faite par des connecteurs ou plus généralement par des platines scellées dans la semelle qui coiffe les micros pieux.

III.9. Comportement des micro-pieux

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

Le mécanisme du développement du frottement latéral, dans un essai de chargement axial d'un micro-pieu, peut être mis en évidence expérimentalement en mesurant la diffusion du raccourcissement du pieu à partir de la tête et jusqu'à la pointe. On utilise, pour ce faire, un extensomètre, tel l'extensomètre amovible des LPC, descendu dans un tube scellé dans le micro-pieu.

III.9.1. Mobilisation de la résistance de pointe

Dans certains cas, le terme de pointe calculé par les méthodes habituelles pour les pieux courants peut atteindre des valeurs non négligeables. Par exemple, pour un micro-pieu de type II, constitué d'un tube métallique 178/157, mis en place dans un forage de 200mm et encastré dans un substratum marneux, la charge limite en pointe peut atteindre 350 à 400 kN. Toutefois ce terme est souvent négligé compte tenu notamment des tassements nécessaires à sa mobilisation (en particulier en cas d'utilisation des micro-pieux pour des reprises en sous-œuvre). En tout état de cause, la prise en compte du terme de pointe impose d'assurer un bon contact coulis-sol en pointe

III.9.2. Frottement latéral

Compte tenu de la faible section des micro-pieux, la charge appliquée est donc pour l'essentiel transmise au sol par frottement latéral.

L'accroissement du frottement latéral unitaire des micro-pieux est bien évidemment lié à l'injection sous pression :

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

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

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

Si l'injection est conduite sans provoquer de claquage, l'augmentation de volume de bulbe par l'apport de coulis s'accompagne d'un accroissement de la surface latérale du bulbe et par suite de la capacité de scellement. L'influence de la quantité de coulis injectée sur la capacité de scellement a été étudiée par MM GOUVENOT, GABAIX et BUSTAMANTE.

Et c'est à partir des essais de chargement effectués par M GOUVENOT on calcule le frottement latéral unitaire sur la base du diamètre du bulbe fictif de scellement on obtient des valeurs qui sont supérieures à celles des pieux mis en œuvre sous faible pression, mais du même ordre de grandeur (1,25 à 1,8 fois plus grandes). Cela tend à montrer que l'augmentation du diamètre du tube de scellement

Calcul de la capacité portante admissible des micro-pieux

Il est tentant de relier le frottement latéral unitaire (f_s) mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite (q_{su}) du micro-pieu. Cependant à ce jour cette approche n'a pas permis d'aboutir à une méthode pratique de détermination du frottement latéral mobilisable par les micro-pieux. Les méthodes pratiques de dimensionnement s'appuient non pas sur la valeur de f_s mais font référence à la résistance de pointe q_c .

Le frottement latéral unitaire limité (q_{su}) du pieu et la résistance à la pénétration statique q_c sont reliés par la formule suivante :[G Philiponat, 2002]

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

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

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

h_i : Hauteur de calcul de frottement latérale.

III.11. Conclusion

Les micro-pieux ont connu un grand succès dans divers domaines d'application, leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Ce système de fondation est caractérisé par des bonnes flexibilités et ductilité, des propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques. Les fortes portances des micro-pieux sont acquises des profilés métalliques utilisés comme armatures et de la méthode de leur mise en place par injection de coulis sous forte pression. Et la faible rigidité des micro-pieux au chargement latéral est l'un des facteurs qui militent en faveur du choix de micro-pieux inclinés. Cependant, la mise en cause de la performance des micro-pieux inclinés par un certain nombre d'auteurs et la contradiction de leurs résultats avec les résultats obtenus par d'autres, nécessitent des recherches sur le comportement du système sol-micro-pieux-structure. Et les principaux paramètres agissant sur son comportement sont la rigidité de sol et sa variation avec la profondeur, les propriétés de la superstructure, l'effet du groupe (nombre et espacement).

Le comportement d'un groupe se différencie de celui d'une inclusion isolée dès les phases d'installation. En effet, les modifications des champs de contraintes autour des inclusions dans un groupe sont différentes de celles observées dans le cas isolé. On a pu voir à travers les travaux de Chow (1995) une augmentation des niveaux de contraintes normales autour du fût et une diminution des contraintes résiduelles en pointe.

L'effet de groupe est généralement quantifié par l'intermédiaire des coefficients d'efficacité relatifs à la charge globale, ne distinguant pas les mécanismes de frottement et de pointe. Certains travaux ont toutefois pris en compte ces aspects (Foray (1995), Francis (1997)), mais des recherches complémentaires sont encore nécessaires.

En ce qui concerne les groupes et les réseaux d'inclusions, ils se différencient généralement par leur utilisation, les groupes étant davantage utilisés pour la reprise des charges verticales alors que les réseaux permettent une meilleure reprise des efforts latéraux. Pour ce qui nous concerne, on a présenté le comportement des groupes et des réseaux dans le cas de chargements verticaux. Lizzi (1978) a trouvé que le coefficient d'efficacité (C_e) était supérieur dans le cas du réseau alors que dans le cas du projet national FOREVER les résultats présentés ont montré que c'était plutôt le contraire. Des essais complémentaires sont donc là aussi encore nécessaires pour préciser ces résultats.

CHAPITRE IV

ETUDE D'UN CAS DE REPRISE

EN SOUS ŒUVRE PAR MICRO-PIEUX

IV.1. Introduction

Les dépôts de sol fin mous et compressibles (argiles, vases, ...) ou pulvérulent lâche (sable fin aquifères) issus des dépôts alluvionnaires récents sont fréquents dans les vallées, autour des fleuves et en bordure des côtes. Ces zones ont été considérées par le passé comme peu propices à la construction. On y construit maintenant fréquemment tous les types d'ouvrages (routes, usines, réservoirs, ...) au prix d'un traitement préalable. Ces sols ont trois caractéristiques essentielles :

- § Ils subissent des déformations importantes sous les charges qui leur sont appliquées
- § Leurs déformations ne sont pas instantanées
- § Leurs capacités portantes sont souvent trop faibles pour supporter les charges prévues dans les projets

Dans le cadre de la réalisation de divers projets de constructions de nouveaux bacs pétrolier et de renforcement des anciens bacs dans la zone sud de la ville de Bejaia. Cette zone présente plusieurs contraintes en matière de portance, de compressibilité élevées et de susceptibilité à la liquéfaction pour les terrains au bord de la mer. La pluparts des terrains situés dans la plaine alluviale de Bejaia, présentent des caractéristiques géo mécaniques défavorables (faible portance, compressibilité élevé), ce qui fait du procédé des micro-pieux et des colonnes ballastées une solution alternative mieux adapté par rapport aux pieux, aux fin de fonder des installations industrielles lourdes

Pour bien cerner les contextes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques de la zone d'étude. Ce présent chapitre retrace la collecte et l'exploitation des essais géotechniques, des sites renforcés du terminal marin de SONATRACH-Bejaia.

IV.2. Situation du site

Bejaia, bougie ou Bgayet est une ville algérienne situé à l'Est d'Alger. C'est une ville très peuplée (173601 habitants en 2010 [Wiki pedia, 2011] elle est aussi connue pour son grand pôle industriel et son port pétrolier et commercial.



Figure IV.1 : Situation de la wilaya de Bejaia (google earth, 2011)

IV.3. Contexte géologique de la plaine alluviale de Bejaia

La plaine alluviale de Bejaia s'étend sur une superficie avoisinant 750hectares. Elle renferme la majeure partie des terrains situés aux embouchures des oueds Soummam et Seghir. Cette zone n'avait pas connu dans le passé de développement urbain à cause des différents aléas mis en évidence après des études hydrauliques et géotechniques réalisées dans la région.

- Sur le plan hydraulique, le risque d'inondation par les crues de l'oued Soummam constitue une contrainte en matière d'urbanisation et nécessite des aménagements adéquats pour limiter les dommages [Cognie et Bellier, 1971].
- Sur le plan géotechnique, la plupart des terrains ont été couverts par des essais de reconnaissance pour évaluer la résistance des sols et leur degré de constructibilité. Il s'avère que les couches superficielles de nature alluvionnaire, à dominance sablo argileuses et parfois hétérogènes, n'ont pas encore atteint un degré de consolidation suffisant, par conséquent leur capacité portante est faible et leur compressibilité est élevée.

La faible portance et la compressibilité élevée des sols alluvionnaires de la plaine de Bejaia et particulièrement la zone portuaire, nécessitent la réalisation préalable des traitements de sols pour construire des ouvrages lourds. Plusieurs cas d'ouvrages réalisés sur fondations superficielles ayant subi des pathologies ont été enregistrés dans cette zone tels que l'affaissement généralisé des bacs de pétrole, tassement du pont de oued Seghir,...etc.

Mémoire de Master

IV.3.1. Contexte géologique de la zone d'étude

La démarche à suivre pendant les études de sol est la suivante :

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

La ville de Bejaia s'est accrochée aux pentes du djebel Gouraya, puis s'est étendue vers le sud, dans la plaine alluviale de Bejaia, cette dernière est située dans le tell septentrional kabyle (zone interne). La dépression située entre les djebels Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud- ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Seghir et Soummam interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on retrouve par conséquent les formations suivantes [Sadaoui, 2006]:

IV.3.1.1. Alluvions anciennes

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

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

IV.3.1.2. Alluvions marécageuses

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

IV.3.1.3. Alluvions récentes

Ce sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant des oueds Soummam et Seghir et qui couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia.

IV.3.1.4. Remblais

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

Mémoire de Master



Figure IV.2: Vue de la plaine de Bejaia.(google earth, 2011)

Il résulte de cette histoire géologique que la zone portuaire prolongeant la plaine alluviale est constituée par des matériaux fins plus ou moins vasards (limons- argiles) et sables déposés sur un substratum rocheux assez profond de l'ordre de 40 à 50m, de nature marno-calcaire du crétacé.

IV.4. Hydrologie locale

La morphologie et le climat de la région avait favorisé essentiellement la formation des cours d'eau et des ravinements à ruissellement intermittents. Le régime d'écoulement est irrégulier, il connaît parfois de forte crues en hiver à cause de la superficie des bassins versants qui s'y déversent et le plus souvent il est sec en été. Ces cours d'eau débouchent en majorité dans l'oued seghir excepte ceux situés au sud de djebel boudraham qui déversent directement dans l'oued Soummam

IV.5. Hydro climatologie

La présence de l'eau dans le sous sol à une influence importante sur son comportement mécanique et elle pose toujours des problèmes délicats de stabilité des constructions lourdes (tours, silos,...). L'eau peut contribuer à la dégradation des caractéristiques mécaniques d'un sol et par conséquent modifier la stabilité des terrains.

L'hydrologie présente un aspect complémentaire à l'étude géologique d'une région, elle contribue à la connaissance de l'origine, la distribution et les écoulements des eaux souterraines.

Mémoire de Master

IV.6. Effets des séismes dans la zone d'étude

Les séismes algériens peuvent atteindre une magnitude assez grande et par conséquent entraîner des dégâts catastrophiques aux environs de leurs foyers.

Le dernier séisme ayant ébranlé la région de Bejaia est celui des Babors (22/05/2006) de magnitude enregistrée est de 5,8 sur l'échelle ouverte de Richter.

Le démantèlement des roches calcaires s'effectue après les répliques et les débris déchiquetés se mettent en chute libre jusqu'aux replats des pieds de falaises pour former des tas d'éboulis rocheux.

IV.7. Comportement des fondations de quelques ouvrages fondés sur les sols compressibles de la plaine de Bejaia

Cette recherche bibliographique est basée sur l'examen sur site de quelques cas pathologiques liés au comportement des sols et à l'exploitation des données d'auscultation de tassements sur les fondations d'ouvrages stratégiques implantés sur les sols compressibles de la plaine de Bejaia [Sadaoui, 2006].

L'objectif recherché est le comportement réel des fondations sur les sols compressibles, l'évaluation de leur niveau de fiabilité, l'impact des tassements sur le comportement de ces ouvrages et les solutions de traitement adoptées.

D'après [Sadaoui, 2008] un ensemble de données géotechniques sont collectées auprès des maîtres d'ouvrages ainsi que tous les plans graphiques relatifs au génie civil des structures en question. Dans ce cadre, nous nous sommes intéressés aux tassements subis par l'ouvrage suivant :

- Bacs de stockage de pétrole du terminal marin Bejaia ;

Par ailleurs, l'importance des ouvrages précités sur les plans économique et environnemental et les risques encourus en cas d'une déformation inadmissible; incitent les concepteurs de ce genre de projets à étudier d'une manière approfondie le système de fondation préconisé pour limiter les tassements à des valeurs admissibles.

D'après l'étude qui a été faite l'investigation sur d'autres types d'ouvrages industriels conçus en charpentes métalliques n'a révélé aucun désordre apparent lié aux tassements. Ce genre de structures sont légères et transmettent en général de faibles charges dues à leur poids propre sur des fondations superficielles chaînées par des longrines rigides en béton armé.

IV.8. Reconnaissance du site (la plaine de Bejaia)

Toutefois les projets importants requièrent un programme de reconnaissance spécifique qui est fonction des conditions locales de sites, des aléas mis en évidence (inondation, présence de cavités ou d'ancienne caves, sols sablonneux liquéfiable, sols gonflants, ...etc.), de l'importance des charges apportées et de la sensibilité de la structure de l'ouvrage par rapport à la déformabilité du sol support.

Le programme de reconnaissance géotechnique doit permettre la mesure de l'ensemble de paramètres de comportement des sols afin d'aboutir à un dimensionnement optimal des

fondations sans compromettre leurs stabilité à long terme et en cas de la survenue d'un événement accidentel (séisme).

Les qualités mécaniques d'un sol sont caractérisées traditionnellement par deux (02) paramètres, l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (c). Ces deux paramètres ne peuvent être mesurés qu'en laboratoire sur des échantillons intacts, soit par des essais de cisaillement direct, soit par des essais de compression triaxiale. Quant à la déformabilité, on la détermine également en laboratoire à l'oedomètre, ou à l'appareil triaxial.

Le coût élevé des sondages carottés et la concurrence déloyale incite actuellement les laboratoires à faire recours aux essais in situ sans se soucier parfois de leur adaptabilité aux conditions géologiques de site.

Parmi les essais in situ les plus utilisés on peut citer le pénétromètre statique et dynamique qui ne s'applique pas dans les formations traversées par une nappe phréatique ainsi que le pressiomètre.

L'objectif des essais sur les sols est :

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

IV.9. Campagne de reconnaissance géotechnique du site

Durant les mois de juillet -aout 1991, une campagne de sondage géotechnique sur le terrain de fondation des trois bacs pétroliers (R21, R13, C9) a été réalisée

Cette étude comporte les essais suivants :

- Deux (2) sondages carottés d'une profondeur de 27-40 mètres pour chaque bac cite-dessus.
- Trois (3) sondages au pénétromètre statique(CPT) d'une profondeur de 20 mètres pour chaque bac.

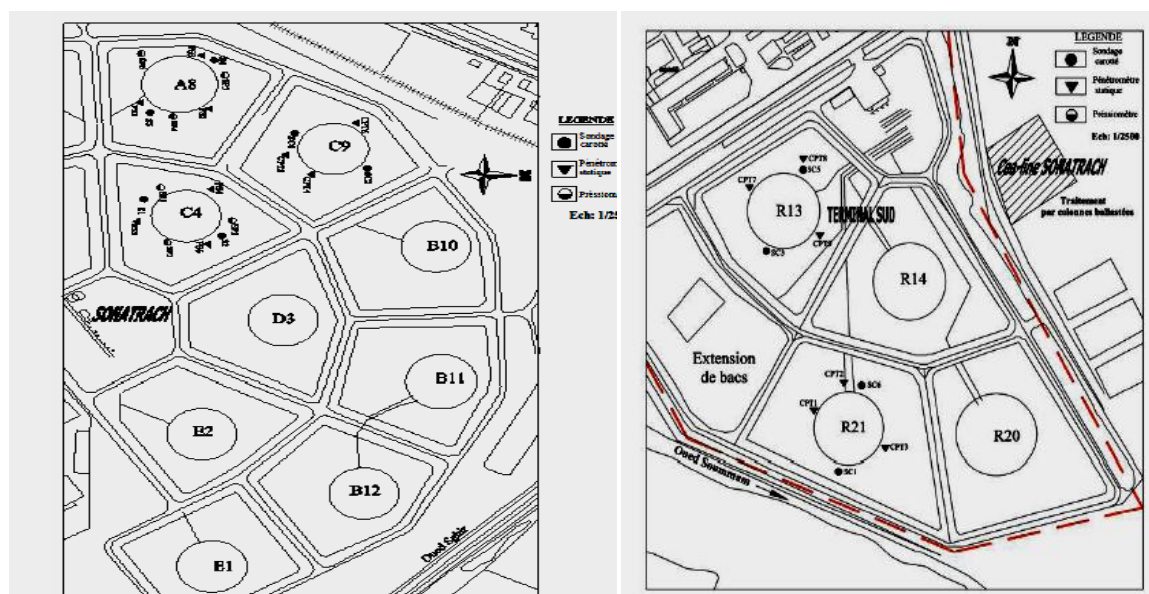


Figure IV.3 : Plan de masse du terminal nord et sud de stockage de pétrole et implantation des essais géotechniques.

IV.9.1. Description de l'ouvrage

Le site du terminal marin de Béjaia est une zone de stockage de pétrole, il est situé sur la plaine alluviale entre l'oued Seghir et oued Soummam et à proximité de la ligne côtière. Le site renferme seize (16) bacs métalliques de forme cylindrique de capacités variables de 35 000 m³ à 50 000 m³ dont douze (12) sont implantés au terminal nord et quatre (4) au sud (Figure IV.3).

Les bacs ont été construits durant l'ère coloniale (1957). Leur structure est composée d'un assemblage de viroles métalliques d'épaisseurs variables de 32 mm à 8 mm soudées sur une fondation souple en tôles métalliques de 12 mm d'épaisseur. Le diamètre des bacs varie de 56 à 67 m et leur hauteur est de 16 m. À l'intérieur, coulisse un toit flottant en acier d'un poids propre avoisinant 430 tonnes (Documents Sonatrach, 1991).

Les bacs reposent sur un sol reconstitué en surface par un TVO compacté en forme de galette de 2 à 3 m d'épaisseur surélevée par rapport au terrain naturel

De point de vue géotechnique le site est composé d'un sol compressible et faible portance ce qui a engendré des tassements très important, aux niveaux des bacs.

Le projet consiste à faire une reprise sous œuvre de ces bacs et faire une étude de renforcement du sol par colonnes ballastées pour la réalisation d'autres bacs.

Les caractéristiques géométriques et les paramètres physiques et mécanique, des éléments du bac et du pétrole sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.1. Les caractéristiques géométriques du bac de stockage d'hydrocarbure de Bejaia.

Diamètre du bac(m)	Hauteur du bac (m)	Hauteur de remplissage(m)	Epaisseur moyen des viroles (mm)	Hauteur de la virole(m)	Epaisseur du radier (mm)
67	16	14,40	18,50	2	12

Tableau IV.2. Les paramètres physiques et mécaniques du bac et du pétrole.

Poids moyen du toit(t)	Poids volumique de l'acier (KN/M ³)	Module de Young de l'acier(MPa)	Densité du pétrole (KN/M ³)	Débit de remplissage et vidange (m ³ /h)
430	78,50	210000	8,20	1350

IV.9.1.2. Détermination des charges et surcharges

Ø les charges permanentes

Eléments	Le Poids (t)	La charge (t/m ²)
Toit flottant	430	0,12
Radier souple	830	0,24
Les viroles	489	0,14
		Gt =0,5

Ø la charge d'exploitation :

$$P = (\pi \times D^2/4 \times H \times \gamma_p)$$

$$P = 41610 \text{ t}$$

$$Q = P/S$$

$$Q = 11,80 \text{ t/m}^2$$

Avec :

$$D = 67\text{m}$$

$$H=14,4\text{m}$$

$$\gamma_p = 0,82 \text{ t/m}^3$$

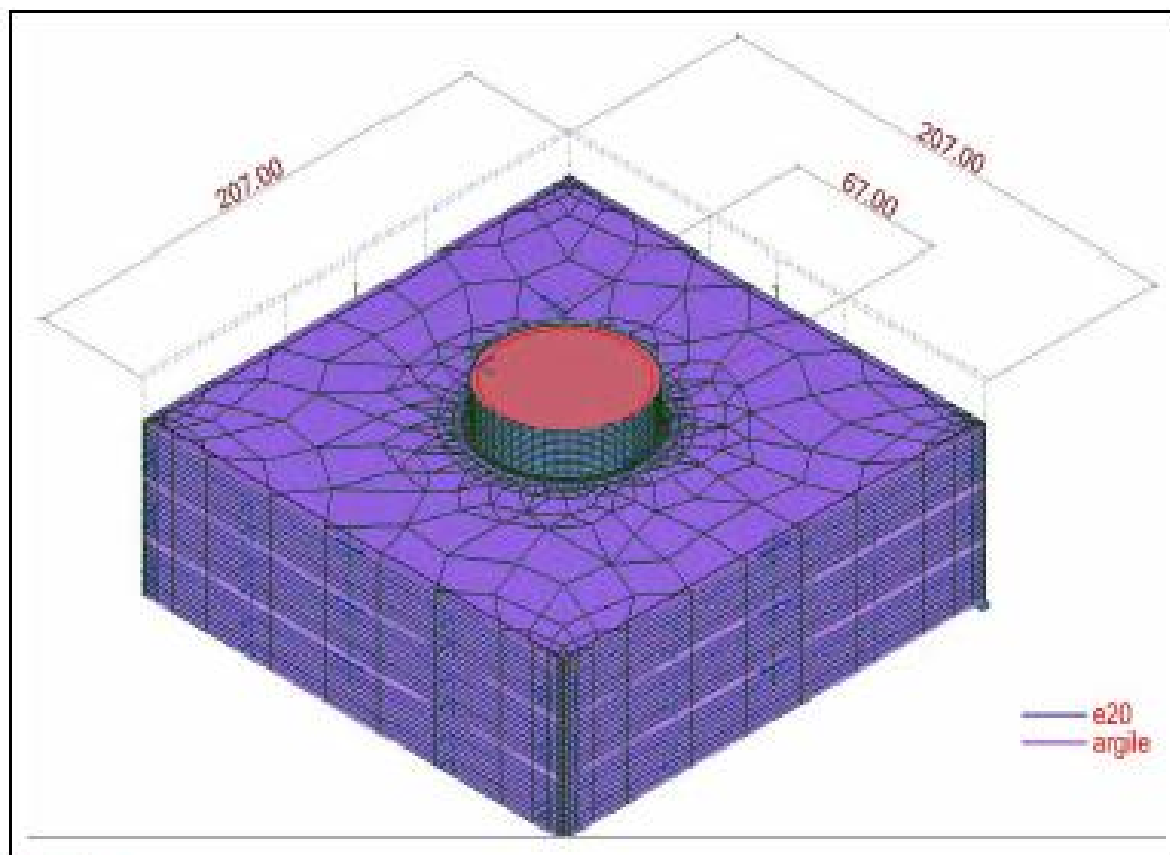
$$S = 3524 \text{ m}^2$$

Ø combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,5) + (1,5 \times 11,8) = 18,375 \text{ t/m}^2 = 1,84 \text{ bars}$$

Ø combinaison de charge à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 11,8 + 0,5 = 12,3 \text{ t/m}^2 = 1,23 \text{ bars}$$



Structure

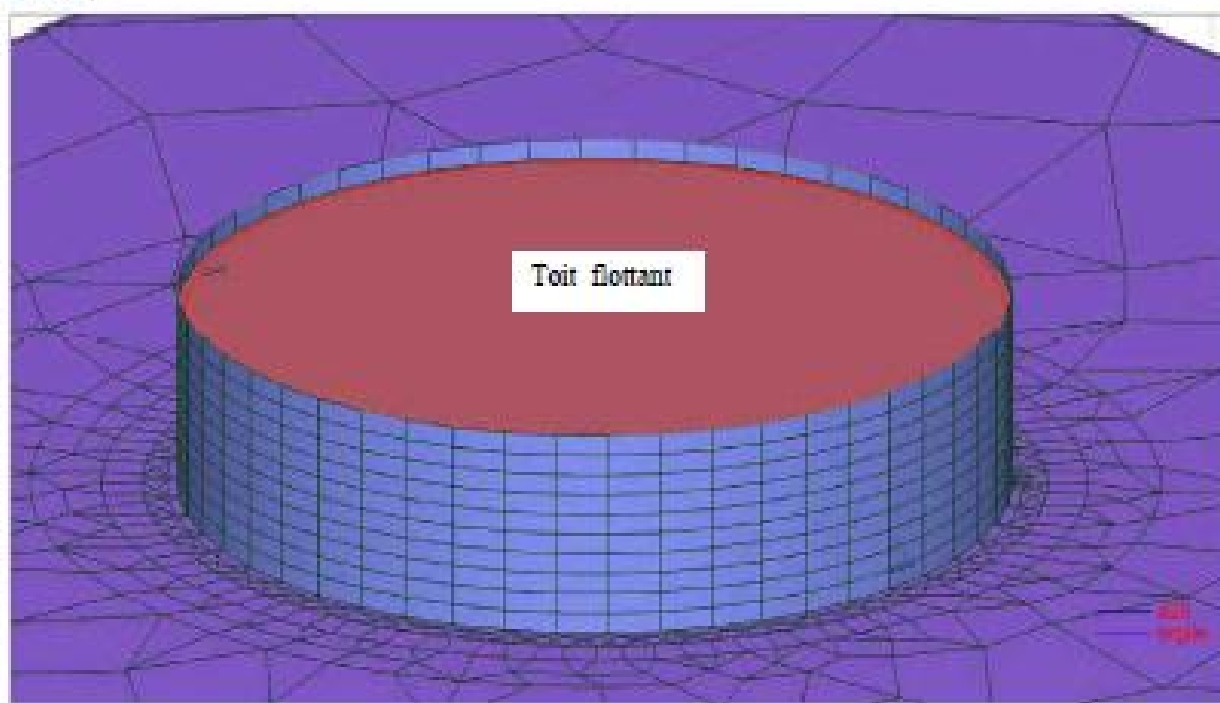


Figure IV.4 : vue du modèle de bac de stockage de pétrole de terminal de Bejaia

(Sadaoui O, 2011)

IV.9.2. Sondage carottés

Les six (6) sondages carottés dont l'implantation est précisée sur les figures 03-3 ont été réalisées jusqu'à 40 mètres

La synthèse des résultats des six (6) sondages carottés de 40 mètres de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts, permet de révéler que le terrain est hétérogène et est caractérisé par une alternance dans les niveaux sableux, limoneux et argileux.

Les différents niveaux sont caractérisés par hétérogénéité latérale avec géométrie à lentille ou irrégulière avec, quelquefois, des fortes variations aussi bien dans les limites de quelques mètres.

Inférieurement aux dépôts sableux-lumineux-argileux, il y'a les roches de la sub-couche constituées par des marnes grises généralement compactés avec toit situé en profondeur se trouvant entre 25 et 30 mètres.

Le niveau statique de la nappe résulte être à une profondeur de 2,50 m environ.

En correspondance de chaque bac il a été exécuté une section lithologique Schématiquement la description des terrains inférieurement aux 3 bacs est indiquée dans le tableau suivant :

Tableau IV.3-coupes lithologique des sondages carottés

	Profondeur(m)	Description géotechnique des couches
Bac R21	0-3	Argiles et limons
	3-27	Sable fin, quelquefois limoneux, avec rares niveaux graveleux et intercalations argileuses
	27-40	Marne (sub-couche)
Bac R13	0-6	Argiles et limons
	6-26	Sable fin avec intercalations argileuses
	26-40	Marne (sub-couche)
Bac C9	0-22/30	Alternance entre des niveaux en majorité argileux et niveaux sableux
	22/30-40	Marne (sub-couche)

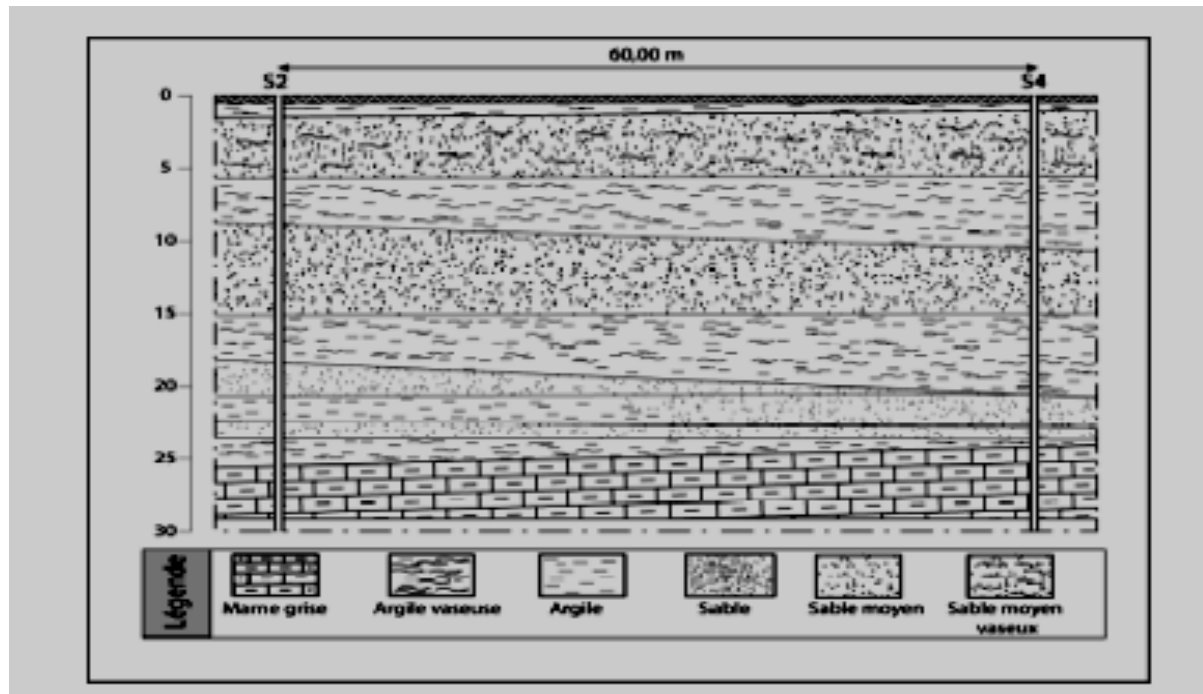


Figure IV.5 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage C9.
(Terminal marin nord à proximité de oued Seghir).

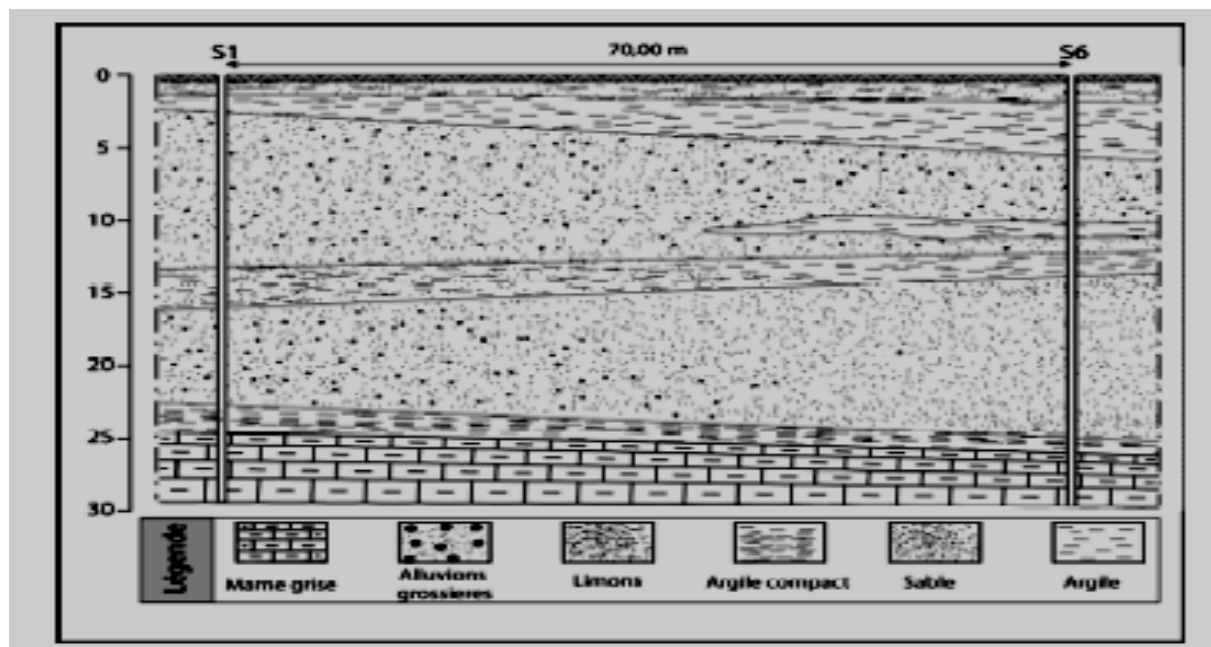


Figure IV.6 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage R21
(Terminal marin sud).

IV.10. Essais de laboratoire :

Des essais intacts prélevés dans les différents sondages à des différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécanique et chimique et d'une autre part ces échantillons ont été soumis à une analyse granulométrique. Les résultats de ces essais sont consignés dans les tableaux récapitulatifs II.4 et II.5. la synthèse de ses données est donnée dans le tableau IV.4

Tableau IV.4 : caractéristiques physico-mécaniques des sols.

Sondages	Prof(m)	P _c (bars)	C _c (%)	C _g (%)	φ _u	C (kg/cm ²)	γ _h (t/m ³)	γ _d (t/m ³)	W (%)	S _r (%)	I _p (%)	W _L (%)	W _p (%)	MO
1	1,3-1,6	1,05	20,7	5,3	-	-	1,9	1,55	22,2	-	19	41	22	-
1	4-4,5	2,1	23	3,6	3	0,2	1,96	1,46	24,3	96	16,6	36	19,4	9,33
1	15,4-15,6	0,88	35,5	12,6	-	-	1,66	1,21	36,4	96,5	18,5	45	20,5	-
1	17,65-18	-	-	-	2	0,65	1,94	1,53	26,38	100	18,86	40	21,14	-
1	20,1-20,9	-	-	-	5	0,14	1,88	1,43	31,4	100	14,5	34,5	-	-
1	22,6-23	2,1	93,6	26,1	-	-	1,63	0,98	56,8	100	31,11	57	25,89	11,07
1	27,45-28	2,3	8,4	3,6	-	-	-	1,68	23	100	20,86	42	21,14	-
3	1,7-2	1,45	16,8	4	-	-	2,03	1,65	17,6	100	12,1	29	16,9	6,79
3	3,2-3,5	-	-	-	5	0,18	1,92	1,48	29,3	97	10,3	30,5	20,2	-
3	3,9-4,1	-	-	-	4	0,125	1,79	1,27	40,6	95	18,5	37	18,5	3,97
3	4,25-4,55	1,08	39,8	9,4	-	-	1,74	1,18	33,8	95,5	17,5	41	23,5	8,83
3	19,25-19,4	2,05	17,1	2,3	-	-	1,95	1,54	21,2	100	16,93	33,1	16,17	30,9
3	20,25-20,4	-	-	-	2	0,5	1,81	1,32	36,6	97	18	35	17	12,13
3	23,3-23,9	0,58	20,3	2,7	-	-	-	1,63	18,1	97	17,44	36,5	18,69	-
3	25,5-26,1	-	-	-	3	0,75	2,05	1,70	20,3	95	20,2	39	18,8	-

IV.10.2. Analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique pour des échantillons pris dans des différentes profondeurs sont montrés sur le tableau 4.5

Tableau IV.5 : les résultats de l'analyse granulométrique du S01 et S03.

Sondages	(%) PASSANT A								D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	C _u	Obs
	Prof(m)	5mm	2mm	1mm	0.4mm	0.2mm	0.1mm	0.08mm						
1	1,3-1,6	100	100	100	100	99,5	98,5	97			6,5	12	>15	SNL
1	4-4,5	100	100	99,5	98	95,5	92	87,5		9	20	25	>15	SNL
1	17,65-18	100	99,5	98	95,5	92	87	81		3	16	20	>15	SNL
1	20,1-20,9	100	99,5	98	95,5	92	87,5	81,5		9	20	26	>15	SNL
1	22,6-23	100	100	99,5	98,5	96	92,5	88		2,8	10	18	>15	SNL
1	27,45-28	100	100	100	100	100	99,5	98,5						
3	1,7-2	100	99	97,5	95	86,5	65,5		1,8	8	25	40	>15	SNL
3	3,2-3,5	100	100	100	100	99,5	98,5			5,5	15	20	>15	SNL
3	3,9-4,1	100	100	100	100	99,5	98,5			4	18	29	>15	SNL
3	4,25-4,55	100	100	100	99,5	98,5	97							
3	19,25-19,4	100	100	99,5	98	94	86							
3	20,25-20,4	100	99,5	98,5	93,5	86	77,5							
3	23,3-23,9	100	99,5	98,5	95,5	84,5	58,5				20	40	>15	SNL
3	25,5-26,1	97,5	92,5	86	78	69	59			7	18	25	>15	SNL

SL : sol susceptible à la liquéfaction

SNL : sol non susceptible à la liquéfaction

IV.10.2.1. Susceptibilité à la liquéfaction

Un sol sableux est susceptible à la liquéfaction si les conditions suivantes sont satisfaites :

(Dhouib et Blondeau 2005)

- degré de saturation (s_r) voisin de 100%
- coefficient d'uniformité de hazen $C_u = D_{60}/D_{10}$ inférieur à 15
- diamètre à 50% de passants (D_{50}) compris entre 50 μ m et 1.5mm
- sol soumis à une contrainte effective vertical (σ') inférieure à 3MPa.

Tableau IV.6 : Caractéristiques physiques et mécaniques.

Caractéristiques du sol	Argile et limes	Sabla fin argileux	marnes
Poids volumique sec $\gamma_d(t/m^3)$	1,2-1,9	0,98-1,7	1,68
Poids volumique humide $\gamma_h(t/m^3)$	1,8-2	1,63-2,05	-
Teneur en eau W(%)	22-40	18-56,8	23
Degré de saturation S_R (%)	95-100	95-100	100
Limite de liquidité W_L (%)	29-41	33,1-57	42
Indice de plasticité I_P (%)	10,5-19	14,5-31,1	20,86
Angle de frottement	3-5	2-5	-
Cohésion C (kg/cm ²) ϕ	0,125-0,2	0,14-0,75	-
Pression de pré-consolidation (bars)	1,05-2,1	0,88-2,1	2,3
Indice de compression Cc (%)	17-23	17,1-93,6	8,4
Indice de gonflement Cg (%)	3,5-5,3	2,3-26,1	3,6

IV.10.2.2. Interprétation des résultats

Les résultats indiquent que pour :

1. **Les argiles et limons** : la valeur de la densité (γ_d) est comprise entre 1,2-1,6 t/m³ et traduit donc des sols de faibles à moyennement dense. Les limites d'atterberg indiquent un sol peu plastique. Les paramètres issus des essais oedométriques traduisent un sol compressible
2. **Sable fin argileux** : la valeur de la densité (γ_d) est comprise entre 0,98-1,7 et traduit donc des sols de faibles à moyennement dense. Les limites d'atterberg indiquent un sol moyennement à très plastique. Les paramètres issus des essais de compressibilité à l'oedomètre traduisent un sol moyennement à fortement compressible et gonflant
3. **Les marnes** : la valeur de la densité (γ_d) est de l'ordre de 1,68 t/m³ et traduit donc des sols moyennement denses. Les limites d'atterberg indiquent un sol moyennement plastique. Les résultats des essais oedométriques traduisent un sol moyennement compressible relativement gonflant

IV.10.3. Analyse chimique

Le but de cette étude c'est l'analyse de l'agressivité de la nappe d'eau vis-à-vis du béton. Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons d'eau qui ont été prélevés à une profondeur de 27,5-29,5 sont données dans le tableau suivant

Tableau IV.7-Les résultats des analyses chimiques de l'eau.

Prof (m)	Echantillons	Sulfates SO ₄ ⁻² (mg/l)	Chlorures Cl ⁻ (mg/l)	Sodium Na ⁺ (mg/l)	Potentiel d'hydrogène PH	Résidu sec (mg/l)
27.5-29.5	Écha I	36,6	369,2	225	8	802
27.5-29.5	Écha II	133,8	355	150	8,2	818

D'après les résultats donnés par le laboratoire des travaux publics, l'échantillon d'eau de la nappe est de minéralisation moyenne à facies sulfaté et de chlorure, ainsi que sodique non agressive vis-à-vis des bétons

IV.11. Essais in situ

IV.11.1. Essais au standard pénétration test :

Trois (3) essais au carottier SPT ont été réalisés à partir de 5,00 m de profondeur pour évaluer l'état de compacité et la résistance des formations sableuses rencontrées sur les vingt deux premiers mètres. L'essai de pénétration au carottier SPT consiste à :

-enfoncer dans le sol par battage un carottier normalisé à partir du fond d'un forage aux parois stabilisées après la pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur et de l'enfoncement d'amorçage de 15cm.

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

Par convention la résistance à la pénétration est caractérisée par N_{SPT} , le nombre de coups de mouton correspondant à l'enfoncement d'essai : $N_{SPT}=N_1+N_2$. ce nombre de coups est à corriger pour prendre en compte l'effet de la présence de la nappe à partir de 2 à 3 m de profondeur et de l'effet de la contrainte verticale

a) résultat et interprétation

À partir de milliers d'essais, des corrélations ont été établies entre le nombre de coups N_{SPT} et les caractéristiques suivantes : la compacité, l'angle de frottement, le risque de liquéfaction, la capacité portante des fondations.

La formation sableuse est caractérisée par un nombre N_{SPT} compris entre 7 et 30 refus. D'après l'abaque de PECK, cette formation est lâche à moyennement compacte elle est caractérisée par un angle de frottement compris entre 29^0 et 36^0 . La formation vaseuse est caractérisée par un nombre N_{SPT} compris entre 2 et 10 correspondant à des argiles molles à moyennement molles

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismique Algérienne RPA 99, révisées en 2003, et sur la base des résultats d'essais SPT, le site est classé dans la catégorie des sols meubles S3

b) calcul de la capacité portante

Les relations suivantes, relient la contrainte admissible q_a avec le nombre de coups N_{SPT} . (BOUAFIA, 2004)

$$q_a = 12 \cdot N_{SPT} \cdot K_d \quad \text{si } B < 1,2 \text{ m}$$

$$q_a = 8 \cdot N_{SPT} \cdot K_d \cdot (1 + 0,3/B)^2 \quad \text{si } B \geq 1,2$$

$$\text{avec : } K_d = 1 + 0,33 \cdot D/B \quad \text{si } D/B < 1$$

$$K_d = 1,3 \quad \text{si } D/B > 1$$

Pour le bac R21

Le nombre de coups moyen $N_{SPT} (\text{moy}) = 15,85$ on trouve $q_a = 1,28$ bars

IV.11.2. Essai de pénétration statique

Neuf (9) essais de pénétration statique ont été réalisés sur le site. La localisation de ces essais est montré sur la figure IV.3 et les résultats des essais sont présentés sous forme de diagramme avec :

- En ordonnées croissantes vers le bas, les profondeurs atteints par la pointe

- En abscisses croissantes de gauche à droite, les résistances mesurées à diverses profondeurs

Un pénétrogramme se compose généralement des courbes suivantes :

- Les résistances à la pointe spécifique
- Les résistances de frottement latéral

Les profils de résistance en pointe du pénétromètre statique des essais réalisés in situ mettent en évidence la présence de couches de très faibles résistances jusqu'à des valeurs inférieures à 10bars, avec toutefois des pics qui dépassent les 50bars. Ces irrégularités de la résistance nous renseignent sur l'hétérogénéité des couches de sable traversées. Les résultats des essais au pénétromètre statique sont résumés sur des graphes donnant les résistances statiques en pointe (q_c) et au frottement (q_f) en fonction de la profondeur figure IV.9. L'exploitation de ces graphes montre une décroissance de la résistance en pointe jusqu'à des valeurs inférieures à 10bars au niveau de certaines couches notamment entre 2 et 5 m de profondeur pour le bac R21, et entre 16 et 18,5m de profondeur pour le bac C9. Cela met en évidence l'intercalation de couches de faible résistance d'argiles molles ou de vases.

L'examen des différents graphes montre également l'allure en dents de scie assez prononcée des résistances en pointe avec la profondeur au niveau de tous les essais réalisés. Cette irrégularité de la résistance nous renseigne sur la différence de compacité et l'hétérogénéité des couches de sable voire une succession de couches de nature différentes (sable, argiles, limons, vases, alluvions grossières). Les pics de résistances en pointe (q_c) atteignent parfois 100 à 300 bars et subissent une décroissance subite jusqu'à 30bars.

La couche de marne n'a pas été atteinte par les essais au pénétromètre statique

Le tableau suivant montre les catégories conventionnelles de sols en fonction des résistances en pointe q_c .

Tableau IV.8 : Catégorie et structure des sols selon le sondage pénétrométrique.

(Fascicule 62-V 93).

Classe de sol	q_c (MPa)	Catégorie de sol
Argiles	< 3	Argiles et limons mous
	3-6	Argiles et limons fermes
	> 6	Argiles très fermes à dure
Sables	< 5	Lâches
	8-15	Moyennement compacts
	>20	Compacts

Calcul de la capacité portante

La formule générale qui traduit la proportionnalité semi-empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et celle provoquée par la pointe du pénétromètre est donnée par (fascicule 62-V, 1993)

$$q'_u = k_c \times q_{ce} + q_0$$

q'_u : Contrainte effective de rupture du sol sous la semelle

k_c : Coefficient de portance donné suivant les classes du sol

q_{ce} : Résistance en pointe équivalente du sol

q_0 : Contrainte verticale effective du sol au niveau de la fondation

La résistance de la pointe moyenne autour de la base de la fondation, définie à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissées

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

Avec : q_{cc} résistance de pointe «
» q_c écrêtées à $1.3 q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

Avec $a = B/2$ si $B > 1\text{m}$

$a = 0.5\text{m}$ si $B < 1\text{m}$

$b = \min(a, h)$ où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse

Facteur de portance pénétrométrique :

Les valeurs de facteur de portance K_c sont données par le tableau ci-dessous en fonction du type et de la classe du sol.

Tableau IV.9 : les valeurs de facteur de portance K_c en fonction du type et de la classe du sol (Melbouci Bachir, 2009)

Type de classe du sol	Expression de K_c
Argile et limon A et B, craies A	$0.32[1+0.35(0.6+0.4B/L)]De/B$
Sables A	$0.14[1+0.35(0.6+0.4B/L)]De/B$
Sables et graviers B	$0.11[1+0.50(0.6+0.4B/L)]De/B$
Sables et graviers C	$0.08[1+0.80(0.6+0.4B/L)]De/B$
Craies B	$0.17[1+0.27(0.6+0.4B/L)]De/B$

Et la contrainte admissible sera affectée d'un coefficient de sécurité ($F_s=3$ à l'ELU et $F_s=2$ à l'ELU) et s'écrit

$$\sigma_a = \frac{2}{3}\gamma_h + \frac{q'_u}{3}$$

AN :

$q_c=21$ bars

$a=33,5m$ $b=1m$ $q_{ce}=27,3$ $q_u=5,07$ bars

$\sigma_a=1,39$ bars.

IV.11.2.1 Evaluation du tassement à partir de l'oedomètre carottier

Le tassement donné par l'essai oedométrique s'écrit sous la forme :

$$E_{oed} = - \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h}}$$

Ces résultats sont présentés sous forme de variation de l'indice des vides du sol e en fonction de $\log \sigma$. en fait celles-ci sont liées au tassement relatif par la relation

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_1} = \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1}$$

Où le module oedométrique sécant entre deux points (1) (σ_1, e_1) et (2) (σ_2, e_2) de la courbe de l'essai de compressibilité perméabilité

La formule précédente montre que le tassement est proportionnel au terme $C_c / (1+e_0)$

On peut donner les appréciations suivantes (selon philipponnat et hubert)

§ $C_c / (1+e_0) < 0.015$	sol incompressible
§ $0.015 < C_c / (1+e_0) < 0.05$	sol peu compressible
§ $0.05 < C_c / (1+e_0) < 0.20$	sol moyennement compressible
§ $C_c / (1+e_0) > 0.20$	sol très compressible

Tableau IV.10 : résultat des données physiques des sondages.

N° du sondage	Profondeur (m)	Nature du sol	γ_h (t/m ³)	W (%)	e_0	C_c	$C_c/1+e_0$	σ'_{v0} (bars)
01	0-3	Argile limoneux	1,93	23,25	0,77	0,22	0,125	0,55
01	3-15	Sable fin et gravier avec des cailloux	1,66	36,4	1,2	0,36	0,164	1,254
01	15-18	Argile et limon vaseux	1,94	26,38	-	-	-	-
01	18-25	Sable fin avec cailloux	1,88	44,1	1,75	0,94	0,34	2,075
01	25-27	Argile très compacté	2,05	23	0,6	0,08	0,05	-
03	0-2	Sable fin	2,03	17,6	0,64	0,17	0,103	0,32
03	2-8,5	Argile vaseuse grise	1,82	34,56	1,3	0,4	0,174	0,87
03	8,5-23	Sable fin gris et quelques cailloux	1,88	28,9	0,72	0,17	0,099	1,82
03	23-26	Argile très compacté	2,05	19,2	0,99	0,2	0,100	-

Le paramètre $C_c/1+e_0$ varie de 0,05 à 0,34, ce qui nous permet de classer ces couches comme étant moyennement à très compressibles. (philipponnat et hubert, 2002)

IV.11.2.2. Relation entre le module oedométrique et le module d'élasticité

Le module oedométrique E_{oed} défini précédemment traduit la relation entre la contrainte et la déformation lorsque le sol ne peut pas se déformer latéralement il est lié au module d'élasticité E' par la relation suivante :

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

Soit avec $\nu' = 0.3$

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

Les valeurs habituellement retenus pour le coefficient de poisson sont :

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

Mémoire de Master

Tableau IV.11 : résultats de calcul du module oedométrique.

Numéro du sondage	Profondeurs (m)	$\frac{\Delta h}{h}$	$\Delta\sigma$ (MPa)	E_{oed} (MPa)	E' (MPa)
03	1,7-2	0,05	0,74	1,5	1,12
03	4,25-4,55	0,04	0,8	2	1,48
03	19,25-19,4	0,023	0,8	3,48	2,58
03	23,3-23,9	0,018	0,5	2,77	2
01	1,3-1,6	0,006	0,45	7,5	5,50
01	4-4,5	0,02	0,6	3	2,22
01	22,6-23	0,02	0,7	3,5	2,6
01	27,45-28	0,01	0,7	7	5,2

IV.11.2.3. Calcul des tassements

Pour évaluer le tassement d'un dépôt du sol consécutif à l'application d'une surcharge, on doit connaître la contrainte de préconsolidation (σ_p') et les indices de recompression (C_r) et de compression (C_c), ainsi que l'état de consolidation de ce dépôt.

Ces paramètres correspondent à un échantillon prélevé à une profondeur donnée. Si la couche est homogène et de faible épaisseur (moins de 5m) et si ses propriétés de consolidation demeurent relativement constantes, on pourra utiliser ces paramètres pour évaluer les tassements globaux de toute la couche sous l'effet de l'augmentation moyenne de la contrainte effective due à la surcharge.

Une autre méthode de calcul, plus précise propose de diviser le dépôt en plusieurs sous-couches sous l'effet de la contrainte induite par la surcharge au centre de chacune d'elles

Pour évaluer le tassement de consolidation avec plus de fiabilité lorsque la nature et les propriétés du dépôt de sol fin sont trop hétérogènes, on doit disposer des résultats d'essais de consolidation effectué sur des échantillons distincts provenant de chacune des couches de sol.

Quelle que soit la méthode utilisée, on sera en mesure de connaître l'importance du tassement de consolidation (ΔH) en comparant la contrainte effective finale ($\sigma_{vf}' = \sigma_{v0}' + \Delta\sigma_v$) avec la contrainte effective initiale (σ_{v0}') et la pression de préconsolidation (σ_p').

Comme nous l'avons mentionné, l'histoire géologique des dépôts a une grande influence sur les tassements. On choisit donc l'équation de calcul de tassement de consolidation selon que le dépôt est normalement consolidé ou surconsolidé

IV.11.2.4. Dépôt normalement consolidé

Lorsque le dépôt de sol fin est normalement consolidé, c'est-à-dire que la contrainte effective initiale (σ_{v0}') est égale à la pression de préconsolidation (σ_p'), toute augmentation de la pression produit un nouvel état de contrainte et entraîne ainsi d'importantes déformations sur la courbe de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte, les tassements sont

alors associés à l'indice de compression (C_c). On se sert donc de la relation suivante pour calculer le tassement de consolidation d'un dépôt ou d'une couche de hauteur H

Puisque le rapport de la contrainte effective initiale et la pression de consolidation du sol des bacs R13 et R21 égale à ≈ 1 donc on va prendre notre sol comme normalement consolidé d'où on utilise la loi suivante

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

IV.11.2.5. Transmission de contrainte répartie uniformément sur une surface circulaire

En se fondant sur la théorie de l'élasticité. Boussineq a développé une équation, permettant de calculer l'effet d'un chargement uniforme sous le centre d'une semelle circulaire.

$$\Delta \sigma_v = q_0 \times \left[1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{1,5}} \right] = q_0 \times I$$

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

R : rayon de la semelle

q_0 : Charge uniforme

Le terme (I) de l'équation représente le coefficient d'influence donné par le tableau suivant de la charge pour un point situé sous l'axe central de la semelle. Ce cas de chargement correspond aux semelles de fondation des silos et des gros réservoirs de forme cylindrique

a) le calcul $\Delta \sigma_v$

On a deux constantes la charge $q_0=1,2$ bars et le diamètre du bac D=67m

Tableau IV.12 : résultats de calcul par la formule de Boussinesq.

Sondages	Z(m)	I	$\Delta \sigma_v$ (bars)
01	0	1,00	1,20
	5	0,97	1,16
	15	0,91	1,09
	18	0,87	1,05
	25	0,77	0,92
	27	0,74	0,89
03	0	1,00	1,20
	2	0,98	1,18
	8,5	0,95	1,14
	23	0,80	0,96
	26	0,75	0,90

b) le calcul de ΔH

L'estimation des tassements avant le traitement des sols pour un radier souple de grandes dimensions 3523 m² s'effectue par la méthode oedométrique, qu'est la plus fiable par rapport à la méthode préssiométrique qui demeure valable que pour les fondations de dimensions modérées (B/H faible) [Combarieu, 2006].

Sous l'effet d'une contrainte de service de 1,20 bar, l'évaluation du tassement de consolidation des couches alluvionnaires jusqu'à 40 m de profondeur est développé dans le tableau IV.12.

Tableau IV.13 : résultats de calcul du tassement à partir du l'oedomètre.

Sondages	Profondeurs(m)	H(m)	e_0	C_c	σ'_{v0} (bars)	$\Delta\sigma_v$ (bars)	ΔH (m)
01	0-3	03	0,73	0,22	0,55	1,18	0,18
	3-13	10	1,03	0,35	1,25	1,12	0,47
	13-16	03	1,17	0,30	1,87	1,07	0,08
	16-22	06	1,75	0,93	2,35	0,98	0,30
	22-26	04	0,6	0,08	2,60	0,90	0,02
							$\sum \Delta H = 1,05$
03	0-2	02	0,64	0,17	0,32	1,19	0,13
	2-8,5	6,5	1,30	0,40	0,87	1,16	0,41
	8,5-23	14,5	0,72	0,18	1,80	1,05	0,30
	23-26	03	0,99	0,20	2,70	0,93	0,04
							$\sum \Delta H = 0,88$

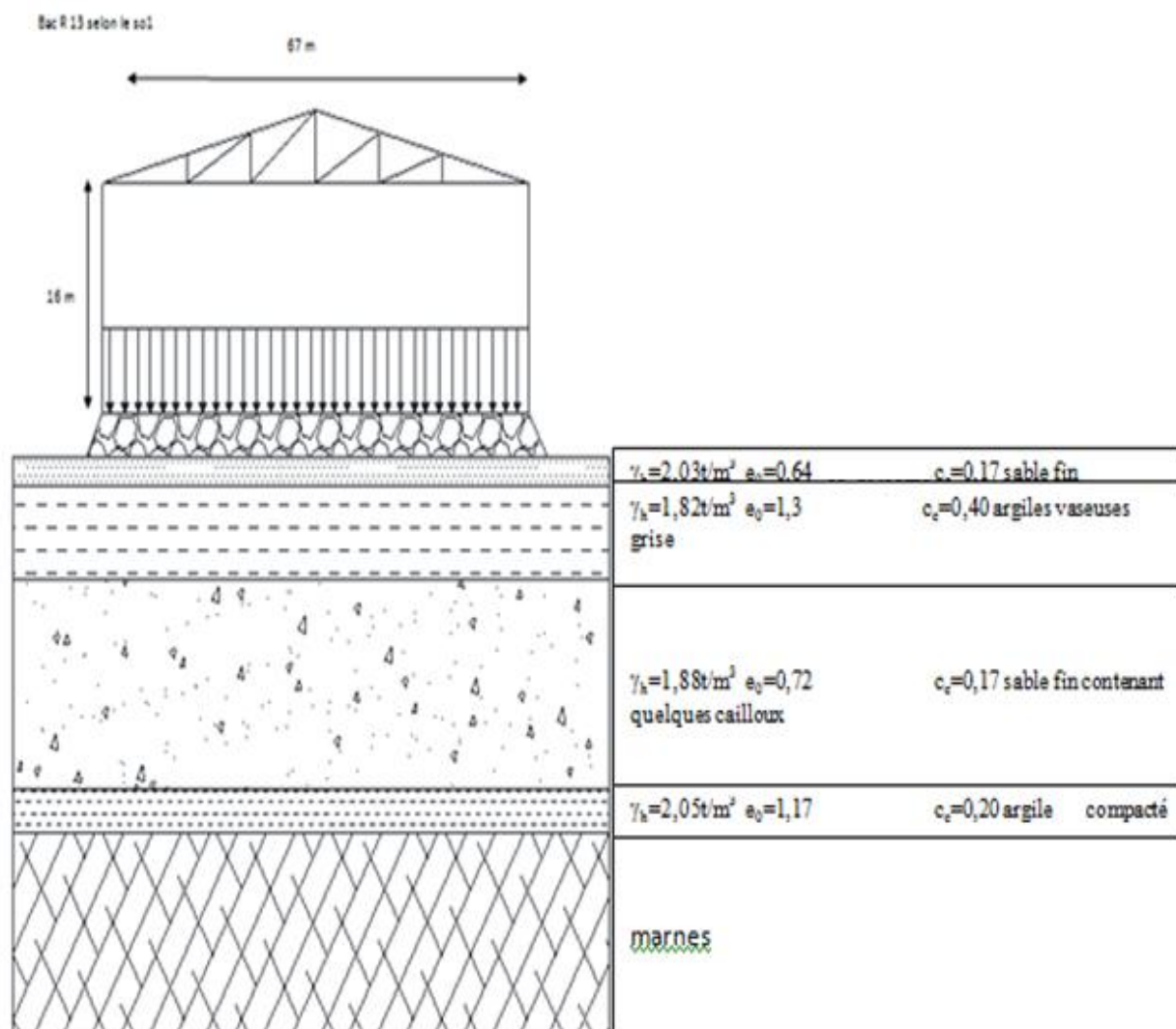


Figure IV.7 : coupe lithologique du bac R13

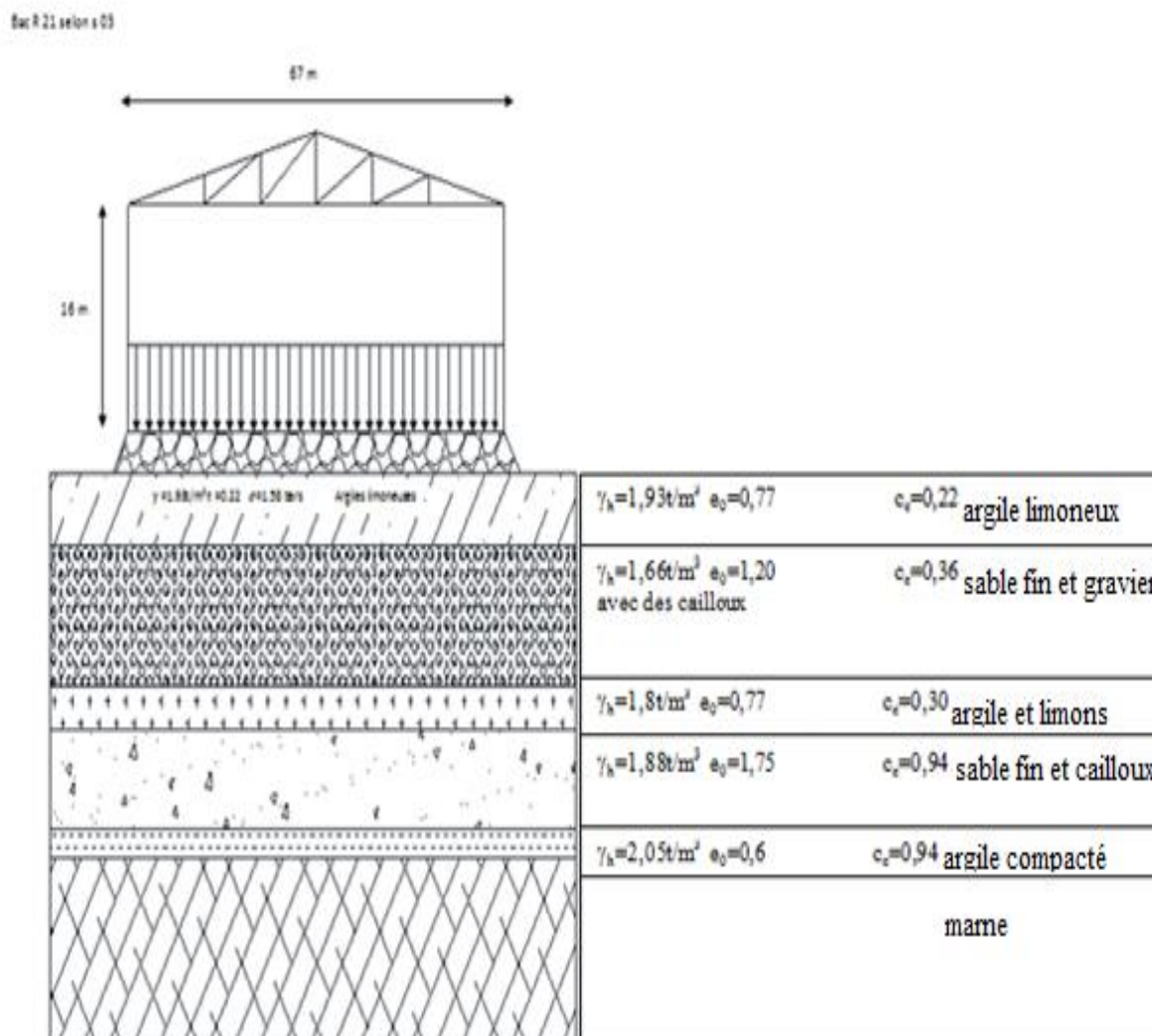


Figure IV.8: coupe lithologique du bac R21.

IV.12. Evaluation de la fiabilité du confortement par micros pieux injectés

La visite de site au niveau du terminal marin de Bejaia, l'exploitation des données géotechniques en notre possession et l'examen de la structure des bacs de stockage concernés par les affaissements nous ont permis d'étudier la faisabilité d'autres type de renforcements de fondations susceptibles de restituer la stabilité de leur structure. Cependant, la contrainte rencontrée est liée à la difficulté de réalisation en sous œuvre d'une fondation sous le manteau du bac pour sa remise à niveau ultérieure afin d'éliminer les tassements différentiels. Les forages pour pieux forés en béton armé ou pour un renforcement de sol par des colonnes ballastées sont quasi impossibles sous la couronne périphérique du bac en utilisant le matériel lourd disponible actuellement.

La technique des micros pieux injectés qui a été appliquée pour la reprise en sous œuvre des cinq (5) bacs endommagés, est justifiée par sa souplesse dans la réalisation des forages d'un diamètre moyen de 14 cm le long de la couronne périphérique des bacs avec une inclinaison

de 6 degrés par rapport à la verticale. Ces forages tubés servent par la suite pour la réalisation des micros pieux injectés qui comprend les phases suivantes (Figure IV.10):

- Injection primaire des forages par un coulis de ciment dosé à 600 kg/m³ et récupération progressive des tubes de soutènement provisoires.

- Introduction immédiate des tuyaux métalliques à manchettes de 89 mm de diamètre et de 11,50 m de long dans le forage injecté avant le début de prise du coulis de ciment.

Les micros pieux sont réalisés par groupe de deux espacés de 60 cm.

- Injection secondaire de coulis de ciment au droit de chaque manchette. Cette injection sous pression par l'introduction d'un double obturateur intervient généralement 18 heures après l'injection primaire. Elle permet le développement de l'effet racine autour du micro pieu qui travaillera par frottement latéral. Cette opération permet une large consolidation des couches pulvérulentes par imprégnation du coulis de ciment

(100 à 170 litres par manchette) et la création de bourrelets autour des couches cohérentes de faible perméabilité. A la fin de l'injection des manchettes régulièrement espacées d'un mètre sur toute la hauteur, on obtient le remplissage complet du tuyau.

- Les couples de micro pieux sont coiffés en tête par des massifs en béton armé de mêmes côtes altimétriques pour servir d'appui aux futurs profilés métalliques supports du manteau. Ces profilés sont introduits et fixés après soulèvement des bacs par vérins hydrauliques.

Le micro pieu- injecté travaille au frottement latéral. Le terme de pointe n'excède pas en général 15 % à 20 % du terme de frottement, par conséquent, sa négligence dans les calculs de capacité portante permet un gain de sécurité par rapport aux hétérogénéités des sols rencontrés et des aléas de la mise en œuvre, [Sadaoui, 2006].

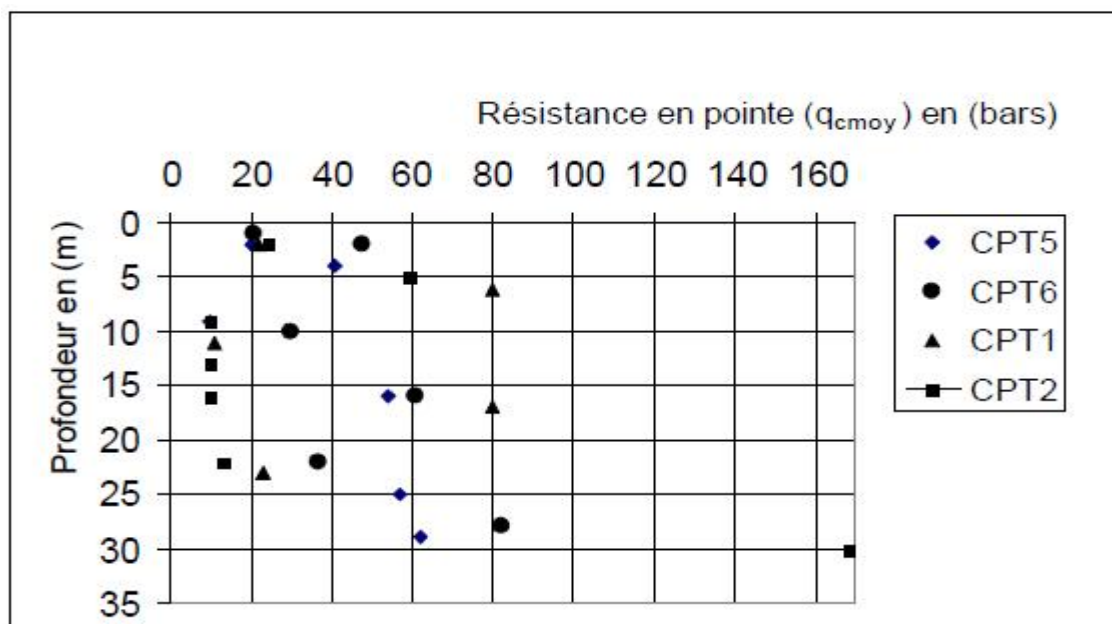


Figure IV.9. résistance en pointe q_c du pénétromètre statique

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

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

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

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

h_i : Hauteur de calcul de frottement latérale.

Les micro-pieux pieux sont de type forés. Et chaque micro-pieu doit soutenir un poids de 8933kg, d'après [le rapport géotechnique de SONATRACH]. Valeur de β et q_{smax} sont données selon le fascicule n° 62 et (G.Filipponnat et B. Hubert. 2002, p.407).

Alors ; β et q_{smax} sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.14 : Valeur de β et q_{smax} sont données selon le fascicule n° 62.

		ARGILES-LIMONS					SABLES-GRAVES			CRAIES	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75 ⁽¹⁾	-	-	200	200	200	125	80
	$q_{s \max}$ (kpa)	15	40	80 ⁽¹⁾	40	80 ⁽¹⁾	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupère)	β	-	100	100 ⁽²⁾	-	100 ⁽²⁾	250	250	300	125	100
	$q_{s \max}$ (kpa)	15	40	60 ⁽²⁾	40	80 ⁽²⁾	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120		150		300	300	300	(3)	
	$q_{s \max}$ (kpa)	15	40		80		-	-	120		
Battu à fût béton	β	-	75		-		150	150	150	(3)	
	$q_{s \max}$ (kpa)	15	80		80		-	-	120		
Remarques :											
(1) pieux réalisés et rainurés en fin de forage, uniquement.											
(2) forage à sec, tube non louvoyé											
(3) le frottement latéral peut être très faible dans les craies avec ces types de pieux. A défaut d'essai de chargement statique. Sur le site, il convient de se référer à des essais de chargement exécutés dans des conditions similaires.											

Et selon le DTR BC 2.33.2 (p.16)

- Le frottement latéral est pris en compte uniquement dans les couches de bonne consistance et susceptible de mobiliser ce terme d'une manière pérenne,
- On ne prend pas en compte de frottement dans le calcul de capacité portante des micro-pieux au niveau des couches meubles et compressibles (vase, tourbe, remblais) dont le comportement est évolutif dans le temps.

La plus part des sols localisés sont de type argiles et sables, et de classes B [G. Philipponnat et B. Huber, 2002, p192].

Les sols sont de classe A et B, d'après le tableau IV.14

Mémoire de Master

§ Argile : $q_s = q_{smax} = 15 \text{ KPa} = 0.15 \text{ bars}$

§ Sable : $q_s = R_p / \beta = R_p / 200$.

§ Pour obtenir le frottement latéral admissible, un facteur de sécurité de l'ordre de 2 à été appliqué.

Mais ces règles référées à des pieux de grand diamètre et ils ont retenue nécessaire de porter quelques modifications dans l'application au calcul du micro pieux avec injection.

Ceci en particulier pour ce qui concerne les terrains sableux. L'introduction à haute pression du mélange eau-ciment aux terrains sableux, détermine en effet, une forte augmentation de la tension d'adhérence micropieux-sol. L'utilisation des règles déjà mentionnées, serait donc une protection excessive

A titre explicatif, on mentionne le schéma de calcul exécuté sur la base des résultats du sondage CPT1

Après le tableau IV.14 donne les résultats des calculs faits pour chaque sondage pénétrométrique statique suit :

Pour le CPT1 :

- De 0 à 1m : terrain organique $\Rightarrow q_s = 0$.
- De 1 à 3.5m : argile $\Rightarrow q_{su} = 0.3 \text{ bars}$.
- De 3.5 à 5.5m : argile $\Rightarrow q_{su} = 0.14 \text{ bars}$.
- De 5.5 à 9m : sable $\Rightarrow q_{su} = 40/50 = 0.8 \text{ bars}$.
- De 9 à 10m : sable $\Rightarrow q_{su} = 15/50 = 0.3 \text{ bars}$.
- De 10 à 11.5m : sable $\Rightarrow q_{su} = 50/50 = 1 \text{ bars}$

$$Q_{su} = P \cdot \sum q_{su} \cdot h_i = 13.5 \cdot \pi \cdot$$

$$(0.3 \cdot 250 + 0.14 \cdot 200 + 0.8 \cdot 350 + 0.3 \cdot 100 + 1 \cdot 150) / 2 = 11900 \text{ Kg} = 11.9 \text{ tonnes}.$$

Tableau IV.15: les valeurs de Q_{su} selon les sondages.

	Sondages	$Q_{su}(\text{tonnes})$
R21	CPT1	11.90
	CPT2	9.50
	CPT3	9.30
C9	CPT4	16.60
	CPT5	13.80
	CPT6	10.60
R13	CPT7	13.00
	CPT8	13.80
	CPT9	9.40

L'examen du tableau montre que les valeurs de la capacité portante admissible des micro-pieux sont supérieures à 9300kg. Par conséquence les micro-pieux peuvent reprendre les charges.

Calcul du nombre de micro-pieux nécessaire par bac pour la reprise en sous œuvre de la robe

- Ø Le poids des viroles= 489 t
- Ø Poids du pétrole = $(3523,86 - 3419,46) \times 14,4 \times 0,82 = 1232,75$ t
Pour le bac R21
- Ø La capacité portante d'un micro-pieu = 10,23 t
- Ø Le nombre utilisé est paire donc $N = \frac{1721,75}{20,46} = 84$
- Ø La distance entre les micro-pieux = 2.5 m

Pour le bac C9

- Ø La capacité portante d'un micro-pieu = 13,66 t
- Ø Le nombre utilisé est paire donc $N = \frac{1721,75}{27,33} = 63$
- Ø La distance entre les micro-pieux = 3,34m

Pour le bac R13

- Ø La capacité portante d'un micro-pieu = 12,06 t
- Ø Le nombre utilisé est paire donc $N = \frac{1721,75}{24,12} = 71$
- Ø La distance entre les micro-pieux = 2,96 m

Les valeurs des tassements mesurés in situ au niveau des bacs confortés R13, R21 et C9 après douze (12) années d'exploitation sont plus ou moins uniformes et variables de 0,50 à 2 centimètres.

Ces valeurs sont jugées admissibles, par conséquent le maître d'ouvrage a retenu cette technique de renforcement de sol pour la reprise en sous œuvre d'autres bacs concernés par des affaissements de fondations. (sadaoui, 2006).

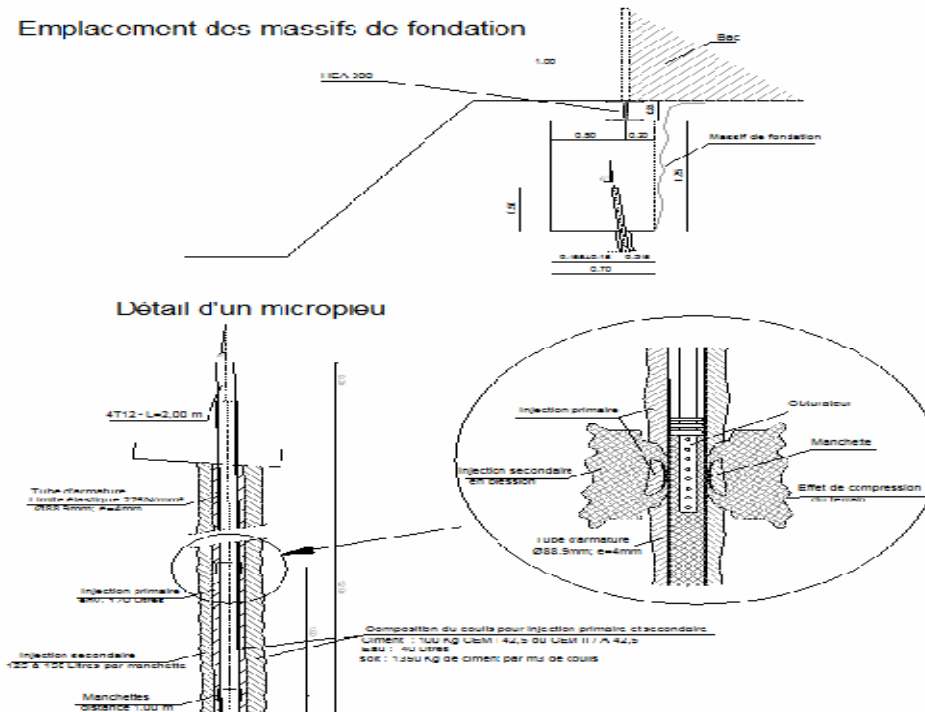


Figure IV.10 : Schéma de la méthode de réalisation du renforcement

L'examen de ces profils établis suivant les coupes lithologiques des sondages carottés réalisés en 1991, montre une certaine hétérogénéité latérale des couches alluvionnaires sous les assiettes des bacs C9, R13 et R21 ce qui avait accentué à partir de 1980 l'apparition des tassements différentiels sur toute leur circonférence avec une amplitude importante (28 cm) et une perte de verticalité au niveau du bac C9 à partir de 1990.

L'expertise faite vers la fin des années 1980 a conclu que les tassements différentiels, l'ovalisation et la perte de verticalité, subis par les ouvrages précités, étaient préjudiciables pour leurs structures (coincement du toit flottant, déformations excessives du fond et contraintes parasites sur l), par conséquent leur mise hors service a été prononcée jusqu'à leur reprise en sous œuvre effectuée en 1992 par un système fondations semi profondes composées de micros pieux injectés. Les tassements différentiels mesurés ont atteint les valeurs maximales de 28 cm, 22 cm et 18 cm respectivement pour les bacs C9, R13 et R21 [Sonatrach (relevé des affaissements), 2004].

La figure 3.9 montre la répartition des tassements différentiels le long de la robe du bac C9 avant le confortement et après la reprise en sous œuvre par micros- pieux.

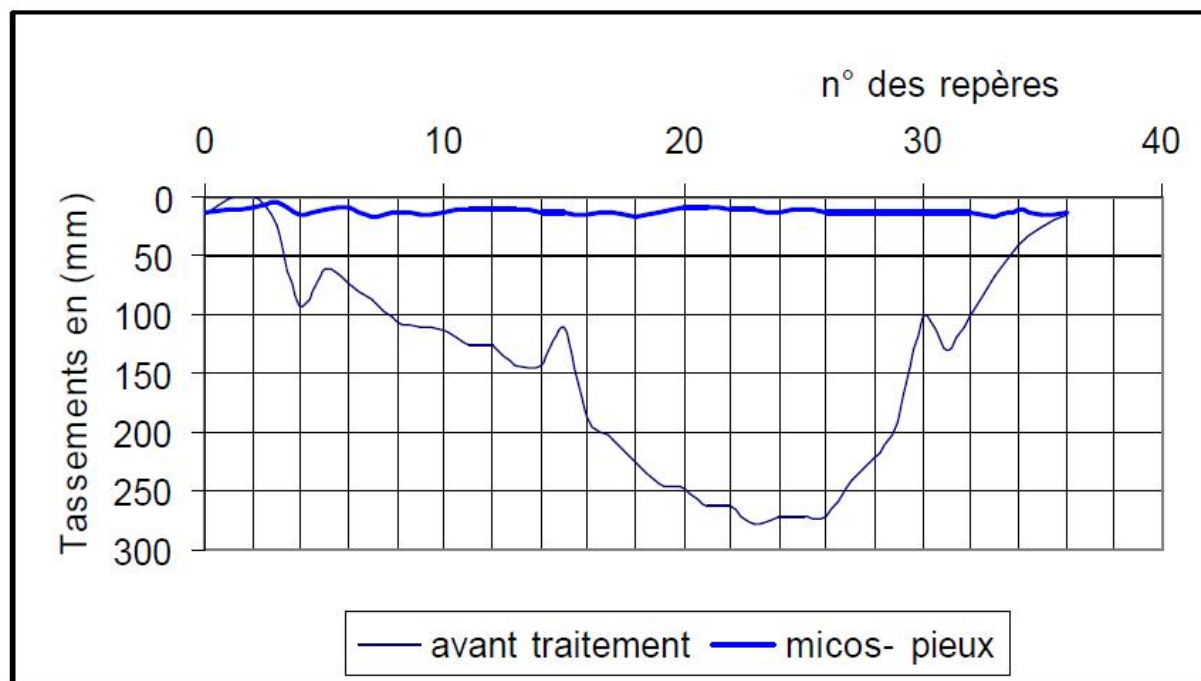


Figure IV.11: Affaissement du bac C9 avant et après traitement (Sadaoui .O, 2006)

Par ailleurs, d'autres bacs en l'occurrence A8 et C4, ont été touchés par des affaissements différentiels excessifs vers la fin des années 1990. La reprise en sous œuvre des fondations avait nécessité une étude de sol complémentaire réalisée en 1998 à la périphérie des ouvrages en question.

Les essais réalisés comprennent pour chaque bac ; deux (02) sondages carottés avec analyse des échantillons au laboratoire, trois (03) essais préssiométriques et trois (03) sondages au pénétromètre statique (CPT).

L'examen de la lithologie des points de sondages carottés montre une certaine continuité horizontale des formations sédimentaires composées en général de niveaux limoneux sableux et de vases imprégnées de tourbe et de coquillages. Une couche pulvérulente de sable et de gravier en état parfois lâche 4 à 6 mètres d'épaisseur est détectée à partir de 12 m de profondeur. Les résistances en pointe (q_c) du pénétromètre statique mesurées sur cette formation atteignent des pics de l'ordre de 100 à 140 bars.

Les tassements de consolidation de sol sous les bacs en question sont accentués principalement par l'étendue des charges apportées par leur fondation, ayant une influence importante en profondeur (diamètre de chargement supérieur à 50 m) et l'existence de couches drainantes de graviers et de sables intercalées entre les couches cohérentes et compressibles favorisant ainsi la consolidation des couches et le développement des tassements.

Les bacs C4 et A8 ont fait l'objet de remise à niveau en 2004 par la technique de micros pieux injectés de mêmes caractéristiques que ceux des bacs confortés en 1992.

Les relevés des tassements effectués périodiquement par le maître d'ouvrage au niveau des autres bacs de stockage, confirment l'évolution des tassements vers des valeurs parfois inadmissibles, par conséquent il y'a la nécessité de confortement des fondations de la totalité

Mémoire de Master

des bacs pour se conformer aux normes techniques régissant l'exploitation de ce type d'ouvrages.

Les relevés des tassements effectués périodiquement par le maître d'ouvrage au niveau des autres bacs de stockage, confirment l'évolution des tassements vers des valeurs parfois inadmissibles, par conséquent il y'a la nécessité de confortement des fondations de la totalité des bacs pour se conformer aux normes techniques régissant l'exploitation de ce type d'ouvrages.

IV.13. Conclusion

Il en résulte du présent chapitre que les désordres rencontrés sur des sols compressibles (tassement, affaissement..) pousse à chercher des solutions de traitement adaptées à ce type de terrain, et la démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes (Dhouib et al, 2004) :

1. Définition des critères du projet : emprise, sollicitation, tassement tolérés ;
2. Identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;
3. Choix de la solution d'amélioration des sols ;
4. Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

La performance de micropieux inclinés a été largement examinée pour bien juger l'utilité de ce type de reprise en sous œuvre dans les zones du sol compressible.

Le traitement des sols dans les travaux géotechniques est connu pour être facile et pratique à réaliser. Les techniques de traitement susceptibles d'être utilisées dans les projets précitées sont le renforcement par micropieux et le traitement par colonnes ballastées et parmi ces deux solutions, on va s'intéresser aux colonnes ballastées par rapport à son faible coût de revient (économique) et sa facilité et rapidité d'exécution et son rôle de réduction de tassement et du risque de liquéfaction.

CHAPITRE V

*TASSEMENT DU SOL SOUS RADIER
D'UN BAC DE STOCKAGE***V.1. Introduction**

Afin de mieux comprendre le comportement mécanique des colonnes ballastées, une étude numérique a été menée dans ce présent chapitre à l'aide du code de calcul **FLAC** en utilisant un modèle de référence basé sur le concept de la cellule composite (sol-colonne), les résultats obtenus sont comparés aux méthodes analytiques exposées dans le chapitre précédent.

Les modèles numériques font appels généralement à la méthode des éléments finis (Dhouib et Blondeau 2005) qui nécessite de définir un milieu fini avec des conditions aux limites en contraintes et en déplacements, et une loi de comportement pour le sol et la colonne. Cette méthode offre plusieurs avantages qu'on peut résumer comme suit :

- modélisation géométrique simple des colonnes et des sols
- possibilité de maillages variés pour affiner des zones critiques
- introduction assez facile des paramètres de calcul
- rapidité de l'exécution des calculs grâce aux développements informatiques récents
- représentation graphique des résultats pour connaitre en tout point du modèle l'état des déformations et des contraintes
- analyse des zones de plastification de chaque matériau du modèle
- modification des paramètres et reprise aisée des calculs pour un meilleur paramétrage

Malgré les avantages de la méthode des éléments finis, l'utilisateur de l'outil numérique est souvent confronté aux problèmes liés à l'hétérogénéité du milieu (sol-colonne et le sol éventuellement stratifié) ainsi les conditions hydrogéologiques du site.

V.2. Présentation de la méthode des différences finis

La méthode des différences finis traite le milieu comme un massif continu, et le présente par une grille d'éléments rectangulaire, où chaque maille (élément) est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent. Des lois de comportement et d'interaction associés à des relations de continuité et de compatibilité inter élément permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif.

Cette méthode permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équation est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équation (contraintes-déformations), en des lieux discrets dans l'espace.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et la taille des échantillons à prendre en compte pour le modèle numérique soit représentative du massif réel.

V.3. Calculs en déformations planes (2D)

L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. Si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande longueur, section courante d'un tunnel, etc.) et si toutes les autres caractéristiques du modèle (chargements, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan. Cette analyse, dite en déformations planes, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle.

L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle s'expriment en Kilogramme.

En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non-linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative.

V.4. Présentation de FLAC

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel créé par [Peter Cundall en 1986] et développé par la suite par ITASCA Consulting group.

FLAC est un logiciel de modélisation, développé pour les calculs de simulation en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoire, mais un grand nombre d'itérations. Car il ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale : de grandes tailles, les équations sont reformulées à chaque pas.

Le code de calcul Flac s'applique dans des domaines différents tel que :

- Thermiques ;
- Dynamique ;
- Statique : éléments de structure, tel que la poutre, les câbles, les poteaux et piliers.

V.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC

Quelque soit le problème traité, l'écriture d'un fichier exécutable sous FLAC suit les étapes suivantes :

1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul) ;
2. Géométrie du problème ;
3. Choix de model de comportement et de ses paramètres ;
4. Détermination des différentes conditions initiales et limites ;
5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur ;
6. Résolution du problème.

L'organigramme donné par la figure (IV.1), montre le procédé général de résolution d'un problème géotechnique dans FLAC2D.

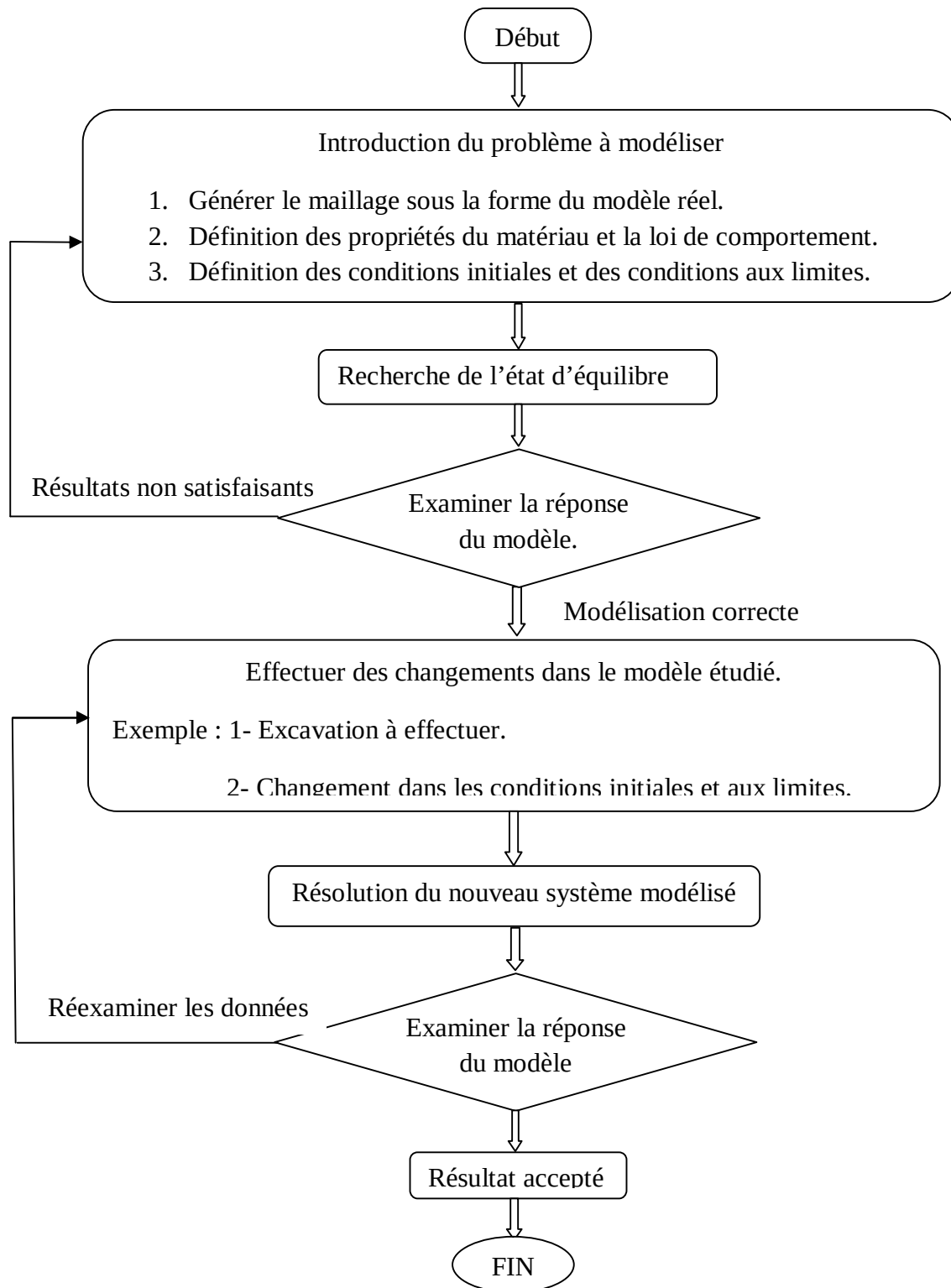


Figure V.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D.

V.4.2. Principe de calcul

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La *Figure V.2* précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par *ITASCA Consulting Group* (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

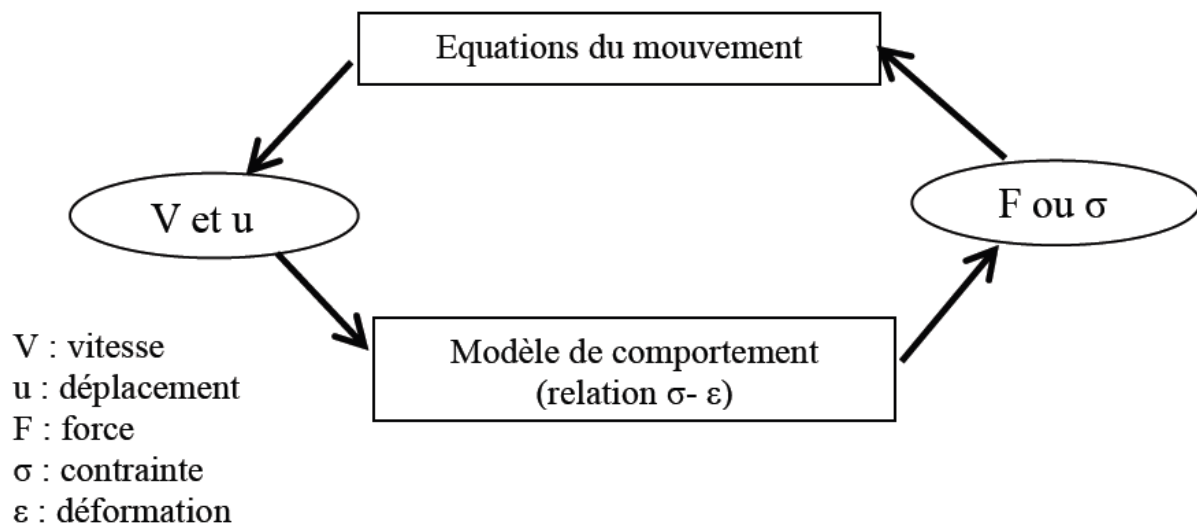


Figure V.2 – Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993)

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation 2.

V.4.2.1 Equations du mouvement

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. L'équation de mouvement de Newton est donnée par :

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad (\text{IV.1})$$

Qui est généralisée pour un corps solide continu, donnée par l'équation suivante :

$$r \frac{d\dot{u}_i}{dt} = \frac{d s_{ij}}{d x_j} + r g_i \quad (\text{IV.2})$$

Avec,

r : Masse volumique

t : Temps

x_i : Composante du vecteur position

g_i : Composante de l'accélération gravitationnelle générée par les forces de volume

s_{ij} : Composante du tenseur des contraintes

$\dot{u}$: Composante du vecteur vitesse nodale.

Alors, le taux de déformation est dérivé à partir du gradient des vitesses et la loi de comportement est utilisée pour calculer les nouvelles contraintes.

Le taux de déformation s'écrit comme suit :

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right)$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \epsilon, k)$$

Avec :

- σ_n : nouvelles contraintes
- σ_p : contraintes du cycle de calcul précédent
- ϵ : déformation
- k : Paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans Flac présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul Flac, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations, quelque soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un

nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

V.4.2.2. Modèles de comportement pour les sols

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée comme suit :

$$s_{ij} = F e_{ij} \quad (\text{IV.4})$$

s_{ij} : Tenseur des contraintes

e_{ij} : Tenseur des déformations

F : Fonctionnelle

Les lois de comportement sont souvent utilisés sous forme incrémentales comme suit :

$$de_{ij} = G (ds_{ij}) \quad (\text{IV.5})$$

de_{ij} : L'incrément de déformation

ds_{ij} : L'incrément de contrainte

G : Fonction tensorielle

V.4.2.2.1. Elasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple, il est caractérisé par une relation linéaire – réversible et indépendante de l'histoire des sollicitations entre la contrainte totale et la déformation (loi de Hooke). On peut citer, L'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non linéaire.

V.4.2.2.1.1. Elasticité linéaire isotrope

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes, et la relation la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$e_{ij} = \frac{1+n}{E} \cdot s_{ij} - \frac{n}{E} \cdot s_{kk} \cdot d_{ij} \quad (\text{IV.6})$$

$$s_{ij} = \frac{1+n}{E} \cdot e_{ij} - \frac{n}{E} \cdot e_{kk} \cdot d_{ij} \quad (\text{IV.7})$$

d_{ij} : Indice de kronecker

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{IV.8})$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (\text{IV.9})$$

V.4.2.2.2. Elastoplasticité de Mohr Coulomb

En réalité, très peu de matériaux ont un comportement élastique parfait. Au delà d'un certain seuil de contraintes, tout ou partie de la déformation additionnelle est alors irréversible.

En complément de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, les modèles élastoplastiques intègrent ainsi un degré de déformation plastique permanente, caractérisé par une loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. Cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élastoplasticité qui sont :

- ü La partition des déformations : est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique.
- ü La surface de charge : qui définit le seuil de contraintes au delà duquel le comportement du matériau est irréversible.
- ü L'écrouissage : qui permet de faire évoluer le domaine élastique.
- ü La règle d'écoulement plastique : qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

Dans le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$de_{ij} = de^e_{ij} + e^p_{ij} \quad (\text{IV.10})$$

Toutefois, la composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= \alpha_1 \Delta\epsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_2^e + \Delta\epsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_2 &= \alpha_1 \Delta\epsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_1^e + \Delta\epsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_3 &= \alpha_1 \Delta\epsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_2^e + \Delta\epsilon_1^e) \end{aligned} \quad (\text{IV.11})$$

Dans les équations précédentes : $\alpha_1 = K + 4G/3$ et $\alpha_2 = K - 2G/3$, où K et G désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau, exprimés en PASCALS. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson par les relations suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2n)}, G = \frac{E}{2(1+n)} \quad (\text{IV.12})$$

Le domaine plastique, quant à lui, est défini par un critère de rupture associé à une loi d'écoulement plastique.

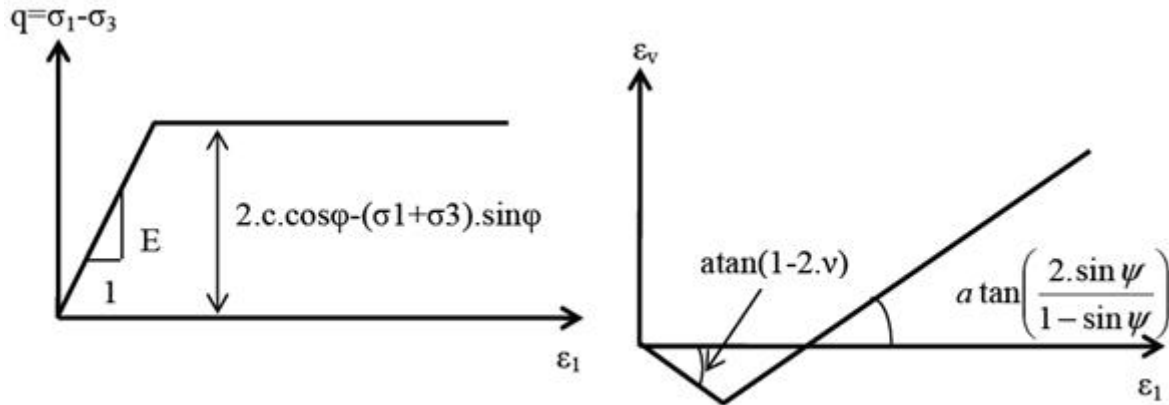


Figure V.3 : Modèle de Mohr-Colomb, essai triaxial

V.4.2.2.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 . La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante :

$$\Sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3 \quad (\text{IV.13})$$

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure IV.2) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = s_1 - s_3\sqrt{N_F} + 2c\sqrt{N_F} = 0 \quad (\text{IV.14})$$

Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau, s^t :

$$f^t = s^t - s_3 = 0 \quad (\text{IV.15})$$

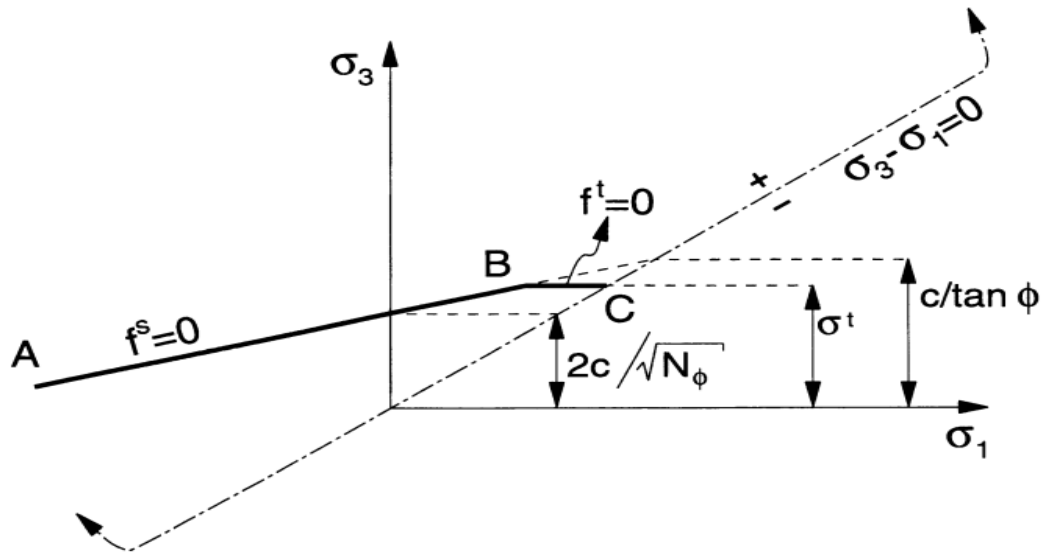


Figure V.4. Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA.

Les valeurs des paramètres N , s^t et s_{cm} peuvent être calculées à partir de celles de c et Φ (résistance à la compression du matériau) et inversement :

$$N_F = \frac{1+\sin \Phi}{1-\sin \Phi} \quad (\text{IV.16})$$

$$s_{cm} = 2C\sqrt{N_F} \text{ où } C = \frac{s_{cm}}{2\sqrt{N_F}} \quad (\text{IV.17})$$

$$s^t \leq \frac{c}{\tan \Phi} \text{ où } C \geq s^t \tan \Phi \quad (\text{IV.18})$$

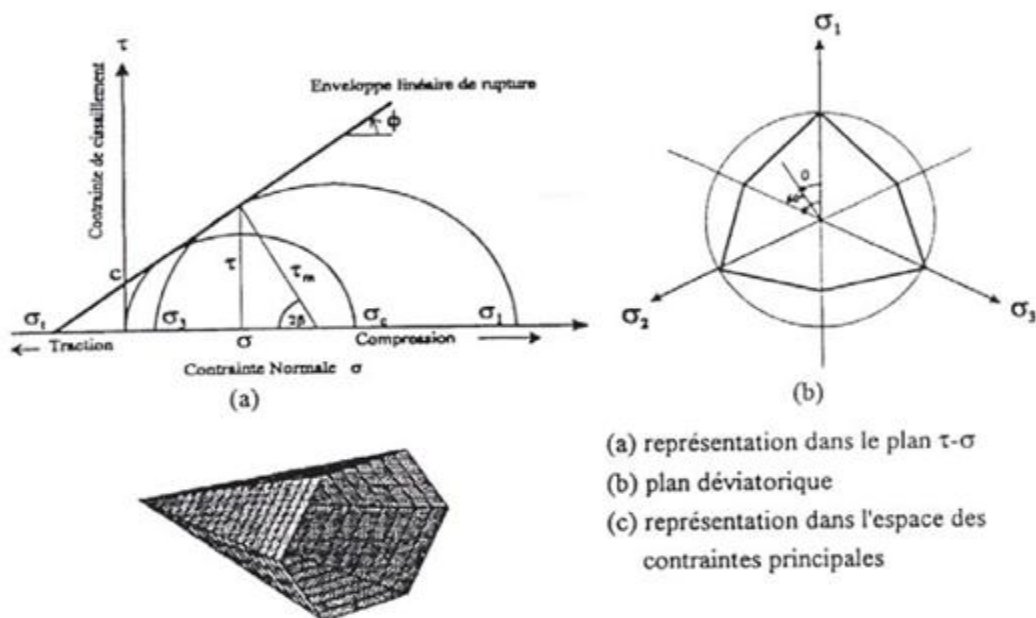


Figure V.5 : critère de rupture de type mohr-coulomb

V.4.2.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. Le calcul de l'incrément de déformation plastique est déduit d'une fonction potentiel plastique (règle d'écoulement) g , définie, dans le cas présent, par :

$$g(\sigma_{ij}) = (s_1 - s_3) - (s_1 + s_3) \sin Y \quad (\text{IV.19})$$

Avec $N_Y = (1 + \sin F)/(1 - \sin F)$

Où,

Y : est l'angle de dilatance du matériau

L'amplitude des déformations élastoplastiques est alors déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge. Elle s'exprime :

§ Dans le cas d'une rupture en cisaillement :

$$de^p_i = l^s \cdot \frac{\partial g^s}{\partial s} \quad \text{avec } i = 1,3 \quad (\text{IV.20})$$

§ Dans le cas d'une rupture en traction :

$$de^p_i = l^t \cdot \frac{\partial g^t}{\partial s} \quad \text{avec } i = 1,3 \quad (\text{IV.21})$$

l^s et l^t sont les multiplicateurs plastiques, respectivement en cisaillement et en traction, définis par les relations suivantes :

$$l^s = \frac{f^s(s_1, s_3)}{(a_1 - a_2 N_Y) - (a_2 - a_1 N_Y) N_F} \quad (\text{IV.22})$$

Et

$$l^t = \frac{f^t(s_1^1)}{a_1} \quad (\text{IV.23})$$

Où

$$s_i^1 = s_i^1 + D s_i^1 \quad (\text{IV.24})$$

Avec $i = 1, 3$

V.4.2.3. Implémentation des modèles de comportement mécaniques dans le logiciel

Un certain nombre de modèle de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes :

- Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées ;

- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaires isotropes et le modèle élastique transversalement isotrope
- Les modèles plastiques avec entre autre:
 - 1) Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr- Coulomb ;
 - 2) Le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

V.5. Traitement des sols par colonnes ballastées

V.5.1. Justification du traitement par colonnes ballastées

La faible portance de la couche d'alluvion ainsi que le tassement trouvé ($\approx 1\text{m}$), nous conduit à écarter le principe de fondations superficielles sans la réalisation d'un traitement de sols.

Sachant que le sol en place est d'une nature cohésive et liquéfiable au niveau des couches sableuses avec une perméabilité faible, le recours aux actions mécaniques telles que le compactage dynamique, la vibroflotation et la consolidation par explosifs sont à écarter. La technique de pré-chargement avec incorporation des drains nécessite la mobilisation de grandes quantités de matériaux grenus vu la contrainte importante transmise par l'ouvrage, ainsi que les délais importants pour pouvoir éliminer toute l'eau et diminuer ainsi le tassement à des valeurs acceptables.

La coupe lithologique et les essais réalisés sur site, nous indiquent que le substratum se trouve à environ 27m de profondeur. L'application de la technique des fondations profondes (pieux) de plus de 40m pour pouvoir mobiliser la résistance en pointe sur une couche de bonne caractéristiques, nécessite des diamètres élevés pour éviter le risque de flambement, les pieux flottant ne sont pas applicables dans ce genre de formation à cause du risque de tassement différentiels.

Le choix de la technique des colonnes ballastées est justifié par les facteurs suivants :

- Amélioration globale des caractéristiques mécaniques du sols à traiter, vu l'étreinte latéral mobilisé.
- Augmentation de la capacité portante du sol sous les ouvrages.
- Réduction des tassements sous les charges appliquées.
- Accélération du drainage vertical et la consolidation primaire du sol
- Réduction du risque de liquéfaction dans les zones sismiques
- Rapidité d'exécution, et disponibilité du matériau d'apport (ballast) au niveau de la région

V.5.2. Caractéristiques du traitement par colonnes ballastées

L'assiette du bac de stockage de pétrole fait l'objet d'un traitement de sols par la technique des colonnes ballastées.

L'étude analytique pour un renforcement par colonnes ballastées de diamètre varie entre 0,80 et 1 m, elles sont conçues à des profondeurs de 16m à 25 m donne des tassements selon les tableaux V.2, V.3, V.4, V.5, V.6 de calcul des tassements par la méthode de priebe et les colonnes vont être implantés en fonction de la géométrie du projet pour notre projet on a réalisé un maillage carré de 1,72 cm entre axe

V.5.3. Calcul analytique des colonnes ballastées

Pour effectuer nos calculs, nous considérons un profil géotechnique moyen obtenu à partir des coupes lithologiques des sondages (figure III-6)

V.5.3.1. Méthode de Priebe

Le maillage à réalisé sur le terrain est régulier et de forme carré, avec une zone d'influence de $2,97\text{m}^2$ et un entre axe de $(1,72 \times 1,72)$. Ces dimensions représentent respectivement l'entraxe des colonnes ballastées dans le sens transversale et longitudinale. Le nombre total de colonnes sur une superficie de 3524m^2 est estimé à 1186 unités et la quantité approximative de ballast à utiliser est estimée aussi à 13108m^3 .

Tableau V.1 : paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de priebe

σ_0 (bars)	A_c (m^2)	A	a	β	f (v, a)	η	σ_s (bars)	σ_c (bars)
1,30	0,50	2,97	0,17	1,85	1,10	6,06	0,702	4,26

L'application de la méthode de Priebe nous a donné les résultats synthétisés dans les tableaux suivants :

- Diamètre de la colonne : $\Phi=0,80\text{m}$
- Longueur de la colonne : $L_c=18\text{m}$
- Maillage de : (1,72 x 1,72)
- Contrainte de sollicitation : $\sigma=1,3\text{ bars}$
- Le coefficient de réduction des tassements : $\beta=2,18$

Tableau V.2 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées en utilisant la méthode de Priebe.

couches	prof (m)	σ_0 (bars)	E_c (bars)	E_s (bars)	n	a	σ_s (bars)	$\Delta (Ac/A)$	γ	σ_v (bars)	fd	n1	Di (m)	S0 (m)	S0j (m)	Sf (m)
argile limeux	0-1	1,3	600	55,5	10,811	0,17	0,487	0,43	0,5	0,57	1,281	1,8	1	0,023	0,013	0,01
sable fin et gravier	001-13	1,18	600	22,2	27,027	0,17	0,218	0,17	0,5	1,22	2,07	1,8	12	0,638	0,354	0,171
argile et limons vaseux	13-16	1,15	600	48	12,5	0,17	0,389	0,4	0,5	1,45	2,706	1,8	3	0,072	0,04	0,015
sable fin et cailloux	16-18	1,12	600	26	23,077	0,17	0,236	0,2	0,5	1,66	3,862	1,8	2	0,086	0,048	0,012
sable fin et cailloux	18-22	1,02		26						1,97			4	0,157		0,157
argile compacté	22-26	0,9		52						2,38			4	0,069		0,069
marne grise	26-30	0,89		56						2,8			4	0,064		0,064
marne dure	30-40	0,7		400						3,46			10	0,018		0,018
															$\Sigma Sf=$	0,516

Ø La valeur du module de déformation de la marne dure (substratum) est déduite d'après la littérature spécialisée, car aucune mesure n'est effectuée dans notre cas

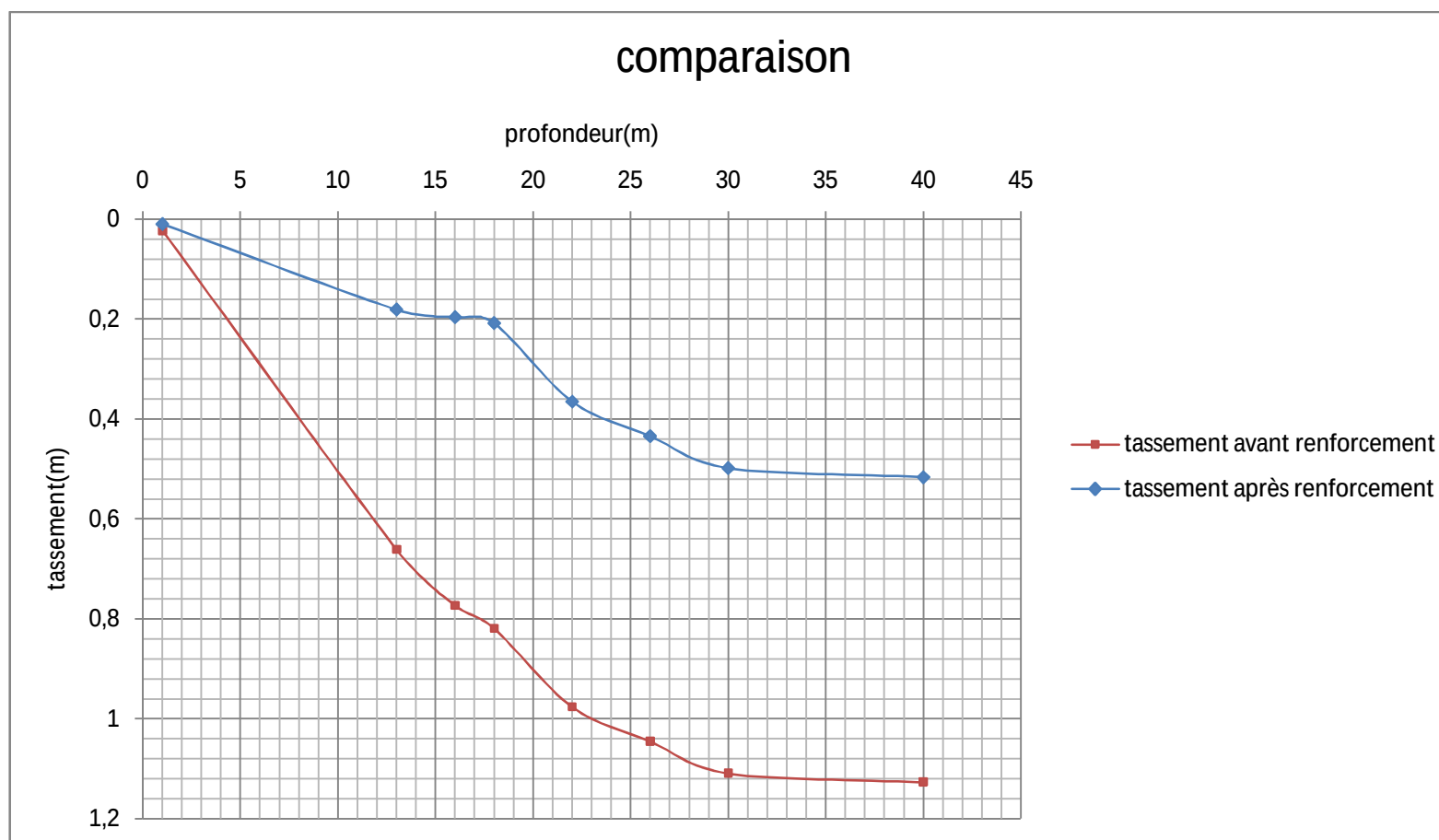


Figure V.6 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées

- Diamètre de la colonne : $F=0,80\text{m}$
- Longueur de la colonne : $L_c=22\text{m}$
- Maillage de : (1,72 x 1,72)
- Contrainte de sollicitation : $\sigma=1,2\text{ bars}$
- Le coefficient de réduction des tassements : $\beta=2,97$

Tableau V.3 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées en utilisant la méthode de Priebe.

couches	prof (m)	σ_0 (bar)	E_c (bar)	E_s (bar)	n	a	σ_s (bar)	$\Delta (Ac/A)$	γ	σ_v (bar)	fd	n1	Di (m)	S0 (m)	S0j (m)	Sf (m)
argile limeux	0-1	1,3	600	55,5	10,811	0,17	0,487	0,43	0,5	0,57	1,281	1,8	1	0,023	0,013	0,01
sable fin et gravier	001-13	1,18	600	22,2	27,027	0,17	0,218	0,17	0,5	1,22	2,07	1,8	12	0,638	0,354	0,171
argile et limons vaseux	13-16	1,15	600	48	12,5	0,17	0,389	0,4	0,5	1,45	2,706	1,8	3	0,072	0,04	0,015
sable fin et cailloux	16-22	1,12	600	26	23,077	0,17	0,236	0,2	0,5	1,66	3,862	1,8	6	0,258	0,144	0,037
sable fin et cailloux	22-22	1,02		26						1,97			0	0		0
argile compacté	22-26	0,9		52						2,38			4	0,069		0,069
marne grise	26-30	0,89		56						2,8			4	0,064		0,064
marne dure	30-40	0,7		400						3,46			10	0,018		0,018
															$\Sigma Sf=$	0,384

Ø La valeur du module de déformation de la marne dure (substratum) est déduite d'après la littérature spécialisée, car aucune mesure n'est effectuée dans notre cas

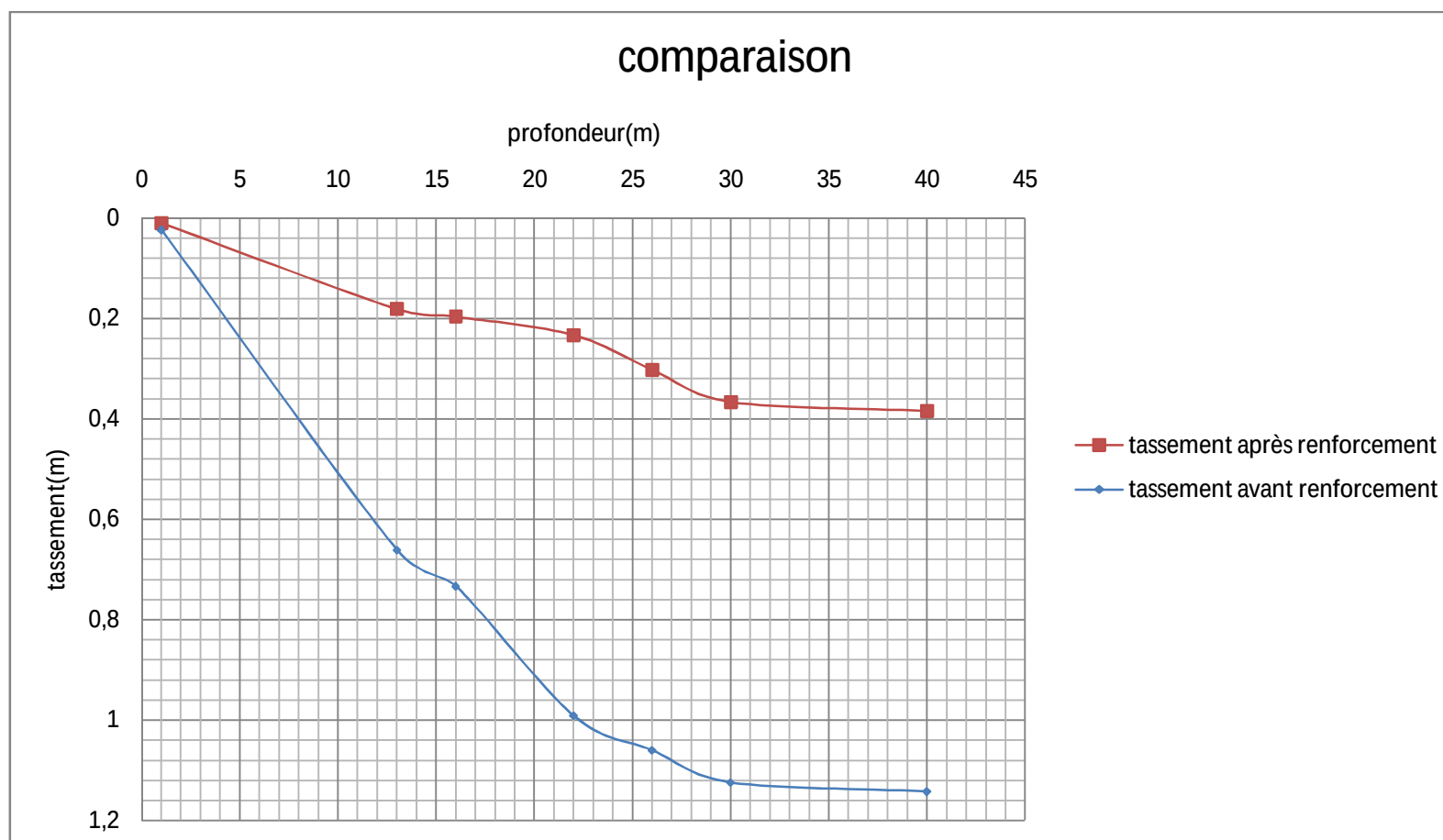


Figure V.7 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées.

Tableau V.4 : paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de priebe.

σ_0 (bars)	A_c (m ²)	A	a	β	f (v, a)	η	σ_s (bars)	σ_c (bars)
1,30	0,785	2,97	0,264	2,515	0,81	6,74	0,52	3,48

- Diamètre de la colonne : $F=1\text{m}$
- Longueur de la colonne : $L_c=20\text{m}$
- Maillage de : (1,72 x 1,72)
- Contrainte de sollicitation : $\sigma=1,3\text{ bars}$
- Le coefficient de réduction des tassements : $\beta=3,22$

Tableau V.5 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes en utilisant la méthode de Priebe.

couches	prof (m)	σ_0 (bars)	E_c (bars)	E_s (bars)	n	a	σ_s (bars)	$\Delta (Ac/A)$	γ	σ_v (bars)	fd	n1	Di (m)	S0 (m)	S0j (m)	Sf (m)
argile limeux	0-1	1,3	600	55,5	10,811	0,26	0,3661	0,43	0,6	0,57	1,357	2,5	1	0,023	0,009	0,007
sable fin et gravier	001-13	1,18	600	22,2	27,027	0,26	0,1519	0,17	0,6	1,22	2,634	2,5	12	0,638	0,255	0,097
argile et limons vaseux	13-16	1,15	600	48	12,5	0,26	0,2882	0,4	0,6	1,45	4,107	2,5	3	0,072	0,029	0,007
sable fin et cailloux	16-20	1,12	600	26	23,077	0,26	0,1662	0,2	0,6	1,66	9,032	2,5	4	0,172	0,069	0,008
sable fin et cailloux	20-22	1,02		26						1,97			2	0,078		0,078
argile compacté	22-26	0,9		52						2,38			4	0,069		0,069
marne grise	26-30	0,89		56						2,8			4	0,064		0,064
marne dure	30-40	0,7		400						3,46			10	0,018		0,018
															$\Sigma Sf=$	0,347

- Ø La valeur du module de déformation de la marne dure (substratum) est déduite d'après la littérature spécialisée, car aucune mesure n'est effectuée dans notre cas

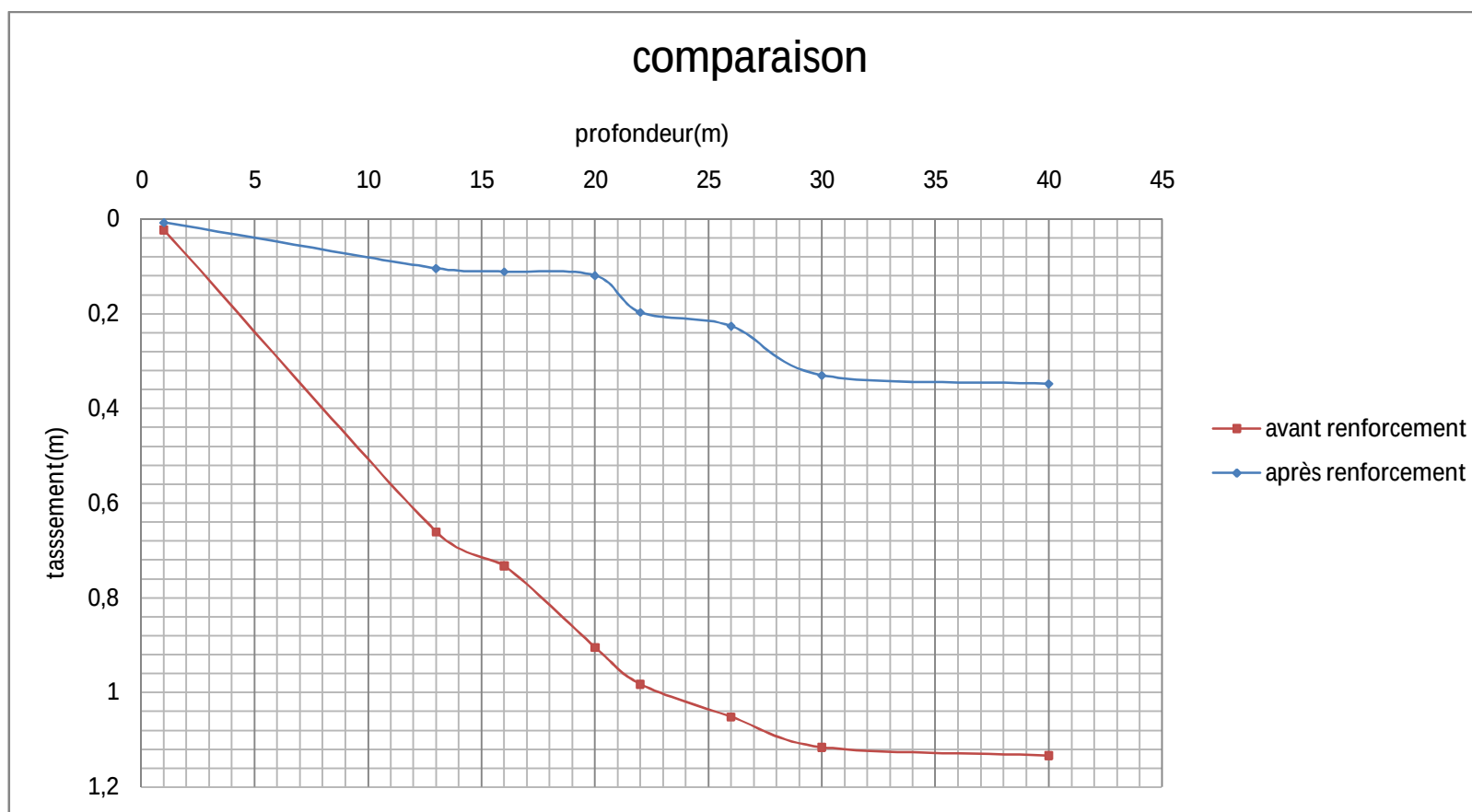


Figure V.8 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées

- Diamètre de la colonne : $F=1\text{m}$
- Longueur de la colonne : $L_c=22\text{m}$
- Maillage de : $(1,72 \times 1,72)$
- Contrainte de sollicitation : $\sigma=1,3 \text{ bars}$
- Le coefficient de réduction des tassements : $\beta=4,18$

Tableau V.6 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées en utilisant la méthode de Priebe.

couches	prof (m)	σ_0 (bars)	E_c (bars)	E_s (bars)	n	a	σ_s (bars)	$\Delta (Ac/A)$	γ	σ_v (bars)	fd	n1	Di (m)	S0 (m)	S0j (m)	Sf (m)
argile limoneux	0-1	1,3	600	55,5	10,811	0,26	0,3661	0,43	0,6	0,57	1,357	2,5	1	0,023	0,009	0,007
sable fin et gravier	001-13	1,18	600	22,2	27,027	0,26	0,1519	0,17	0,6	1,22	2,634	2,5	12	0,638	0,255	0,097
argile et limons vaseux	13-16	1,15	600	48	12,5	0,26	0,2882	0,4	0,6	1,45	4,107	2,5	3	0,072	0,029	0,007
sable fin et cailloux	16-22	1,12	600	26	23,077	0,26	0,1662	0,2	0,6	1,66	9,032	2,5	6	0,258	0,103	0,011
sable fin et cailloux	22-22	1,02		26						1,97			0	0		0
argile compacté	22-26	0,9		52						2,38			4	0,069		0,069
marne grise	26-30	0,89		56						2,8			4	0,064		0,064
marne dure	30-40	0,7		400						3,46			10	0,018		0,018
															$\Sigma Sf=$	0,273

- Ø La valeur du module de déformation de la marne dure (substratum) est déduite d'après la littérature spécialisée, car aucune mesure n'est effectuée dans notre cas

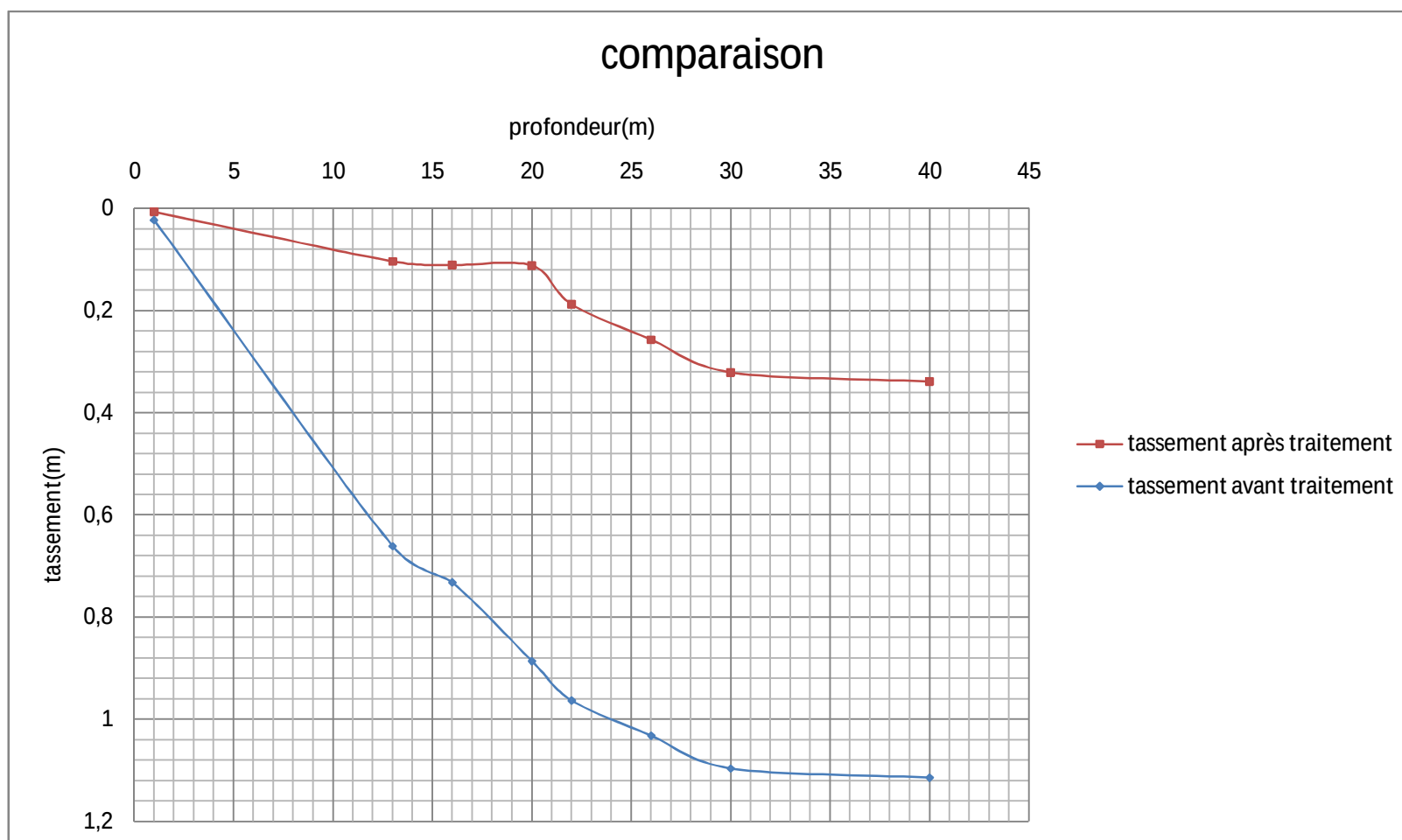


Figure V.9 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées

- Diamètre de la colonne : $F=1\text{m}$
- Longueur de la colonne : $L_c=23\text{m}$
- Maillage de : (1,72 x 1,72)
- Contrainte de sollicitation : $\sigma=2\text{ bars}$
- Le coefficient de réduction des tassements : $\beta=3,26$

Tableau V.7 : Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées en utilisant la méthode de Priebe.

couches	prof (m)	σ_0 (bars)	E_c (bars)	E_s (bars)	n	a	σ_s (bar)	$\Delta (Ac/A)$	γ	σ_v (bar)	fd	n1	Di (m)	S0 (m)	S0j (m)	Sf (m)
argile limeux	0-1	2	600	55,5	10,811	0,26	0,5633	0,43	0,6	0,57	1,206	2,5	1	0,036	0,014	0,012
sable fin et gravier	001-13	1,7	600	22,2	27,027	0,26	0,2189	0,17	0,6	1,22	1,756	2,5	12	0,919	0,368	0,209
argile et limons vaseux	13-16	1,6	600	48	12,5	0,26	0,401	0,4	0,6	1,45	2,192	2,5	3	0,1	0,04	0,018
sable fin et cailloux	16-23	1,4	600	26	23,077	0,26	0,2077	0,2	0,6	1,66	3,465	2,5	7	0,377	0,151	0,044
argile compacté	23-26	1,3		52						2,38			3	0,075		0,075
marne grise	26-30	1,1		56						2,8			4	0,079		0,079
marne dure	30-40	0,9		400						3,46			10	0,023		0,023
															$\Sigma Sf=$	0,459

- Ø La valeur du module de déformation de la marne dure (substratum) est déduite d'après la littérature spécialisée, car aucune mesure n'est effectuée dans notre cas

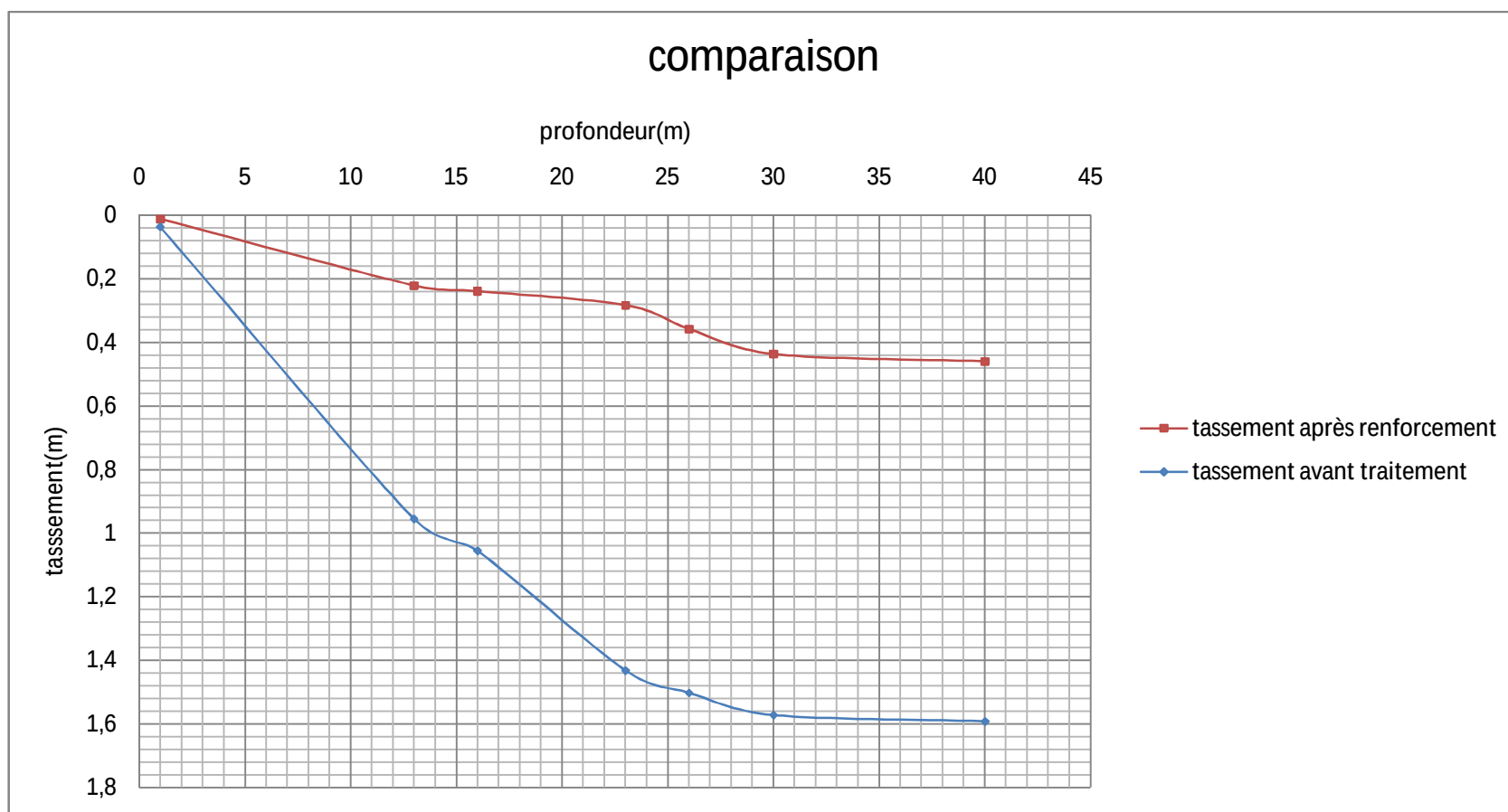


Figure V.10 : graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées

V.5.4.calculs numériques

Pour effectuer nos calculs, nous considérons un profil géotechnique moyen obtenu à partir des essais effectués tableau V.8 :

Tableau V. 8: données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées.

Couches	Profondeur (m)	γ (t/m ³)	E* (MPa)	ν	C (MPa)	ϕ (°)
Sable fin et gravier	00-14	1.66	2.3	0.33	0.03	32
Argile limoneux	14-16	1.80	4	0.33	0.04	13
Sable fin et cailloux	16-23	1.88	4.7	0.33	0.03	34
Argile compactée	23-26	2.05	7	0.33	0.06	15
Marne	26-40	2.09	400	0.33	0.08	20
Colonnes ballastées**	0.0-25	2.00	100	0.33	0	40

* Les modules de young ont été estimés par les corrélations usuelles avec l'oedomètre

** les caractéristiques géotechniques des colonnes ballastées ont été données selon COPREC

L'analyse a été effectuée par la méthode des différences finis avec le code de calcul FLAC^{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

Il s'agit d'un radier circulaire, la modélisation est alors effectuée en 2D. La *figure (V.6)* décrit le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites. Dans le calcul on applique une pression sur la face du radier de 130KPa. Le radier du bac est de forme circulaire de 67m de diamètre, la modélisation est effectuée en axisymétrie.

Afin de faire une analyse sur l'influence des colonnes ballastées sur le tassement nous avons considéré deux types de modèle, le premier représente un massif soumis à un chargement sur sa surface supérieure sans présence de renforcement par des colonnes ballastées et le deuxième représente un massif soumis à un chargement avec présence des colonnes ballastées.

La base du maillage correspond au substratum avec l'hypothèse de l'indéformabilité de la couche de marne et étant le comportement du matériau constituant le sol est représenté par le modèle de Mohr Coulomb. Les contraintes géostatiques initiales ont été prises tout en considérant la présence de la nappe à 2m de profondeur.

a : Sans renforcement par des colonnes ballastées

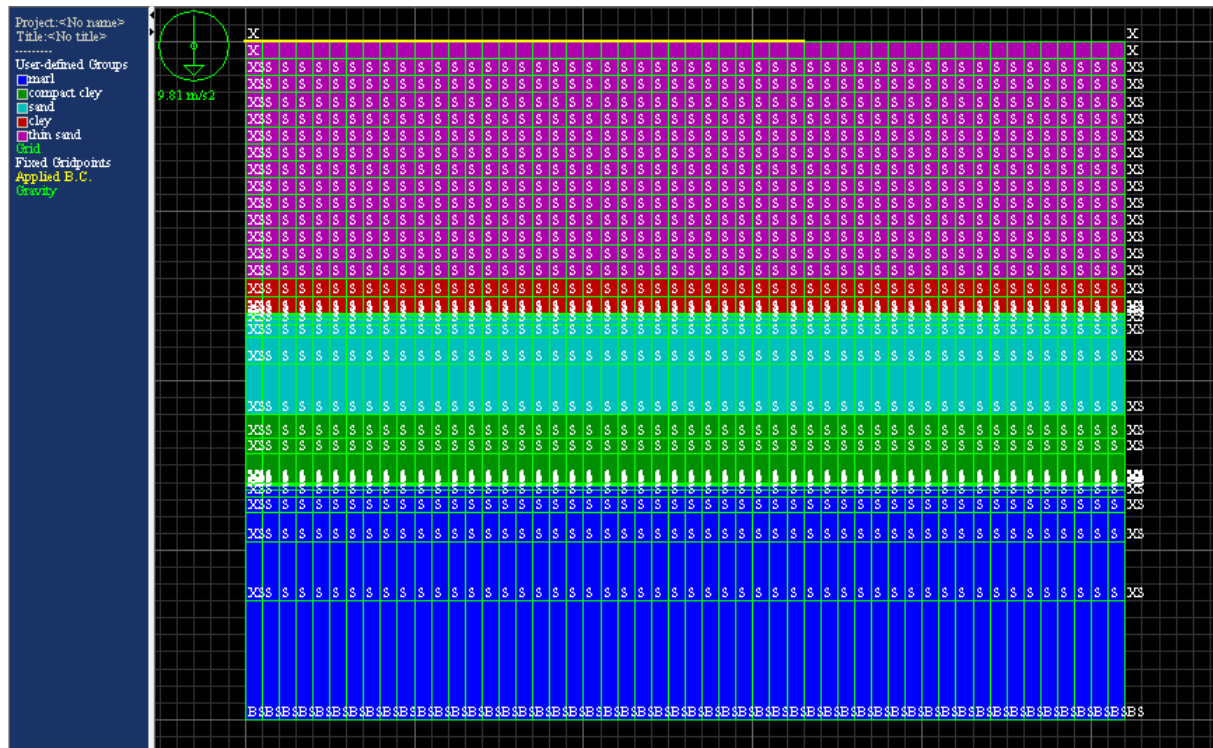


Figure V.11: description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) sans renforcement.

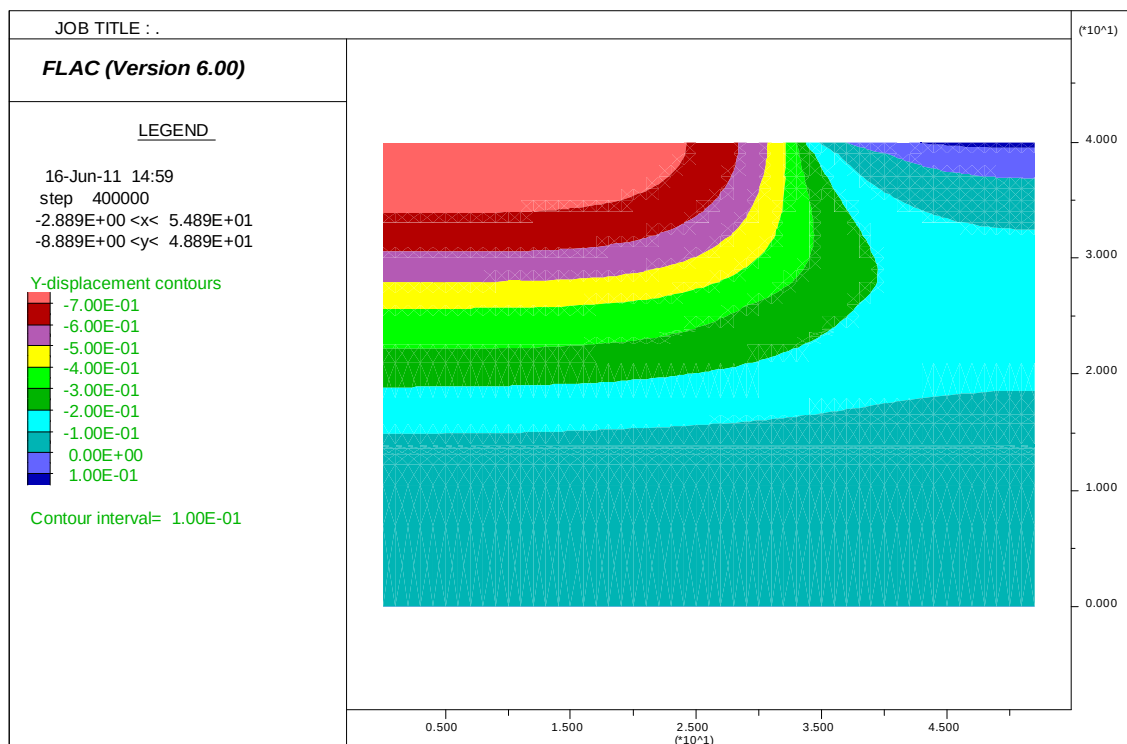


Figure V.12 : les valeurs du déplacement vertical.

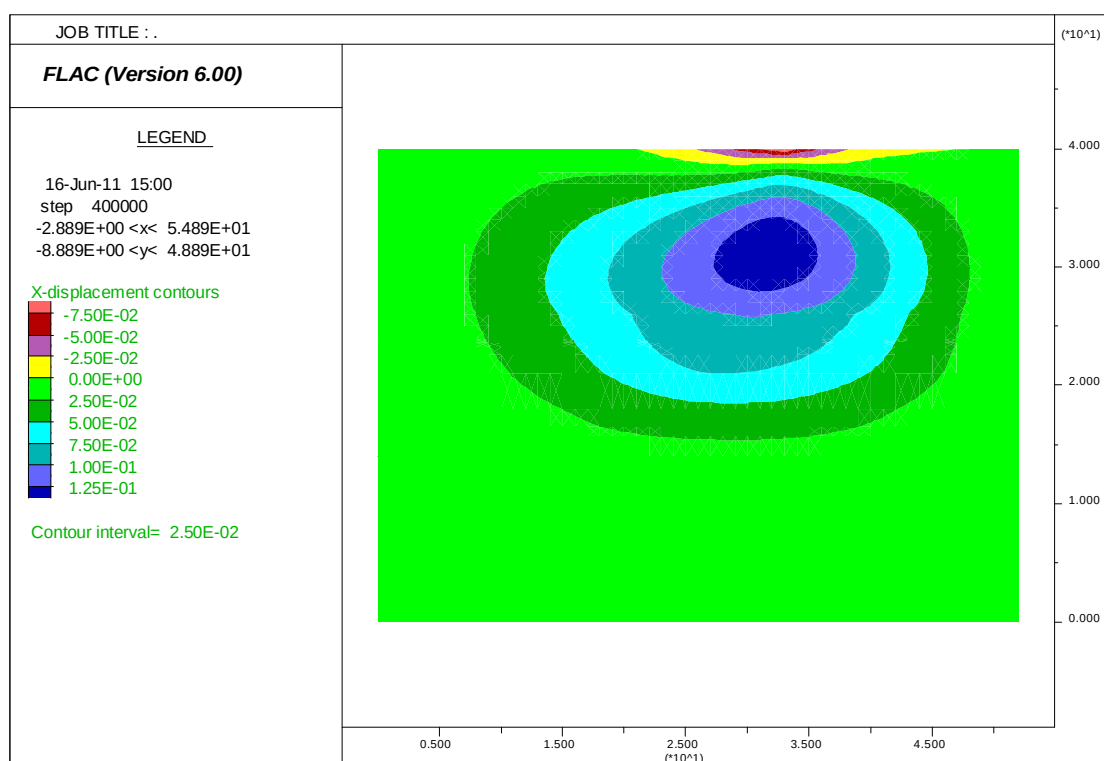


Figure V.13 : les valeurs du déplacement horizontal

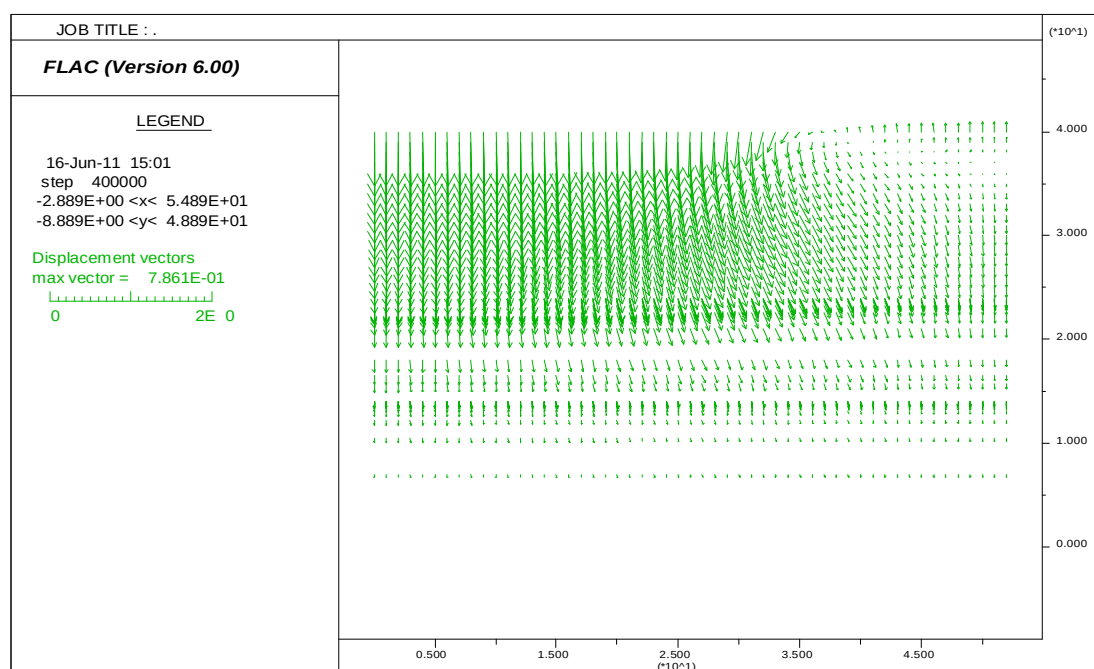


Figure V.14: les vecteurs déplacements

La figure V.12 montre les valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte de 130KPa est de l'ordre de 70cm. il est localisé au centre de chargement. Ce tassement est inadmissible pour la structure du bac de stockage d'hydrocarbure.

b : Avec renforcement par des colonnes ballastées

La figure V.20 montre les valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte de 130KPa est de l'ordre de 30cm localisé au centre du chargement. Ce tassement est admissible pour la structure

Ø Pour un entraxe des colonnes de 4m

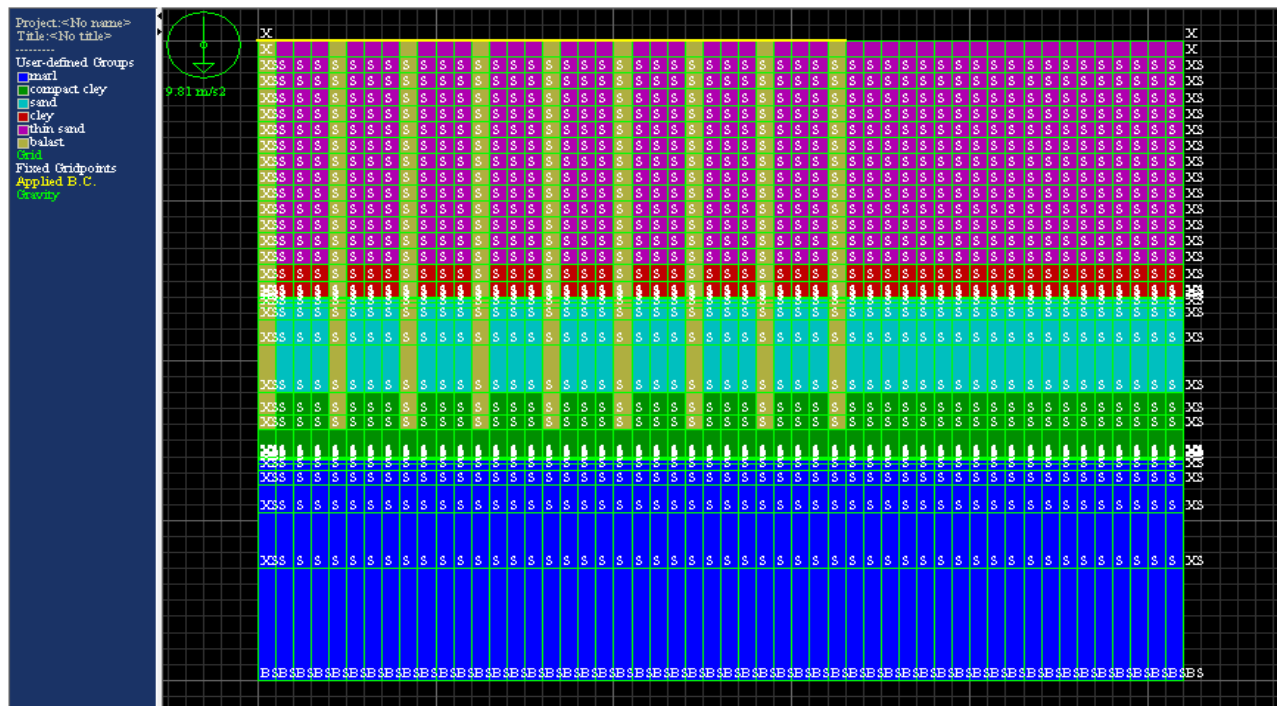


Figure V.15 : description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) avec renforcement

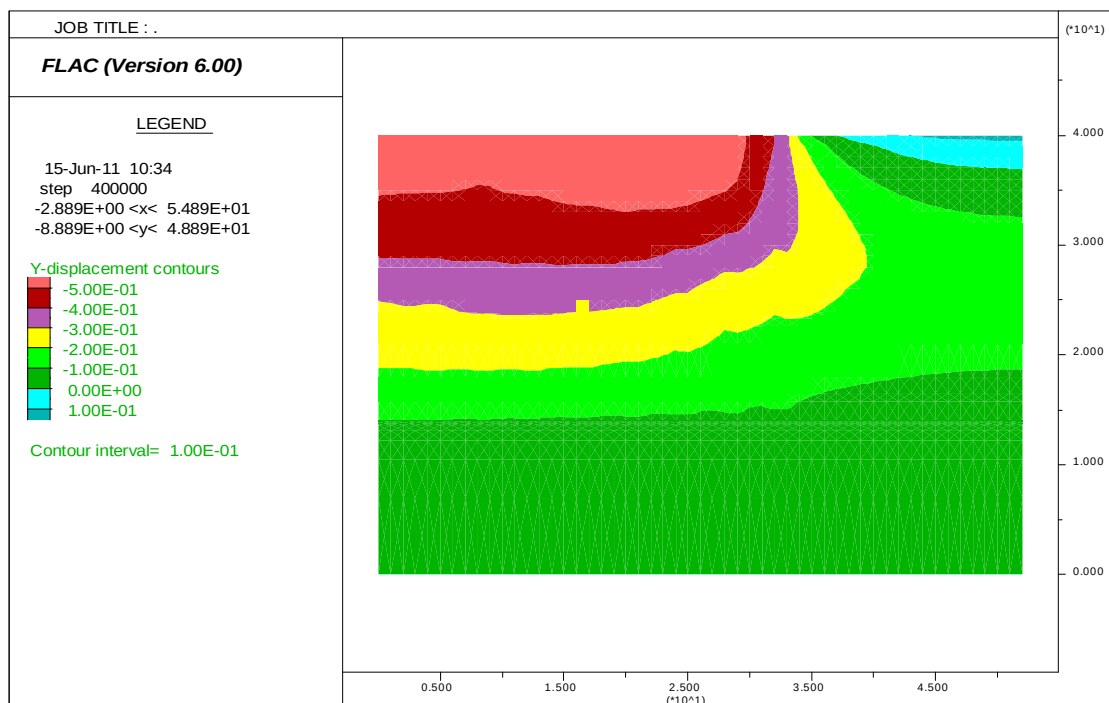


Figure V.16: les valeurs du déplacement vertical avec une longueur de 25m des colonnes ballastées

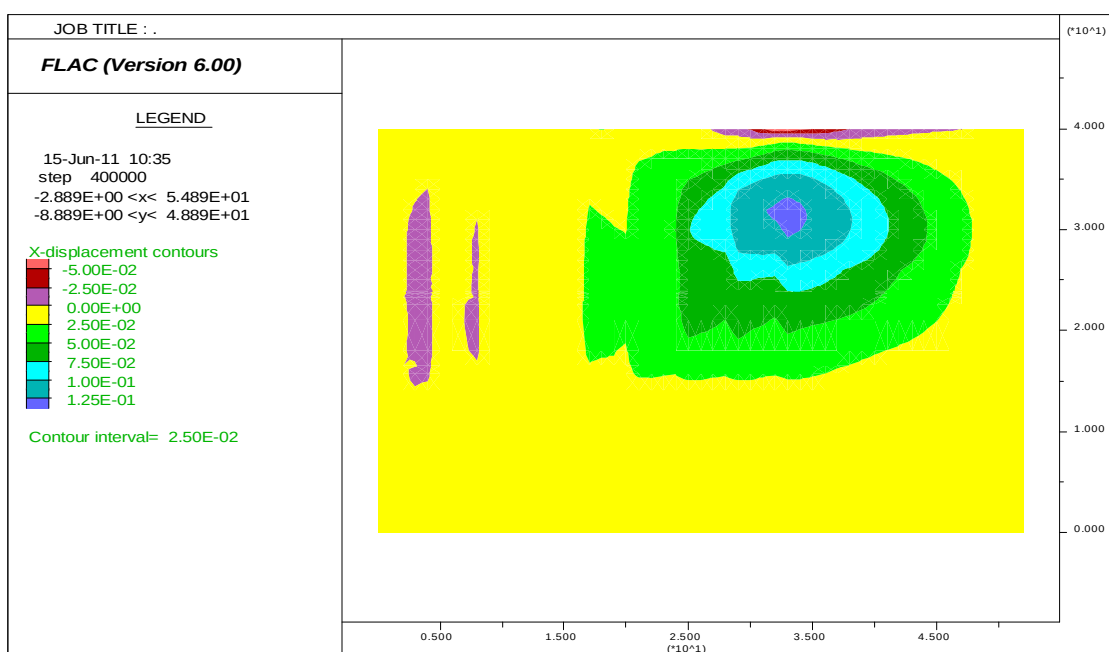


Figure V.17 : les valeurs du déplacement horizontal sous $\sigma=130\text{KPa}$

La *figure V.18* illustre, les déplacements horizontaux sous l'effet du chargement. Le déplacement maximal enregistré, ne dépasse pas 10cm. et on remarque une symétrie dans les déplacements horizontaux.

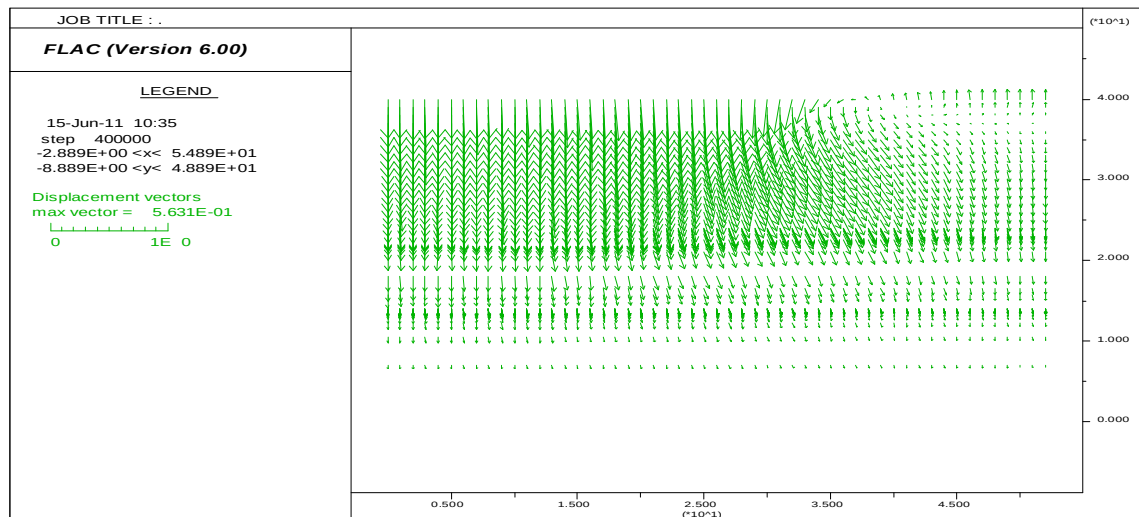


Figure V.18 : les vecteurs déplacements

La *figure V.19* montre très bien, que les tassements sont importants sous le radier du bac, et un léger soulèvement, cela est justifié par la présence des colonnes ballastées sous la surface du radier du radier

Ø Pour un entraxe des colonnes de 2m

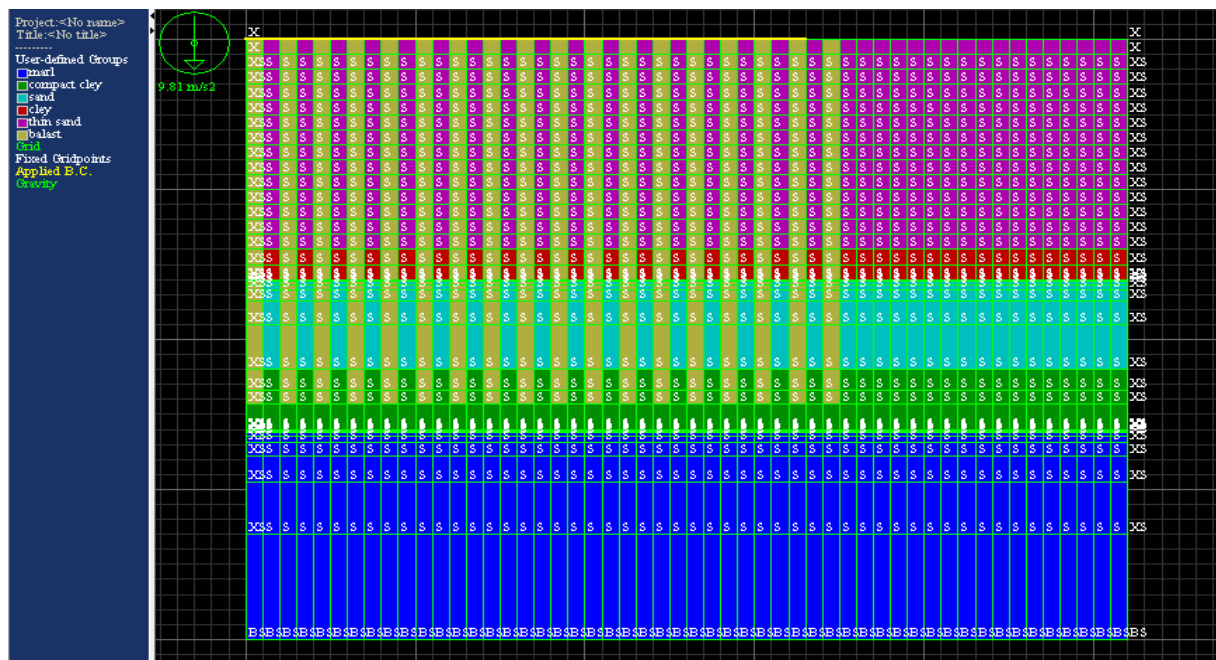


Figure V.19 : description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) avec renforcement.

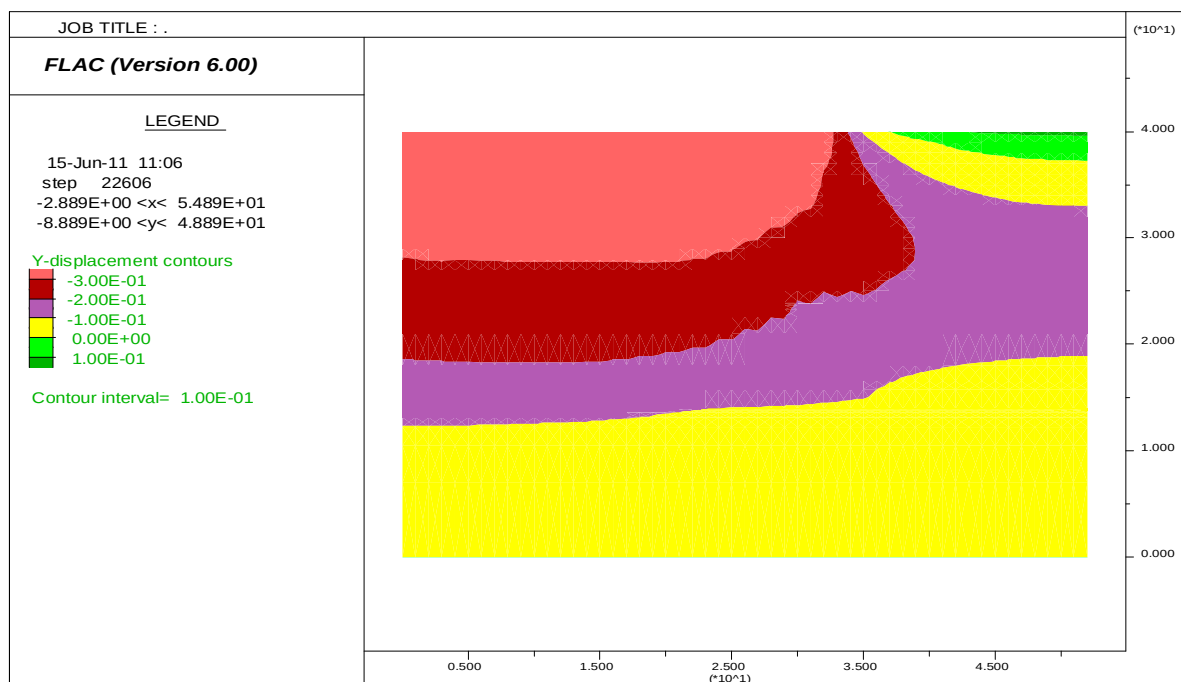


Figure V.20: les valeurs du déplacement vertical avec une longueur de 25m des colonnes ballastées

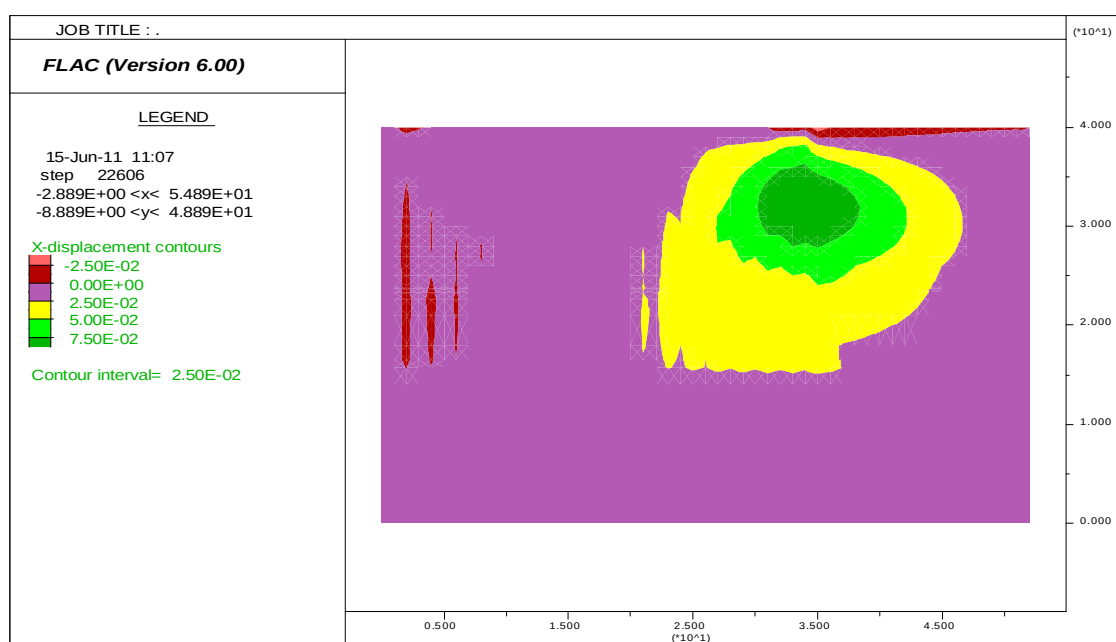


Figure V.21 : les valeurs du déplacement horizontal sous $\sigma=130\text{KPa}$

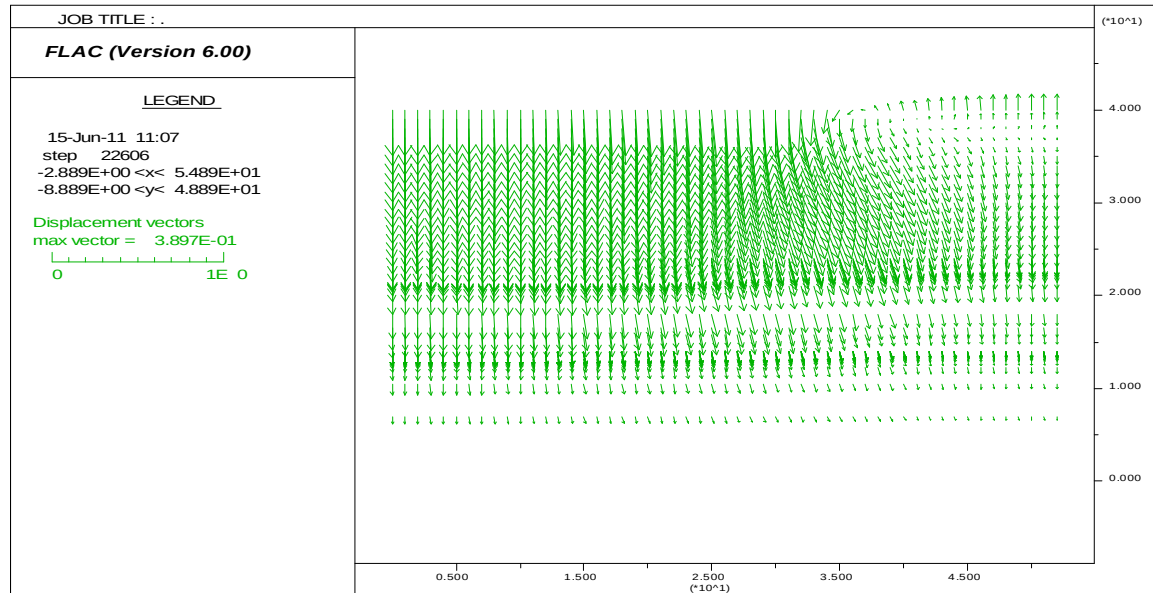


Figure V.22 : les vecteurs déplacements

V.5.5. Etude comparative

Les résultats comparés sont principalement le tassement après traitement et l'étude comparative de la méthode de calcul analytique et numérique des colonnes ballastées nous a permis de conclure que :

La méthode de Priebe offre des résultats très favorables par rapport aux calculs numériques. Ces résultats favorables peuvent être expliqués d'une part par la prise en compte d'une valeur élevée pour le facteur de profondeur f_d .

V.6. Conclusion

La synthèse des résultats de l'étude du site destiné à recevoir le bac de stockage de pétrole montre que les sols en place sont constitués de dépôts d'origine alluvionnaire appartenant au comblement de la plaine de Bejaïa et reposant sur un substratum marneux profond rencontré à plus de 40m de profondeur. Ces dépôts sont représentés en masse par des sables fins lâches à moyennement compacts avec des passages de couche d'argile.

La faible portance de la couche d'alluvion ainsi que le tassement important trouvé nous conduit à écarter le principe de fondations superficielles sans la réalisation d'un traitement de sols. Le choix du procédé des colonnes ballastées est justifié par la nature cohésive et liquéfiable des sols en place et la profondeur importante du substratum.

La modélisation par le code de calcul FLAC, montre que le sol subit des déplacements latéraux dans sa partie supérieure, accompagné des tassements qui diminuent en fonction de la profondeur

La comparaison des résultats de mesures des tassements avec les valeurs des calculs analytiques suivant la contrainte appliquée, ont montré une certaine concordance ce qui

confirme que les paramètres retenus ainsi que la loi de comportement de type Mohr-Coulomb ont été bien choisis.

Des valeurs élevées de ϕ , D_c , L_c favorisent l'efficacité du traitement. Leurs degrés d'influence diffèrent d'un paramètre à un autre, le diamètre de la colonne D_c et la longueur d'ancrage L_c apparaît comme le facteur majeur influant le traitement.

Conclusion générale

Le travail de mémoire a été entrepris dans le but d'approfondir nos connaissances relatives aux différentes techniques de renforcement des sols.

La recherche bibliographique a permis de constater que les méthodes de traitement des sols compressibles sont très vastes et permettent d'augmenter la capacité portante du sol en améliorant ces caractéristiques mécaniques et de réduire les tassements. Chaque méthode à son domaine d'application approprié. Le procédé des inclusions rigides est bien adapté dans le cas des sols compressibles (argiles, limons, vases, tourbes...etc) et les sols pulvérulents lâches issus des dépôts alluvionnaires.

Il existe plusieurs procédés d'amélioration des sols, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.

La technique d'amélioration de sols par la méthode des micro-pieux injecté est très fiable pour les reprise en sous œuvre, mais l'application de cette méthode nécessite une bonne connaissance du sol à traiter (granulométrie, composition, teneur en eau).cette technique reste assez onéreuse car sa mise en œuvre nécessite des entreprises spécialisées.

Le procédé des colonnes ballastées est bien adapté dans le cas des sols non organiques (les argiles et limons). L'efficacité du traitement par les colonnes ballastées est caractérisée par deux facteurs : le rapport de concentration de contrainte η qui traduit la répartition de la charge entre la colonne et le sol, et le facteur de réduction des tassements β qui caractérise l'efficacité du traitement.

Le site étudié correspond à des alluvions récentes reposant sur un substratum marneux correspondant aux marnes de sahel de Bejaïa

Les compagnes de reconnaissance géotechniques au niveau des terrains d'implantation des différents ouvrages de SONATRACH-TRC et celles réalisés au voisinage du site ont montré une formation alluvionnaire, d'environ 30m d'épaisseur en moyen, constitués par des sables fin avec passages d'argiles et limons. Les couches traversées sont caractérisées par un état de compacité moyennement dense et saturées ou proches de la saturation.

Le sol est saturé (site situé en bordure de mer), le niveau d'eau est localisé entre 1,00 et 3,00m de profondeur.

En conclusion, l'importance des charges transmises par le bac de 50000 m³ de capacité par rapport à la résistance admissible du sol et le tassement important du radier qui ne dépasse 70cm au droit du site de projet bac de stockage d'hydrocarbure sur les couches alluvionnaires et compressibles jusqu'à 40m de profondeur, nous conduit à écarter toute solution de fondation superficielles sans la réalisation d'un renforcement préalable du sol

On peut classer les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées comme suit : les méthodes empiriques, les méthodes élastiques, les méthodes élastoplastiques et les méthodes numériques, la difficulté de dimensionnement résulte de la définition des différents paramètres intervenants dans les calculs et la complexité du choix du modèle de calcul.

La modélisation par le code FLAC, montre que le sol subit des déplacements latéraux, accompagnée des tassements qui diminuent en fonction de la profondeur. D'après l'étude numérique du bac de stockage d'hydrocarbure par le code de calcul FLAC, effectuée dans le cinquième chapitre. On aboutit à un tassement de l'ordre de 30cm après renforcement de sol par des colonnes ballastées. Ce tassement est jugé admissible tenant compte de la grande surface du chargement et de la souplesse de l'ouvrage.

L'étude comparative des méthodes de calcul analytique effectuée dans le chapitre cinq, a permis de montrer que la méthode de Priebe, offre des résultats proche par rapport au calcul numérique, cela justifie que cette dernière définit le comportement et la nature réelle du sol.

En fin vue que les bacs de stockage de pétrole ont connu des tassements absolus et différentiels importants dès le passé, ce qui avait nécessité leur reprise en sous œuvre injection des micro-pieux. Par conséquent, la construction de bacs neufs nécessitera certainement un renforcement ou traitement préalable de sol en vue, d'augmenter leur durabilité (durée d'exploitation). Et en vu de l'importance de l'ouvrage et de son vaste domaine de recherche géotechniques du sol de site.

Le travail exécuté peut être élargie et complimenter on incluant d'autre facteurs qui peuvent être pris en compte dans la modélisation tels que les effets dynamiques pour une meilleur analyse de ces moyens de renforcement et une très bonne précision des résultats.

Références Bibliographiques

1. Bastien C. Etude expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires, application aux renforcements de sols par inclusions rigides. Thèse de doctorat de l'école doctorale mécanique et énergétique, Grenoble 1, 2008
2. Bahar R., Sadaoui O., Analyse des tassements de silos fondés sur des sols compressibles renforcés par colonnes ballastées : cas de la zone portuaire de Bejaïa. International Conference Geotechnical Engineering, Tunisia, March 2008
3. Bouafia A. (2004). Les essais in-situ dans les projets de fondations. Office des publications universitaires, Alger
4. Bustamante & Doix (1985) Détails des calculs relatifs aux essais de chargements axiaux sur micropieux isolés
5. Corneille S. Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. Thèse de doctorat en hydrosystèmes et géotechniques, institut nationale polytechnique de Lorraine, 2007
6. COPREC, 2004. Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiment et ouvrages sensibles aux tassements
7. Corneille S. Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. Thèse de doctorat en hydrosystèmes et géotechniques, institut nationale polytechnique de Lorraine, 2007
8. Dhouib A. (2005). Discussion au sujet de l'article «Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiment et ouvrages sensibles au tassement ». Revue Française de géotechnique N° 111, pp. 3-16, 2^e semestre 2005
9. Dhouib A., Gambin M.P., Soyer B. (1998). Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées. Revue Française de géotechnique, RFG N°82
10. Dhouib A., Blondeau F. (2005). Colonnes ballastées. Techniques de mise en œuvre, domaine d'application, comportement, justification, contrôle, Axes de recherche et de développement. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées de Paris
11. Dhouib A. (2005). Discussion au sujet de l'article «Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiment et ouvrages sensibles au tassement ». Revue Française de géotechnique N° 111, pp. 3-16, 2^e semestre 2005

Références Bibliographiques

12. Documents Techniques Unifiées (DTU n°13.2) (1978). Fondations profondes : Colonne ballastée. Chap. VIII. Paris, pp.57-59
13. Document Keller : compactage Horizontal statique (CHS) ou compaction grouting
14. Document Keller : le procédé de jet grouting soilcrete
15. Hassane A. Modélisation non linéaire en trois dimensions de l'interaction sol-micropieux-pont sous chargements sismiques. Thèse doctorat de l'université des sciences et technologie de Lille 2007
16. Kara D, Bazizi H. Renforcement des sols par colonnes ballastées (cas de la zone portuaire de Bejaïa). Mémoire Master de l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2010
17. Khiatine M . Analyse expérimentale et numérique du comportement des sols de fondation d'un silo de capacité de 80000 tonnes renforcés par des colonnes ballastées. Thèse magister de l'université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene d'Alger, 2010
18. Melbouci Bachir (2009). Méthodes de calcul de stabilité des fondations, talus et des ouvrages de soutènement (Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou)
19. Orriane Jenck, 2005. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales: Modélisation physique et numérique. Thèse de doctorat de l'institut national des sciences appliquées de Lyon
20. Ourtemache M. Etude numérique du comportement des colonnes ballastées. Thèse magister de l'université Abderrahmane Mira de Bejaia 2008
21. Philipponnat G., Hubert B., (2002). Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles
22. Priebe H.J. (1995). The design of vibro replacement. Ground Engineering, Keller Grundbau GmbH, technical paper 12-61E
23. Rapport géotechnique et projet des œuvres de fondation du terminal marin de Bejaia ,1991
24. Sadaoui O. (2006). Analyse numérique et expérimentale du comportement des sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées. Mémoire de magister de l'université A. Mira, Bejaia
25. Sadaoui O. (2008). Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le pressiomètre. Les ateliers professionnels, CTC-centre A. Bejaïa

Références Bibliographiques

26. Vincent S. Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales. Thèse de doctorat de l'université des sciences et technologie de Lille, 2006

Présentation du logiciel de calcul flac**Introduction**

Le logiciel FLAC GIIC V5.0 est un logiciel de programmation, il permet la modélisation et la résolution des problèmes géotechniques par le billet des différences finit conçu pour calculer les contraintes et réaliser des analyses de déformations et de stabilité. Les situations réelles peuvent être présentées par un model plan ou axisymétrique. Le logiciel utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement le modèle géométrique et le maillage d'élément finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Le système FLC est un logiciel, développé par le groupe américain ITASCA, destiné à modélisé et à analyser les problèmes de géo-mécanique en générale et de mécanique de sol en particulier.

Il existe deux infrastructure dans le FLAC, la première qui se base sur l'introduction des données par commande ligne en utilisant le langage FISH, dont la modélisation et l'analyse sont réalisées grâce à un programme qu'il faut confectionner ; La deuxième interface est le GIIC « *Graphical Interface for Itasca Codes* », cette dernière est pilotée par des menus déroulants, des boîtes de dialogues et des barres d'outils développées pour aider les utilisateurs de FLAC. Parmi les caractéristiques de FLAC GIIC on peut citer :

- Définition du projet à modéliser en mode entièrement graphique.
- Possibilité de présentation graphique du domaine étudié et la représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul.
- Facilité d'effectuer une analyse statique et dynamique.
- Possibilité de composer librement les impressions.

Nous présentons dans ce qui suit un bref aperçu sur les composantes de l'interface graphique de FLAC GIIC version 5.0 utiliser pour préparer ce travail.

Le bureau de démarrage

Après avoir effectué l'installation du logiciel FLAC, une icône de démarrage apparaît sur le bureau apparaissent sur l'écran comme indiqué sur la *Figure. II.1*

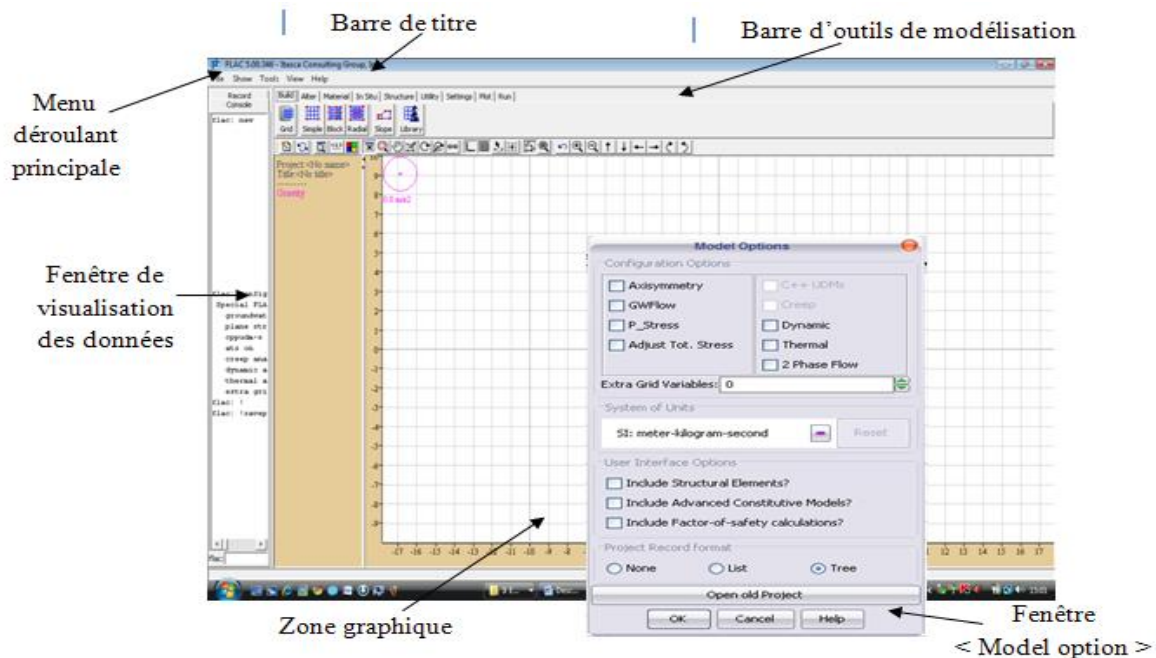


Figure. II.1. le bureau de démarrage e (fenêtre principale)
dans la configuration graphique de FLAC 2D.

Fenêtre de dialogue « Model Options »

La fenêtre de dialogue « Model option » apparaît à chaque lancement du logiciel FLAC GIIC ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet, (figure. II.2.)

Cette fenêtre permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique...etc.). On peut sélectionner aussi l'unité à utiliser tout au long de l'analyse, ainsi que les modèles de comportement définis dans FLAC GIIC. Des éléments structuraux peuvent être aussi inclus dans le modèle à analyser.

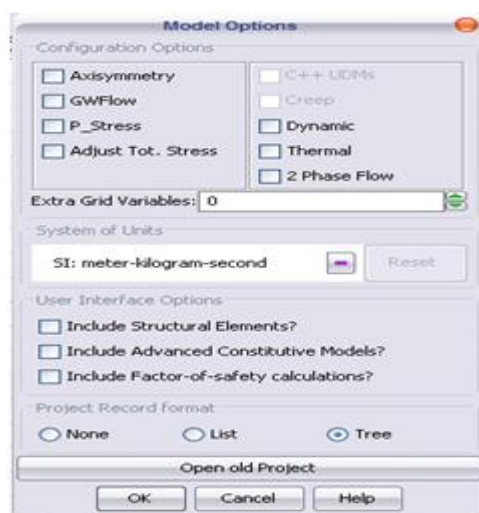


Figure II.2. Fenêtre de dialogue « Model option » dans
la configuration graphique de FLAC 2D GIIC.

Fenêtres principale

Les éléments importants de la fenêtre principale représentée sur la figure ci-dessus peuvent se résumer comme suit :

- Menu déroulant principal : grâce au quelle on peut accéder à toutes les commandes de FLAC.
- Barre de titre : sur laquelle sont affichées les informations de base concernant le logiciel (nom, version ainsi que l'organisme qui a mis au point et développé ce logiciel.).
- Fenêtre de visualisation des données : elle sert à visualiser le déroulement des calculs lors de l'exécution.
- Zone d'état : se trouvant dans la partie inférieure de la fenêtre principale, affiche les informations suivantes ; nom des fenêtres d'édition ouverte, coordonnées de la position de pointeur, unité utilisé...etc.
- Zone graphique : (fenêtre de l'éditeur graphique) qui sert à modéliser et visualiser le domaine discrétisé ainsi que tous les résultats de l'analyse.
- Barre d'outils : c'est un type de menu dans lequel toutes les options de modélisation sont représentées par des icônes, et grâce auxquelles on procède à la discrétisation et l'analyse du domaine à étudier.

Menues déroulements et les barres d'outils

Le menu déroulements principal contient cinq composants, (figure II.3), qui donnent accès à toutes les commandes de FLAC GIIC. On peut les résumer comme suit :



File Show Tools View Help

Figure. II.3. Menu déroulement principale dans la configuration graphique

Ø Menu File

Le menu déroulement File, figure .II.4, contient les composants suivants :

- Model Options : il nous permet de retourner à la boîte de dialogue « Model Options Dialog » pour choisir les options d'interfaces de l'élément à modéliser.
- Open Project : il nous permet d'ouvrir un projet enregistré au préalable. Le nom du projet est identifié par l'extension '.PRJ'.
- New Project : cet élément de menu lance un nouveau projet. En cliquant dessus, la boîte de dialogue « Model Option Dialog » s'ouvre pour entamer ce nouveau projet après avoir fermé le projet déjà existant.
- Save Project : pour effectué automatiquement toute mise à jours ou modification d'un fichier en extension '.PRJ', on enregistre le fichier avec la commande Save Project, sous une extension '.SAV'.
- Save Project As : enregistrer un nouveau fichier en extension 'SAV' ou donner un autre nom pour un fichier déjà existant.

- Import Record : importer de fichiers en extension '.PRJ' formant un seul programme d'un projet. Les commandes sont lues par FLAC mais pas exécuter automatiquement.
- Export Record : son rôle est d'exporter des fichiers en extension '.PRJ' après avoir effectué des modifications.
- Create Report : un fichier HTML sera crée lors de la lecture de tous les fichiers en extension '.PRJ' formant le programme du projet.
- Print Plot Setup : cette commande permet de choisie le format d'impression de l'élément modélisé dans la fenêtre de l'éditeur graphique.
- Print Plot : cette commande permet d'imprimer directement sur une imprimante l'élément se trouvant sur la fenêtre de l'éditeur graphique.
- Color Preference Settings : cette commande contrôle tout le graphisme de logiciel FLAC GIIC ainsi on peut personnaliser les couleurs de toutes les fenêtres graphique.
- Preference Settings : ce composant du menu nous permet de personnaliser le contrôle de quelques commandes de FLAC GIIC.
- Save Preference : cette commande permet de sauvegarder toutes les modifications effectuées grâce aux deux dernières commandes citées ci-dessous.
- Customer Title Information : permet d'inscrire le nom de l'acquéreur du logiciel FLAC afin qu'il puisse apparaître dans tout les traçages imprimés.
- Exit GIIC : quitter le mode graphique de FLAC GIIC pour revenir au mode de commande ligne de FLAC.
- Quit : sortir du logiciel FLAC.

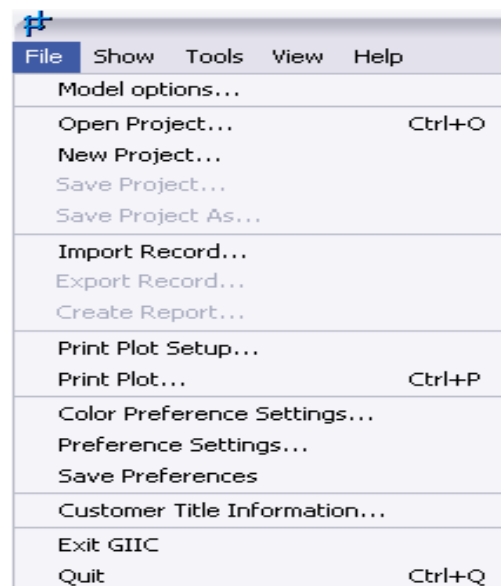


Figure. II.4. Menu File dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Menu Show

La fenêtre principale de FLAC GIIC est divisée en six composantes d'affichage ; Main Menu, Toolbar, Resources, Viewsbar, Statusbar et Fish Editor. Elles sont rassemblées dans le menu Show, figure 3.5, dans lequel on peut activer ou désactiver l'une des six composantes.

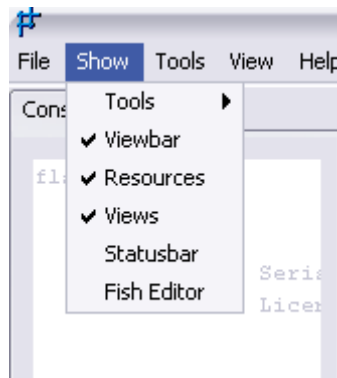


Figure .II.5 . Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Le menu Show contient les composantes suivantes :

- Tools : cet élément permet aux outils de modélisation d’être visualisés dans une barre d’outils ou comme élément de menu. En outre, ils peuvent être présentés en tant que graphismes ou texte ou tous les deux. (voir menu Tools ci-dessous)
- Viewbar : ses éléments peuvent être montrés comme un menu déroulement ou bien comme une barre d’outils qui peut être affichée ou cachée. (voir Menu View ci-dessous)
- Resources : la zone de données de source peut être affichée ou cachée avec ses éléments.
- Views : la zone graphique peut être affichée ou cachée avec ses éléments.
- Statusbar : la zone d’état peut être affichée ou cachée avec ses éléments.
- Fish Editor : la fenêtre de FISH editor peut être activée ou désactivée avec ces éléments.

Ø Menu Tools

Le menu Tools contient toutes les commandes pour modéliser l’élément à étudier. Le menu Tools peut être sous une forme déroulement comme l’indique la figure .II.6, on peut aussi y accéder grâce à des barres d’outils, qu’on décrira dans la suite de cette annexe.

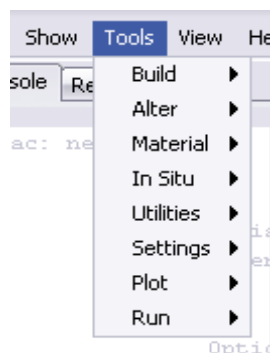


Figure .II.6 . Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Menu View

Le menu View contient tous les outils de traçage et de vues utilisées dans le logiciel FLAC. Le menu View sous une forme déroulante comme l'indique la figure .II.7, on peut aussi y accéder grâce à une barre d'outils, comme le montre la figure .II.8.

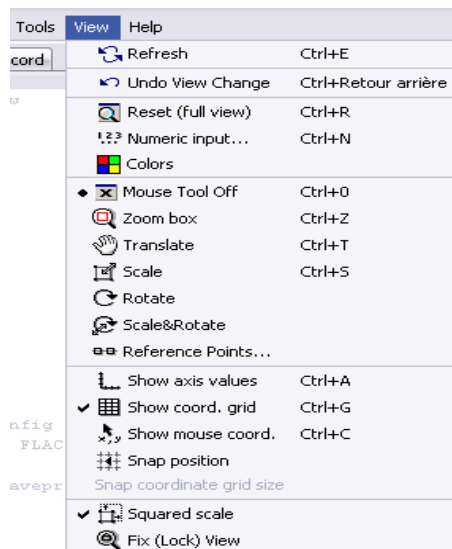


Figure .II.7 . Menu View dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

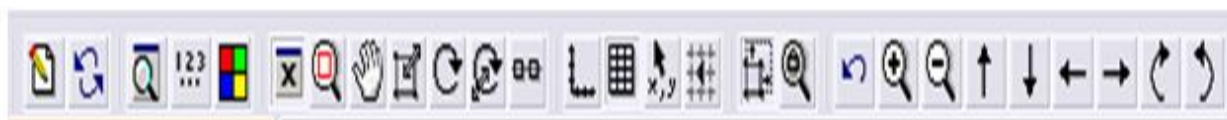


Figure. II.8. Menu View sous forme de barre d'outils.

Ø Menu Help

Le menu Help (Aide), figure .II.9, permet d'accéder aux instructions et aux questions fréquemment posées au sujet de l'interface graphique du logiciel FLAC « GIIC ».

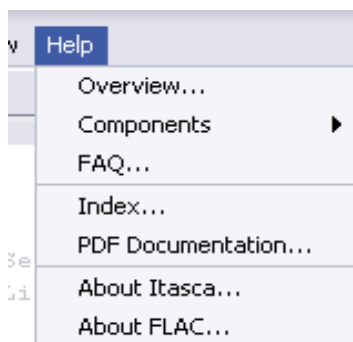


Figure. II.9. Menu Help dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Le menu Help contient les composantes suivantes :

- Overview : vues d'ensemble sur le fonctionnement et les composants de FLAC GIIC.
- Components : contient des descriptions de toutes les commandes les barres d'outils ainsi que de tous les menus utilisés par FLAC.
- FAQ : liste des questions fréquemment posées.
- Index : contient un recueil de tous les fichiers d'aide.
- PDF documentation : ouvre la documentation en format PDF indiquée dans des configurations de préférence.
- About Itasca : contient l'adresse d'Itasca Consulting Group, Inc.
- About FLAC : indique les références et la version du logiciel FLAC.

Ø Barres d'outils

Pour effectuer une analyse complète d'un problème avec le logiciel FLAC GIIC, un ensemble de commandes ont été élaborées afin de faciliter à l'utilisation la modélisation et l'analyse d'un modèle. Ces commandes sont assemblées dans une barre d'outils, figure .II.10, avec un ordre progressif et logique afin de résoudre le problème. On peut les résumer comme suit :



Figure .II.10 : Barre d'outils dans la configuration graphique de FLAC GIIC

Ø Barre d'outils BUILD

Les outils de commande BUILD permettent de donner une première forme générale du domaine à étudier. On peut trouver aussi des modèles déjà prédéfinis auxquels on fait appel.

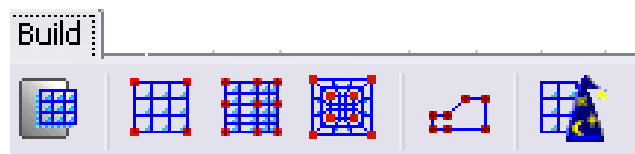


Figure II.11 : Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Barre d'outils ALTER

Après avoir fait une modélisation approximative du domaine à étudier, on peut ajuster ce dernier pour le rapprocher de la réalité et cela en effectuant des modifications grâce aux commandes de la barre d'outils ALTER, avec lesquelles on peut par exemple subdiviser notre domaine en plusieurs

régions, créer d'autre régions, élaborer une excavation, modéliser les surfaces de contact ou bien raffiner le maillage dans des régions où on juge que c'est nécessaire, figure .II.12.

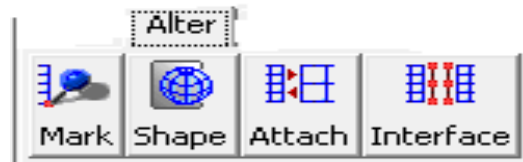


Figure. II.12 : Barre d'outils ALTER dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Barre d'outils MATERIAL

Les lois de comportement (Modèles de comportement), ainsi que les propriétés des matériaux utilisées sont introduites dans la modélisation à l'aide de la barre d'outils MATERIAL. Parmi les lois de comportement qu'on trouve dans le logiciel FLAC, on cite principalement : Mohr-Coulomb, Drucker Prager, Strain Softening / Hardening, Double Yield, et beaucoup d'autre ; ajouter à cela la possibilité d'introduire de nouveau la loi de comportement programmé avec le langage FISH qui est un langage inclus dans le logiciel FLAC à base du C++.



Figure.II.13 : Barres d'outils MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Barre d'outils IN SITU

En utilisant les commandes de la barre d'outils IN SITU, figure .II.14, on définit les conditions initiales et les conditions aux limites de notre modèle à étudier.

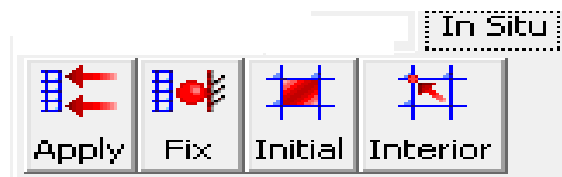


Figure.II.14 : Barre d'outils IN SITU dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Barre d'outils STRUCTURE

Grâce aux commandes de la barre d'outils STRUCTURE, on peut modéliser n'importe quelles géométries d'une structure qu'elles soient des poutres, des poteaux, des pieux, des câbles de précontrainte...etc. comme l'indique la figure. II.15.

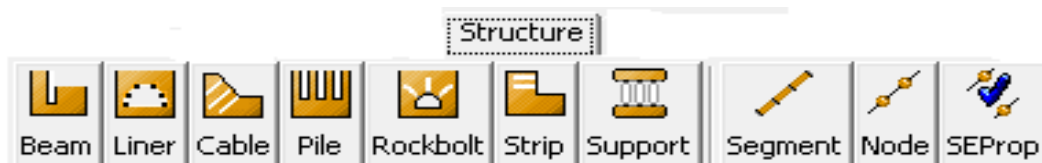


Figure .II.15 : Barre d'outils STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Barre d'outils UTILITY

Les commandes de la barre d'outils UTILITY permettent d'accéder aux utilitaires dans le FLAC qui facilite la génération, la surveillance et le contrôle du modèle. On peut aussi accéder aux variables du modèle afin de surveiller leur influence pendant les cycles de calcul. L'utilisateur peut introduire directement de nouvelles fonctions ou variables programmées par le langage FISH, inclus dans FLAC à base du C++ afin de compléter la modélisation du problème à résoudre ou enrichir la bibliothèque de FLAC GIIC.



Figure .II.16 : Barre d'outils UTILITY dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Barre d'outils SETTINGS

Pour effectuer des changements ou bien introduire des données afin de compléter la modélisation du problème à résoudre, on utilise les barres de commandes fournies dans la barre d'outils SETTINGS. Grâce à ces dernières, on peut traduire la gravité, l'état de grandes ou de petites déformations, les caractéristiques mécaniques de l'eau, le pas de calculs ainsi que les différents paramètres caractérisant une étude dynamique, de fluage ou bien thermique, figure .II.17.



Figure .II.17 : Barre d'outils SETTINGS dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Barre d'outils PLOT

Les barres d'outils de commandes fournies dans la barre d'outils PLOT, sont associées au traçage de tous les résultats obtenus après la résolution du problème modélisé. On peut ainsi obtenir toutes les courbes selon les besoins du problème.

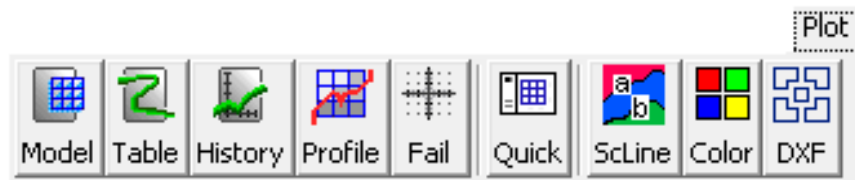


Figure II.18 : Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ø Barre d'outils RUN

Les barres de commandes fournies dans la barre d'outils RUN, sont associées à la phase de résolution des problèmes modélisée avec FLAC, figure II.19.



Figure II.19 : Barre d'outils RUN dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Ecriture d'un fichier exécutable sous FLAC

Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul)

FLAC possède plusieurs option de configuration (mode de calcul) et sont spécifiées avec la commande **config**. Config doit être donnée avant la commande grid.

Les options qui existent dans FLAC, on a :

Ats : ajuster les contraintes totales.

Axisymétrique : géométrie Axisymétrique.

Creep : analyse dynamique.

Extra : pour réparation.

Gwflow : écoulement (fluide) d'eaux souterraines.

P-stresse : déformation plane.

Thermal : analyse thermique.

Remarque : ces options peuvent être combinées, par exemple calcul dynamique (dynamique) avec générations de pressions (gwflow).

Géométrie du problème

C'est avec la commande **grid** qu'on définit le milieu avec le nombre de lignes et le nombre de colonnes, pour pouvoir donner une forme à ce maillage d'autres commandes doivent être écrites (generate, attach, ini...etc).

Choix de model de comportement et de ses paramètres

FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux. Chacun d'entre eux nécessite l'introduction de paramètres mécaniques spécifiques de la rhéologie du matériau.

Le modèle est déclaré avec la commande **model** (suivie de type de modèle), les propriétés sont données après avec la commande **prop**.

Détermination des différentes conditions initiales et limites

Les conditions initiales sont déclarées avec la commande **ini** suivie des contraintes, vitesses, densité, pression interstitielle...etc.

F Remarque

ini peut être utilisé pour déclarer d'autres instructions.

Concernant les conditions aux limites les données sont déclarées avec les commandes suivante ;

fix : fixer les déplacement dans une direction ou deux, les vitesses, les pression poreuse, le degré de saturation...etc. cette commande empêche le changement de ces conditions.

Free : cette commande libère ce qui a été fixé par la commande **fixe**.

Spécification les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur

FLAC permet à l'utilisateur de spécifier un problème quelconque désiré en utilisant le langage de programmation FISH, à titre d'exemple ces problèmes peuvent être un changement sinusoïdal, un changement dynamique, un nouveau modèle constitutif...etc.

Ces déclarations sont données entre les commandes **définie** et **end**.

Résolution de problème

Une fois le problème est défini, sa résolution se fait en prenant des séries de pas de calcul.

Pour cela les commandes suivantes permettent soit un calcul automatique ou un calcul contrôle ;

Cycle n : exécute n pas de temps.

Step n : exécute n pas de temps.

Solve : permet une détection automatique de la solution d'équilibre.

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS
DU CENTRE

---=0=---

DEPARTEMENT PHYSICO-CHIMIE

---=0=---

1, RUE KADDOUR RAHIM, H-DEY.

Tel : 77.25.11 - 77.27.60

Client.....: SOLS ET FONDATIONS

Dossier NO.....: 21.91.0010

Date.....: 13.08.91

Chantier.....: BEJAIA

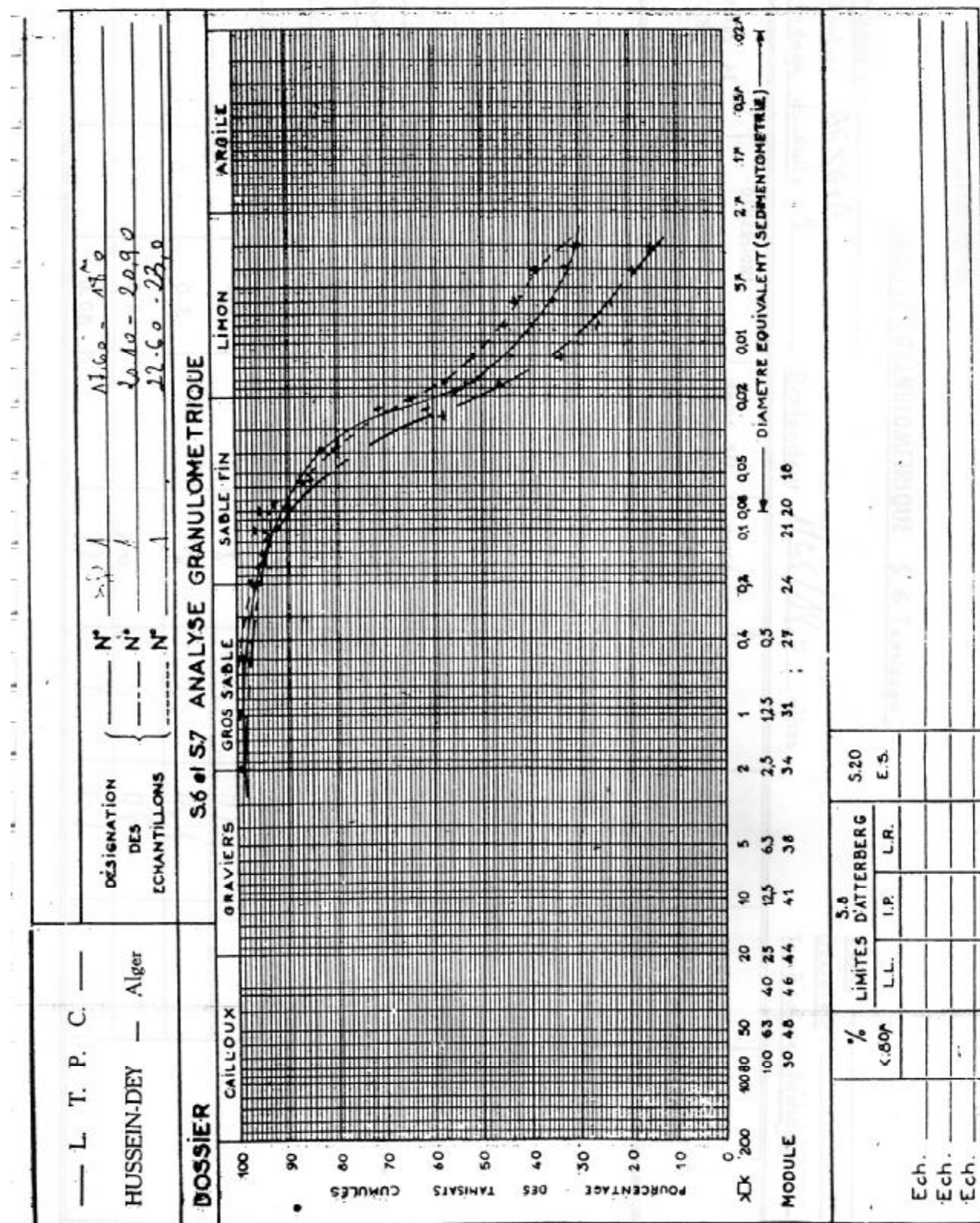
Localisation....:

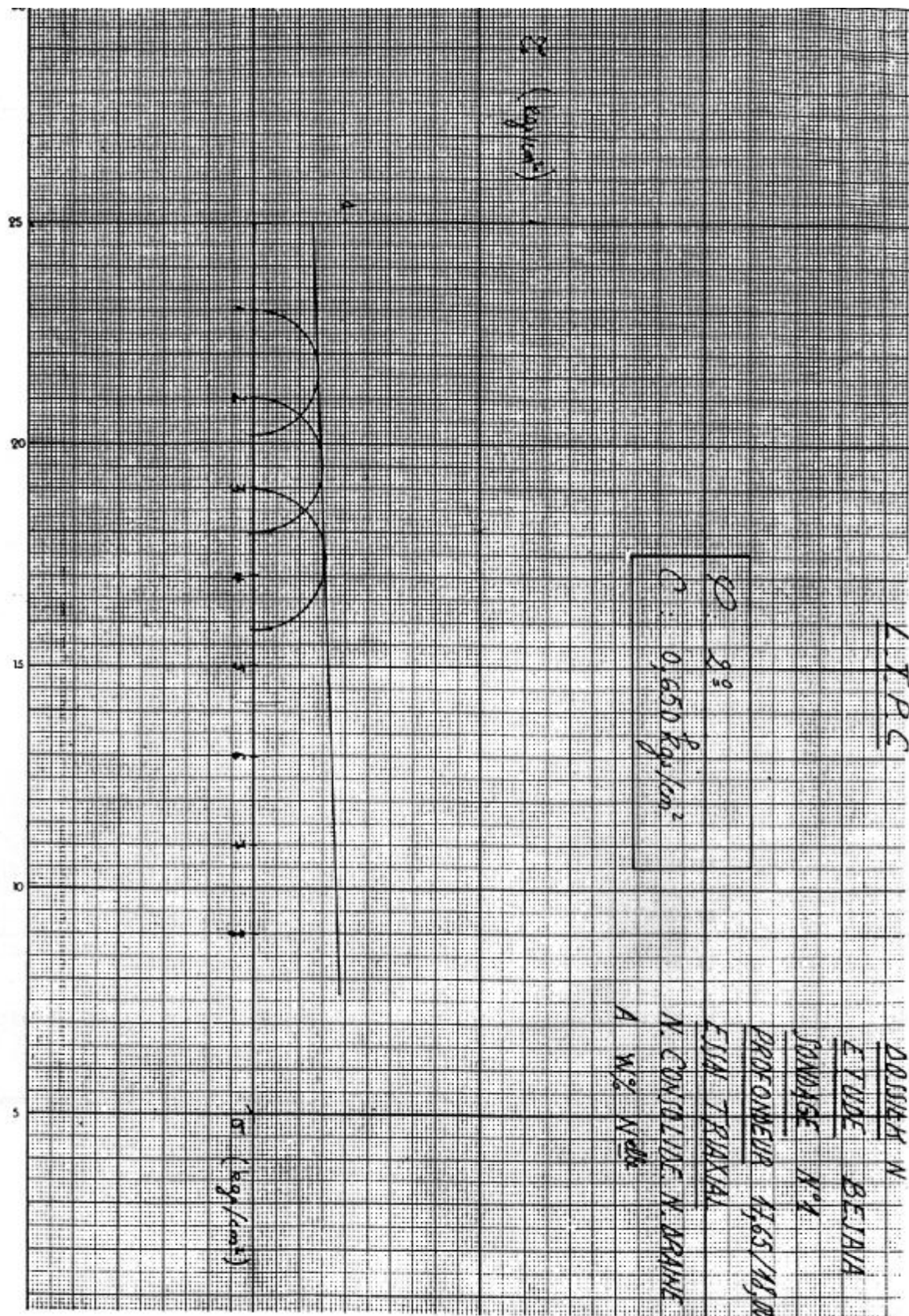
Opérateur(s)....:

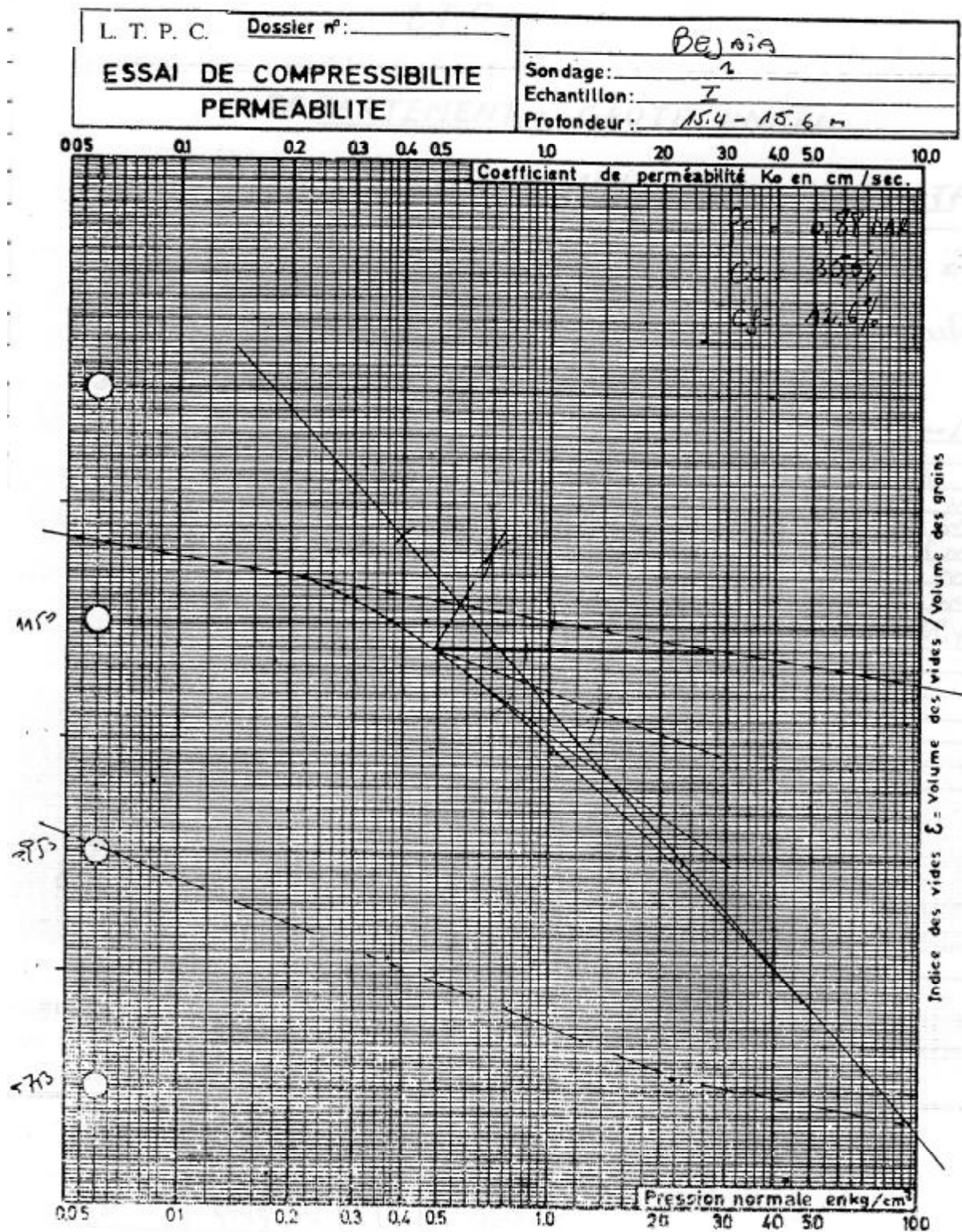
DETERMINATION DE MATIERES ORGANIQUES

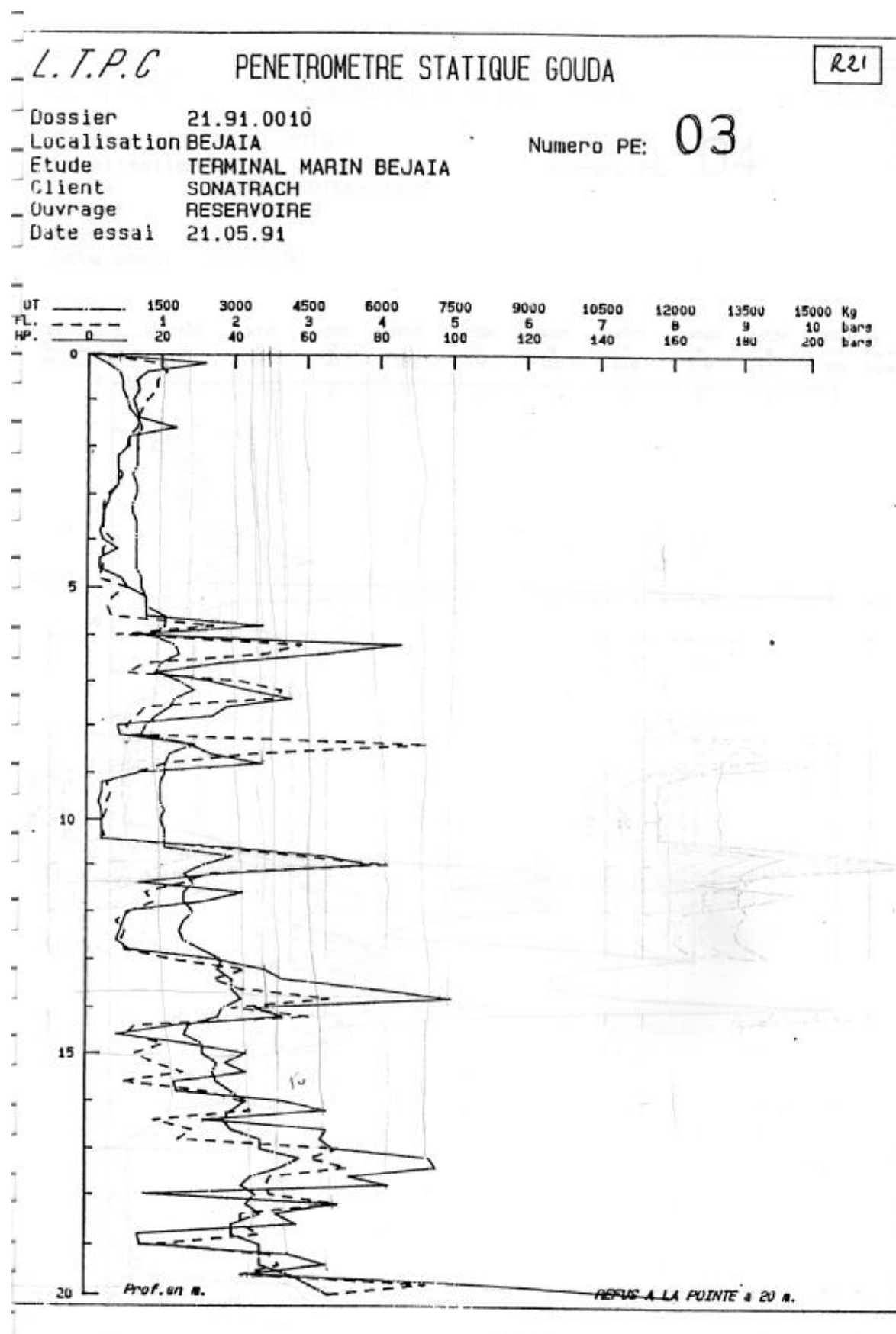
(Resultats exprimes en %)

NO	REFERENCE ECHANTILLON	PROFONDEUR (m)	MATIERES ORGANIQUES
01	SGE1	4.25 / 4.50	009.33
02	SGE1	22.60 / 23.60	011.07
03	SGE3	3.90 / 4.10	003.97
04	SGE3	19.25 / 19.40	030.90
05	SGE3	20.25 / 20.45	012.13









LABORATOIRE DES TRAVAUX
PUBLICS DU CENTRE
1, Rue Kaddour Rahim
HUSSEIN - DEY

Dossier RESAIA 8/1
Echantillon 2/ 17.65 / 18.0
Date _____
Opérateur _____
Nature du matériau _____
Séchage, préparation _____
Séchage teneur en eau _____

LIMITES D'ATTERBERG

Résultats	{	LL = 40,0	IP = 18,86
		LP = 21,14	

II - LIMITE DE PLASTICITE

	1er Essai	2ème Essai	3ème Essai éventuellement
No de la tare	49	3142	3115
Poids total humide	6,451	7,320	6,900
Poids total sec	5,950	6,710	6,400
Poids de la tare	3,494	3,885	4,050
Poids de l'eau	505	610	500
Poids du sol sec	2,456	2,825	2,350
Teneur en eau %	20,56	21,59	21,27
Moyenne			

LP = 21,14